REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LARECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

Étude d'un bâtiment à usage d'habitation

(Sous-sol + RDC + 08 étages) avec le nouveau règlement RPA2024

Présenté par

KOUIDRI Zohir

HAMIDOUCHE Riad

Proposé et Dirigé par

Dr. YOUNSI Abderahman

Promotion Juin 2025

Remerciements

Au terme de ce travail, nous exprimons avant tout notre profonde gratitude à Allah, le Tout-Puissant, pour nous avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires à la réalisation de ce mémoire.

Nous adressons nos remerciements les plus sincères à notre encadrant, Dr. YOUNSI Abderahman, pour ses orientations précieuses, ses remarques constructives et son accompagnement constant tout au long de ce projet.

Nos remerciements s'étendent également à l'ensemble des enseignants du département de génie civil, pour la qualité de leur enseignement et leur engagement tout au long de notre parcours universitaire.

Nous remercions chaleureusement les membres du jury d'avoir accepté de juger ce travail et pour leurs observations enrichissantes.

Nous témoignons notre reconnaissance la plus profonde à nos familles et à nos parents, pour leur soutien moral, leur patience et leurs encouragements constants, qui ont été une source inestimable de motivation.

Enfin, nous remercions du fond du cœur nos amis et proches, pour leur soutien indéfectible, leur présence bienveillante et leurs encouragements tout au long de cette aventure académie

Dédicace

À ceux qui ont semé en moi les valeurs de l'effort et m'ont entouré de leur amour et de leur bienveillance…

À mes chers parents,

En reconnaissance pour leurs immenses sacrifices, leurs prières sincères et leur soutien indéfectible. Toute ma gratitude leur est dédiée, car chaque mot de ce travail est le fruit de leur dévouement.

À ma famille bien-aimée,

Qui a toujours été mon pilier, ma source de motivation et mon refuge dans les moments de défi.

À mes fidèles amis : ZERAIGUI Ishak, Nabil DIFFALLAH, Hichem BOUHADJA et Madjid BADAOU

Et à tous mes chers amis dont les noms ne sont pas mentionnés ici,

Merci pour votre amitié sincère, votre soutien constant et vos moments inoubliables. Vous avez été des compagnons essentiels dans ce parcours.

À tous ceux qui ont contribué, par un mot, une prière ou un geste, à la réalisation de ce travail,

Je vous dédie ce mémoire, en témoignage de ma profonde reconnaissance et de ma gratitude sincère.

ملخص

يركز هذا المشروع على تحليل وتصميم مبنى سكني (قبو + طابق أرضي + 8 طوابق) يقع في بلدية المدية، وهي منطقة مصنفة عالية الزلزالية (المنطقة الخامسة) وفقاً للقانون الجزائري المقاوم للزلازل .RPA 2024 الهدف الرئيسي هو تقييم تأثير تحديث المعايير الزلزالية على السلوك الهيكلي للمبنى وعلى كميات التسليح المطلوبة .تم إجراء الدراسة باستخدام برنامج Robot Structural Analysis 2025 ، من خلال تطبيق أحكام RPA 2024 و RPA 99 إصدار 2003 بشكل متتالي، وذلك لتمكين التحليل المقارن بين النسختين من القانون. سمح التحليل الديناميكي باستخراج القوى الزلزالية والإزاحات والفترات الطبيعية، والتي خدمت لاحقاً كأساس لتصميم وتسليح العناصر الهيكلية .تسلط هذه الأطروحة الضوء على أهمية التطور التنظيمي في التصميم المقاوم للزلازل وتؤكد على التحديات المتعلقة بالسلامة والتكلفة وأداء الهياكل في المناطق الزلزالية.

الكلمات المفتاحية :زلازل، تحليل ديناميكي، RPA 2024، الخرسانة المسلحة، التسليح.

RESUME

Ce travail de fin d'études porte sur l'analyse et le dimensionnement d'un bâtiment résidentiel (Sous-sol + RDC + 8 étages) situé dans la commune de Médéa, une zone classée à forte sismicité (zone V) selon le règlement parasismique algérien RPA 2024. L'objectif principal est d'évaluer l'impact de la mise à jour des normes parasismiques sur le comportement structurel du bâtiment et sur les quantités d'armatures requises. L'étude a été réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2025, en appliquant successivement les dispositions du RPA 2024 et du RPA 99 version 2003, afin de permettre une analyse comparative entre les deux versions du règlement. L'analyse dynamique a permis d'extraire les efforts sismiques, les déplacements et les périodes propres, servant ensuite de base au dimensionnement et au ferraillage des éléments structuraux. Ce mémoire met en évidence l'importance de l'évolution réglementaire dans la conception parasismique et souligne les enjeux liés à la sécurité, au coût et à la performance des structures en zones sismiques.

Mots clés : sismique, analyse dynamique, RPA 2024, béton armé, ferraillage.

ABSTRACT

This final year project focuses on the analysis and design of a residential building (basement + ground floor + 8 stories) located in the municipality of Médéa, an area classified as high seismicity (zone V) according to the Algerian seismic regulation RPA 2024. The main objective is to evaluate the impact of the seismic standards update on the structural behavior of the building and on the required reinforcement quantities. The study was conducted using Robot Structural Analysis 2025 software, by successively applying the provisions of RPA 2024 and RPA 99 version 2003, in order to enable a comparative analysis between the two versions of the regulation. The dynamic analysis allowed the extraction of seismic forces, displacements, and natural periods, which subsequently served as the basis for the design and reinforcement of structural elements. This thesis highlights the importance of regulatory evolution in seismic design and emphasizes the challenges related to safety, cost, and performance of structures in seismic zones.

Keywords: seismic, dynamic analysis, RPA 2024, reinforced concrete, reinforcement

Table de matiéres

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.introduction : 1

I.2.caracteristique geometrique de l'ouvrage : 1

I.2.1. DIMENSIONS EN PLAN DU BATIMENT : 1
I.2.2. DIMENSIONS EN ELEVATION : 1

I.3. Le contreventement : 2

I.4. L'escalier : 2

I.5. L'ascenseur : 2

I.6. La maçonnerie : 3

I.7. Revetements : 3

I.8. L'acrotere : 3

I.9.caracteristiques mecaniques des materiaux : 3

I.9.1. BETON : 3
I.9.1.1. Ciment : 3
I.9.1.2. Le beton est constitue de deux types de granulats : 3
I.9.1.3. Eau de gachage : 4
I.9.1.4. Caracteristiques physiques et mecaniques : 4
I.9.2. ACIER : 5
I.9.2.1. Type d'acier : 5
I.9.2.2. Module d'elasticite longitudinale de l'acier : [art a.2.2.1]: 5

I-3 reglementations utilisees : 6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction : 8

II.2. Pre-dimensionnement des planchers : 8

II.2.1. PLANCHER A CORPS CREUX: 8
II.2.2. DALLE PLEINE : 9
II.2.3. CRITERE DE RESISTANCE : 9
II.2.4. SECURITE CONTRE L'INCENDIE : 10

II.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations : 10

II.3.1. CHARGES PERMANENTES : [DTR B.C 2.2] 10
II.3.2.1. Maçonnerie : 10
II.3.2.1. 1. Murs interieurs (simple cloison) : 10
II.3.2.2.2. Murs exterieurs (double cloison) : 11
II.3.4. PLANCHER A CORPS CREUX : 11
II.3.4.1. Plancher terrasse : 11
II.3.4.2. Plancher courant : 12

II.3.2. CHARGES D'EXPLOITATION : 12
II.4. Pre-dimensionnement des poutres : 12
II.5. Predimensionnement des poteaux : 14
II.5.1. ETAPES DE PREDIMENSIONNEMENT : 14
II.5.2. CHOIX DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE : 15
II.5.3. LA SURFACE REPRISE PAR LE POTEAU : 16
II.5.4. DESCENTE DES CHARGES : « DTR B.C 2.2. ART 6.3» 16
II.5.2. SURCHARGES D'EXPLOITATION : 16
II.5.2. EFFORT NORMAL ULTIME DE RESISTANCE : 17
II.5.7. CALCUL DE LA LONGUEUR DE FLAMBEMENT LF : 18
II.5.8.CALCUL DE L'EFFORT NU : 18
II.5.9. DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTE (DESCENTE DES CHARGES) : 19
II.6. VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE : 21
II.6.1. VERIFICATION SELON LE RPA99 V 2003 ET RPAV2024 [ARTICLE 7.5.1] : 21
II.7. Predimensionnement des voiles : 23
II.8. Conclusion : 26

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction 28
III.2. L'acrotere 28
III.2.2. PRINCIPE DE CALCUL 28
III.2.3. EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES D'EXPLOITATION : 28
III.2.4. CALCUL DE FERRAILLAGE : 29
III.2. Calcul des armatures verticales : 30
III.2.1. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L'ELS : 31
III.3. Verification de l'effort tranchant : 33
III5. Verification de l'acrotere au seisme : 33
III.6. Plancher a corps creux 34
III.6.1. LA DALLE DE COMPRESSION « CBA93 B.6.8.4.2.3 » 35
III.6.2. LES POUTRELLES : 36
III.6.3. AVANT COULAGE : 36
III.6.3.1. Calcul des etaiements : 37
III.7. Determination des sollicitations 38
III.7.1. METHODE DE CALCUL 38
III.7.2. APRES COULAGE 39
III.7.2.1. Evaluation des charges et surcharges : 39
III.7.3. CALCUL DU FERRAILLAGE 50
III.7.3.1. Armatures longitudinales 50
III.8.les escaliers 53
III.8.1. DIMENSIONNEMENT 54
III.8.2. PREDIMENSIONNEMENT : 55
III.8.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES : 56

III.8.3.1. Charges permanentes : 56
III.8.3.2. Surcharge d'exploitation selon « dtr b.c. 2.2 art 7.2 » 57
III.8.4. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS : 57
III.8.6. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE 64
III.8.7. CHARGES REVENANTES A LA POUTRE : 64
III.9. Ferraillage des poutres paliers en l'elu : 65
III.10. Verification de l'effort tranchant : 66
III.11. Verification de la fleche : 66
III.12. Dalle pleine : 67
III.12.1. CHARGE PERMANENTES : 68
III.12.2. CHARGE D'EXPLOITATION : 68
III.12.3. CALCUL DU FERRAILLAGE (ANNEXE C) 71
III.12.4. VERIFICATION A L'E.L. S : LA FISSURATION EST PEU NUISIBLE : 71
III.12.5. CONDITION D'ESPACEMENT : 72
III.13. Verification de l'effort tranchant : 72
III.14. Verifications preliminaires de la fleche «(annexe b)» : 72
III.15. Dalle machine 73
III.15.1. INTRODUCTION 73
III.15.2. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE 73
III.15.3. DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTE ET CHARGES D'EXPLOITATION : 74
III.15.4. DETERMINATION DES SOLICITATIONS 74
III.16. Elu 75
III.17. Verification de l'effort tranchant : 77
III.18. VERIFICATION A L'ELS : 77
III.19. Verification de la fleche : 78
III.20. Verification de non poinçonnement : 78

Chapitre IV: Etude sismique et comparative

IV.1. Introduction 81
IV.2. Etude sismique selon le rpa 2024 82
IV.2.1. CRITERES DE CLASSIFICATION 82
IV.2.1.1. Classification de la zone sismique du batiment 82
IV.2.1.2. Classification des sites 82
IV.2.1.3. Classification des batiments selon leur importance 82
IV.2.2. Choix de la methode de calcul 82
IV.2.3. Methode d'analyse modale spectrale 82
IV.2.3.1. Principe 82
IV.2.3.2. Modelisation 82
IV.2.3.2.1. Disposition des voiles de contreventement 83
IV.2.3.2.2. Effet de la torsion d'axe vertical 84
IV.2.3.3. Resultats de l'analyse modale 84
IV.2.3.3.1. Nombre de modes a considerer 87

IV.2.3.3.2. Combinaison des reponses modales 87
IV.2.3.4. Spectre de reponse de calcul 88
IV.2.3.5. Choix du systeme de contreventement 89
IV.2.3.5.1. Verification de la rigidite a la torsion minimale 89
IV.2.3.5.2. Distribution de l'effort tranchant a la base 92
IV.2.3.6. Facteur de qualite 94
IV.2.4. Calcul de la force sismique 101
IV.2.4.1. Evaluation de poids sismique total du batiment w 101
IV.2.4.2. Estimation de la periode fondamentale de la structure t_0 102
IV.2.4.3. Ordonnee du spectre de calcul pour la periode t_0 103
IV.2.4.4. Calcul coefficient de correction 104
IV.2.5. Verification de l'effort tranchant a la base 105
IV.2.6. JUSTIFICATION DE LA SECURITE 106
IV.2.6.1. Verification de la stabilite au renversement 106
IV.2.6.3. Calcul des deplacements 108
IV.2.6.4. Justification vis-a-vis de l'effet p-δ. 109
IV.2.6.5. Justification vis-a-vis des deplacements inter-etages 111
IV.2.6.5.1. Justification de non-effondrement 111
IV.2.7. Verification de l'effort normal reduit 113
IV.2.7.1. Dans les poteaux 113
IV.2.7.2. Dans les voiles 113
IV.3. ETUDE SISMIQUE SELON LE RPA 99 V 2003 115
IV.3.1. Criteres de classification 115
IV.3.1.1. Classification des zones sismiques 115
IV.3.1.2. Classification des ouvrages selon leur importance 115
IV.3.1.3. Classification de site 115
IV.3.2. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE LA STRUCTURE 115
IV.3.3. Disposition du voile 118
IV.3.4. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL 118
IV.3.4.1. Conditions d'application de la methode statique equivalente [art 4.1.2] 118
IV.3.4.2. Methode dynamique modale spectrale 119
IV.3.5. Resultats de l'analyse modale 119
IV.3.5.1. Verification de comportement pour les trois premiers modes 119
IV.3.5.2. Verification de participation massique 121
IV.3.6. Verification de la force sismique a la base 121
IV.3.6.1. Calcul de la force sismique totale [art 4.2.3] 121
IV.3.6.2. Estimation de la periode fondamentale 124
IV.3.7. Verification de la stabilite au renversement 126
IV.3.8. Verification du deplacement inter-etages 127
IV.3.9. Verification de l'effort normal reduit a la base 128
IV.3.10. Verification vis a vis de l'effet p-δ [art.5.9] 129
IV.4. Etude comparative 131
IV.4.1. Classification de la structure 131
IV.4.2. Spectre de calcul 131
IV.4.3. Effort tranchant 132
IV.4.4. Deplacement de la structure 134
IV.5. CONCLUSION 137

Chapitre V : ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction :.....139

V.2. Ferraillage des poutres :.....139

V.2.1. ARMATURES LONGITUDINALES (ART 7.5.2) :.....140

V.2.1.1. Armature minimale :.....140

V.2.1.2. Verification des contraintes a l'els :.....148

V.3.verification des poutres vis-a-vis l'effort tranchant : (bael91 : a.5.1.21).....151

V.4.calcul des armatures transversales:**a. 7. 5. 2**.....151

V.5.verification de la fleche :.....152

V.6.ferraillage des poteaux.....154

V.6.1. INTRODUCTION.....154

V.7.recommandations des reglements.....154

V.7.1. SELON LE CBA93.....154

V.8.2. VERIFICATION DE LA CONDITION DE ZONE CRITIQUE:.....156

V.8.3. ARMATURES LONGITUDINAL.....157

V.8.4. SOLLICITATIONS EXTREMES POUR LE FERRAILLAGE.....158

V.9.determination des armatures a l'elu de resistance :.....158

V.9.1. VERIFICATION SELON LE RPA2024 ET CBA.....160

V.10.verification des contraintes a l'els :.....162

V.11.determination des armatures transversales rpa2024 (art 7.4.2) :.....163

V.12. Calcul de la contrainte de cisaillement **τu** art 7.4.3. Rpa 2024 :.....166

V.13.ferraillage des voiles.....168

V.14.verifications specifiques (art 7.7.2).....168

V.14.1. SOLLICITATIONS NORMALES :.....168

V.15.exigences sur l'epaisseur des zones confinees des voiles (art 7.7.4).....169

V.16.ferraillages des voiles:.....170

V.17.ferraillage de l'ame:.....177

V.17.1. ACIERS VERTICAUX:.....177

V.18. Aciers horizontaux.....179

V.19. Conditions de ductilite locale.....180

V.20. Verification des contraintes normales a l'els :.....184

V.21. Verification des contraintes de cisaillement a l'elu ou l'acc.....185

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

VI.1. Introduction 192
VI.2. Connaissance du site et du sol 192
VI.3. Etude preliminaire du choix du type de fondation 192
VI.4. Calcul des semelles isolees 193
VI.4.1. DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES ISOLEES 193
VI.4.2. VERIFICATION DU CHEVAUCHEMENT ENTRE LES SEMELLES 194
VI.5. Dimensionnement des semelles filantes : 195
VI.5.1. SEMELLE FILANTE SOUS PLUSIEURS POTEAUX : 195
VI.5.2. SEMELLE FILANTE SOUS VOILES : 197
VI.6. Ferraillage de semelles filantes : 198
VI.6.1. FERRAILLAGE DE SEMELLES FILANTES SOUS PLUSIEURS POTEAUX : 198
VI.6.1. FERRAILLAGE DE SEMELLES FILANTES SOUS SOUS VOILES : 199
VI.7. Poutre de libage : 200
VI.7.1. FERRAILLAGE POUTRE DE LIBAGE : 201
VI.8. Ferraillage des longrines : 205
VI.8.1. PRE DIMENSIONNEMENT : 205
VI.8.2. CALCUL DE FERRAILLAGE : 205
VI.9. Etude de voile peripherique : 207
VI.9.1. DIMENSIONNEMENT : 207
VI.9.2. METHODE DE CALCUL : 208
VI.9.3. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS : 209
VI.20. Conclusion : 212

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Dimensions en plan du bâtiment.....1
Figure I.2 : Escalier à deux volées avec palier de repo 2

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : Coup du plancher a corps creux 9
Figure II.2 : Position de poteau le plus sollicité 15
Figure II.3 : Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicite.....15
Figure II.4 : Dimensions à respecter par les poutres. 22
Figure II.5 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).....23
Figure II.6 : Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres.....24
Figure II.7 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations 24

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : L'acrotère.....28
Figure III.2 : Les dimensions de l'acrotère. 29
Figure III.3 : Section de Béton Armé à ELU. 30
Figure III.4 : Ferraillage de l'acrotère.....34
Figure III.5 : Disposition des armatures de la table de compression. 35
Figure III.6: Schématisation de la poutrelle avant coulage**.**.....36
Figure III.7 : Diagramme des moments à l'ELU.....40
Figure III.8 : Diagramme des moments à l'ELS.....41
Figure III.9 : Diagramme des moments à l'ELU. 42
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchant.....42
Figure III.11 : Diagramme des moments à l'ELS.....43
Figure III.12 : Diagramme des moments à l'ELU.....44
Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchant.....44
Figure III.14 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); En appui (à droite) 50
Figure III.15: Représentation d'un escalier.....54
Figure III.16 : Dimensions de l'escalier.....54
Figure III.17 : schéma statique des efforts du l'escalier A l'ELU 57
Figure III.18 : Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.....58
Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU**.**.....58
Figure III.20 : schéma statique des efforts du l'escalier A l'ELS 59
Figure III.21 : Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU. 60
Figure III.22 : Ferraillage des escaliers.....63
Figure III.23 : Ferraillage de poutre palie 67
Figure III.24 : Dalles pleine rectangulaire encastrée sur2 cotés 68
Figure III.25 *:* Travail interne de dalle pleine (2.2X1.3) m^2.....69
Figure III.26 : Ferraillage des dalles pleines. 73

Figure III.27 : Travail externe d'une dalle pleine (2.1X1.8) m^2. 74
Figure III.28 : Travail interne d'une dalle plaine (2.1X1.80)m^2. 75
Figure III.29 : Schéma de ferraillage de la dalle machine 79

Chapitre IV: Etude sismique et comparative

Figure IV.1 : Disposition des voiles de contreventement en 2D. 83
Figure IV.2: Disposition des voiles en 3D. 83
Figure IV.3 : Modes propre de vibration. 86
Figure IV.4: Efforts tranchants à la base direction X. 92
Figure IV.5: Efforts tranchants à la base direction Y. 93
Figure IV.6: Longueur et largeur du bâtiment. 96
Figure IV.7: Spectre de calcul direction X. 100
Figure IV.8: Spectre de calcul direction Y. 101
Figure IV.9: L'ordonnée du spectre de calcul pour la période T_{0x}. 103
Figure IV.10: L'ordonnée du spectre de calcul pour la période T_{0y}. 104
Figure IV.11: Effet P-Δ, (RPA 2024). 109
Figure IV.12: Disposition des voiles. 118
Figure IV.13: Les trois modes de vibration 120
Figure IV.14: Distribution de l'effort normale. 122
Figure IV.15: Spectre de calcul direction X. 132
Figure IV.16: Spectre de calcul direction Y. 132
Figure IV.17: Effort tranchant direction X. 133
Figure IV.18: Effort tranchant direction Y. 133
Figure IV.19: Déplacement horizontale direction X. 134
Figure IV.20: Déplacement horizontale direction Y. 135
Figure IV.21: Déplacement inter-étage direction X. 136
Figure IV.22: Déplacement inter-étage direction Y. 136

Chapitre V : ferraillage des éléments structuraux

Figure V.1 : Armature transversale – Poutre BA 152
Figure V.2 : Détails d'armatures longitudinales et Details de zone nodale 155
Figure V.3: Coffrage des Poteau 155
Figure V.4: Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres 157
Figure V.5 : Details d'armatures longitudinales 158
Figure V.6: Eléments de rive pour les voiles 169
Figure V.7: Epaisseur minimale des éléments de rive confines 170
Figure V.8: Zone critique à la base du voile 171
Figure V.9: cartographie du ferraillage $voileV1$ **Figure V.10:** cartographie du ferraillage $voileV2$ 172
Figure V.11: cartographie du ferraillage $voileV3X$ **Figure V.12:** cartographie du ferraillage $voileV3y$ 172
Figure V.13: cartographie du ferraillage $voile\ ascenseur\ V4$ 173
Figure V.14: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant 173
Figure V.15: Enveloppe de calcul pour les moments flechissan voile $\boldsymbol{V1}$ 174
Figure V.16: Enveloppe de calcul pour les moments flechissan voile $\boldsymbol{V2}$ 174
Figure V.17: Enveloppe de calcul pour les moments flechissan voile $\boldsymbol{V3X}$ 175

Figure V.18: Enveloppe de calcul pour les moments flechissan voile $V3y$ 175
Figure V.19: Enveloppe de calcul pour les moments flechissan $voile\ ascenseur\ \boldsymbol{V4}$ 176
Figure V.20 : Ferraillage longitudinal du voile 186

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Figure VI.1 : Les bulles de pression sous la semelle**.**.....194
Figure VI.2: disposition des semelles filant 195
Figure VI.3: Dessin de ferraillage de Poutre de libage en travée. 204
Figure VI.4 : Dessin de ferraillage de Poutre de libage en Appui. 204
Figure VI.5: Disposition des armatures des Longrines (50x30).....207
Figure VI.6: Mur de soutènement.....208
Figure VI.7: Les dimensions du panneau le plus sollicité.....208
Figure VI.8: Travail externe d'une dalle pleine (4.6×2.88) m^2. 209
Figure VI.9: Travail interne d'une dalle plaine (4.6 X2.88)m^2. 210
Figure VI.10: Dessin de ferraillage de 1 m² de voile périphérique 212

Liste des Tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 : Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison).....10
Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).....11
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse.....11
Tableau II.4. : Charge permanente du plancher courant.....12
Tableau II.5 : Charges d'exploitations du chaque étage de la structure.....12
Tableau II.6 : Pré dimensionnement des poutres.....13
Tableau II.7 : les sur charges d'exploitation.....17
Tableau II.8 : Caractéristiques des poteaux par étage.....19
Tableau II.9 : les charges permanentes.....20
Tableau II.10 : Capacité portante $\boldsymbol{Nu}$ pour chaque section de poteau.....21
Tableau II.11: vérifications de coffrage des poteaux.....22

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Evaluation des charges et surcharges.....28
Tableau III.2 : Les efforts à l'ELU et l'ELS.....29
Tableau III.3 : Les données.....30
Tableau III.4 : Armatures verticales et horizontales.....31
Tableau III.5: Vérification à l'ELS.....32
Tableau III.6: Armatures de la dalle de compression.....35
Tableau III.7: les charges de la poutrelle avant coulage.....37
Tableau III.8 : Détermination du nombre d'étaiements.....38
Tableau III.9 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.....39
Tableau III.10: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELU.....40
Tableau III.11 : Diagramme des efforts tranchant.....40
Tableau III.12: Calcul du moment et des poutrelles à Plancher courant à l'ELS.....41
Tableau III.13 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELU.....42
Tableau III.14 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELS.....43
Tableau III.15 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher l'ELU. .44
Tableau III.16: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher l'ELS. 45
Tableau III.17 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles Plancher l'ELU. 46
Tableau III.18 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELS.....47
Tableau III.19 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles Planchcoul'ELU....48

Tableau III.20 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELS. 49
Tableau III.21 : Les moment maximales a l'ELU, ELS et l'effort tranchant maximal 50
Tableau III.22: Calcul et vérification des armatures de plancher courant. 51
Tableau III.23 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles..... 51
Tableau III.24 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles. 52
Tableau III.25 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles. 53
Tableau III.26 : Vérification de la flèche de poutrelles 53
Tableau III.27: Charge permanente de la paillasse de l'escalier **« DTR B.C. 2.2 ».**..... 56
Tableau III.28: Charge permanente du palier de repos de l'escalier 56
Tableau III.29 : Combinaison des charges de l'escalier. 57
Tableau III.30 : Détermination des efforts. 59
Tableau III.31: Les données. 60
Tableau III.32: Calcul des sections d'acier de l'escalier. 60
Tableau III.33 : Espacement d'acier de l'escalier. 60
Tableau III.34: Section d'armatures de répartition dans l'escalier. 61
Tableau III.35: Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L. S 61
Tableau III.36 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU. 62
Tableau III.37: Vérification de flèche de l'escalier..... 62
Tableau III.38: Prédimensionnement des poutres palières. 64
Tableau III.39 : Ferraillage de la poutre palière. 66
Tableau III.40: charge permanente du plancher courant à dalle pleine « **DTR B.C 2.2** » 68
Tableau III.41 : Travail externe de dalle pleine (2.2X1.3) m^2 69
Tableau III.42 : Les valeurs du travail interne 70
Tableau III.43 : Les données. 71
Tableau III.44 : Sollicitations des dalles pleines. 71
Tableau III.45 : Vérification à l'E.L. S 71
Tableau III.46 : Vérification au cisaillement 72
Tableau III.47 : Vérification de flèche de la dalle 72
Tableau III.48 : Poids de la machine. 74
Tableau III.49:Détermination des charges. 74
Tableau III.50 : Les valeurs du travail externe 75
Tableau III.51 : Les valeurs du travail interne 75
Tableau III.52 : Sollicitations des dalles pleines. 76
Tableau III.53 : Vérification au cisaillement 77
Tableau III.54 : Vérification à l'E.L.S Suivant 78
Tableau III.55 : Vérification de flèche de la dalle 78
Tableau III.56 : vérification au poinçonnement 79

Chapitre IV: Etude sismique et comparative

Tableau IV.1 : Calcul de l'excentricité théorique. 84
Tableau IV.2: Période et taux de participation massique. 85
Tableau IV.3 : Le comportement des trois premiers modes. 85
Tableau IV.4 : Combinaison des réponses modales. 87
Tableau IV.5: Calcul des rayons de torsion. 90
Tableau IV.6: Calcul du rayon de giration. 91

Tableau IV.7 : Vérification de la rigidité à la torsion minimale. 91
Tableau IV.8: Efforts tranchants à la base direction X. 92
Tableau IV.9: Efforts tranchants à la base direction Y. 93
Tableau IV.10: Vérification de condition a2 direction X. 95
Tableau IV.11: Vérification de condition a2 direction Y. 95
Tableau IV.12: Vérification de la masse entre les niveaux. 98
Tableau IV.13: Vérification de la rigidité entre les niveaux direction X. 98
Tableau IV.14: Vérification de la rigidité entre les niveaux direction Y. 99
Tableau IV.15 : Valeurs de pondération P_q. 99
Tableau IV.16: Valeurs caractérisant le spectre de calcul. 100
Tableau IV.17 : Résultante des forces sismiques de calcul. 105
Tableau IV.18: Moment renversement et moment stabilisant direction X. 106
Tableau IV.19: Moment renversement et moment stabilisant direction Y. 107
Tableau IV.20: Calcul le déplacement relatif Δk. 108
Tableau IV.21 : Vérification de l'effet P-Δ direction X. 110
Tableau IV.22: Vérification de l'effet P-Δ direction Y. 110
Tableau IV.23: Justification de non-effondrement direction X. 111
Tableau IV.24: Justification de non-effondrement direction Y. 111
Tableau IV.25: Justification de limitation des dommages direction X. 112
Tableau IV.26: Justification de limitation des dommages direction Y. 112
Tableau IV.27: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 113
Tableau IV.28: Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles. 114
Tableau IV.29: Centre de masse et centre de torsion. 116
Tableau IV.30: Excentricité suivant les deux directions. 117
Tableau IV.31: Comportement et participation massique pour chaque mode. 119
Tableau IV.32: Comportement des trois premiers modes. 120
Tableau IV.33: Efforts normal revenant aux voiles et poteaux. 122
Tableau IV.34: Détermination du facteur de qualité de la structure. 123
Tableau IV.35: Résultats de la méthode statique équivalente. 125
Tableau IV.36: Calcul du moment de renversement et stabilisation dans sens X. 126
Tableau IV.37: Calcul du moment de renversement et stabilisation dans sens Y. 127
Tableau IV.38: Vérification des déplacements inter étages Sens X. 128
Tableau IV.39: Vérification des déplacements inter étages Sens Y. 128
Tableau IV.40: Vérification de l'effort normal réduit à la base. 129
Tableau IV.41: Vérification de l'effet P-Δ suivant le sens X. 130
Tableau IV.42: Vérification de l'effet P-Δ suivant le sens Y. 130
Tableau IV.43: Données de classification de la structure. 131

Chapitre V : ferraillage des éléments structuraux

Tableau V.1 : Les données 139
Tableau V.2 : Moments maximaux aux appuis et en travée **AXE** « 1; 9 » 140
Tableau V.3 : Armatures Longitudinales Calculées **AXE** « 1; 9 » 140
Tableau V.4 : Choix des Armature **AXE** « 1; 9 » 141
Tableau V.5 : Moments maximaux aux appuis et en travée **AXE** « 2;3;7;8 » 142
Tableau V.6 : Armatures Longitudinales Calculées **AXE** « 2;3;7;8 » 142
Tableau V.7 :Choix des Armature **AXE** « 1; 9 » 142

Tableau V.8 : Moments maximaux aux appuis et en travée **AXE** « 4;5;6 » 143
Tableau V.9 : Armatures Longitudinales Calculées **AXE** « 4;5;6 » 143
Tableau V.10 : Choix des Armature **AXE** « 4 ; 5 ;6 » 143
Tableau V.11 : Moments maximaux aux appuis et en travée **AXE** « 3;7» 144
Tableau V.12 : Armatures Longitudinales Calculées **AXE** « 3;7 ».....144
Tableau V.13 : Choix des Armature **AXE** « 3;7 » 145
Tableau V.14 : Moments maximaux aux appuis et en travée **AXE** « B;J».....145
Tableau V.15 : Armatures Longitudinales Calculées **AXE** « B;J » 146
Tableau V.16 : Choix des Armature **AXE** « B;J » 146
Tableau V.17 : Moments maximaux aux appuis et en travée **AXE** « C;D;E;F;G;H;I» 147
Tableau V.18 : Armatures Longitudinales Calculées **AXE** « C;D;E;F;G;H;I» 147
Tableau V.19 : Choix des Armature **AXE** « C;D;E;F;G;H;I».....147
Tableau V.20 :Vérification des contraintes à l'ELS AXE « 1; 9 » 149
Tableau V.21 : Vérification des contraintes à l'ELS AXE « 2; 3;7;8 » 149
Tableau V.22 : Vérification des contraintes à l'ELS AXE « 4;5;6 » 149
Tableau V.23 : Vérification des contraintes à l'ELS AXE « « 3;7 » 150
Tableau V.24 : Vérification des contraintes à l'ELS AXE « 3;7» 150
Tableau V.25 : Vérification des contraintes à l'ELS AXE « 3;7» 150
Tableau V.26 : Vérification des poutres vis-à-vis l'effort tranchant.....151
Tableau V.27 : armatures transversales.....152
Tableau V.28 : Vérification de la flèche des poutres 153
Tableau V.29: Les données de calcul. 154
Tableau V.30 : Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU.....159
Tableau V.31 : Ferraillages longitudinaux des poteaux 160
Tableau V.32 : Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service Poteaux (50X50). 162
Tableau V.33 : Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service Poteaux (45X45). 162
Tableau V.34 : Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service Poteaux (40X40). 163
Tableau V.35 : l'espacement des armatures transversales **(Zone nodale)**.....164
Tableau V.36 : La section d'armatures transversales des poteaux 165
Tableau V.37 : l'espacement des armatures transversales **(Zone courante)**.....165
Tableau V.38 : Vérification Les armatures transversales des poteaux.....165
Tableau V.39 : Vérification d'armatures transversales minimale 166
Tableau V.40 : Évaluation du coefficient ρd en fonction de l'élancement géométrique des poteaux.....167
Tableau V.41 : Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux 167
Tableau V.42 : Les voiles de contreventement sont regroupés selon leurs longueurs 168
Tableau V.43 : Sollicitations normales.....168
Tableau V.44 : Vérification de l'épaisseur des zones confinées des voiles.....169
Tableau V.45 : Élancement des voiles et implications sur le ferraillage.....170
Tableau V.46 : La section calculée d'armatures verticales des voiles selon Nmax. 176
Tableau V.47 : La section calculée d'armatures verticales des voiles selon Mmax. 177
Tableau V.48 : La section choisie d'armatures verticales des voiles. 178
Tableau V.49 : Espacement vertical des cadres 178

Tableau V.50 : La section des armatures de confinement.....179
Tableau V.51 : Le ferraillage horizontal 179
Tableau V.52 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC 185
Tableau V.53 : Résultats des moments fléchissant sur appuis 187
Tableau V.54 : Résultats des moments fléchissant en Travée.....187
Tableau V.55: Armature longitudinale inférieure (AS1).....187
Tableau V.56: Armature longitudinale Supérieure (AS2).....187
Tableau V.57 : Comparaison Choix des Armature.....188
Tableau V.58 : Résultats des moments fléchissant en Appuis 188
Tableau V.59 : Résultats des moments fléchissant enTravée.....188
Tableau V.60 : Armature longitudinale inférieure (AS1).....188
Tableau V.61 : Armature longitudinale Supérieure (AS2).....188
Tableau V.62: Comparaison Choix des Armatures 189
Tableau V.63 : Comparaison de la section d'armature calculée 189
Tableau V.64 : Comparaison de la section d'armature minimal 189
Tableau V.65 : Comparaison de la section d'armature final 189

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS. 194
Tableau VI.2: Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux à l'ELS. 196
Tableau VI.3: Vérification de $\Sigma\ \sigma < \bar{\sigma}sol.$ 196
Tableau VI.4: Vérification de renversement des semelles filantes sous plusieurs poteaux .197
Tableau VI.5: Dimensionnement des semelles filantes sous voiles à l'ELS.....197
Tableau VI.6: Vérification de $\Sigma\sigma < \bar{\sigma}sol.$ 197
Tableau VI.7: Vérification de renversement des semelles filantes voiles.....198
Tableau VI.8: Vérification de poinçonnement de la semelle filante 198
Tableau VI.9: Méthode utilise.....198
Tableau VI.10: Ferraillages principales des semelles filantes sous poteaux.....199
Tableau VI.11: Armature de répartitions des semelle filantes sous poteaux. 199
Tableau VI.12: Méthode utilise.....199
Tableau VI.13: Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles.....200
Tableau VI.14: Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles. 200
Tableau VI.15: Dimensionnement de la poutre de libage. 201
Tableau VI.16: Vérification de cisaillement des poutres de libage.....201
Tableau VI.17: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage. 202
Tableau VI.18:Détermination des sollicitations de la poutre de libage 202
Tableau VI.19: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU 202
Tableau VI.20: Vérification de sections d'armatures.....202
Tableau VI.21: Vérification des contraintes à l'ELS. 203
Tableau VI.22: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage. 203
Tableau VI.23: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines 206
Tableau VI.24: Les valeurs du travail externe.....210
Tableau VI.25: Les valeurs du travail interne 210
Tableau VI.26: Les efforts internes.....211
Tableau VI.27: Résultats de ferraillage à ELU 211
Tableau VI.28: Vérification des contraintes à l'ELS. 212

Notation

Majuscules romaines

A: Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
$Amax, Amin$: Section d'acier maximale et minimale.
A: Section d'un cours d'armatures transversales.
At: Section d'armatures verticales.
Ah : Section d'armatures horizontales.
Ac**:** Section d'armatures en partie courante (armatures de peau).
AD: Section d'armatures diagonales.
B**:** Aire du béton.
Br**:** Section réduite du béton d'un poteau.
Bt**:** Section de la partie tendue.
Lt**:** Largeur de la section tendue.
ELS**:** Etat Limite de Service.
ELU**:** Etat Limite Ultime.
Ev**:** Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es**:** Module de déformation longitudinale de l'acier.
I: Moment d'inertie.
Ie**:** Moment d'inertie équivalent.
M**:** Moment fléchissant.
Mt**:** Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma**:** Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu**:** Moment fléchissant à l'ELU.
$Mser$**:** Moment fléchissant à l'ELS.
N**:** Effort normal.
$Nser$**:** Effort normal à l'ELS service.
Nu**:** Effort normal à l'ELU.
Tu**:** Effort tranchant à l'ELU.
G**:** Charge permanente.
Q**:** Charge d'exploitation.
E**:** Charge sismique.
W**:** poids.

Minuscules romaines

h: Hauteur de la section du béton.
b: Largeur de la section du béton.
$b0$: Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

---

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d**:** Hauteur utile d'une section.
f: Flèche.
fcj: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
$fc28$ **:** Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
fe: Limite d'élasticité de l'acier.

ftj: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
$ft28$: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i: Rayon de giration.
lf**:** Longueur de flambement,
St: Espacement de cours d'armature transversale.
Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.
Sv: Espacement des armatures verticales.

MAJUSCULES GRECQUES

Δ : Variation.
Σ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

Minuscules grecques

α: Angle.
γ: Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ: Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ: Rapport de deux dimensions
ζ: Contrainte normale.
η: Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Introduction générale

L'Algérie, située dans une zone géographique caractérisée par une activité sismique intense due à la convergence des plaques tectoniques africaine et eurasienne, fait face à des défis majeurs en matière de construction parasismique. Les séismes destructeurs qui ont marqué l'histoire récente du pays, notamment celui de Boumerdès en 2003, ont souligné l'importance cruciale d'une conception structurelle rigoureuse et adaptée aux spécificités du contexte sismique national.

Dans ce contexte, l'évolution des réglementations parasismiques constitue un enjeu fondamental pour la sécurité des constructions. L'adoption du nouveau Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), qui succède au RPA 99 version 2003, témoigne de la volonté des autorités d'améliorer continuellement les standards de construction face aux risques sismiques. Cette évolution réglementaire s'appuie sur les avancées scientifiques récentes en génie parasismique et sur le retour d'expérience des événements sismiques passés.

La wilaya de Médéa, classée en zone de forte sismicité (zone V) selon la nouvelle classification, illustre parfaitement les défis auxquels sont confrontés les ingénieurs dans la conception de structures résistantes aux séismes.

Le présent projet de fin d'études s'inscrit dans cette problématique en proposant une analyse comparative approfondie entre les deux réglementations parasismiques algériennes. À travers l'étude d'un bâtiment résidentiel (Sous-sol+RDC+8 étages) implanté dans la wilaya de Médéa, cette étude vise à évaluer l'impact de l'évolution réglementaire sur la conception structurelle, tant du point de vue de la sécurité que du coût de construction. Pour atteindre cet objectif, notre mémoire s’articule autour de six chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la présentation de l’ouvrage et à la description des matériaux utilisés ;

Le deuxième chapitre traite du pré-dimensionnement des éléments porteurs ;

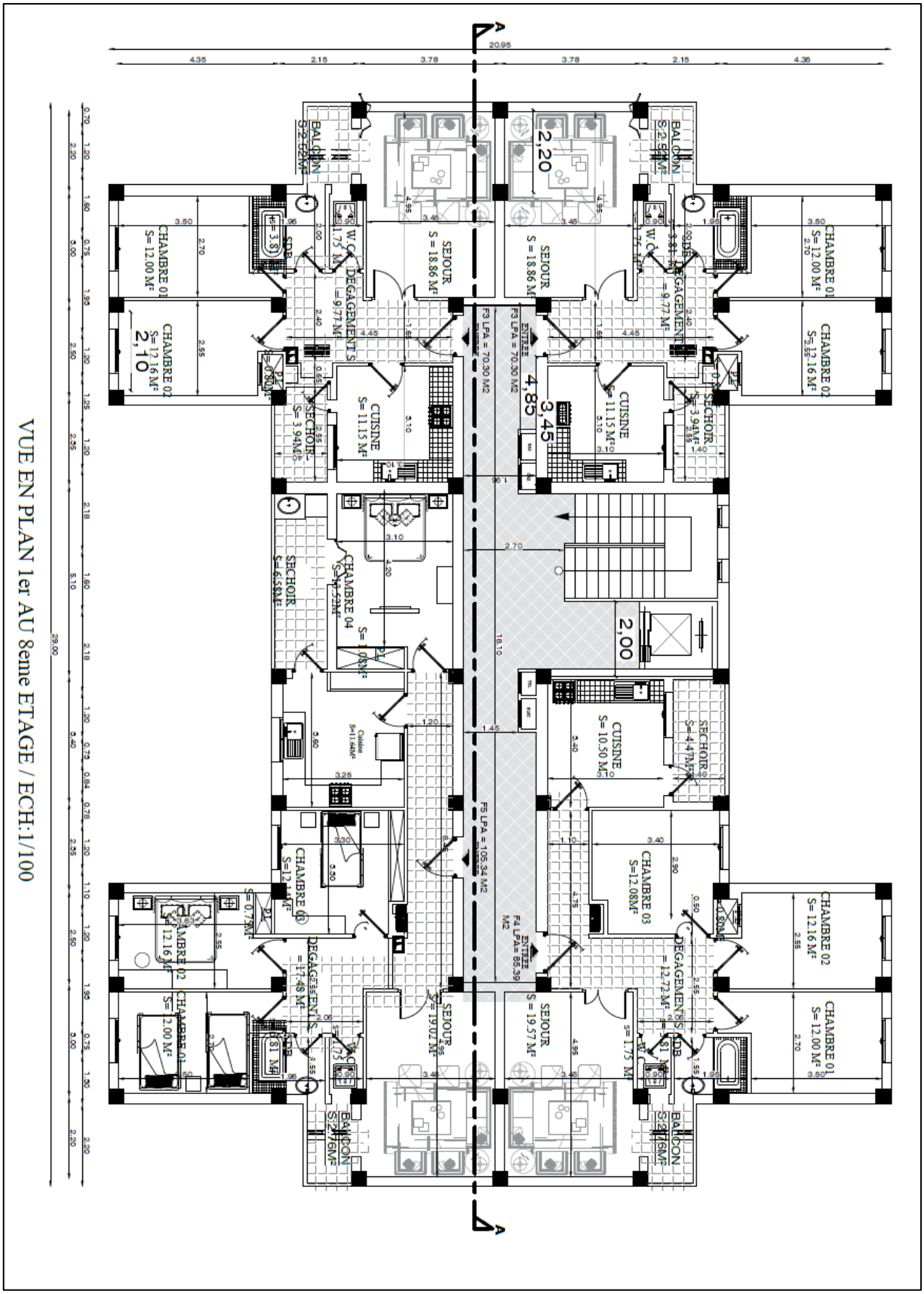
Le troisième chapitre porte sur le calcul des éléments secondaires ;

Le quatrième chapitre présente l’étude sismique ainsi qu’une analyse comparative selon le RPA 2025 et le RPA 99 v2003 ;

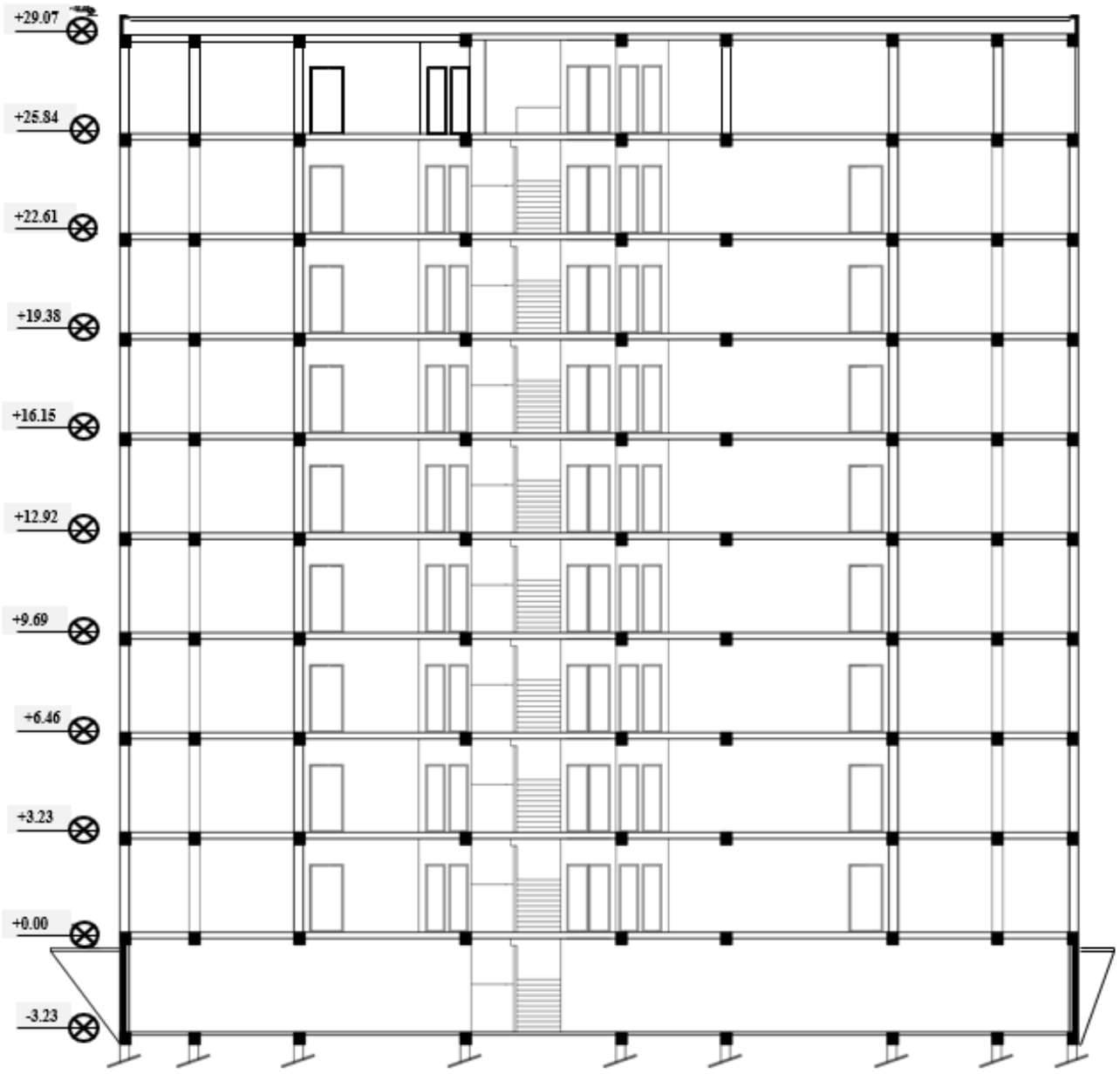
Le cinquième chapitre porte sur le ferraillage des éléments structuraux ;

Le dernier chapitre est consacré à l’étude de l’infrastructure.

Enfin, une conclusion générale vient clore l’ensemble de ces travaux, en récapitulant les résultats essentiels obtenus au cours de l’étude.



Plan RDC et Étage Courant



COUPE A-A / ECH:1/100

COUPE A-A

chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction :

Le projet étudié est une étude d'un bâtiment en (Sous-sol+ RDC+ 8 étages), à usage d'habitation. L'ouvrage sera implanté dans la commune de Médéa, qui est classée en zone de forte sismicité (Zone V) et dans le groupe d'importance moyen (Groupe 2) selon les règles parasismiques algériennes RPA 2024, et le système de contreventement est assuré par des voiles.

I.2.Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment …… 29.00 m
- Largeur totale du bâtiment ……20.96 m

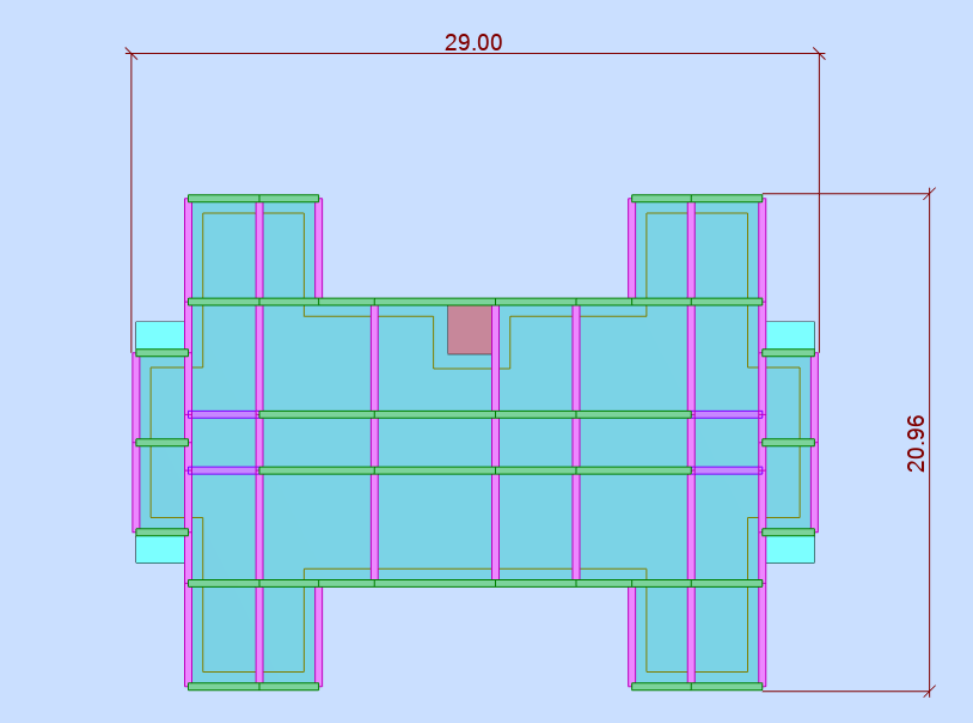


Figure I.1 : Dimensions en plan du bâtiment

I.2.2. Dimensions en élévation :

- Hauteur de l'étage……..….. 3.23m
- Hauteur total du bâtiment (avec l'acrotère):…… 32.90m
- Hauteur de l'acrotère…….,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,…0.60 m

I.3. Le contreventement :

Le contreventement de l'ouvrage peut être assuré par deux types de contreventement :

- **Par portique :** est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et une partie des charges horizontales.
- **Par voile :** est un élément en béton armé, destiné à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux

I.4. L'escalier :

Ce sont des éléments en béton armé qui assurent l'accès d'un niveau à un autre. Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier :

Un escalier droit à deux volées et un palier de repos.

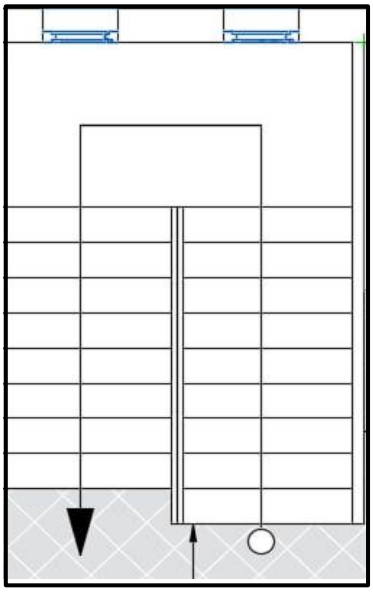


Figure I.2 : Escalier à deux volées avec palier de repo

I.5. L'ascenseur :

Notre bâtiment comporte un ascenseur, il permet un déplacement plus rapide entre les étages, la cage d'ascenseur est réalisée en voile coulé sur place.

I.6. La maçonnerie :

- **Les murs extérieurs** : sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'aire de 10 cm.
- **Les murs intérieurs** : sont réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.7. Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Mortier ciment pour les murs de façades et salle d'eau.
- Carrelage pour plancher et marbre pour cuisine et escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et plafonds.
- Céramiques pour les murs de cuisine et salle d'eau.

I.8. L'acrotère :

L'acrotère est un muret qui prolonge le mur de façade, il participe à la protection de la toiture contre l'action de la pluie et à son isolation. Dans notre cas la terrasse est accessible donc l'acrotère servira de balise contre chutes ou de garde-corps, d'une hauteur de 60cm et d'une épaisseur de 10cm.

I.9.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent répondre aux règles parasismiques Algériennes RPA 2024 ainsi qu'aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé CBA 93.

I.9.1. Béton :

I.9.1.1. Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, nous avons utilisé du béton ayant un dosage en ciment CEM II 42,5 de 350Kg/m³ ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à $fc28 = 25\ MPa$

I.9.1.2. Le béton est constitué de deux types de granulats :

- Sable de dimension inférieure à 5 mm

- Gravier de dimension inférieur à 25mm (3/8,8/15 et 15/25).

I.9.1.3. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le béton.

I.9.1.4. Caractéristiques physiques et mécaniques :

❖ **Etat limite ultime :**

a) f_{c28} = 25 MPa……résistance à la compression

b) f_{t28} = 0,6+0,06*f_{c28} = 2,10 MPa……résistance à la traction

$$fbu = \frac{0.85 * fc_{28}}{\theta * \gamma_b}$$

θ= 1 situation normale.

θ= 0.85 situation accidentelle

γ_b = 1.5 (situation normale)

γ_b = 1.15 (situation accidentelle)

γ_b = 1.2 (situation accidentelle) ……**[Art7.3.2] RPA2024**

f_{bu} = 14.17 MPa (situation normale)

f_{bu} = 18.48 MPa (situation accidentelle)

f_{bu} = 17.70 MPa (situation accidentelle)

❖ **Etat limite de service :**

$fbs = 0.6 * fc_{28}$

f_{bs} = 15 MPa

Module de déformation longitudinale CBA art (A.2.1.2.1 et A .2.1.2.2)

f_{c28} = 25 MPa

E_{i28} = 11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ module instantané

E_{i28} = 32164.195 MPA

E_{d28} = 3700 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ module différé

E_{d28}= 10818.865 MPa.

I.9.2. Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.9.2.1. Type d'Acier :

Tableau I.1: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre	Fe (MPa)
Barre à haute adhérence (HA)	**Armatures longitudinales**	FeE400	HA≥ 8	400
Treillis soudé (T.S)	**Dalle de compression**	TLE520	0 ≤ Ø≤ 6	520

I.9.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [Art A.2.2.1]:

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : Es=200000 MPa.

Résistance caractéristique de calcul

1) Acier Haute à adhérence (FeE400) :

- Sollicitations sous actions fondamentale :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ MPa$$

- Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\ MPa$$

I-3 Réglementations utilisées :

- D.T.R B.C 2.48 (RPA 2024 Règles parasismiques algériennes).
- D.T.R B.C 2.48 (RPA99 version 2003 Règles parasismiques algériennes).
- D.T.R B.C.2.41 (C.B.A93/règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- BAEL91/modifiées 99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- D.T.R B.C.2.2. (Chagres permanentes et charges d'exploitation).

chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments structure

II.1. Introduction :

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les règles du RPA2024 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après la vérification dans la phase de calcul.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

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

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan,

Ils ont pour fonction :

- ✓ La séparation des différents niveaux.
- ✓ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ➢ Plancher corps creux.
- ➢ Plancher dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux:

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé). **[CBA.Art B.6.8.4.2.4]**

La hauteur des poutrelles est déterminée par les deux formules empiriques suivantes :

$$\frac{L}{25} \leq \mathbf{ht} \leq \frac{L}{20} \qquad (h_t=d+e)$$

Avec :

h_t : l'épaisseur du plancher ;

L_{max} : la plus longue portée des poutrelles (mesurée à nu d'appuis).

Pour notre projet : L_{max}=475 cm

e : la hauteur de la dalle de compression.

$$\frac{475}{25} \leq ht \leq \frac{475}{20}$$

$$19 \leq ht \leq 23.75$$

Donc : h_t**=20cm**

On prend donc : ht= 20 cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que :

ht = (d+e) $\Longrightarrow$ ht = (16+4) avec : d =16cm et e =4cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier que : ht≥16cm

On a : ht=20cm ≥ 16cm …….. CV

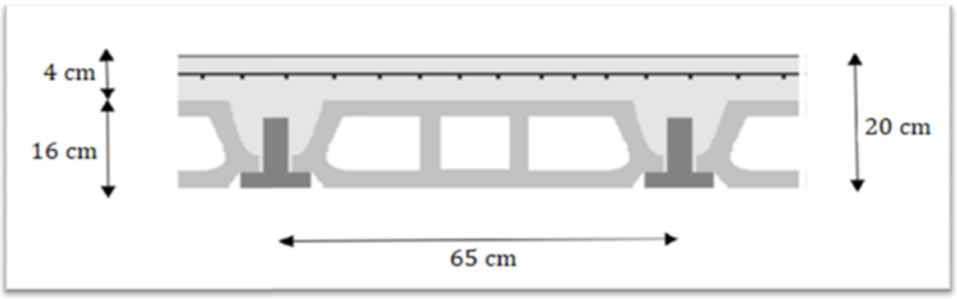


Figure II.1 : Coup du plancher a corps creux

II.2.2. Dalle pleine :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

II.2.3. Critère de résistance :

Pour le cas de notre structure, on a :

Dalle reposant sur 2 appuis :

$$\frac{L_X}{35} \leq \boldsymbol{e} \leq \frac{L_X}{30}$$

Avec :

L : la plus petite portée entre nus des appuis.

e : épaisseur de la dalle.

Dalle reposant sur 2 appuis, on a : $\mathbf{L_x}$= 1.30 m.

$$\frac{130}{35} \leq \boldsymbol{e} \leq \frac{130}{30}$$

$$3.71cm \leq \boldsymbol{e} \leq 4.33cm$$

II.2.4. Sécurité contre l'incendie :

e_p = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

e_p = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

On adopte **e = 16 cm** [Art A.5.2.3]

II.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

II.3.1. Charges permanentes : [DTR B.C 2.2]

II.3.2.1. Maçonnerie :

II.3.2.1. 1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II.1 : Charge permanente des murs intérieurs (simple cloison).

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	**Enduit en ciment**	0,02	18	0,36
2	**Brique creuse**	0,10	9	0,90
3	**Enduit en ciment**	0,02	18	0,36
TOTAL				**1,62**

II.3.2.2.2. Murs extérieurs (double cloison) :

Tableau II.2. Charge permanente des murs extérieurs (double cloison).

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	**Enduit en ciment**	0,02	18	0,36
2	**Brique creuse**	0,10	9	0,90
3	**Lame d'aire**	0,1	-	-
4	**Brique creuse**	0,10	9	0,90
5	**Enduit en ciment**	0,02	18	0,36
TOTAL				**2,52**

II.3.4. Plancher à corps creux :

II.3.4.1. Plancher terrasse :

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	**Gravillon roulé 40mm**	0,04	20	0,80
2	**Étanchéité multicouche**	0,02	6	0,12
3	**Papier kraft**	-	-	0,05
4	**Forme de pente**	0,10	22	2,20
5	**Film polyane**	-	-	0,01
6	**Liège (isolant thermique)**	0,04	4	0,16
7	**Pare vapeur**	0,01	6	0,06
8	**Planche corps creux**	0,16+0,04	-	2,80
9	**Enduit de plâtre**	0,02	10	0,20
TOTAL				**6,40**

✓ **Remarque :**

Nous avons pris une valeur de 0,1 pour la forme de pont car nous n'avons pas de plan spécifique pour cela.

II.3.4.2. Plancher courant :

Tableau II.4. : Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	**Carrelage**	0,02	20	0,40
2	**Mortier de pose**	0,02	20	0,40
3	**Lit de sable**	0,03	18	0,54
4	**Planche corps creux**	0,16+0,04	-	2,80
5	**Enduit de plâtre**	0,02	10	0,20
6	**Mur simple cloison**	0,10	-	1,62
TOTAL				**5,96**

II.3.2. Charges d'exploitation :

Tableau II.5 : Charges d'exploitations du chaque étage de la structure

Usage	Q (KN/m^2)
Terrasse inaccessible	1
Habitation	1.5
Escalier	2.5
Balcon	3.5

II.4. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux permettant la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de la résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

- Règle de CBA 93: $\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$

Avec :

L_{max} : longueur de la poutre ayant la plus grande portée.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Les dimensions minimales des poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone (IIa) sont : **[Art 7.5.1]**

- ✓ h ≥ 30cm.
- ✓ b ≥ 20cm.
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4$
- ✓ Condition de rigidité ($\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16}$)

Tableau II.6 : Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Conditions de résistance	L=5.10m=510cm ►34cm≤ h ≤51cm On adopte :**h=40** ►12cm≤ b ≤28cm On adopte : **b=30cm**	L=4.75m=475cm ►31.66cm≤ h ≤47.5cm On adopte :**h=35** ►10.5cm≤ b ≤24.5cm On adopte : **b=30cm**
Vérification selon le RPA(version2024) **Art.7.5**	b ≥ 25 cm : en zones V b=30cm≥25cm h=40cm≥30cm h=40cm≥30cm $\frac{h}{b}=\frac{40}{30}$=1.33≤4.0	b ≥ 25 cm : en zones V b=30cm≥25cm h=35cm≥30cm h=40cm≥30cm $\frac{h}{b}=\frac{35}{30}$=1.16≤4.0
	Conditions vérifiées (CV)	Conditions vérifiées (CV)
	b = 30cm ≥ 20cm	b = 30cm ≥ 20cm

Vérification selon le RPA99(version2003) Art.7.5	h = 40cm ≥ 30cm $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4.0$	h = 35cm ≥ 30cm $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4.0$
	Conditions vérifiées (CV)	Conditions vérifiées (CV)
Conditions de rigidité	$\frac{h}{L} = 0.07 \geq \frac{1}{16} = 0.062$	$\frac{h}{L} = 0.07 \geq \frac{1}{16} = 0.062$
Conclusion	**h= 40cm ; b=30cm**	**h = 35cm ;b = 30cm**

II.5. Prédimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu*=1,1Nu**). [Art B.8.1.1]**

II.5.1. Étapes de Prédimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité;
- Calcul de la surface reprise par le poteau;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau;
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003 et (zone IIb) et RPA 2024 (zone V). **[Art 7.4.1]**

$$\begin{cases} \boldsymbol{Min(b1, h1) \geq 30cm} \\ \boldsymbol{Min(b1, h1) \geq \frac{he}{20}} \\ \boldsymbol{\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4} \end{cases}$$

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité :

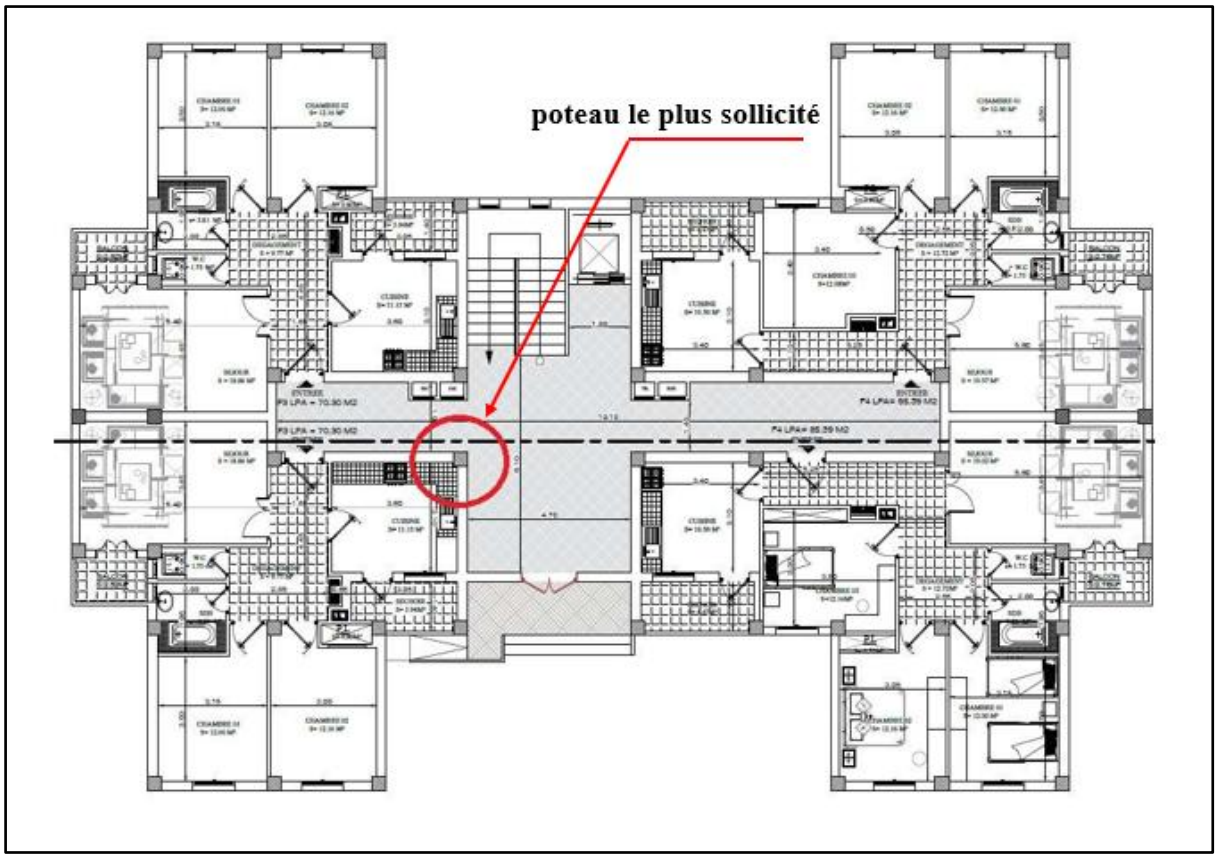


Figure II.2 : Position de poteau le plus sollicité

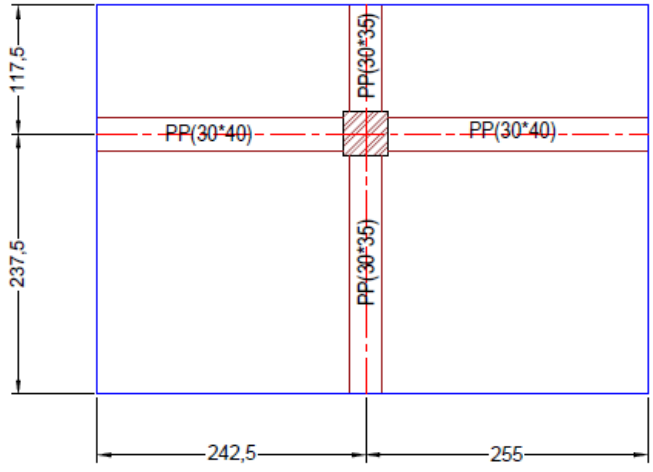


Figure II.3 : Surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicite.

II.5.3. La surface reprise par le poteau :

- ✓ La surface pour le sous-sol et le RDC :
- ✓ $\mathbf{S_{tot}} = (1.175+2.375)\,(2.425+2.55) = 17.66\ m^2$
- ✓ $\mathbf{S_p} = (1.025+2.225)\,(2.275+2.40) = 15.19\ m^2$

II.5.4. Descente des charges : « DTR B.C 2.2. Art 6.3»

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant

II.5.2. Surcharges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

- ✓ 8^{eme} étage : Q_0
- ✓ 7^{eme} étage : $Q_0 + Q_1$
- ✓ 6^{me} étage : $Q_0 + 0.95\,(Q_1 + Q_2)$
- ✓ 5^{eme} étage : $Q_0 + 0.90\,(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- ✓ 4^{eme} étage : $Q_0 + 0.85\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- ✓ 3^{ier} étage : $Q_0 + 0.80\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- ✓ 2^{ier} étage : $Q_0 + 0.75\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- ✓ 1^{ier} étage : $Q_0 + 0.71\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- ✓ RDC : $Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
- ✓ Sous-sol : $Q_0 + 0.67\,(Q_{RDC} + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Tableau II.7 : les sur charges d'exploitation.

Niveau	Q_{niveau}(kN)		Coefficient de dégression		$Q_{cumulé}$(kN)
8éme(terrasse)	Q_0	17.66	-		17.66
7éme	Q_1	26.49	1		44.15
6éme	Q_2	26.49	0,95		67.99
5éme	Q_3	26.49	0 ,90		89.18
4éme	Q_4	26.49	0,85		107.72
3éme	Q_5	26.49	$\frac{n+3}{2n}$	0,80	123.62
2éme	Q_6	26.49		0,75	136.86
1ér	Q_7	26.49		0.71	149.31
RDC	Q_8	26.49		0.69	163.88
Sous-sol	Q_9	26.49		0.67	177.39

II.5.2. Effort normal ultime de résistance :

D'après **« CBA 93 Art B.8.4.1»** : l'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau

On a :

$$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.fc28}{0.9\gamma b} + A \frac{fe}{\gamma s} \right]$$

Avec :

- ✓ $\bar{N}_u$: Effort normal admissible à l'ELU.
- ✓ B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « Br = (a-2)*(b-2) ».

- ✓ γ_b**= 1,50** et γ_s **= 1,15** : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- ✓ f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- ✓ **As** : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau (A=B/100).
- ✓ **α** : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} \; Pour\ \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 \; Pur\ 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \lambda = \dfrac{L_f}{i}; i = \dfrac{b}{\sqrt{12}} \; (Section\ carré) \end{cases}$$

Où :

i : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} Nu = 1{,}35G + 1{,}5Q \\ \bar{N}u = Nu + 10\%Nu = 1{,}1Nu \end{cases}$$

II.5.7. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement **CBA93** définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- **0,7*L_0** : si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation
- traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur i.e. (I/L) que lui dans le sens considéré.
- **L_0** : dans les autres cas.
- **L_0 =3,23 m**: pour tous les étages

II.5.8.Calcul de l'effort Nu :

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte :

- Une section de (45x45) cm^2 pour le Sous-sol, RDC et 1^{er}
- Une section de (40x40) cm^2 pour le 2^{er} et $3^{ème}$ et $4^{ème}$ étage
- Une section de (35x35) cm^2 pour le $5^{ème}$ et $6^{ème}$ et $7^{ème}$ et $8^{ème}$ étage

Tableau II.8 : Caractéristiques des poteaux par étage

Étage	Dimension (cm)	B_r (mm^2)	L_0 (m)	L_f (m)	i (m)	λ	a	A_s (mm^2)
8 éme	35×35	108900	3.23	2.261	0.10	22.38	0.79	122.50
7 éme	35×35	108900	3.23	2.261	0.10	22.38	0.79	122.50
6 éme	35×35	108900	3.23	2.261	0.10	22.38	0.79	122.50
5éme	35×35	108900	3.23	2.261	0.10	22.38	0.79	122.50
4éme	40×40	144400	3.23	2.261	0.12	19.58	0.80	160.00
3éme	40×40	144400	3.23	2.261	0.12	19.58	0.80	160.00
2éme	40×40	144400	3.23	2.261	0.12	19.58	0.80	160.00
1er	45x45	184900	3.23	2.261	0.13	17.41	0.81	202.50
RDC	45x45	184900	3.23	2.261	0.13	17.41	0.81	202.50
Sous-sol	45x45	184900	3.23	2.261	0.13	17.41	0.81	202.50

II.5.9. Détermination des charges permanente (Descente des charges) :

- $G_{plancher}$ = poids de plancher × $S_{plancher}$.
- $G_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ = b × h × L× poids volumique du béton armé.
- G_{poteau} = b × h × h_e × poids volumique du béton armé.Avec :
- Poids volumique du béton armé = 25 KN/m^3.

Tableau II.9 : les charges permanentes.

Étage	h(m)	Poteau (cm^2)	G_{poteau} (KN)	$G_{p.p}$ (KN)	$G_{p.s}$ (KN)	$G_{plancher}$ (KN)	G_{niveau} (KN)	$G_{cumulé}$ (KN)
8éme	3.23	35x35	9.89	13.73	8.27	97.24	129.13	129.13
7éme	3.23	35x35	9.89	13.73	8.27	90.55	122.44	251.57
6éme	3.23	35x35	9.89	13.73	8.27	90.55	122.44	374.01
5éme	3.23	35x35	9.89	13.73	8.27	90.55	122.44	496.45
4éme	3.23	40x40	12.92	13.73	8.27	90.55	125.47	621.92
3éme	3.23	40x40	12.92	13.73	8.27	90.55	125.47	747.38
2éme	3.23	40x40	12.92	13.73	8.27	90.55	125.47	872.85
1er	3.23	45x45	16.35	13.73	8.27	90.55	128.90	1001.75
RDC	3.23	45x45	16.35	13.73	8.27	90.55	128.90	1130.65
Sous-sol	3.23	45x45	16.35	13.73	8.27	90.55	128.90	1259.55

❖ **L'effort normal ultime *Nu* :**

$$\begin{cases} Nu = 1{,}35G + 1{,}5Q \\ \bar{N}u = Nu + 10\%Nu = 1{,}1Nu \end{cases}$$

Tableau II.10 : Capacité portante $\overline{Nu}$ pour chaque section de poteau.

Étage	Poteau	$G_{cumulé}$ (kN)	Q (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\overline{N}$(kN)	$1.1Nu \leq \overline{N}$
8éme	35x35	129.13	17.66	200.81	220.89	1618.09	**c.v**
7éme	35x35	251.57	44.15	405.84	446.43	1618.09	**c.v**
6éme	35x35	374.01	68.00	606.90	667.59	1618.09	**c.v**
5éme	35x35	496.45	89.19	803.99	884.39	1618.09	**c.v**
4éme	40x40	621.92	107.73	1001.19	1101.30	2183.58	**c.v**
3éme	40x40	747.38	123.63	1194.41	1313.85	2183.58	**c.v**
2éme	40x40	872.85	136.87	1383.66	1522.03	2183.58	**c.v**
1er	45x45	1001.75	149.33	1576.35	1733.99	2830.34	**c.v**
RDC	45x45	1130.65	163.90	1772.23	1949.45	2830.34	**c.v**
Sous-sol	45x45	1259.55	177.41	1966.51	2163.16	2830.34	**c.v**

II.6. Vérification de la capacité portante :

II.6.1. Vérification selon le RPA99 v 2003 et RPAV2024 [Article 7.5.1] :

D'après **« RPA99version2003 Art 7.5.1», et « RPAV2024Art 7.5.1»** les clauses suivantes doivent être vérifiées :

RPA99version2003 Art 7.5.1	RPAV2024Art 7.5.1
❖ Min (b1, h1) ≥ 30 cm. ❖ Min (b1, h1) ≥ he / 20 **(En zone IIb)** ❖ 1/4 < b1 / h1 < 4 ❖ $b_{max} \leq 1{,}5h_1 + b_1$	❖ b≥ 25cm. ❖ h≥ 30cm **(En zone V)** ❖ b / h < 4 ❖ $b_{max} \leq 1{,}5h_1 + b_1$

Tableau II.11: vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifiée	Niveau		
	$5^{éme}$,$6^{éme}$,$7^{éme}$,$8^{éme}$	$2^{éme}$,$3^{éme}$,$4^{éme}$	RDC, Sous-sol , 1^{er}
b_{max}(cm)	30	30	30
h(cm)	35	35	35
b_c(cm)	35	40	45
$b_{max} \leq 1{,}5h + b_c$	Condition vérifiée		

Les Dimensions à respecter par les poutres sont illustrés sur le Figure II.4

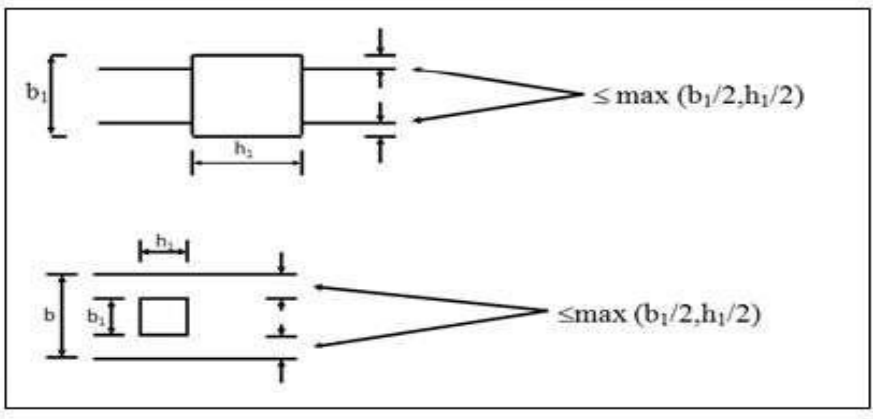


Figure II.4 : Dimensions à respecter par les poutres.

II.7. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet des efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part ils assurent, selon leur différente conception, la reprise des efforts verticaux. Un élément est considéré comme voile s'il satisfait la condition suivante : $\boldsymbol{l \geq 4a}$.

Avec : l : portée min des voiles.

a : épaisseur des voiles

D'après le **RPA99 version 2003, (art 7.7.1)** le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

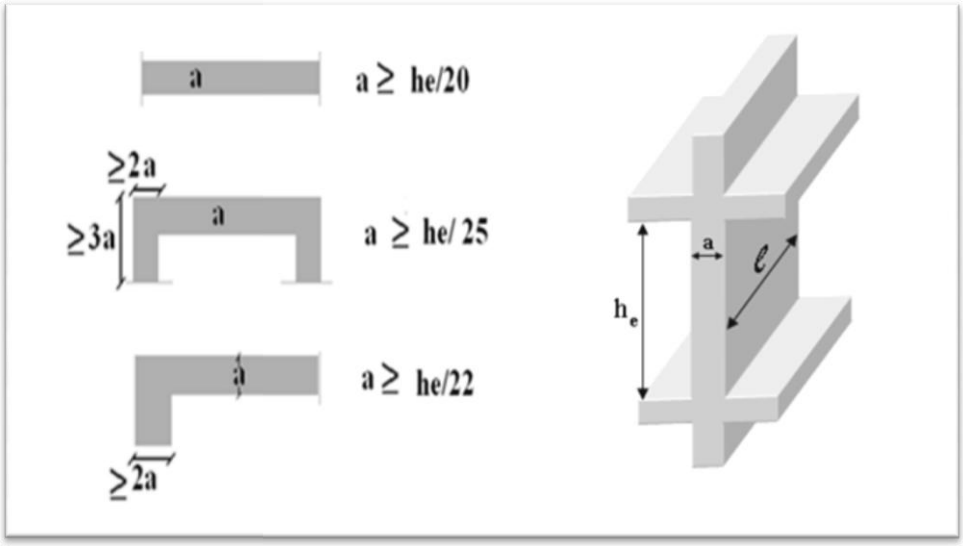


Figure II.5 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

D'après le **RPA2024, (art 7.7.1)** le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions

Suivantes :

$$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m\right)$$

L'épaisseur minimale (b_w) doit respecter la condition suivante par Figure (II.6) :

$$b_w \geq \max\left(\frac{h_e}{20}, 15cm\right)$$

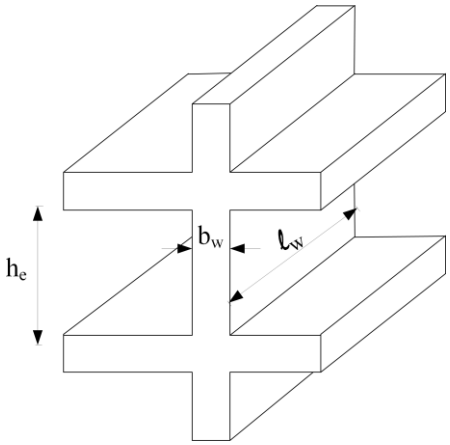


Figure II.6 : Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres

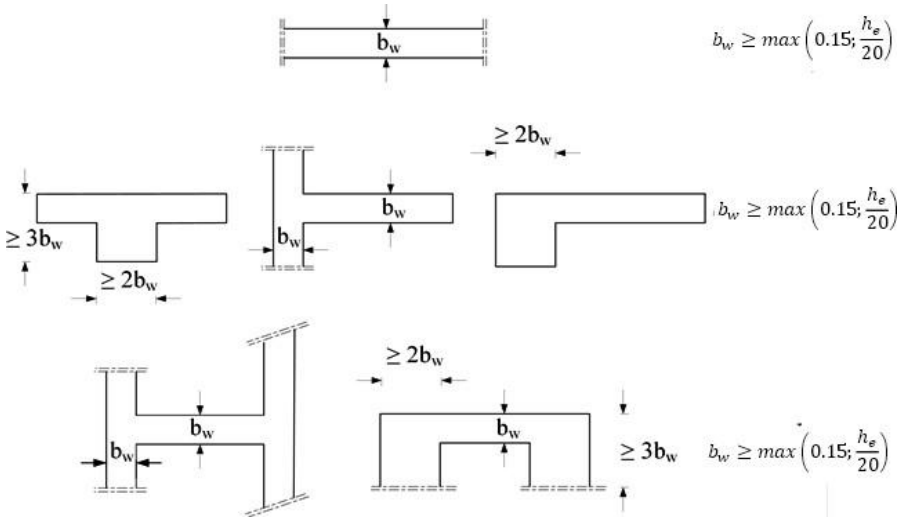


Figure II.7 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

- ✓ **L :** porté du voile.
- ✓ **a :** épaisseur du voile.

❖ **Voile de contreventement : RPA99 version 2003 « Art 7.7.1 »,**

he = h – e_p

Avec : h : hauteur de l'étage.

e_p: épaisseur du plancher

he = 323 –20= 303cm.

Pour tous les étages : **he** = 3.03 m

a ≥ Max $\left\{15cm; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right\}$

a ≥ Max $\{15cm; 12.12cm; 13.77cm; 15.15cm\}$

On adopte a=16cm

✓ **Longueur minimale du voile :** (vérification des exigences du RPA 99Art 7.7.1)

La longueur minimale du voile devra satisfaire la condition suivante :

$$l_{min} \geq 4a$$

Avec :

Lmin : longueur minimale du voile.

e : épaisseur du voile.

Dans notre cas : a = 16 cm

$l_{min} \geq 4 \times 16 = 64$ cm

$l_{min} = 65$ cm

❖ **Voile de contreventement : RPA2024 « Art 7.7.1 »,**

Pour tous les étages : **he** = 3.03m

$b_w \geq$ Max $\left\{15cm; \frac{h_e}{20}\right\}$

$b_w \geq$ Max $\{15cm; 15.15cm\}$

On adopte a=16 cm

✓ **Longueur minimale du voile :** (vérification des exigences du RPA 2023Art 7.7.1)

La longueur minimale du voile devra satisfaire la condition suivante :

$$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m\right)$$

$$l_w \geq \max(1.06\text{m}, 0.64m, 1m)$$

Avec : $\mathbf{L}_w$: longueur minimale du voile.

$\boldsymbol{b_w}$**:** épaisseur du voile.

Dans notre cas : $b_w = 16$ cm

$l_w \geq \max(1.06\text{m}, 0.64m, 1m)$

$l_w = 1.10\text{m}$

II.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons effectué le pré-dimensionnement des éléments structuraux de notre ouvrage, à savoir les poteaux, les planchers, les voiles et les poutres. Cette étape préliminaire nous a permis de définir les dimensions initiales de ces éléments conformément aux règles et normes en vigueur.

chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Après avoir traité le pré-dimensionnement des éléments structuraux, ce chapitre sera consacré au calcul des éléments secondaires qui, sans être porteurs, contribuent significativement à la fonctionnalité et à la sécurité globale de l'ouvrage. Ces calculs seront effectués conformément aux prescriptions du règlement CBA 93 et du BAEL 91, tout en respectant les exigences des règles parasismiques algériennes RPA 2024.

III.2. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivantes la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

III.2.2. Principe de calcul

L'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, soumis à son poids propre et une surcharge de 1 kN/m due à la main courante Le calcul se fait par une bande de 1m.

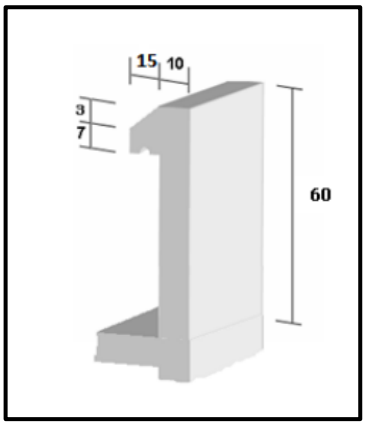


Figure III.1 : L'acrotère.

III.2.3. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Tableau III.1 : Evaluation des charges et surcharges.

Charge permanent G(KN)
Poids propre : G= [(0,60*0,10) +(0,15*0,07) +((0,15*0,03) /2)].25 = 1,818 KN/ml
Charge d'exploitation Q(KN)
Q = 1 kN

Tableau III.2 : Les efforts à l'ELU et l'ELS.

	L'E.L. U	L'E.L. S
Moment d'encastrement **M_u (KN.m)**	M_U =1,5.Q.h = 1,5×1×0,60	M_{ser} = Q.h =1×0, 60
	M_U =0.90	**M_{ser} = 0.60**
L'effort normal **N_u (KN)**	N_U =1,35. G	N_{ser} = G
	N_U =2.455	**N_{ser}** =1.818
L'effort tranchant **T_u (KN)**	T_U =1,5. Q== 1,5×1	T_{ser} = Q =1 KN
	T_U =1.5	**T_{ser} =1**

III.2.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

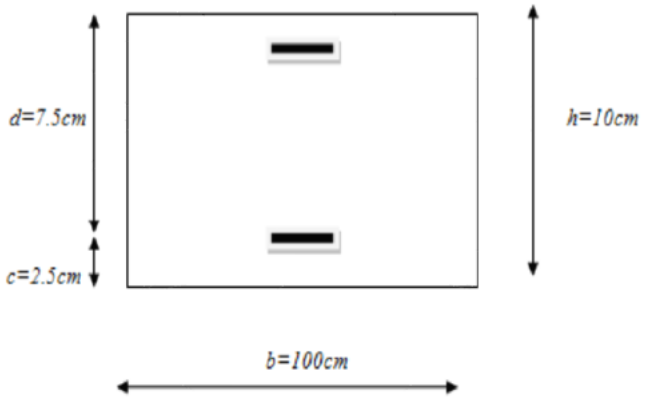


Figure III.2 *:* Les dimensions de l'acrotère.

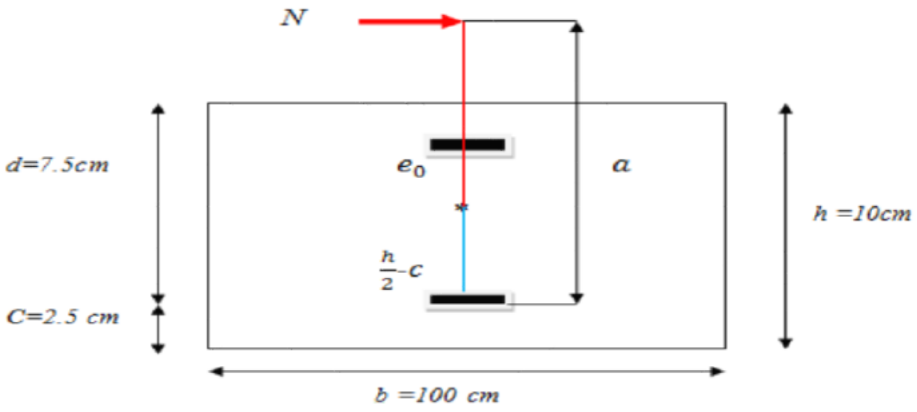


Figure III.3 : Section de Béton Armé à ELU.

Tableau III.3 : Les données

b=100cm	h=10cm	$C_1 = C_2 = 2.5CM$	$f_{c28} = 25Mpa$	Fe=400MPa
σ_b=14.2MPa	σ_s =348MPa	μ_l = 0.392	L_0=h=0.1m	$L_f = 2L_0$=1.2m

:

III.2. Calcul des armatures verticales :

Calcul de l'excentricité :

À l'attention de $e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9}{2.455} = 0.366m$=36.65cm

On a : $e_0 = 36.65 > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

e=$e_0 + \left(\frac{h}{2} - c_2\right) = 39.15cm$

$M_1 = N \times e = 0.961KN.m$

$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = 0.012 < \mu_l = 0.393 \quad \rightarrow A_1' = 0 \quad et\ \beta = 0.994$

$A_1 = \frac{M_1}{\bar{\sigma_S} \times \beta \times d} = 39mm^2 = 0.39cm^2$

N : effort de compression, alors :A=$A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_S} = 0.389cm^2$

Et : A'=A_1'=$0cm^2$

Donc : A=$0.40cm^2$

❖ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1cm^2$$

$$A_{min} = 1cm^2 > A = 0.40cm^2$$

On adopter a : A = 4HA 8 = 2.01 cm²

❖ **Armatures de répartition:**

$$A_r \geq \frac{A}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{A}{4} \rightarrow A_r \geq 0.5025cm^2$$

Donc, on prendra : Ar = 4HA 8= 2.01 cm²

Tableau III.4 : Armatures verticales et horizontales.

M_u (kN.m)	N_u (kN)	e_0 (cm)	section	μ	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisis}$ (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép}$ Choisis (cm^2)
0.9	2.455	36.65	SPA	0.012	0.389	1	4HA8=2.01	0.5025	4HA8=2.01

✓ ***Espacement :***

St=$(\frac{100}{4}) = 25cm \leq$ min{3h=30cm ; 33cm}= 30 cm

$$S_{rép} = \left(\frac{60}{4}\right) = 15cm \leq \min\{4h = 40cm;\ 45cm\} = \ 45 \text{ cm}$$

III.2.1. Vérification des contraintes normales à L'ELS :

$\overline{\sigma b}$=$0.6f_{c28} = 15Mpa$

$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 266.66Mpa; 110\sqrt{\eta.f_{tj}} = 201.63Mpa\right]$=201.633MPA

$\sigma_b = K.y_1$ Avec K= $\frac{N_{Ser}}{S_{xx'}}$

$\sigma_s = 15K(d - y_1)$

On va calculer y2 à l'aide de l'équation suivante **:**

$y_2^3 + py_2 + q = 0$

tq y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre

p = -3 .C²-90 $\frac{A'}{b}$ $(C-c')+90\frac{A}{b}(d-C)$

q =-2. C³-90 $\frac{A'}{b}(C-c')-90\frac{A}{b}(d-C)^2$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = $\frac{h}{2}$ – e =$\frac{10}{2}$ -39.15=-34.15 cm < 0 ".

$\begin{cases} p=-3423.322cm^2 \\ q=76514.8837cm^2 \end{cases}$

Donc l'équation *déviant:*

$y_2^3-3423.322y_2+76514.883=0$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante :

$0< y_1=y_2+c<d$

y1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc :$\begin{cases} y_2=36.14 \\ y_1=y_2+C=2 \end{cases}$

$S_{xx'}=\frac{1}{2}b.y_1^2+15[A'(y_1-c')-A(d-y_1)]$

$S_{xx'}$=34.175cm^3

K=$\frac{N_{ser}}{S_{xx'}}=\frac{1818}{34175}=0.0531N/mm^3$

$\sigma_b=K.y_1=1.062MPa<\overline{\sigma_b}=0.6f_{c28}=15MPa$

$\sigma_s=15K(d-y_1)$=43.8074 $MPa<\overline{\sigma_s}=201.633MPa$

Donc : On adoptera les sections calculées à ELU

Tableau III.5: Vérification à l'ELS.

M_s (kN.m)	N_S (KN)	e_0 (cm)	section	A (cm2)	Y (cm)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b<\overline{\sigma_b}$	$\sigma_s<\overline{\sigma_s}$
0.60	1.818	33	SPC	2.01	2	1.062	43.807	C.V	C.V

III.3. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est

Égale à : $F=T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 1.5 - \frac{0.9}{0.9\times0.075} = -11.83KN < 0$

F<0 : Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

III.4. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

On doit vérifier que: $\tau_u < \overline{\tau}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02MPA$$

Et : $\overline{\tau}=\min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4MPA\right] = 2.5MPA$

D'où alors : τu = 0.02 MPa<$\overline{\tau}$=2.5MPa…….cv

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5. Vérification de l'acrotère au séisme :

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces,

- **Pour RPA99V2003 :**

Suivant la formule = **4.A.C_p.W_p. ……..…[Art.6.2.3]**

- A: coefficient d'accélération**……....[Art.4.2.3]**
- Cp: facteur de force horizontal
- Wp: poids propre de l'élément

.

A	Cp	W_p
0.20	0.8	1.818

D'où alors : Fp = 4 x 0.20 x 0.8 x 1.818=1.16KN< T_U =1.5 **…… (Condition vérifiée).**

❖ **Pour 2024**

❖ $F_{PK} = (A.I.S).C_P.\left(1+\frac{3.h_z}{H}\right).W_P$**……[Art.6.2.3]**

- A : coefficient d'accélération; de zone **……[Art.3.3]**
- I:Coefficient d'importance **……[Art.3.4]**
- S : Coefficient de site
- Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8
- Wp : Poids de l'élément considère
- H : Hauteur totale du bâtiment a partir de la base
- hz : Hauteur, du niveau "k", a partir de la base

A	I	S	Cp	Wp (KN)	h(m)	hz(m)
0.25	1	1.2	0.8	1.818	32.90	0.60

$F_{PK} = (0.25.1.S).0.8.\left(1+\frac{3\times0.60}{32.90}\right).1.818 = 0.288 \leq T_U = 1.5$ **…… (Condition vérifiée).**

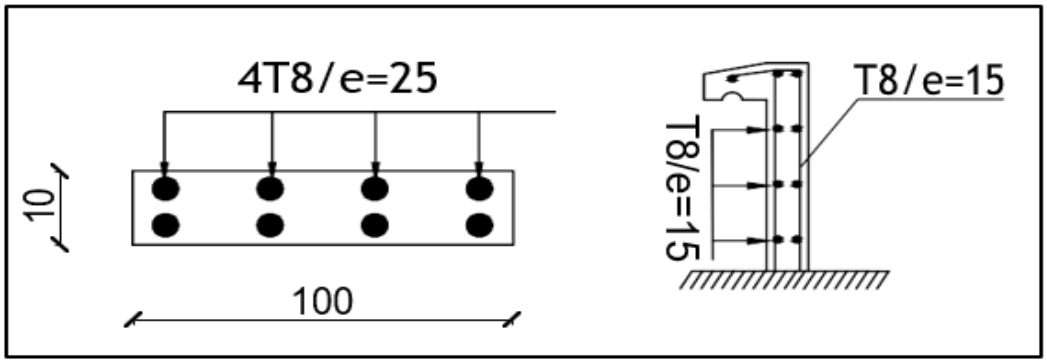


Figure III.4 : Ferraillage de l'acrotère.

III.6. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation. Il est constitué de :

- ✓ Poutrelles préfabriquées en BA, déposées parallèlement de 60cm d'espacement
- ✓ Corps creux (Entrevous) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales (G

et Q), en traitant les deux éléments suivants :

- ✓ Les poutrelles ;
- ✓ La dalle de compression.

III.6.1. La dalle de compression « CBA93 B.6.8.4.2.3 »

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

$$\begin{cases} 20\ \text{cm: pour les armatures perpendiculaires aux nervures}(A_\perp) \\ 33\ cm\text{: } pour\ les\ armatures\ paralleles\ aux\ nervures\ (A\ ). \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_\perp \geq \frac{4L}{fe} \\ A \geq \frac{A_L}{2} \end{cases}$$ Pour 50cm ≤ L≤ 80cm

$$\begin{cases} \text{L: L'écartementdes axes des nervures} = 65\ \text{cm.} \\ \text{fe: La limite d'élasticitéde treillis soudé} = 520\text{MPa.} \end{cases}$$

Tableau III.6: Armatures de la dalle de compression.

	$A_\perp$(cm²/ml)	$A_{//}$(cm²/ml)
Calculé	$A_\perp \geq 0{,}5$	$A_{//} \geq 0{,}25$
Choisi	5Ø5=0,98	5Ø5=0,98
on adoptera un treillis soudé de : (20x20) cm²		

- ✓ **Schéma de ferraillage**

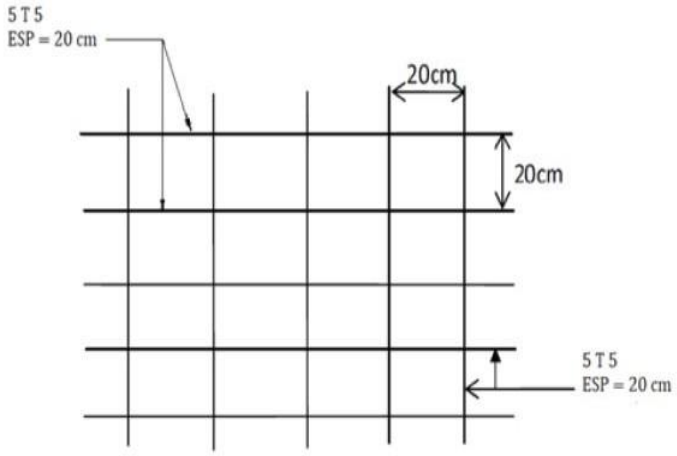


Figure III.5 : Disposition des armatures de la table de compression.

III.6.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, elles sont calculées par les sollicitations (G,Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ❖ Avant coulage
- ❖ Après coulage.

- ✓ **Dimensionnement :**
  - b = 12cm Largeur de la poutrelle.
  - h = 4cm Hauteur de la poutrelle.
  - c = 2cm Enrobage.
  - d = 2cm Hauteur utile.

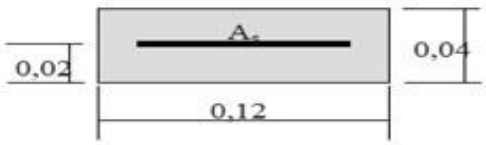


Figure III.6: Schématisation de la poutrelle avant coulage.

III.6.3. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes :

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou(0,5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.
  « CBA ART B.6.8.4.1.2 »

- Poids propre de la poutrelle : G1 = 0.12 × 0.04 × 25 = 0.12 KN/ml
- Poids propre du corps creux : G2 = 1 × 0.60 = 0.60 KN/ml
- La charge permanente total : G = G1 + G2 = 0.12 + 0.60= 0.72 KN/ml

Q = max [1 KN ; 0,5L = $2\times 4.75 = 2.375KN$] = 2, 375KN

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III.7: les charges de la poutrelle avant coulage.

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
		Poids de Poutrelle	**Poids du corps creux**
4,75	**2,375**	0,12*0,04*25 = 0,12	0,60*1 = 0,60
		0,77	

III.6.3.1. Calcul des étaiements :

- **Vérification de la flèche :**

$f < f_{\text{limite}}$

$f_G = \frac{5P_G.L^4}{348.E.I}$

$f_Q = \frac{P_Q L^3}{48.E.I}$

I : Moment d'inertie $I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{120\times 40^3}{12} = 640 \times 10^3 mm^3$

$f_T = \frac{f_Q L^3}{48.E.I} + \frac{5f_G.L^4}{348.E.I}$

Avec :

f_Q : Une flèche due a la charge concentrée de l'ouvrier [Q = max [1 KN ; 0.5L]

f_G : Une flèche due a la charge répartie

P_G = poids propre de poutrelle + poids de corps creux

$f_{\text{limite}} = \frac{L(cm)}{500} = \frac{475}{500} = 0.95cm = 9.5mm$ Si L≤ 5

Tableau III.8 : Détermination du nombre d'étaiements.

N° des étaiments	L(mm)	G(KN)	Q(KN)	f_G(mm)	f_Q(mm)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	f ≤ $\bar{f}$
0	4750	0,72	2,025	760.56	0.65	761.21	9.5	Condition non vérifiée
1	2375	0,72	1.1875	47.53	0.047	47.577	4.75	Condition non vérifiée
2	1583.33	0,72	1	9.38	0.011	9.391	3.16	Condition non vérifiée
3	1187.5	0,72	1	2.97	0.005	2.975	2.375	Condition non vérifiée
4	810	0,72	1	0.64	0.001	0.641	1.62	Condition vérifiée

✓ **Commentaire :**

Il faut prévoir **4 étaiements** le long de travée espacée de **81 cm** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression.

III.7. Détermination des Sollicitations.

III.7.1. Méthode de calcul

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à méthode de Caquot.

Les conditions de la méthode forfaitaire sont :

1- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser max entre le double des charges permanentes ou bien 5 kN/m2.

$Q \leq \text{Max}$ [2 G et 5 kN/m2]

2- Le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0 ,8 et 1,25.

$0.8 \leq Li / Li + 1 \leq 1.25$ Dans les différentes travées en continuité.

3- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes.

4- La fissuration est peu nuisible.

Après coulage :

III.7.2. Apres coulage

dans la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ces deux extrémités, elle sera soumise à des charges uniformément reparties.

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. 4 type de poutres continues sont à envisage :

- ❖ Type 1 : 2travées (travée de 3.78 m ; 3.78m)
- ❖ Type 2 : 2 travées (travée de 2.35 m ; 4.75m)
- ❖ Type 3 : 5travées (travée de 4.35m ; 4.75m ;2.35m ;4.75m ;4.35)
- ❖ Type 4 : 6 travées (travée de 4,35 m ; 2.15 ;3.78 m ;3.78m ;2.15m ;4.35m)

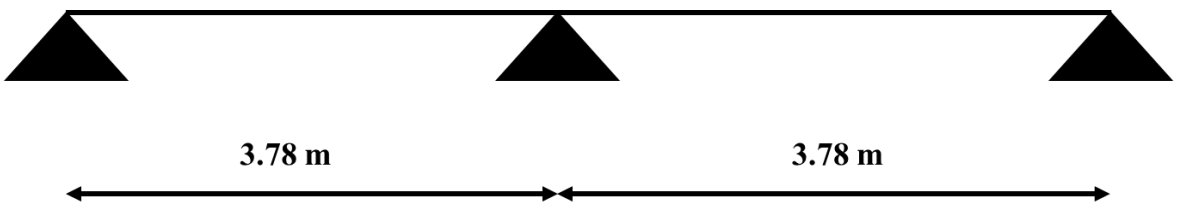
III.7.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

- $P_U = 1.35\ G + 1.5\ Q$
- $P_S = G + Q$

Tableau III.9 : Actions de calcul des poutrelles après coulage.

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	P_u (kN/m)	P_{ser} (kN/m)
Terrasse	6,40*0,60=3.84	1*0.60=0.60	6.084	4.44
Plancher courant	5,96*0,60=3.58	1,5*0.60=0.90	6.183	4.48

Type01 :(Poutrelle à 02travées)



❖ **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable** :

Q = 1kN/m2≤ Max [2 G= 2 x 3.58= 7.16kN/m2 et 5 kN/m²] = 7.16kN/m²……CV

- L'inertie est constante pour toutes les travées …..…….. CV

-La fissuration est peu nuisible …….. CV

- 0.8 < 3.78/ 3.78= 1.00< 1.25 ……...…….CV

Tableau III.10: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELU.

Travées	Pu (kN)	L (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
3-5	6.183	3.78	11.03	6.95	2.21	6.62	10.51	-12.84
5-7	6.183	3.78	11.03	6.95	6.62	2.21	12.84	-10.51

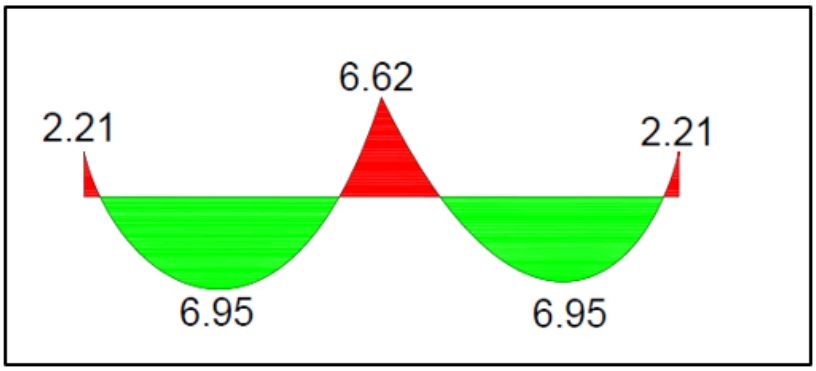


Figure III.7 : Diagramme des moments à l'ELU.

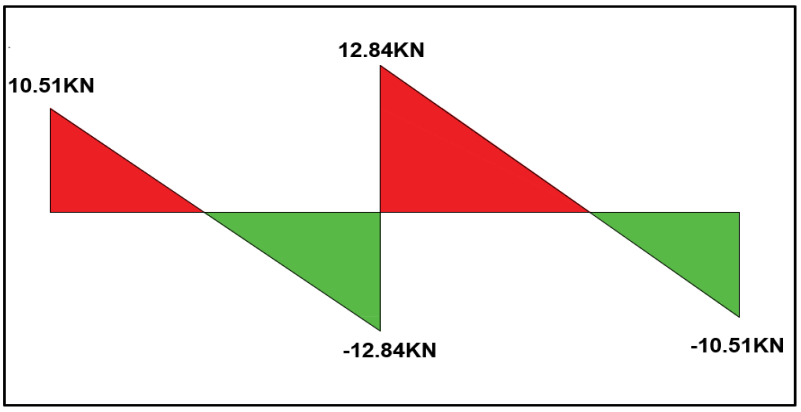


Tableau III.11 : Diagramme des efforts tranchant.

Tableau III.12: Calcul du moment et des poutrelles à Plancher courant à l'ELS.

Travées	Ps (kN)	L (m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
3-5	4.48	3.78	7.99	1.60	4.80	5.28
5-7	4.48	3.78	7.99	4.80	1.60	5.28

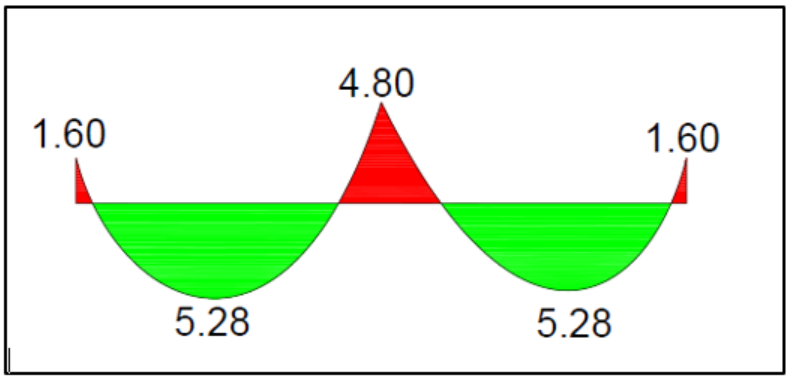
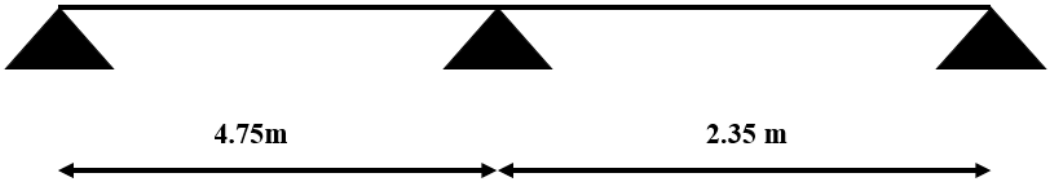


Figure III.8 : Diagramme des moments à l'ELS

Type02 : (Poutrelle à 02travées)



❖ **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable** :

Q = 1kN/m^2≤ Max [2 G= 2 x 3.58= 7.16kN/m$_2$ et 5 kN/m$_2$] = 7.16 kN/m$_2$…….CV

- L'inertie est constante pour toutes les travées …..……...…. CV

-La fissuration est peu nuisible ……... CV

- 0.8 < 4.75/ 2.35= 2.02< 1.25 ……...……...… .CNV

Remarque :

La méthode forfaitaire n'étant pas applicable dans ce cas, la méthode de Caquot est utilisée.

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants **:**

Tableau III.13 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse à l'ELU.

Travées	Pu (kN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
2-4	6.183	4.75	4.75	17.43	3.48	12.30	9.53	12.82	-16.54
4-6	6.183	2.35	2.35	4.26	12.30	0.85	-2.31	12.13	-2.39

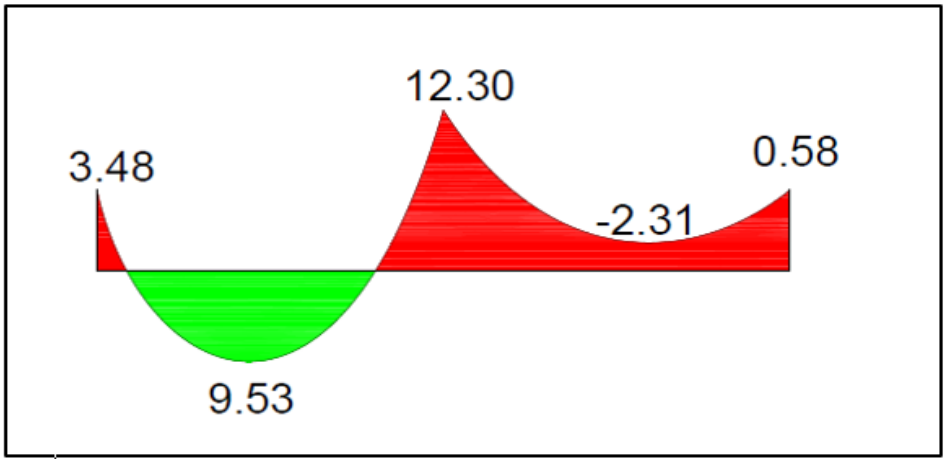


Figure III.9 : Diagramme des moments à l'ELU.

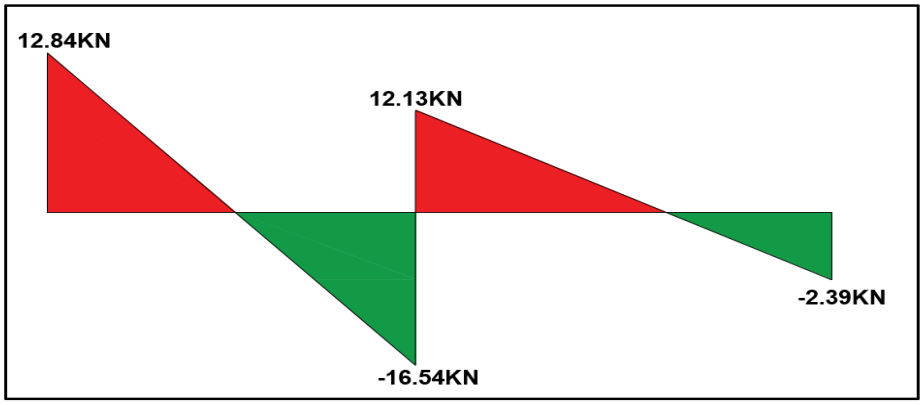


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchant.

Tableau III.14 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher Terrasse àl'ELS.

Travées	Ps (kN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
2-4	4.48	4.75	4.35	12.64	2.53	8.92	6.91
4-6	4.48	2.35	2.35	3.09	8.92	0.62	-1.86

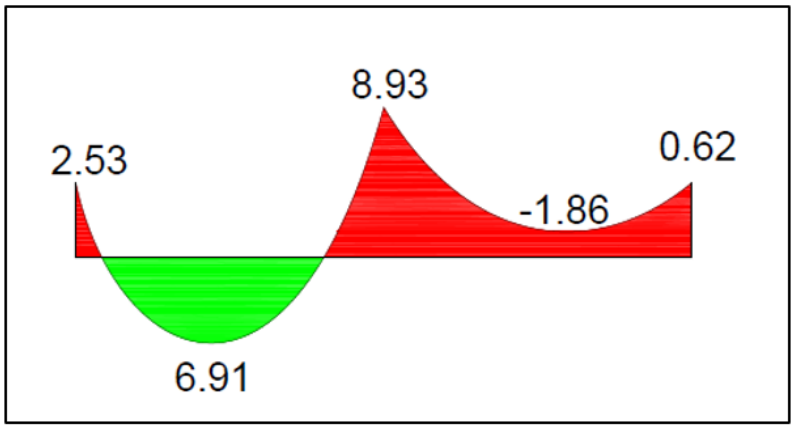
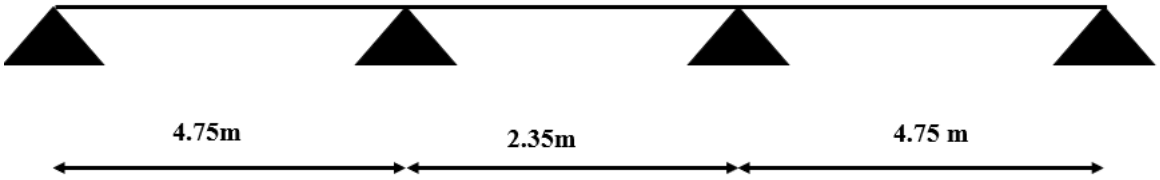


Figure III.11 : Diagramme des moments à l'ELS

Type 03:(Poutrelle à 03 travées)



❖ **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable** :

Q = 1kN/m^2≤ Max [2 G= 2 x 3.58= 7.16kN/m$_2$ et 5 kN/m$_2$] = 7.16 kN/m$_2$…….,,….CV

- L'inertie est constante pour toutes les travées …..…….,... CV

-La fissuration est peu nuisible ……..... CV

- 0.8 < 4.75/ 2.35= 2.02< 1.25 ……...……...….CNV

✓ **Remarque :**

La méthode forfaitaire étant inadaptée, la méthode de Caquot a été retenue.

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants **:**

Tableau III.15 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher l'ELU.

Travées	Pu (kN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
2-4	6.183	4.75	4.75	17.42	3.48	12.48	9.44	12.7	-16.56
4-6	6.183	2.35	1.88	4.26	12.48	12.48	-8.21	7.26	-7.26
6-8	6.183	4.75	4.75	17.42	12.48	3.48	9.44	16.5	-12.78

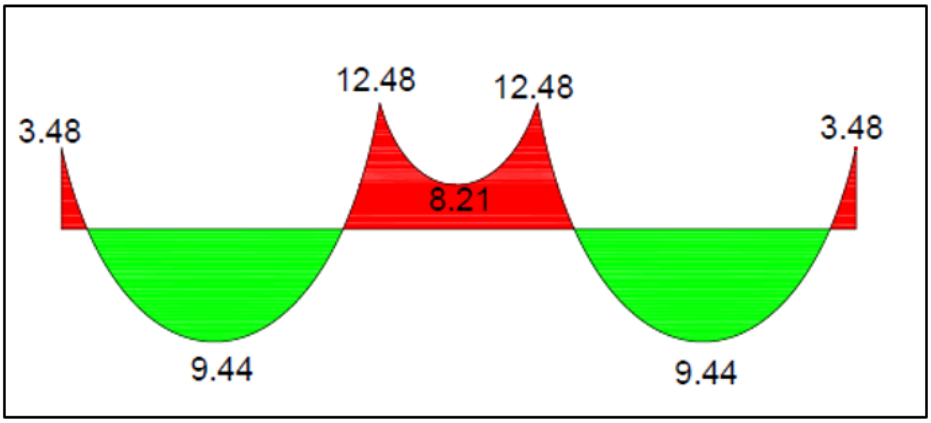


Figure III.12 : Diagramme des moments à l'ELU.

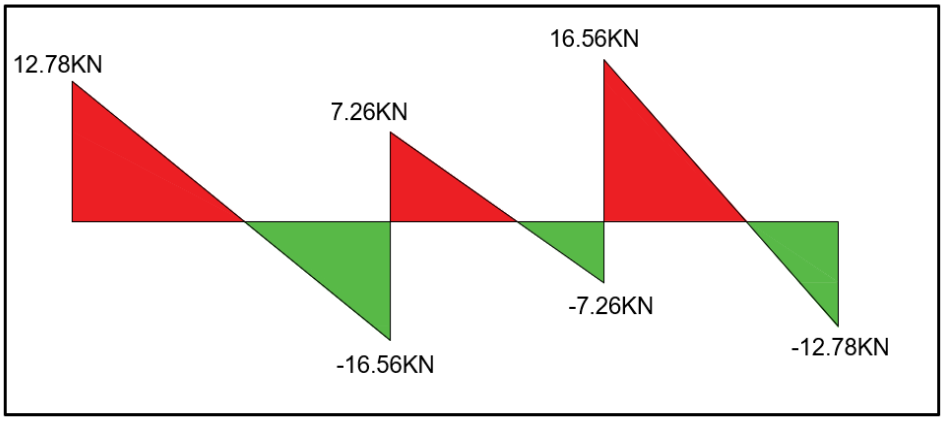
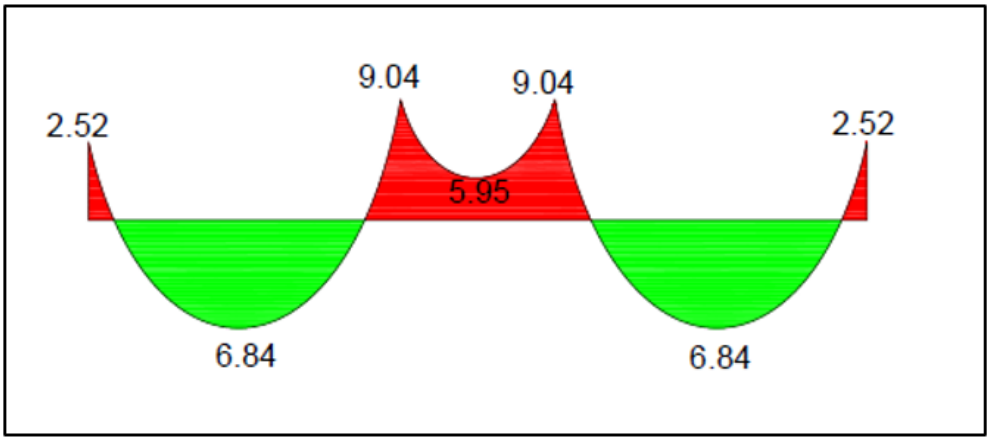


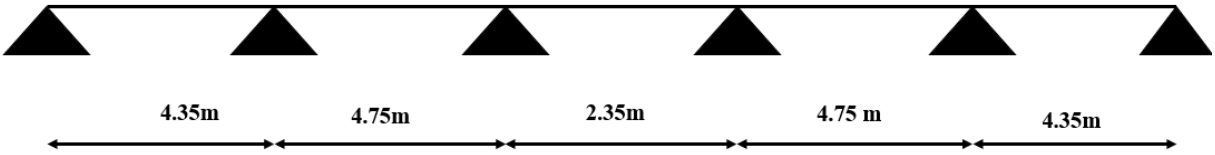
Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchant.

Tableau III.16: Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher l'ELS.

Travées	Ps (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
2-4	4.48	4.75	4.75	12.62	2.52	9.04	6.84
4-6	4.48	2.35	1.88	3.09	9.04	9.04	-5.95
6-8	4.48	4.75	4.75	12.62	9.04	2.52	6.84



Type 04 :(Poutrelle à 05 travées)



❖ **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable** :

Q = 1kN/m^2≤ Max [2 G= 2 x 3.58= 7.16kN/m$_2$ et 5 kN/m$_2$] = 7.16 kN/m$_2$…….CV

- L'inertie est constante pour toutes les travées …...……...…. CV

-La fissuration est peu nuisible ……..…... CV

- 0.8 < 4.35/ 4.75= 0.91< 1.25 ……...……...…….CV

- 0.8 < 4.75/ 2.35= 2.02< 1.25 ……...……...…….CNV

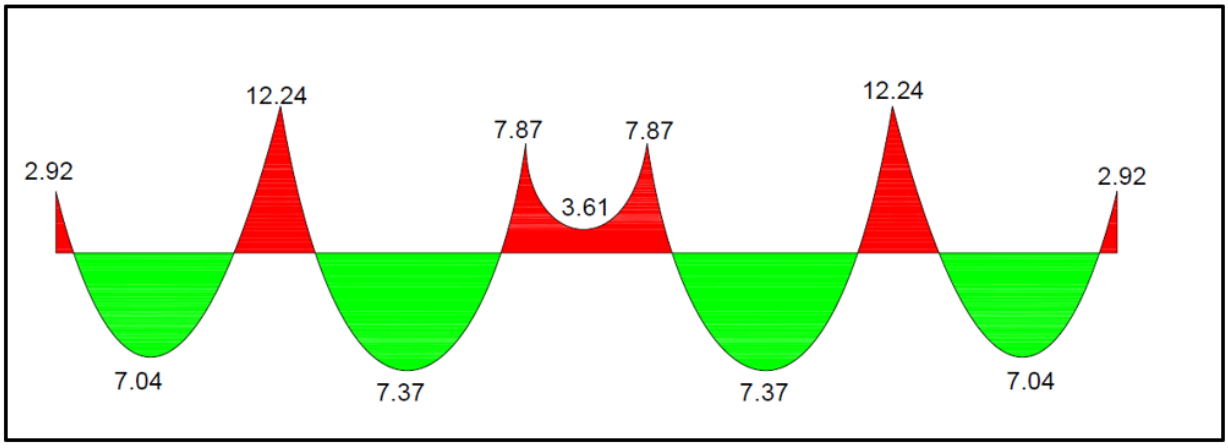
✓ **Remarque :**

La méthode forfaitaire étant inadaptée, la méthode de Caquot a été retenue.

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants **:**

Tableau III.17 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles Plancher l'ELU.

Travées	Pu (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
1-2	6.183	4.35	4.35	14.625	2.925	12.244	7.040	11.306	-15.590
2-4	6.183	4.75	3.8	17.438	12.244	7.878	7.377	15.604	-13.765
4-6	6.183	2.35	1.88	4.268	7.878	7.878	-3.610	7.265	-7.265
6-8	6.183	4.75	3.8	17.438	7.878	12.244	7.377	13.765	-15.604
8-9	6.183	4.35	4.35	14.625	12.244	2.925	7.040	15.590	-11.306



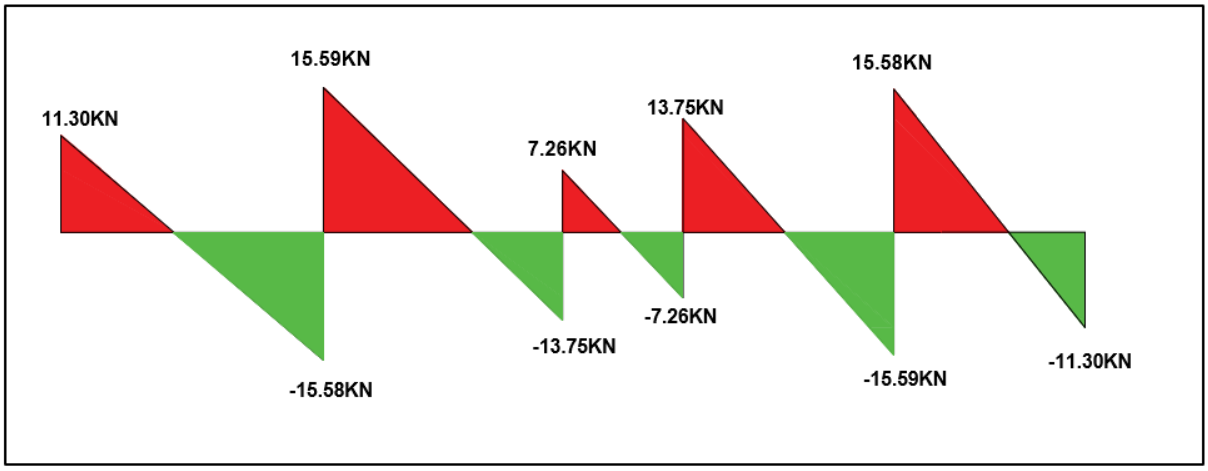
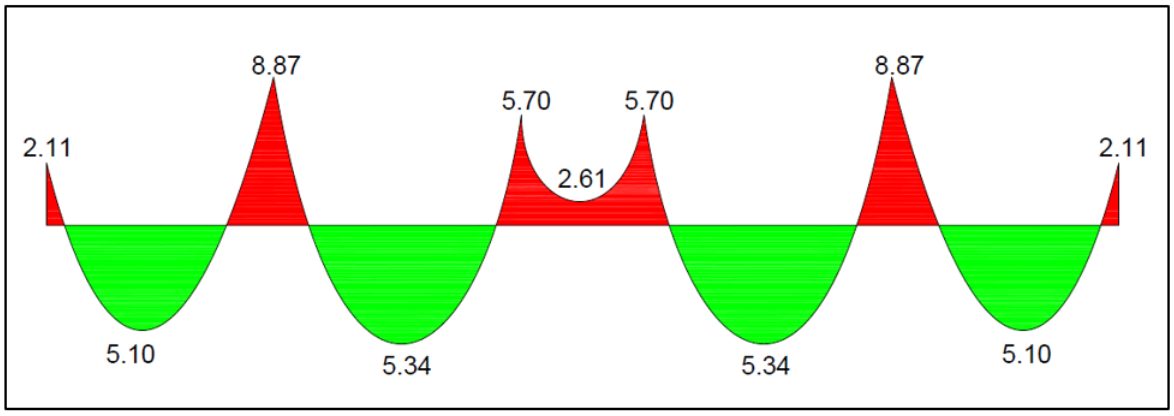
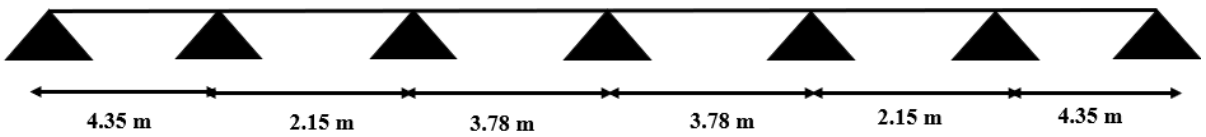


Tableau III.18 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELS.

Travées	Ps(kN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
1-2	4.48	4.35	4.35	10.597	2.119	8.872	5.101
2-4	4.48	4.75	3.8	12.635	8.872	5.708	5.345
4-6	4.48	2.35	1.88	3.093	5.708	5.708	-2.616
6-8	4.48	4.75	3.8	12.635	5.708	8.872	5.345
8-9	4.48	4.35	4.35	10.597	8.872	2.119	5.101



Type 04 :(Poutrelle à 06 travées



❖ **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable** :

Q = 1kN/m^2≤ Max [2 G= 2 x 3.58= 7.16kN/m2 et 5 kN/m^2] = 7.16 kN/m2……CV

- L'inertie est constante pour toutes les travées …...……...…. CV

-La fissuration est peu nuisible ……..….... CV

- 0.8 < 4.35/ 2.15= 0.91< 1.25 ……...……...…….CV

- 0.8 < 4.75/ 2.35= 2.02< 1.25 ……...……...…….CNV

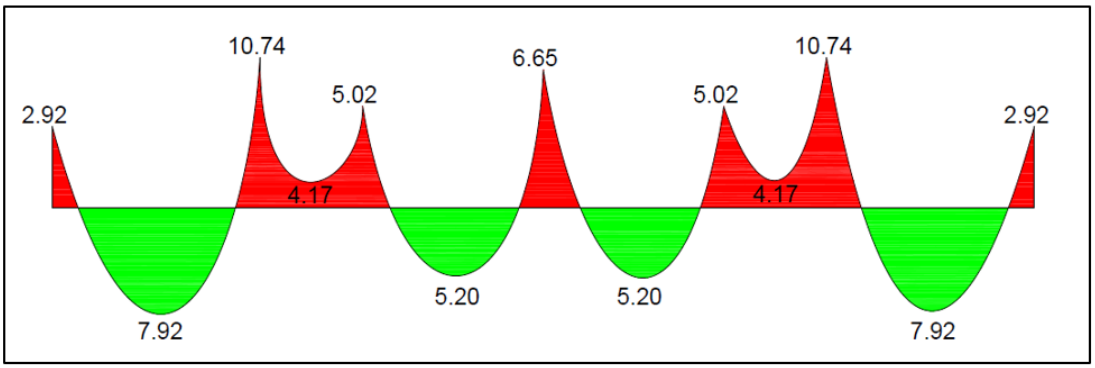
Remarque :

Étant donné que la méthode forfaitaire n'est pas applicable dans ce cas, la méthode de Caquot est utilisée.

Les résultats sont indiqués dans les tableaux suivants **:**

Tableau III.19 : Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles Planchcoul'ELU.

Travées	Pu (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
1-2	6.183	4.35	4.35	14.62	2.925	10.474	7.925	11.71	-15.183
2-3	6.183	2.15	1.72	3.57	10.474	5.020	-4.175	9.183	-4.110
3-5	6.183	3.78	3.02	11.04	5.020	6.652	5.207	11.25	-12.117
5-7	6.183	3.78	3.02	11.04	6.652	5.020	5.207	12.11	-11.254
7-8	6.183	2.15	1.72	3.57	5.020	10.474	-4.175	4.110	-9.183
8-9	6.183	4.35	4.35	14.62	10.474	2.92	7.925	15.18	-11.713



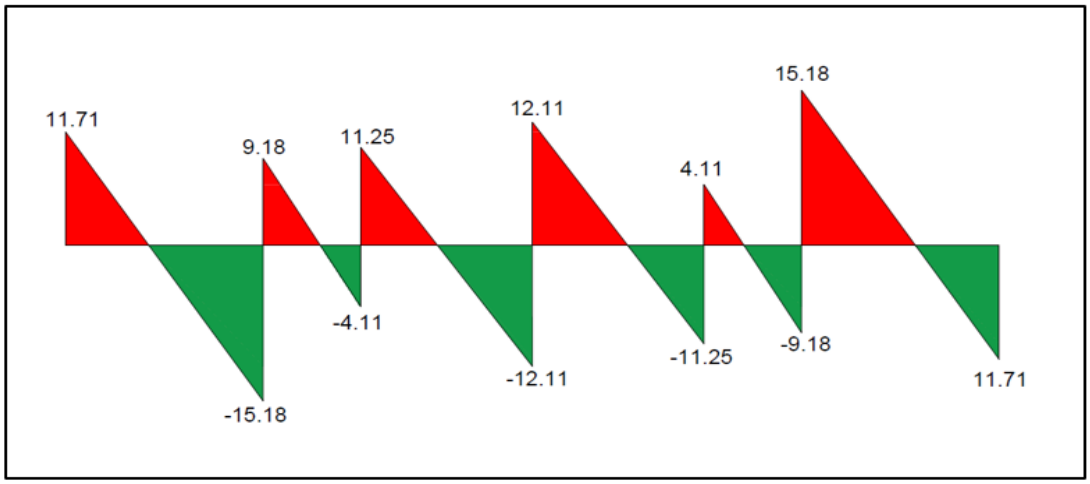


Tableau III.20 *:* Calcul du moment et effort tranchant et des poutrelles à Plancher courant à l'ELS.

Travées	Ps(kN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
1-2	4.48	4.35	4.35	10.60	2.119	7.589	5.742
2-3	4.48	2.15	1.72	2.60	7.589	3.638	-3.025
3-5	4.48	3.78	3.02	8.00	3.638	4.820	3.773
5-7	4.48	3.78	3.02	8.00	4.820	3.638	3.773
7-8	4.48	2.15	1.72	2.60	3.638	7.589	-3.025
8-9	4.48	4.35	4.35	10.60	7.589	2.119	5.742

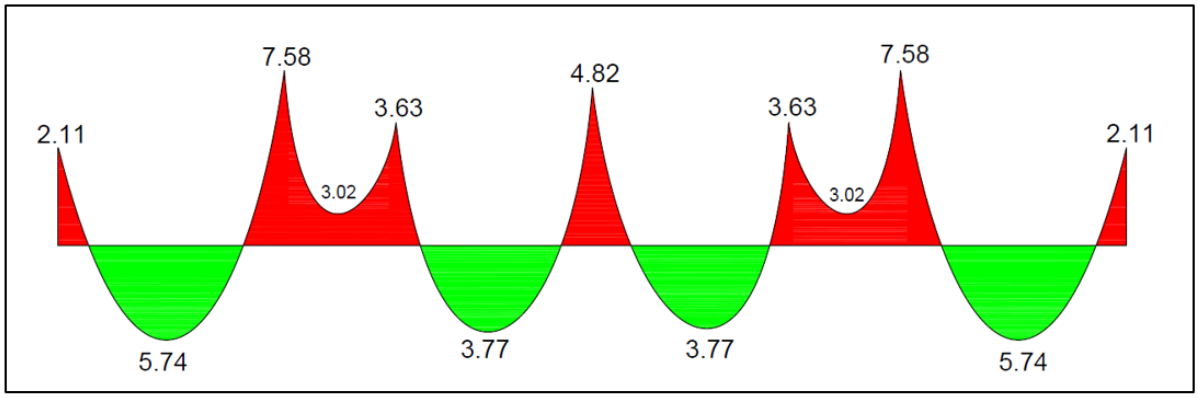


Tableau III.21 : Les moment maximales a l'ELU, ELS et l'effort tranchant maximal

	ELU			ELS	
	Mt max(KN.m)	**Ma max(KN.m)**	**Tmax(KN)**	**Mtmax (KN.m)**	**Ma max(KN.m)**
sollicitations	9.53	12.48	16.56	6.91	9.04
Référence	Type 02	Type 03	Type 03	Type02	Type 03

III.7.3. Calcul du ferraillage

III.7.3.1. Armatures longitudinales

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

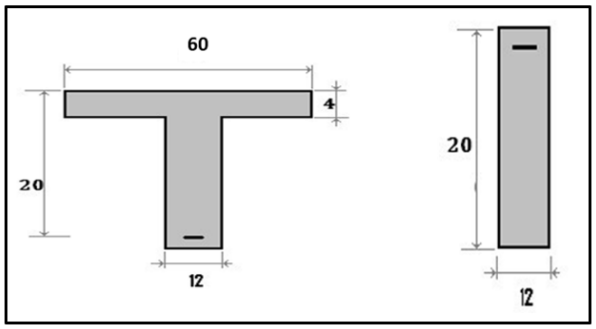


Figure III.14 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); En appui (à droite)

✓ La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III.22: Calcul et vérification des armatures de plancher courant.

		En travée	Aux appuis
ELU	**Mu (kN.m)**	9.75	12.48
		$M_0 = b.h_0.\sigma_b.\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 60 \times 10 \times 40 \times 14.2 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) =$ 54.528KN.m	
	M_0(KN.m)	Mu < M0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire(b*h)= (60*20) ⇒calcul en flexion simple	Mu < M0 ⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*20) ⇒calcul en flexion simple
	μ	0,035	0,225
	μl	0,392	
	μ< μl	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	β	0,982	0,870
	A (cm^2)	1.58	2.29
	Le chois A	3HA10=2.35cm^2	3HA10=2.35cm^2
	***A*min(cm^2)**	1.30	0.260
	A > *A*min	Condition vérifiée	Condition vérifiée
ELS	**Mser (kN.m)**	6.91	9.04
	$\overline{\sigma b}$ (MPa)	15	
	y1 (cm)	4.04	7.75
	IG (cm4)	8188.36	7437.90
	K(N/mm^3)	0.0843	0.167
	σb (MPa)	3.40	12.94
	$\sigma b \leq \overline{\sigma b}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée

✓ Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III.23 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles.

	En travée	Aux appuis
Section d'armature	3T10=2.35cm^2	1T10filt+2T10 chap=2.35 cm^2

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU « CBA93Article 5.1.2.1»**

Tableau III.24 : Vérification des contraintes de cisaillement des poutrelles.

T (KN)	T_u (MPa)	T_{adm} (MPa)	Tu ≤ Tadm
16.56	0.76	3.33	**Condition vérifiée**

✓ **Escapement S_t:** $[R.P.A/Art.7.5.2.2]$

d=18cm

$St \leq Min\begin{cases}0.9d\\40cm\end{cases}$ = (16.2; 40 cm)

Dunc: St=15 cm;

$A_{tmin} \leq 0.003 S_t \times b = 0.54 cm^2$

✓ **Diamètre des armature transversales ϕ_t**

$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.7;10;12\}(mm)$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow a_t = \frac{\pi.\phi t^2}{4} = 28.27 mm^2$

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres

a_t=0.28 cm² et n_t=2 => $A_t = a_t n_t$=0.56 cm² ⟶ $A_t \geq A_{tmi}$

✓ **Vérifications nécessaires** $[C.B.A.93/Art.5.2.3]$

Section d'armatures transversales (F_eE235).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 235}{120 \times 150} = 0.731 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > -0.0001 \textbf{ (C.V)}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

$\gamma_s = 1.15$ stiuation durable

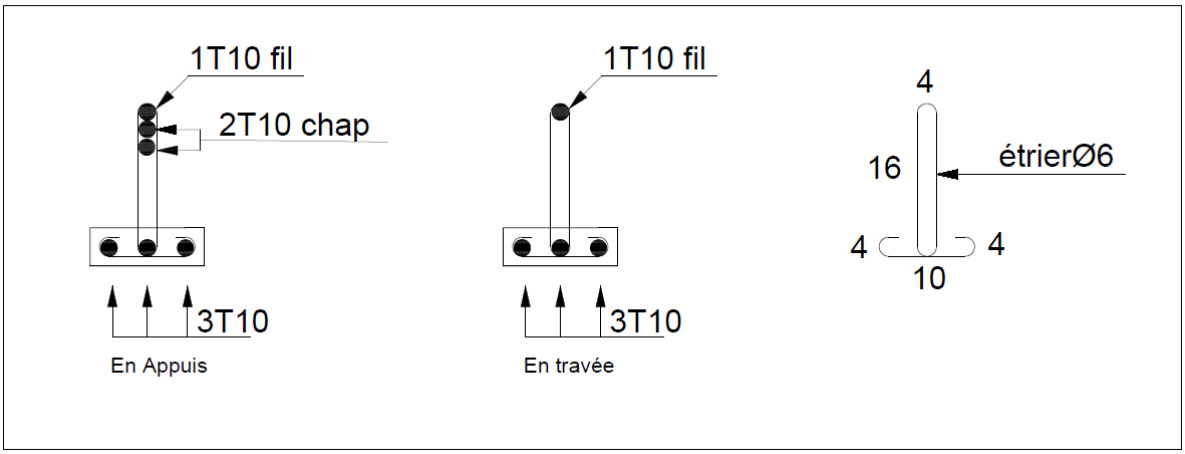
✓ **Vérification de la flèche à l'ELS : [Art B 6.8.4.2.4]**

Tableau III.25 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

1er condition	2éme condition
$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15M0}$	$P = \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{fe}$
$\frac{0.2}{4.75} = 0.042 \geq \frac{6.91}{15\times12.64} = 0.036$	$\frac{3.08}{12\times18} = 0.014 \leq 0,009$
C.V	C.V

Tableau III.26 : Vérification de la flèche de poutrelles

A (cm²)	M (KN.m)	ρ%	σs (MPa)	μ	y(cm)	I_0 (cm⁴)
2.35	9.04	0.8	214.78	0.57	11.02	16.30×10^3
I_{fi} (cm⁴)	**I_{fv} (cm⁴)**	**Fi (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**ΔF < F_{adm}**
17.56×10^3	17.78×10^3	3.16	7.09	3.93	9.5	Condition vérifiée



III.8. Les escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permette de sedéplacer à pied d'un niveau à un autre.

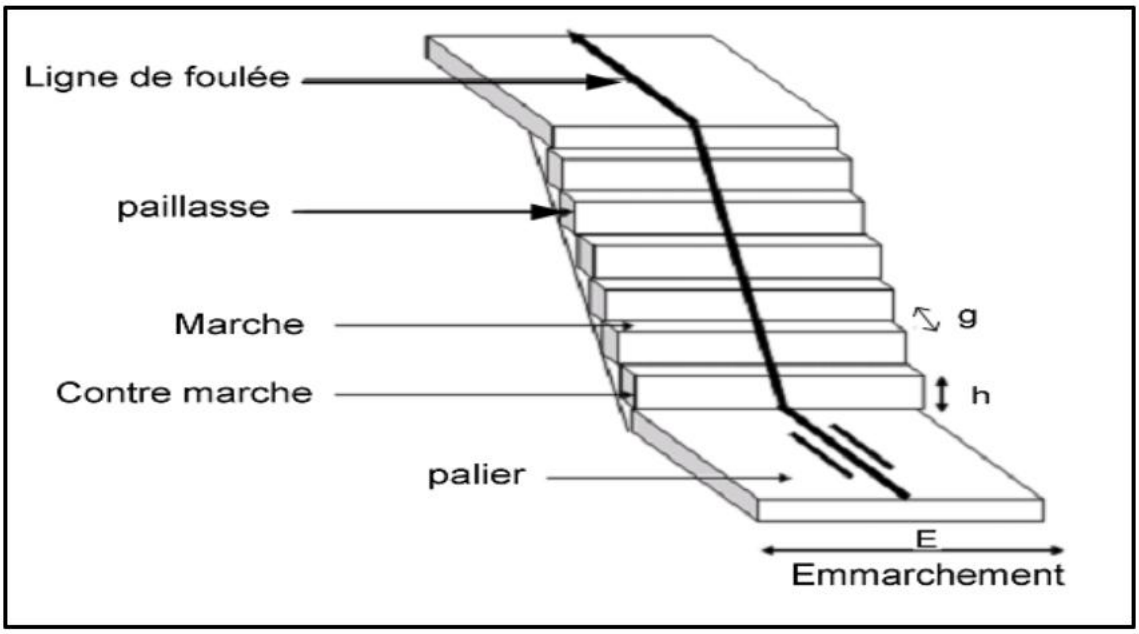


Figure III.15: Représentation d'un escalier.

III.8.1. Dimensionnement

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec 2 paliers intermédiaires. Le schéma statique de ce type d'escalier et comme suit :

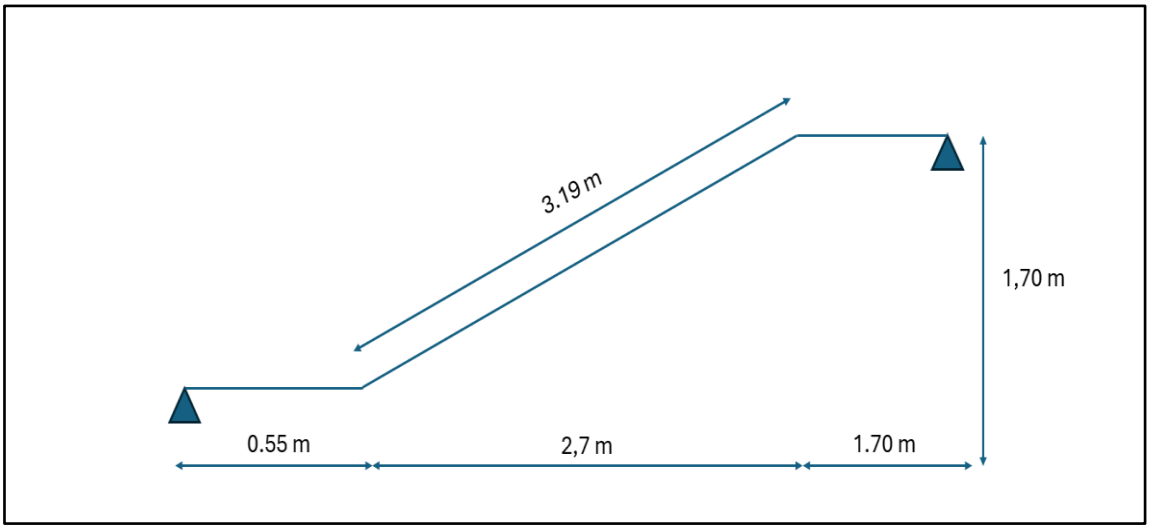


Figure III.16 : Dimensions de l'escalier

III.8.2. Prédimensionnement :

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- ❖ Le nombre de contre marche égale à 19.
- ❖ Hauteur du palier : H = 1,70 m (on va traiter la partie qui contient 10 contre marche)
- ❖ Hauteur du contre marche :

$$h = \frac{3.23}{19} = 17\ cm$$

- ❖ Largeur de la marche :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{2.70}{9} = 30cm$$

- ❖ Vérification de la formule de BLONDEL

$$59\text{ cm} \leq g + 2h \leq 66\ cm \blacktriangleright 59\text{ cm} \leq 64\ cm \leq 66\ cm \blacktriangleright \text{C.V}$$

✓ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier :**

tg α $= \frac{H}{L} = \frac{170}{270} =$ 0.629 D'où alors : **α =32,19°**

$L_1 = \sqrt{2.7^2 + 1.7^2} = 3.19m$ ► $L_{tot}=L_1+L_2=0.55+3,19+1,7=5.44$ m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtes, on a :

$$\frac{L_{TOT}}{35} \leq e \leq \frac{L_{TOT}}{30}$$

$$15.54\text{cm} \leq e \leq 18.13cm$$

On prendra : e =16cm

III.8.3. Evaluation des charges et surcharges :

III.8.3.1. Charges permanentes :

Tableau III.27: Charge permanente de la paillasse de l'escalier ***« DTR B.C. 2.2 ».***

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Carrelage**	0,02	20	0,40
2	**Mortier de pose**	0,02	20	0,40
3	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
4	**Poids propre de la marche**	0,17/2	25	2,13
5	**Poids propre de la paillasse**	0,16/cosα	25	4.5
6	**Enduit en ciment**	0,02	18	0,36
Charge permanente				**8.33**

Tableau III.28: Charge permanente du palier de repos de l'escalier **« DTR B.C. 2.2 ».**

N	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	**Carrelage**	0,02	20	0,40
2	**Mortier de pose**	0,02	20	0,40
3	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
4	**Poids propre du palier**	0,16	25	4.00
5	**Enduit en ciment**	0,02	18	0,36
Charge permanente				**5,70**

III.8.3.2. Surcharge d'exploitation Selon « DTR B.C. 2.2 ART 7.2 »

- **Le palier :** Q =2,5 KN/m^2
- **La paillasse :** Q =2,5 KN/m^2

III.8.4. Détermination des sollicitations :

- **E.L.U:** P_u=1,35. G+1,5. Q
- **E.L.S :** P_{ser}=G+Q

✓ Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.29 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	Pu (kN/ m^2)	Pser (kN/m^2)
Palier	5.7	2,5	11.44	8.20
Paillasse	8.33	2,5	14.99	10.83

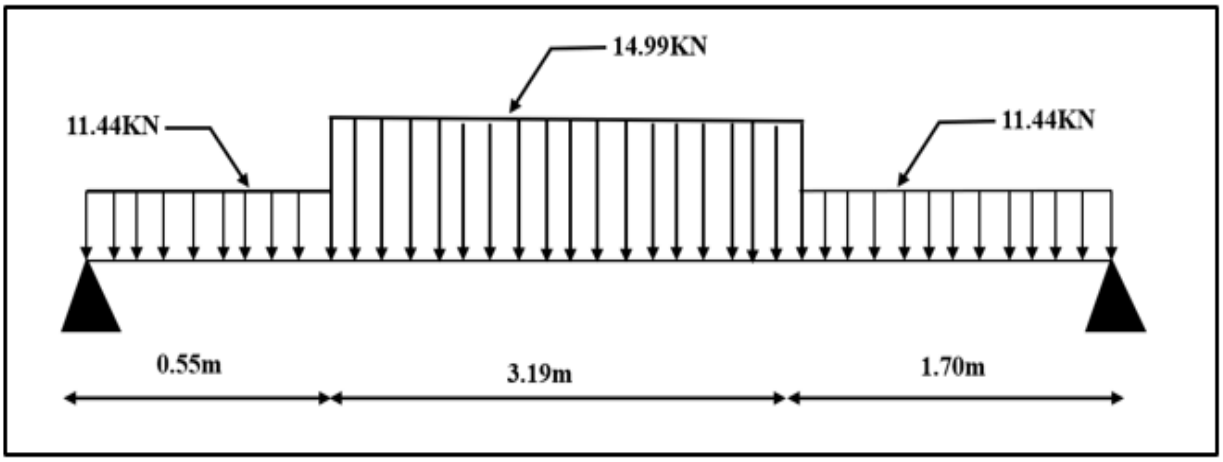


Figure III.17 : schéma statique des efforts du l'escalier A l'ELU

A l'ELU :

- **Détermination du Moment Maximum Mmax :**

Pour l'intervalle 0.55m≤ x ≤3.72m

$Mmax$ (x)= -7.495x^2 + 31.688x + 19.1587

$M_{max} = 52.65KN.m$

Mt = 0,80.Mmax =42.12KN.m

Ma = - 0,5.Mmax =26.325KN.m

T_{max}=37.98KN

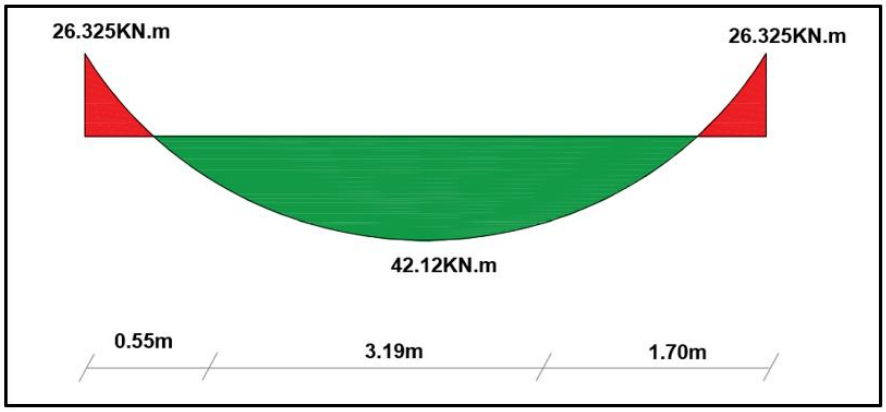


Figure III.18 : Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.

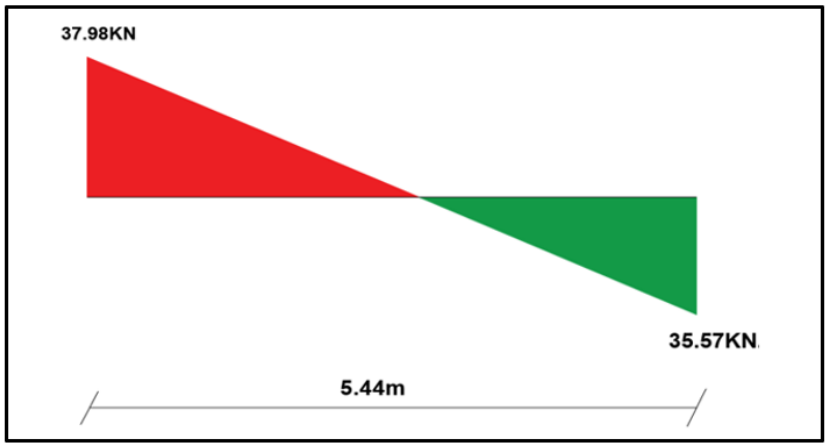


Figure III.19 : Diagramme des efforts tranchant dans l'escalier d'étage courant à l'ELU**.**

A l'ELS:

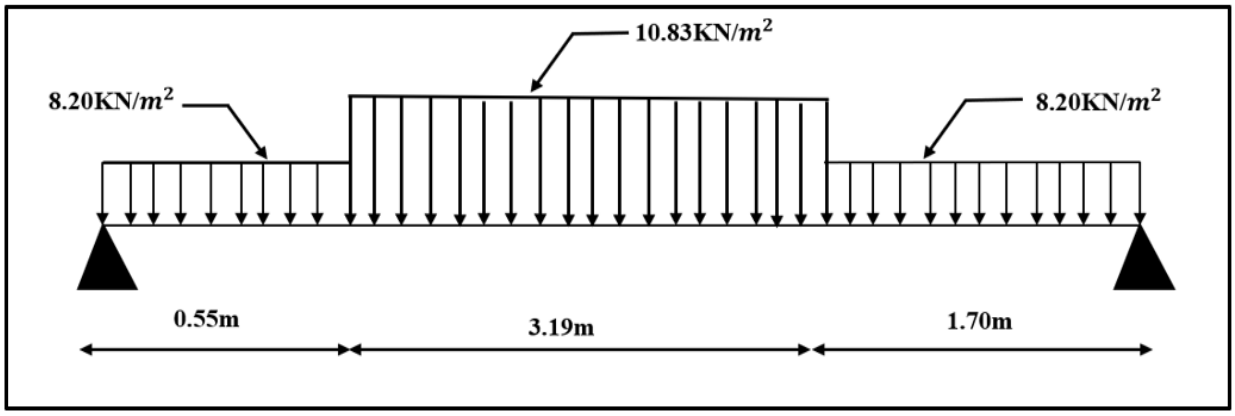


Figure III.20 : schéma statique des efforts du l'escalier A l'ELS

❖ **Détermination du Moment Maximum Mmax :**

Pour l'intervalle 0.55m≤ x ≤3.72m

M(x)= -5.415x^2 + 22.85x + 13.818

M_{max}(x)=38. 03KN.m

Mt = 0,8. Mmax =30. 42KN.m

Ma = - 0,5. Mmax =19.01 KN.m

Tableau III.30 : Détermination des efforts.

Sollicitations	Mt $(kN.m)$	Ma $(kN.m)$	$T(kN)$
ELU	42.12	26.325	37.98
ELS	30.42	19.01	/

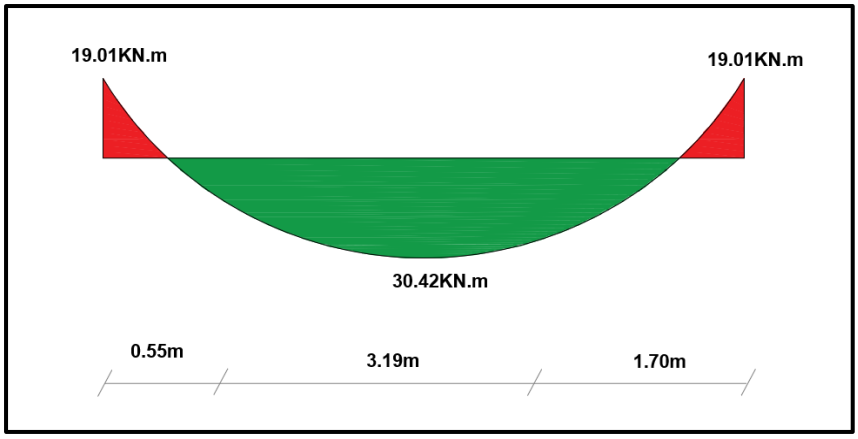


Figure III.21 : Diagramme des moments dans l'escalier d'étage courant à l'ELU.

❖ **Ferraillage des escaliers :**

Le calcul de ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1m.

Tableau III.31: Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h = 16cm	d=13.5cm
Acier	FeE400	f_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.32: Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	**μ**	**β**	**A (cm²)**	**A' (cm²)**	**A_{adopt} (cm²)**
En travée	42.12	0.162	0.911	9.84	0,00	10HA12=11.31
En appuis	26.325	0.101	0.946	5.92	0,00	6HA12= 6.78

Tableau III.33 : Espacement d'acier de l'escalier.

	St (cm)	**$\overline{st}$ (cm)**	**St (cm) < $\overline{st}$ (cm)**
En travée	10	33	**Condition vérifiée**
En appuis	16,66	45	**Condition vérifiée**

✓ $St \leq \overline{st} =$(min[3h;33cm]

❖ **Condition de non fragilité**

On vérifie que: $A \geq A_{min}$

En travées : $A = 11.31cm^2 \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{B}{1000} = \frac{100*16}{1000} = 1,6\ cm^2$ (Condition vérifiée)

En appuis : $A = 6.87cm^2 \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{B}{1000} = \frac{100*16}{1000} = 1,6\ cm^2$ (Condition vérifiée)

✓ Armatures de répartition

Tableau III.34: Section d'armatures de répartition dans l'escalier.

	$A_{rép}$=A/4 (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	St (cm)	$\overline{st}$ (cm)	St (cm) < $\overline{st}$ (cm)
En travée	2.82	4 HA10 = 3,14	25	33	Condition vérifiée
En appuis	1.70	4 HA10= 3,14	25	45	Condition vérifiée

❖ **Vérification des contraintes normales « C.B.A93 Article A.4.5.3 »**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Tableau III.35: Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L. S

	En travées	En appuis
A (cm^2)	11.31	6.78
M_{ser} (kN.m)	32.42	19.01
Y (cm)	$100Y^2+30A.Y-30.A.d \rightarrow Y$ =5.28cm	$100Y^2+30A.Y-30.A.d \rightarrow Y$ =4.32cm
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}.Y^3+15.A(d-Y)^2 \rightarrow I=16369.57$	$I=\frac{b}{3}.Y^3+15.A(d-Y)^2 \rightarrow I=11257.88$
$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$0.6*f_{c28}$= 15 MPA	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.Y$=10.45	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.Y$=7.29
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	**Condition vérifiée**	**Condition vérifiée**

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU « C.B.A Article A.5.1»**

Type de fissuration : peu nuisible.

Tableau III.36 : Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU.

Section (cm^2)	Tmax (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
100 × 16	37.98	0,280	3,33	Condition vérifiée

❖ **Vérification de la flèche à l'ELS « C.B.A93 B.6.5 »**

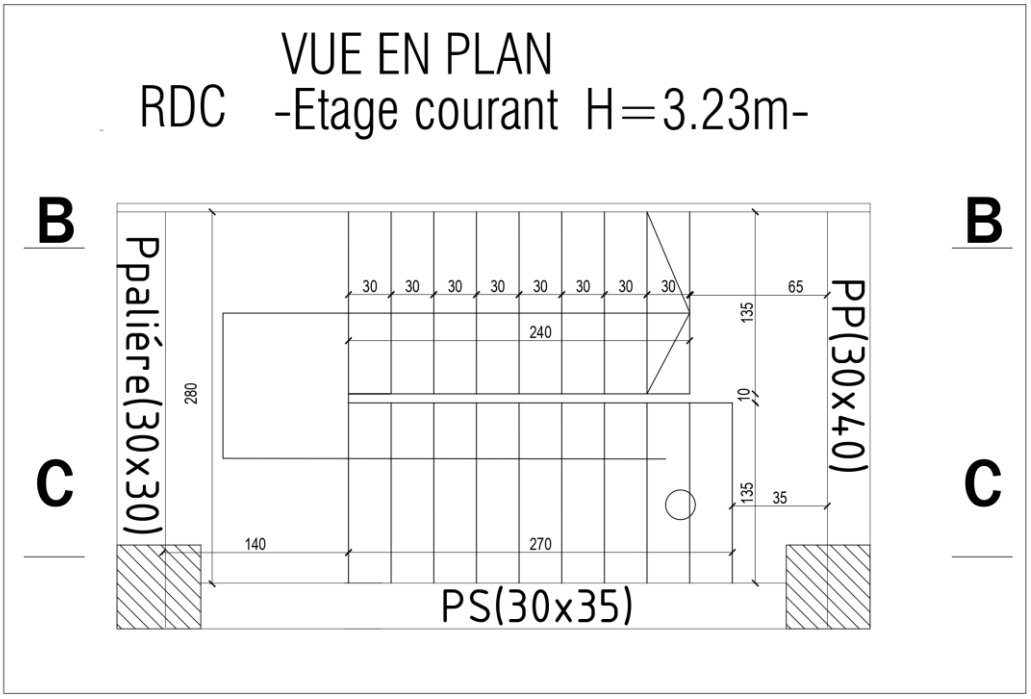
Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} * \frac{M_t}{M_0}$$
$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$
$$\frac{\mathrm{h}}{\mathrm{L}} \geq \frac{1}{16}$$

Tableau III.37: Vérification de flèche de l'escalier.

1ier condition			2eme condition			3eme condition		
0,029	≥	0,021	0,0021	≤	0,010	0,029	≥	0,062
Condition vérifiée			Condition vérifiée			Condition vérifiée		

n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités sont vérifiées (Annexe B):



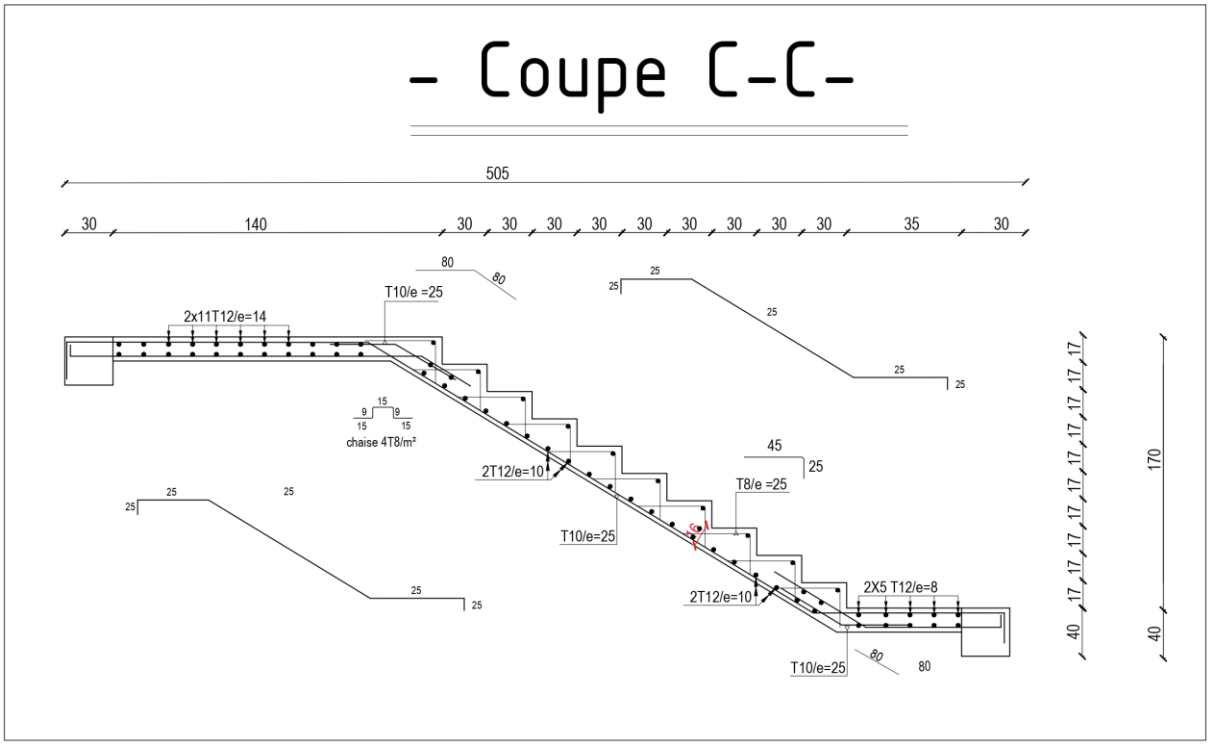


Figure III.22 : Ferraillage des escaliers

III.8.6. Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

$$L/15 \leq h \leq L/10 \; ; \qquad 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$$

Tableau III.38: Prédimensionnement des poutres palières.

Poutres palière		
Conditions derésistance	**L_{max}= 3.075 m**	
	⇒ 20.5cm≤ h ≤30.75cm on adopte h=30 ⇒ 0.3 h ≤b≤ 0.7h 9cm≤ b ≤21cm on adopte b=30	
	h=30cm ≥ 30cm	
Vérification selon le RPA 99v2003	b=30cm ≥ 20cm h/b=1 ≤ 4	
	(Conditions vérifies)	
Vérification selon le RPA 2024	b ≥ 30 cm : en zones V b=30cm≥25cm h≥30cm h=30cm≥30cm $\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4.0$	
	(Conditions vérifies)	
Condition derigidité (h/L ≥1/16)	(h/L=0.097) ≥ (1/16=0,062) (C.V)	
Conclusion	**h = 30cm**	**b = 30cm**

III.8.7. Charges revenantes à la poutre :

Poids propre de la poutre : 0,30 x 0,30 x 25 = 2.25 kN/ml.

Poids de la double cloison : 1.13 x **2,52** = 2.84 kN/ml

G_T =5.09 kN/ml

Après les calculs :

Réaction d'escalier : $\mathbf{R_{BELU}}$ = 35.57 kN ; $\mathbf{R_{BELS}}$ = 25.61 Kn

Donc :

P_u = **1.35 x G_T + R_{BELU}** = 1,35x 5.09+ 35.57 = 42.44kN/ml

P_{ser} **= G + R_{BELU}**= 5.09+25.61 = 30.7 kN/ml

- $R_A = R_B = PL/2$
- $M_{max\ (Appuis)} = M_A = M_B = PL^2/12$
- $M_{max\ (Travée)} = PL^2/24$

A .L'ELU :

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ =65.25kN
- Effort tranchant : $T_{max} = R_A$ =65.25 kN
- Moment fléchissant : $M_{max\ (Travée)}$ =16.72 KN.m et $M_{max\ (Appuis)}$ =33.44 kN.m

B. L'ELS :

- Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ = 44.20kN
- Effort tranchant : $T_{max} = R_A$ = 44.20kN
- Moment fléchissant : $M_{max\ (Travée)}$ =12.09 kN.m et $M_{max\ (Appuis)}$ = 24.19kN.

III.9. Ferraillage des poutres paliers en L'ELU :

❖ **Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 30cm	h = 30 cm	d=27.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

❖ **Poutre palière :**

Tableau III.39 : Ferraillage de la poutre palière.

	M_U (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{adp} (cm^2)	A (cm^2)
En travée	16.72	0.051	0.973	1.79	0	**3HA12**	3.39
En appuis	33.44	0.103	0.945	3.69	0	**3HA12**	3.39

III.10. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{65.25 \times 10^3}{300 \,.\, 275} = 0.79\ MPa$$

$$\overline{\tau_u} = Min\left[\frac{0{,}2 \,.\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\ MPa\ ; 5MPa\right] = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 0.79 < \overline{\tau_u} = 3.33 \qquad (C.V)$$

III.11. Vérification de la flèche :

Si les trois (03) conditions suivantes sont vérifiées simultanément, il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.097 \geq 0.0625$ vérifiée
- $\frac{A_s}{b \,.d} \leq \frac{4.2}{Fe} \rightarrow 0.004 \leq 0.0105$ vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \,.\frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.097 \geq 0.033$ vérifiée

❖ **DETERMINATION DES ARMATURES TRANSVARSALES :**

$$\emptyset_t = Min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \emptyset_l\ ;\ \frac{b}{10}\right) = \text{Min } (8.57\ ;\ 12\ ;\ 30)\ \ \emptyset_t = 10\ mm$$

❖ **Espacement St :**

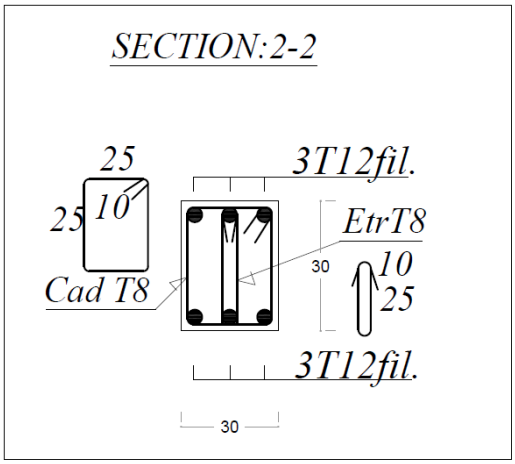
Selon BAEL9 : $S_t \leq (0.9d\ ; 40\ cm) = 25\ cm$

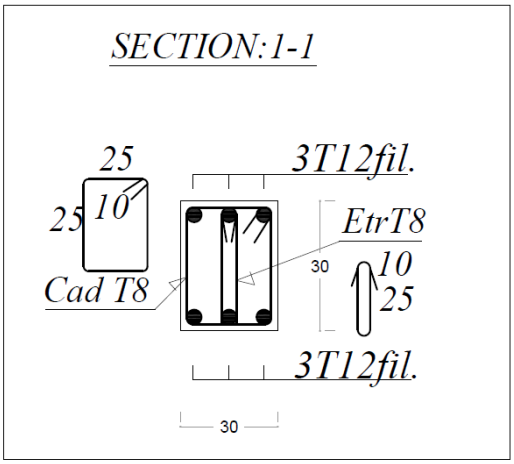
❖ **Selon RPA99 Art [7.5.2.2] et RPA 2024Art [7.5.2]**

St ≤ [h/4; 12Øl]

St ≤ Min [7,5; 14.4] = 7,5cm en zone nodale

St ≤ h/2 = 15cm en zone courante





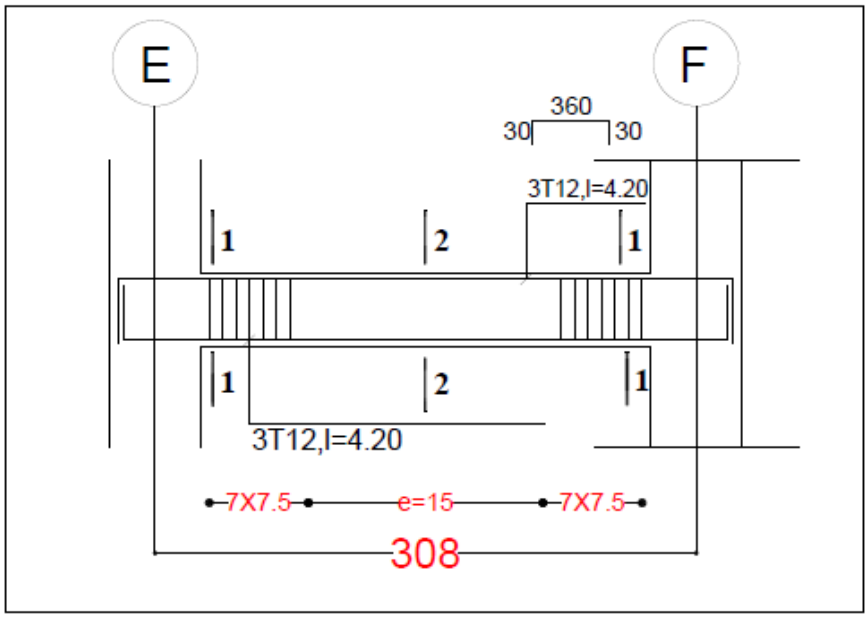


Figure III.23 : Ferraillage de poutre palie

III.12. Dalle pleine :

La dalle pleine est un plancher en béton armé de 10 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif. On va utiliser la méthode des lignes de rupture (annexe C) pour la détermination des moments, à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe D) pour la détermination des moments à l'ELS.

III.12.1. Charge permanentes :

Tableau III.40: charge permanente du plancher courant à dalle pleine « **DTR B.C 2.2** »

Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
Carrelage	0,02	20	**0,40**
Mortier de pose	0,02	20	**0,40**
Lit de sable	0,03	18	**0,54**
Dalle pleine	0,15	25	**3,75**
Cloison intérieures	0.14	-	**1.62**
Enduit de ciment	0,02	18	**0,36**
TOTAL			**7.07**

III.12.2. Charge d'exploitation :

Plancher à dalle pleine : Balcon : Q = 3,5 KN/m^2 « D.T.R B.C.2.2 Article 7.2 »

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	Pu (kN/m^2)	Pser (kN/m^2)
7.07	3.5	14.79	10.57

On distingue 1 type de dalle pleine :

Type 1 : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 2 cotes ;

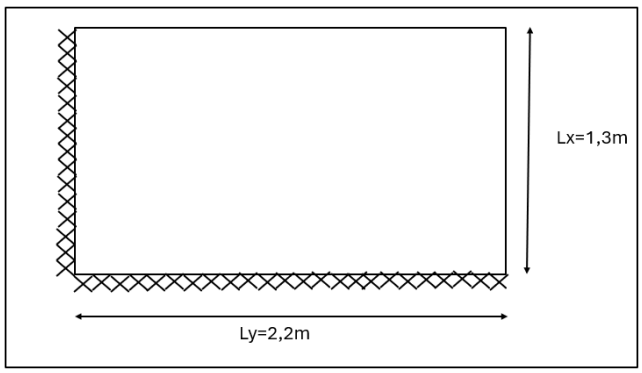


Figure III.24 : Dalles pleine rectangulaire encastrée sur2 cotés

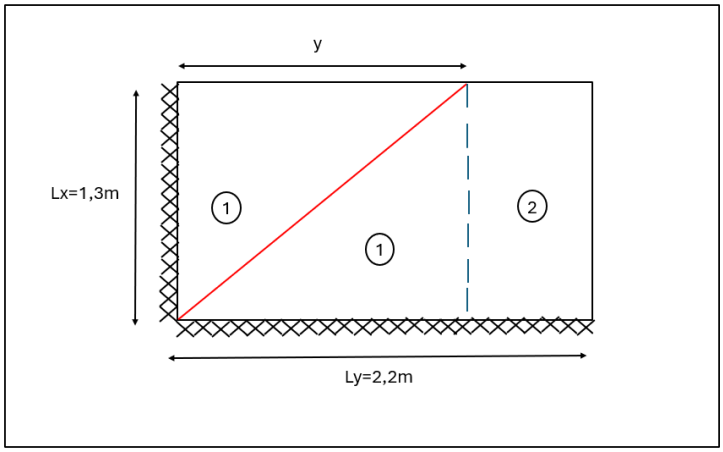


Tableau III.41 : Travail externe de dalle pleine (2.2X1.3) m^2

Elément	Aire de chargement	P_u(KN)	Déplacement de CG	Travail externe
1	0.65y	14.79	$f/_3$	*3.20.f. y*
2	0.65y	14.79	$f/_3$	*3.20.f. y*
3	2.86-1.3y	14.79	$f/_2$	*21.15.f -9.61. f. y*
			Σ	*f. (21.15-3.21y)*

❖ **Travail interne**

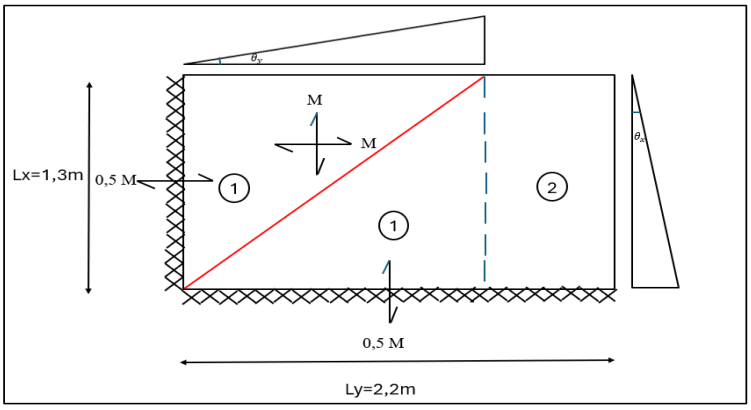


Figure III.25 : Travail interne de dalle pleine (2.2X1.3) m^2

Tableau III.42 : Les valeurs du travail interne

éments		Moment de rupture	Longueur L	Rotation θ	Travail interne M.L.θ
1	+	M	1.3	f/y	*1.3.M.f/y*
	-	0.5M	1.3	f/y	*0.65.M.f/y*
2	+	M	Y	f/1.3	*0.77M.f.y*
	-	0.5M	Y	f/1.3	*0.38M.f.y*
				Σ	$M.f.(\frac{3.9}{y}+1.15y)$

ΣTravaux externes = ΣTravaux internes

f.(21.15-3.21y)= M.f.$(\frac{3.9}{y}+1.15y) \Longrightarrow$ M=$\frac{(21.15-3.21y)}{(\frac{3.9}{y}+1.15y)}$

$\frac{dM}{dy} = -24.32y^2 - 25.03y + 82.48$=1.39m

M=3.79KN.

M_u =3.78 KN.m $\Longrightarrow \begin{cases} M_{tx} = M_{ty} = 3.78KN.m \\ M_{ax} = M_{ay} = 1.89KN.m \end{cases}$

ELS :

Calcul pour la méthode forfaitaire

- Q < min (2 x G ; 5 KN/m²) = 5 KN/m² Condition vérifiée
- Un panneau rectangulaire Condition vérifiée
- Une charge uniformément repartie Condition vérifiée.

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

ρ=$\frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.3}{2.2}$=0,59 m

et 0.4≤0.59≤1 donc la dalle travaillant suivant les deux direction

μx=0.0884 ,μy=0.4565

Mx=$\mu x.Pser.l_x^2$=0.0884×10.57×1.3^2= 1.58$(KN.m)$

My= μy. Mx =0.4565×1.58=0.72$(KN.m)$

Mtx=0.85.Mx=1.34$KN.m$)

Mty=0.85.My=0.61$(KN.m)$

$Max = May = -0.3.Mx = -0.47(KN.m)$

Tableau III.43 : Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2,5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h = 15 cm	d=12,5 cm
Acier	FeE400	f_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

III.12.3. Calcul du ferraillage (Annexe c)

- Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur.
- Les dalles travaillant suivant les deux directions:

Øp ≤ h /10 = 15/10 =1.5 cm

On adopte alors Øx = Øy = 10 mm

dx = h-e-Ø/2 = 12.5 cm

dy = dx - ((Øx+ Øy)/2) = 11.5cm

Tableau III.44 : Sollicitations des dalles pleines.

	Mu (kN.m)	**μ**	**β**	**A (cm²)**	**A_{min} (cm²)**	**A_{choisi} (cm²)**	**A_{final} (cm²)**
travée	3.78	0.017	0.991	0.87	1.6	4HA8	2.012
appuis	1.89	0.008	0.996	0.43	1.6	4HA8	2.012

III.12.4. Vérification à l'E.L. S : La fissuration est peu nuisible :

Tableau III.45 : Vérification à l'E.L. S

	Suivant X		**Suivant y**	
	M_t	**M_a**	**M_t**	**M_a**
Mser (kN.m)	1.34	0.47	0.61	0.47
$\overline{\sigma_b}$(MPa)	**15**		**15**	
y_1 (cm)	2.46	2.46	2.35	2.35
I_G (cm4)	3538.42	3538.42	2959.34	2959.34
K (N/mm³)	0.037	0.013	0.02	0.015
$\sigma_b(MPa)$	0.91	0.31	0.47	0.35
$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	**c.v**	**c.v**	**c.v**	**c.v**

III.12.5. Condition d'espacement :

(Appuis et travée) : St = 100/4 = 25 cm ≤ St_{adm} = min (3h = 45cm ; 33cm) = 33cm

III.13. Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.46 : Vérification au cisaillement

	Suivant x	Suivant Y
V(KN)	$\frac{P\times L_X\times L_y}{(2\times L_y)+L_x}=\frac{14.79\times1.3\times2.2}{2\times2.2+1.3}$ =7.42KN	$\frac{P\times L_X\times L_y}{3\times L_y}=\frac{14.79\times1.3\times2.2}{3\times2.2}=6.40KN$
τ_u(MPA)	$\frac{7.42\times10^3}{1000\times125}$=0.059MPA	$\frac{6.40\times10^3}{1000\times115}$=0.055MPA
$\bar{\tau_u}$(MPA)	$\frac{0.07\times f_{cj}}{\gamma_b}=\frac{0.07\times25}{1.5}$ =1.16 MPa	
$\tau_u\leq\bar{\tau_u}$	cv	cv

III.14. Vérifications préliminaires de la flèche «(Annexe B)» :

$$Mx=\frac{P_u\times l_x^2}{8}=\frac{14.79\times1.30^2}{8}=3.12(KN.m)$$

Tableau III.47 : Vérification de flèche de la dalle

1ere condition				2eme condition		
h/ Lx	**Mt/ (20 Mx)**		**h /Lx ≥Mt /(20Mx)**	**ρ = A_t/ (b ×d)**	**ρ ≤ 2/fe (MPA)**	**ρ ≤ 2/fe**
0.11	X	0.042	c.v	0.0016	0.005	cv
	Y	0.019	c.v	0.0017	0.005	cv

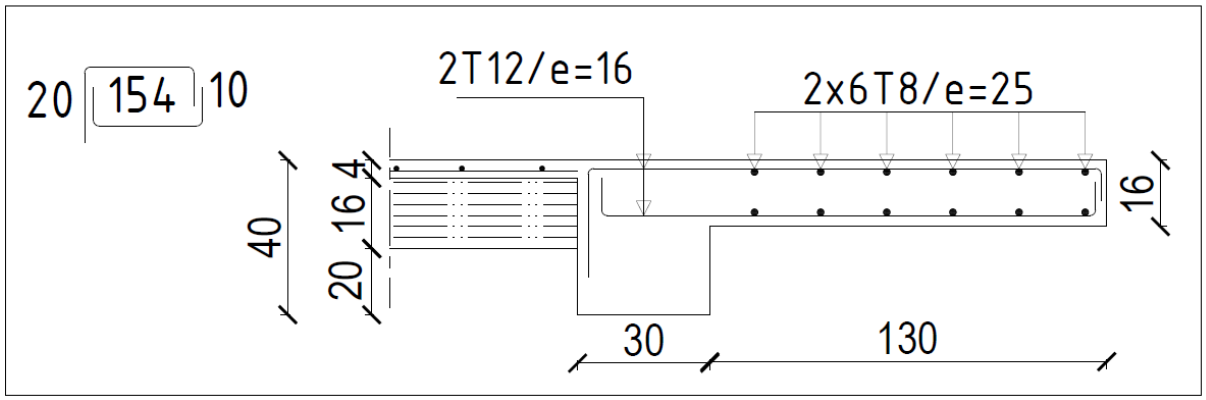


Figure III.26 : Ferraillage des dalles pleines.

III.15. Dalle machine

III.15.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de la structure, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des effets de la machine par rapport à la dalle.

III.15.2. Pré dimensionnement de la dalle

On a deux conditions à vérifiées :

❖ **Critère de resistance**

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$\frac{L_X}{45} \leq e \leq \frac{L_X}{40}$

Avec :

Lx : la plus petite portée de la dalle mesurée entre nus des appuis (Lmax =1,80m)

e : l'épaisseur de la dalle.

Alors:

$\frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40}$ $\quad 4cm \leq e \leq 4.5cm$

- **Condition de L'E.N. A**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm, donc on prend e = 25 cm.

III.15.3. Détermination des charges permanente et charges d'exploitation :

Tableau III.48 : Poids de la machine.

P_u (kN)						
P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7
4.5	3.5	7	9	12.5	10	2.3

- **Poids de la machine supportée :**

$q=\frac{\sum p_i}{s}=\frac{48.8}{3.78}=12.91$ KN/m^2

- Poids propre de la dalle = $\mathbf{0,25\times 25=6,25 KN/m^2}$
- **Charges d'exploitations**

$Q = 650\ kg\ /m^2 = 6{,}5\ KN/m^2$

Tableau III.49:Détermination des charges.

G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
19.16	6.5	35.61	25.66

III.15.4. Determination des solicitations

On va utiliser la méthode des lignes de rupture pour la détermination des moments à l'ELU et la méthode forfaitaire pour la détermination des moments à l'ELS.

On a : $\rho = \frac{L_X}{L_y} = \frac{1.80}{2.10} = 0.85$ donc la dalle travaille suivant les deux directions

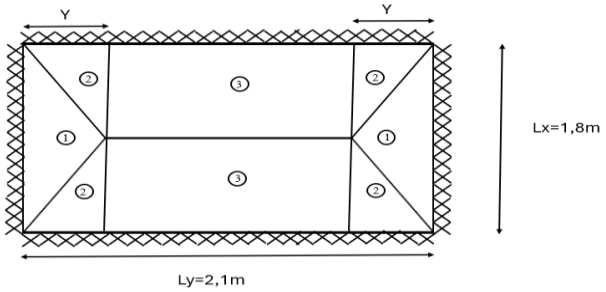


Figure III.27 : Travail externe d'une dalle pleine (2.1X1.8) m^2.

III.16. ELU

Les valeurs du travail externe :

Tableau III.50 : Les valeurs du travail externe

Elément	Aire de chargement	P_u(KN)	Déplacement de CG	Travail externe
1	0.9y	35.61	$f/_3$	*10.68.f.y*
2	0.45y	35.61	$f/_3$	*5.34.f.y*
3	0.9(2.10-2y)	35.61	$f/_2$	*33.65.f -32.04.f.y*
			Σ	*f (67.3 -21.36y)*

❖ **Travail interne :**

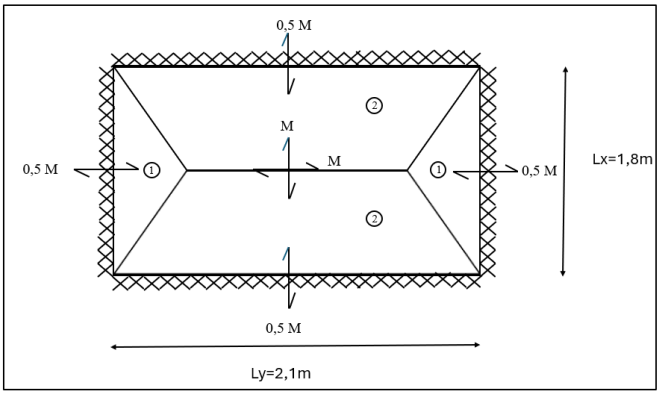


Figure III.28 : Travail interne d'une dalle plaine (2.1X1.80)m^2.

Tableau III.51 : Les valeurs du travail interne

Elément		Moment de rupture	Longueur L	Rotation θ	Travail interne M.L.θ
1	+	M	1.80	f/y	*1.80M.f/y*
	-	0.5M	1.80	f/y	*0.9M.f/y*
2	+	M	2.10	f/0.9	*2.33M.f.y*
	-	0.5M	2.10	f/0.9	*1.16M.f.y*
				Σ	$M.f.(\frac{5.4}{y} + 6.98y)$

ΣTravaux externes = ΣTravaux internes

$f(67.3 - 21.63y) = M.f.(\frac{5.4}{y} + 6.98y)$

$M = \frac{(67.3 - 21.63y)}{(\frac{5.4}{y} + 6.98y)}$

$\frac{dM}{dy} = -444.63y^2 - 233.6y + 343$

$Y = 0.65m$

M_u=4.14 KN.m $\begin{cases} M_{tx} = M_{tx} = 4.14KN.m \\ M_{ax=}M_{ay=}2.07kn.m \end{cases}$

Tableau III.52 : Sollicitations des dalles pleines.

		Mu (kN.m)	μ	β	A (cm²)	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)	Afinal (cm²)
Sens X	**travée**	4.14	0.005	0.997	0.53	2.5	4HA10	3.14
	appuis	2.07	0.003	0.998	0.26	2.5	4HA10	3.14
Sens Y	**travée**	4.14	0.006	0.997	0.55	2.5	4HA10	3.14
	appuis	2.07	0.003	0.998	0.27	2.5	4HA10	3.14

✓ **Condition de non fragilité** :

A_{min}=B/1000=25*100/1000=2.5cm²

Donc on adopte les sections : $\begin{cases} Ax = 4HA10 = 3.14cm^2 \\ Ay = 4HA10 = 3.14cm^2 \end{cases}$

✓ **Condition d'espacement :**

St=Min [2h=50cm, 22cm] = 22cm

On prend : S=22cm

III.17. Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.53 : Vérification au cisaillement

	Suivant x	Suivant Y
V(KN)	$\frac{P\times L_X\times L_y}{(2\times L_y)+L_x}=\frac{35.61\times1.8\times2.1}{2\times2.1+1.8}$=22.43KN	$\frac{P\times L_X\times L_y}{3\times L_y}=\frac{35.61\times1.8\times2.1}{3\times2.1}=21.36KN$
τ_u (MPA)	$\frac{22.43\times10^3}{1000\times225}$=0.099MPA	$\frac{21.36\times10^3}{1000\times225}$=0.94MPA
$\bar{\tau_u}$ (MPA)	$\frac{0.07\times f_{cj}}{\gamma_b}=\frac{0.07\times25}{1.5}=1.16\ MPa$	
$\tau_u\leq\bar{\tau_u}$	**cv**	**cv**

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.18. Vérification à L'ELS :

$Ø_p \leq h/10 = 25/10 = 2.5$ cm

On adopte alors Øx = Øy = 12 mm = 1.2cm

Hauteurs utiles $\begin{cases} dx = 25-2-\frac{1}{2}=22.5cm \\ dy = 25-2-\frac{1}{2}=21.5cm \end{cases}$

Tel que : $\mu=\frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A=\frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta}$

$$\rho=\frac{Lx}{Ly}=\frac{1.8}{2.1}=0.85$$

et $0.4\leq0.85\leq1$ donc la dalle travaillant suivant les deux direction.

μ_x=0.0576, μy=0.7794

$M_{xser}=\mu_x.\ Pser.\ lx^2$=0.0576×25.66×1.8²= $4.78(KN.m)$

$M_{yser}=\mu_y$. Mx=0.7794×4.78=3.72 $(KN.m)$

$$\begin{cases} M_{tx} = M_x = 4.78KN.m \\ M_{ty} = M_y = 3.72KN.m \end{cases}$$

M_{ax}=M_{ay}=−0.5. Mx=2.39$(KN.m)$

Tableau III.54 : Vérification à l'E.L.S Suivant

	Suivant X		Suivant y	
	M_t	M_a	M_t	M_a
Mser (kN.m)	**4.78**	**2.39**	**3.72**	**2.39**
$\overline{\sigma_b}$**(MPa)**	15		**15**	
y_1 (cm)	4.15	4.15	4.05	4.05
I_G (cm4)	18242.07	18242.07	15826.23	15826.23
K (N/mm^3)	0.02	0.01	0.02	0.01
$\sigma_b(MPa)$	0.08	0.41	0.08	0.04
$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	**c.v**	**c.v**	**c.v**	**c.v**

III.19. Vérification de la flèche :

Tableau III.55 : Vérification de flèche de la dalle

1ere condition				2eme condition		
h/ Lx	**Mt/ (20 Mx)**		**h /Lx ≥Mt /(20Mx)**	**ρ = A_t/ (b ×d)**	**ρ ≤ 2/fe (MPA)**	**ρ ≤ 2/fe**
0.13	X	0.05	c.v	0.0013	0.005	cv
	Y	0.03	c.v	0.0014	0.005	cv

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.20. Vérification de non poinçonnement :

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.**A.5.2.4.2 CBA**

$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times Fcj/\gamma_b$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

$U_c = (a+b+2h) \times 2$

Tableau III.56 : vérification au poinçonnement

Q_u (KN)	h (cm)	F_{c28} (MPa)	γ_b	a (cm)	b (cm)	U_c (cm)	F_{limit} (KN)	$Q_u \leq F_{limit}$
25.66	25	25	1.5	0	0	100	187.5	c.v

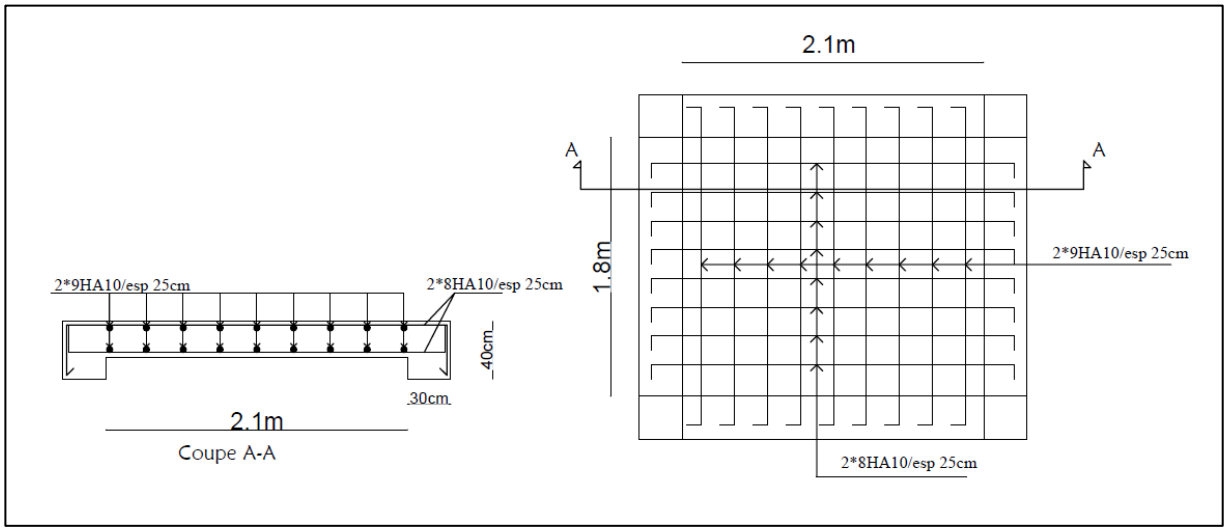


Figure III.29 : Schéma de ferraillage de la dalle machine

III.21. Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons effectué le calcul détaillé des différents éléments secondaires de notre structure. Le dimensionnement de l'acrotère, des balcons, des escaliers, de la poutre palière, des planchers et de la salle machine a été réalisé en respectant exhaustivement les prescriptions des règlements CBA 93 et BAEL 91, ainsi que les dispositions parasismiques du RPA 2024.

chapitre IV

ETUDE SISMIQUE ET COMPARATIVE

IV.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de mener une étude sismique approfondie d'une structure située dans la commune de Médéa, en appliquant successivement les dispositions de deux éditions majeures du Règlement Parasismique Algérien : le RPA 2024 et le RPA 99, version 2003.

La première partie de ce chapitre sera consacrée à l'analyse sismique de la structure conformément aux exigences du RPA 2024. Cette section détaillera les différentes étapes de calcul, les méthodes de vérification des éléments structuraux, ainsi que l'ensemble des dispositions spécifiques et des nouvelles exigences introduites par cette version récente du règlement.

Dans une seconde partie, la même structure sera analysée en adoptant les prescriptions du RPA 99, version 2003. Cette démarche permettra de mettre en évidence les différences fondamentales entre les deux éditions en matière d'approche de conception sismique, notamment en ce qui concerne la définition des actions sismiques, la modélisation du comportement structural et les critères de vérification.

Enfin, la troisième et dernière partie de ce chapitre consistera en une analyse comparative exhaustive des résultats obtenus selon chaque règlement. Cette comparaison portera sur des paramètres clés tels que la réponse sismique globale de la structure (périodes propres, modes de vibration), l'effort tranchant à la base, ainsi que les déplacements inter-étages.

IV.2. Étude sismique selon le RPA 2024

IV.2.1. Critères de classification

IV.2.1.1. Classification de la zone sismique du bâtiment

Dans le cadre de notre projet, la structure est située dans la commune de Médéa, qui se trouve dans une zone de sismicité élevée, classée comme Zone V (Annexe A, RPA 2024).

IV.2.1.2. Classification des sites

D'après le rapport géotechnique relatif à l'ouvrage, le site est classé en catégorie S2 (site ferme).

IV.2.1.3. Classification des bâtiments selon leur importance

Le projet concerne un bâtiment d'habitation de moins de 48 m de hauteur. Selon l'Article 3.4 du RPA 2024, il est classé dans le Groupe 2 (bâtiments d'importance moyenne).

IV.2.2. Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre étude, la méthode d'analyse modale spectrale a été retenue, celle-ci étant explicitement autorisée dans tous les cas conformément à l'Article 4.1.3 du RPA 2024.

IV.2.3. Méthode d'analyse modale spectrale

IV.2.3.1. 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. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.2.3.2. Modélisation

L'analyse dynamique nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui reflète au maximum le comportement de la structure réelle. L'analyse sera effectuée à l'aide du logiciel « Robot Structural Analysis 2017 », permettant une modélisation conforme aux exigences réglementaires.

IV.2.3.2.1. Disposition des voiles de contreventement

Conformément à l'Article 3.5 du RPA 2024 sur la classification des systèmes de contreventement, l'utilisation des ossatures en béton armé est limitée à un maximum de deux niveaux ou 8 m de hauteur. Ainsi, des voiles de contreventement ont été mis en place.

Après plusieurs modifications dans la disposition des voiles, une variante a été retenue (Figure IV.1), permettant d'obtenir des résultats conformes aux conditions de sécurité imposées par le RPA 2024, tout en évitant la torsion au niveau du premier mode.

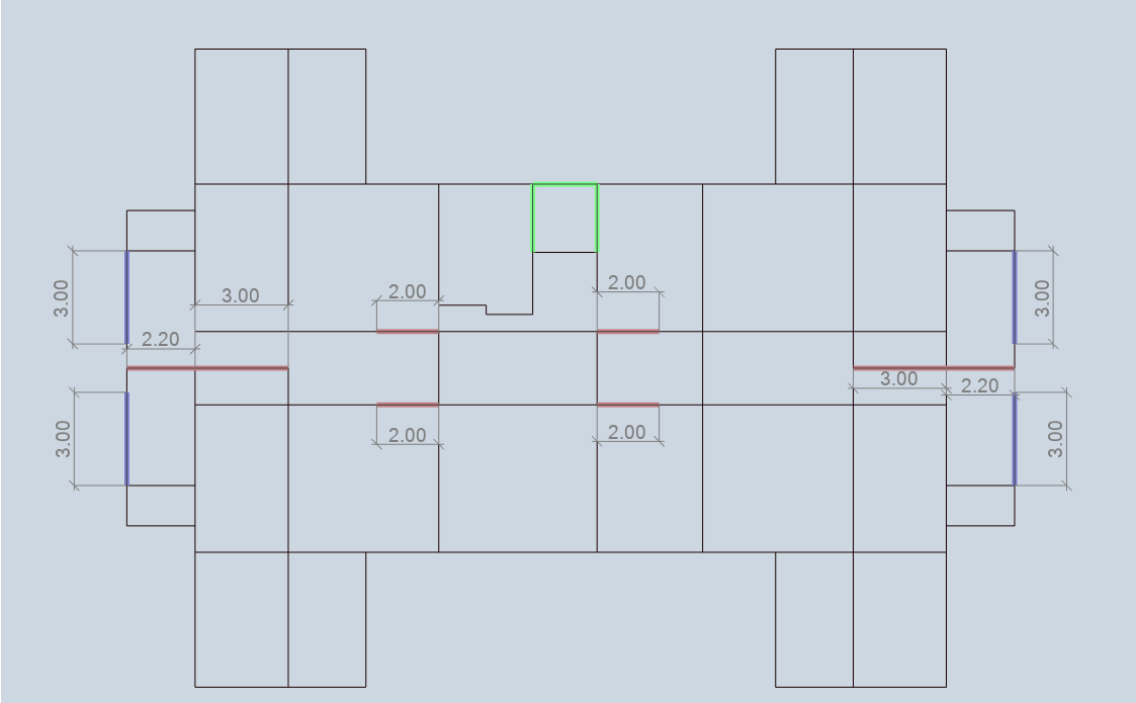


Figure IV.1 : Disposition des voiles de contreventement en 2D.

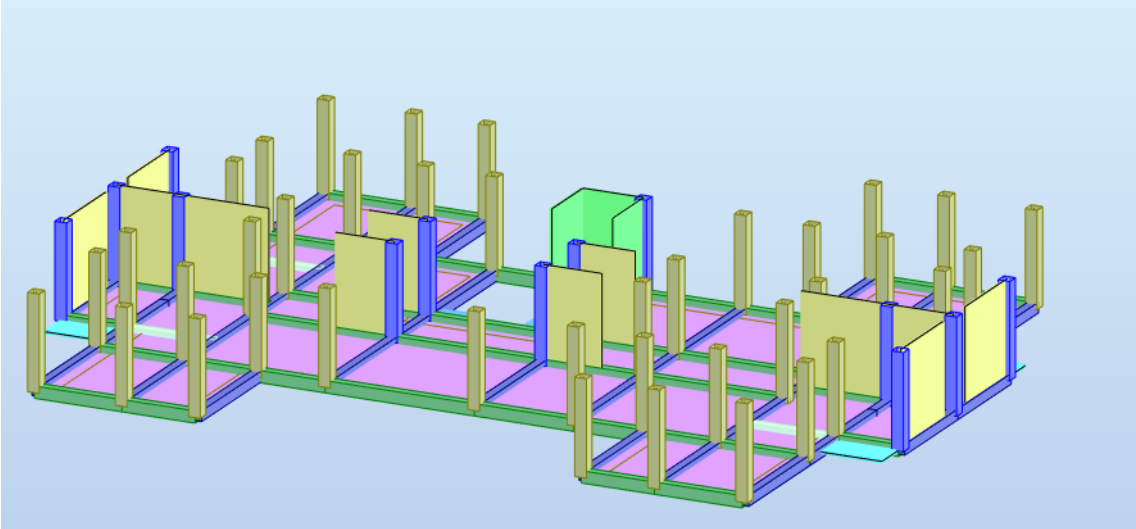


Figure IV.2: Disposition des voiles en 3D.

IV.2.3.2.2. Effet de la torsion d'axe vertical

a) Excentricité théorique

C'est la distance, suivant les deux axes, entre le centre de masse et le centre de torsion. Elle est calculée comme suit :

$$e_x = |X_G - X_T|$$

$$e_y = |Y_G - Y_T|$$

Tableau IV.1 : Calcul de l'excentricité théorique.

Étage	X_G (m)	Y_G (m)	X_T (m)	Y_T (m)	$e_x = \lvert X_G - X_T \rvert$ (m)	$e_y = \lvert Y_G - Y_T \rvert$ (m)
Sous-sol	14.28	10.31	14.30	9.41	0.02	0.90
RDC	14.27	10.35	14.27	10.79	0.00	0.44
1er	14.27	10.35	14.27	10.79	0.00	0.44
2éme	14.27	10.35	14.27	10.80	0.00	0.45
3éme	14.27	10.35	14.27	10.80	0.00	0.45
4éme	14.27	10.35	14.27	10.80	0.00	0.45
5éme	14.26	10.35	14.27	10.81	0.01	0.46
6éme	14.26	10.35	14.27	10.81	0.01	0.46
7éme	14.26	10.35	14.27	10.81	0.01	0.46
8éme	14.27	10.43	14.27	10.72	0.00	0.29

b) Effets de la torsion accidentelle

L'Article 4.3.6 du RPA 2024 exige qu'en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale a (±0.05L) soit appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

IV.2.3.3. Résultats de l'analyse modale

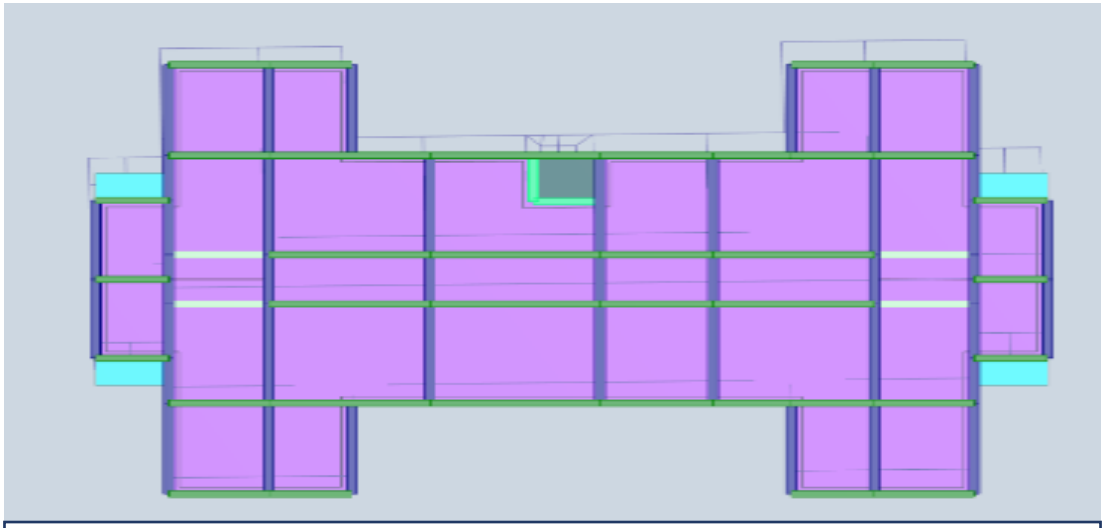
Les périodes et les taux de participation massique sont présentés dans le Tableau IV.2, et le comportement des trois premiers modes de vibration, avec leurs formes modales, est illustré dans la Figure IV.3.

Tableau IV.2: Période et taux de participation massique.

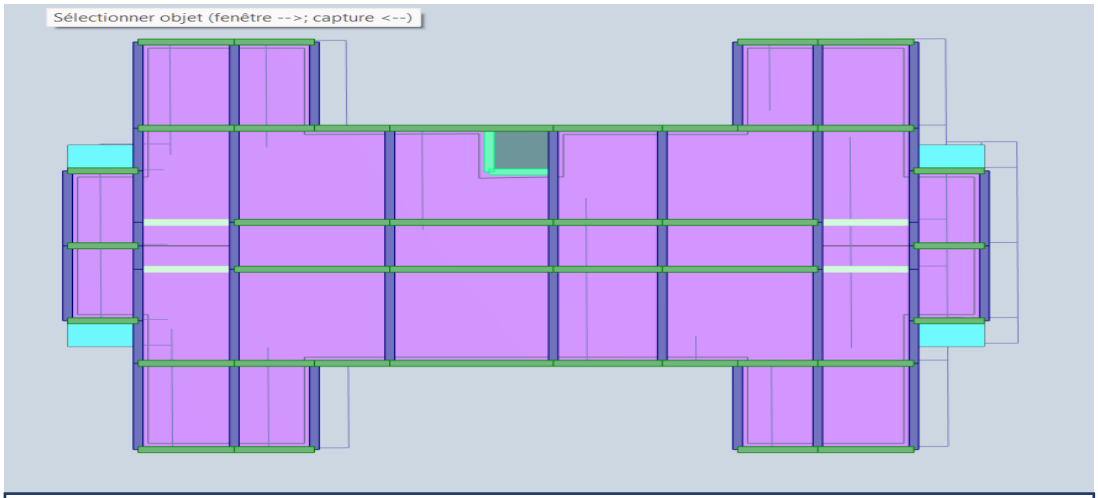
Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0.78	1.36	61	1.36	61
2	0.65	63.09	0.95	64.45	61.95
3	0.60	0.73	2.94	65.19	64.9
4	0.22	0.13	13.02	65.32	77.92
5	0.18	14.28	0.09	79.6	78.01
6	0.17	0.04	0.53	79.64	78.53
7	0.11	0.02	5.04	79.66	83.57
8	0.09	5.23	0.03	84.9	83.6
9	0.09	0.01	0.17	84.91	83.77
10	0.07	0.01	2.92	84.92	86.7
11	0.06	2.88	0.02	87.8	86.71
12	0.05	0.01	0.11	87.82	86.82
13	0.05	0.01	1.93	87.82	88.76
14	0.04	0	0	87.82	88.76
15	0.04	1.04	0.01	88.87	88.76
16	0.04	0.83	0.01	89.7	88.77
17	0.04	0	0	89.7	88.77
18	0.04	0.01	0.08	89.71	88.85
19	0.04	0	0	89.71	88.85
20	0.04	0.01	1.42	89.71	**90.27**
21	0.03	0	0	89.72	90.27
22	0.03	0	0	89.72	90.27
23	0.03	0	0	89.72	90.27
24	0.03	0.01	0	89.73	90.27
25	0.03	0.8	0.01	**90.53**	90.28

Tableau IV.3 : Le comportement des trois premiers modes.

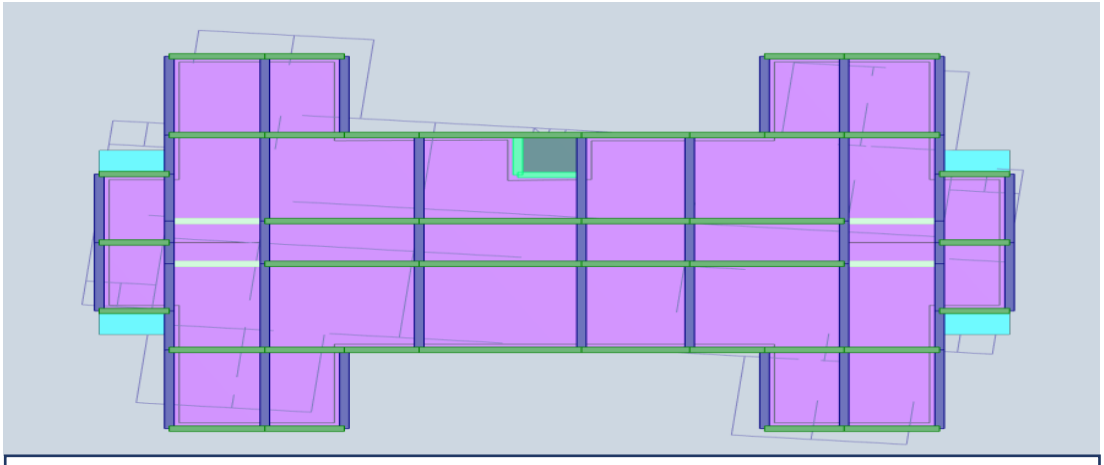
Modes	1er mode	2^{éme} mode	3^{éme} mode
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour de l'axe Z
Période (s)	**0.78**	**0.65**	**0.60**



Mode 1, T = 0.78s



Mode 2, T = 0.65s



Mode 3, T = 0.60s

Figure IV.3 : Modes propre de vibration.

IV.2.3.3.1. Nombre de modes à considérer

Article 4.3.3 du RPA 2024 précise que le nombre de modes de vibration de translation à retenir dans chaque direction d'excitation doit être déterminé de manière à garantir que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus atteint au moins 90% de la masse totale de la structure**.**

- Direction X : Le 25e mode atteint une masse cumulée de **90,53%.**
- Direction Y : Le 20e mode atteint une masse cumulée de **90,27%.**
-

IV.2.3.3.2. Combinaison des réponses modales

Les réponses de deux modes de vibration "*i*" et "*j*" successifs sont considérées comme indépendantes si les valeurs des périodes qui leur sont associées diffèrent de plus de 10%.

Tableau IV.4 : Combinaison des réponses modales.

Mode	Période (sec)	$\frac{T_j}{T_i}$	$\frac{T_j}{T_i} \geq 10\%$
1	0.78	0.83	17
2	0.65	0.92	8
3	0.60	0.37	63
4	0.22	0.82	18
5	0.18	0.94	6
6	0.17	0.65	35
7	0.11	0.82	18
8	0.09	1	0
9	0.09	0.78	22
10	0.07	0.86	14

Étant donné que les périodes des deux modes de vibration diffèrent de moins de 10 %, ce qui implique que les réponses modales ne sont pas indépendantes, la réponse totale est déterminée par la méthode de combinaison quadratique complète (CQC), conformément à l'équation 4.3.4 du RPA 2024.

IV.2.3.4. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul, tel que défini à l'article 3.3.3 du RPA 2024, selon l'expression suivante :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S.\left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1}.\left(2.5\frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3}\right)\right] & si\ \ 0 \le T < T_1 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right] & si\ \ T_1 \le T < T_2 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T}\right] & si\ \ T_2 \le T < T_3 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2.T_3}{T^2}\right] & si\ \ T_3 \le T < 4s \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalise par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur,

T : période de vibration

A : coefficient d'accélération de zone (Tableau 3.3, RPA 2024)

I : coefficient d'importance (Tableau 3.11, RPA 2024)

S : coefficient de site (Tableau 3.4, RPA 2024)

R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 3.18, RPA 2024)

Q_F : facteur de qualité (cf. § 3.8, RPA 2024)

Coefficient d'accélération de zone *A*

Zone	Sismicité	A
V	Elevée	0.25

Classification de site *S*

Catégorie	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
S2 (site ferme)	1.20	0.10	0.50	2.0

Groupe d'importance *I*

Coefficient d'importance	Groupe d'importance 2
I	1

IV.2.3.5. Choix du système de contreventement

Conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), qui restreint l'usage des ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide à un maximum de deux niveaux ou 8 m de hauteur en zone V, le choix du système de contreventement se limitera aux systèmes 4, 5 et 6 décrits à l'article 3.5 du RPA 2024.

IV.2.3.5.1. Vérification de la rigidité à la torsion minimale

Afin de nous assurer qu'il présente une rigidité à la torsion minimale, nous avons vérifié les exigences définies par l'équation 3.17 du RPA 2024.

Tel que :

$$\begin{cases} r_x \leq l_s \\ et \\ r_y \leq l_s \end{cases}$$

r_x *et* r_y : Les rayons de torsion suivant X et Y;

l_s: Rayon de giration massique en plan, qui est la racine carrée du moment d'inertie polaire du plancher en plan, mesuré par rapport au centre de gravité de ce plancher, divisé par la masse de ce plancher.

Raideur de translation

$$\begin{cases} \sum \mathbf{I_{xi}} \\ \mathbf{et} \\ \sum \mathbf{I_{yi}} \end{cases}$$

Raideur de torsion

$$\sum \left[\mathbf{x_i^2 . I_{xi} + y_i^2 . I_{yi}}\right]$$

Rayons de torsion, *rx* et *ry* : racines carrees de la rigidite à la torsion, i.e. :

$$\begin{cases} \mathbf{r_x} = \sqrt{\dfrac{\sum\left[\mathbf{x_i^2 . I_{xi} + y_i^2 . I_{yi}}\right]}{\sum \mathbf{I_{xi}}}} \\ \mathbf{et} \\ \mathbf{r_y} = \sqrt{\dfrac{\sum\left[\mathbf{x_i^2 . I_{xi} + y_i^2 . I_{yi}}\right]}{\sum \mathbf{I_{yi}}}} \end{cases}$$

La procédure de détermination de la rigidité en torsion et en flexion latérale est similaire à celle utilisée pour la détermination de l'excentricité structurelle.Trois cas de charge statique sont définis pour chaque niveau d'étage, et les charges sont représentées par F_{TX}, F_{TY} et M_T, respectivement. Les forces et le moment sont appliqués au centre de rigidité (dans le cas de la détermination de l'excentricité structurelle, les forces et le moment étaient appliqués au centre de masse).

La rigidité en torsion et en flexion latérale dans les deux directions est calculée comme suit :

$$\sum\left[x_i^2 . I_{xi} + y_i^2 . I_{yi}\right] = \frac{1}{R_{Z.i}(M_{T.i}=1)} ; \sum I_{xi} = \frac{1}{U_{X.i}(F_{TX.i}=1)} ; \sum I_{yi} = \frac{1}{U_{Y.i}(F_{TY.i}=1)}$$

Où :

$R_{z,i}$ ($M_{T,i}$ = 1) représente la rotation de l'étage *i* autour de l'axe vertical due au moment unitaire ;

$U_{x,i}$ ($F_{TX,i}$ = 1) est le déplacement au niveau de l'étage *i* dans la direction X sous l'effet de la force unitaire F_{TX} ;

$U_{y,i}$ ($F_{TY,i}$ = 1) est le déplacement au niveau de l'étage *i* dans la direction Y sous l'effet de la force unitaire F_{TY}

Les déplacements (U_x, U_y) et la rotation (R_Z), dus à F_{TX} = 10^6 kN, F_{TY} = 10^6 kN et M_T = 10^6 kN.m, sont présentés dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5: Calcul des rayons de torsion.

Étage	UX [m]	UY [m]	RZ [Rad]	$\sum I_{xi}$	$\sum I_{yi}$	$\sum\left[x_i^2 . I_{xi} + y_i^2 . .\right.$	r_x (m)	r_y (m)
Sous-sol	0.384	0.399	0.002	2604166.67	2506265.66	476190476	13.78	13.52
RDC	2.634	3.357	0.0191	379650.721	297885.016	52356020.9	13.26	11.74
1er	5.682	7.617	0.0434	175994.368	131285.283	23041474.7	13.25	11.44
2éme	9.102	12.455	0.0711	109865.964	80289.0405	14064697.6	13.24	11.31
3éme	12.601	17.392	0.0994	79358.781	57497.7001	10060362.2	13.23	11.26
4éme	16.014	22.15	0.1267	62445.3603	45146.7269	7892659.83	13.22	11.24
5éme	19.287	26.643	0.1526	51848.3953	37533.3108	6553079.95	13.21	11.24
6éme	22.306	30.701	0.1759	44830.9872	32572.2289	5685048.32	13.21	11.26
7éme	25.068	34.314	0.1965	39891.4951	29142.624	5089058.52	13.21	11.29
8éme	27.614	37.565	0.2148	36213.5149	26620.5244	4655493.48	13.22	11.34

Calcul rayon de giration l_s

$$I_S = \sqrt{\frac{\sum m_j.(x_i^2 + y_i^2)}{\sum m_j}}$$

$\sum \mathbf{m_j}.(\mathbf{x_i^2} + \mathbf{y_i^2})$: Moment d'inertie polaire

Tableau IV.6: Calcul du rayon de giration.

Étage	Masse [kg]	$\sum \mathbf{m_j}.(\mathbf{x_i^2} + \mathbf{y_i^2})$ [kg.m²]	I_S
Sous-sol	435131.12	50009587	10.72
RDC	435131.12	50009587	10.72
1er	435131.12	50009587	10.72
2éme	435131.12	50009587	10.72
3éme	435131.12	50009587	10.72
4éme	435131.12	50009587	10.72
5éme	435131.12	50009587	10.72
6éme	435131.12	50009587	10.72
7éme	435131.12	50009616.9	10.72
8éme	405510.02	42417289.2	10.23

Tableau IV.7 : Vérification de la rigidité à la torsion minimale.

Étage	Rayon de torsion r_x	Rayon de torsion r_y	Rayon de giration massique l_s	$r_x \leq I_s$	$r_y \leq I_s$
Sous-sol	13.78	13.52	10.72	C.V.	C.V.
RDC	13.26	11.74	10.72	C.V.	C.V.
1er	13.25	11.44	10.72	C.V.	C.V.
2éme	13.24	11.31	10.72	C.V.	C.V.
3éme	13.23	11.26	10.72	C.V.	C.V.
4éme	13.22	11.24	10.72	C.V.	C.V.
5éme	13.21	11.24	10.72	C.V.	C.V.
6éme	13.21	11.26	10.72	C.V.	C.V.
7éme	13.21	11.29	10.72	C.V.	C.V.
8éme	13.22	11.34	10.23	C.V.	C.V.

D'après le tableau IV.7, le système de contreventement est différent du système N°06.

IV.2.3.5.2. Distribution de l'effort tranchant à la base

La répartition de l'effort tranchant à la base des voiles et les pourcentages associés sont illustrés dans les tableaux et figures suivants :

Tableau IV.8: Efforts tranchants à la base direction X.

Étage	Charges horizontales (kN)			Pourcentage (%)
	Voiles	Portiques	Totale	Voiles
Sous-sol	5380.67	813.37	6194.04	87
RDC	4280.91	1876.69	6157.6	70
1er	4351.46	1619.37	5970.83	73
2éme	4119.04	1521.01	5640.05	73
3éme	3576.11	1623.81	5199.92	69
4éme	3000.33	1660.38	4660.71	64
5éme	2788.24	1240.51	4028.75	69
6éme	2075.16	1212.58	3287.74	63
7éme	1346.03	1035.96	2381.99	57
8éme	202.19	1040.34	1242.53	16
			Moyenne	64

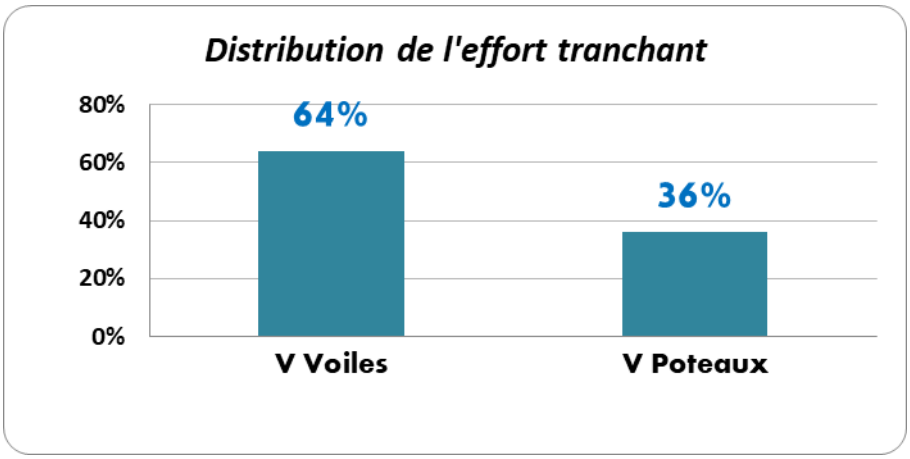


Figure IV.4: Efforts tranchants à la base direction X.

Tableau IV.9: Efforts tranchants à la base direction Y.

Étage	Charges horizontales (kN)			Pourcentage (%)
	Voiles	Portiques	Totale	Voiles
Sous-sol	3894.32	414.73	4309.05	90
RDC	2868.04	1415.91	4283.95	67
1er	2813.13	1326.96	4140.09	68
2éme	2635.85	1257.46	3893.31	68
3éme	2277.43	1302.59	3580.02	64
4éme	1897.9	1310.67	3208.57	59
5éme	1801.65	980.51	2782.16	65
6éme	1348.4	939.61	2288.01	59
7éme	905.19	779.12	1684.31	54
8éme	109.93	791.16	901.09	12
			Moyenne	61

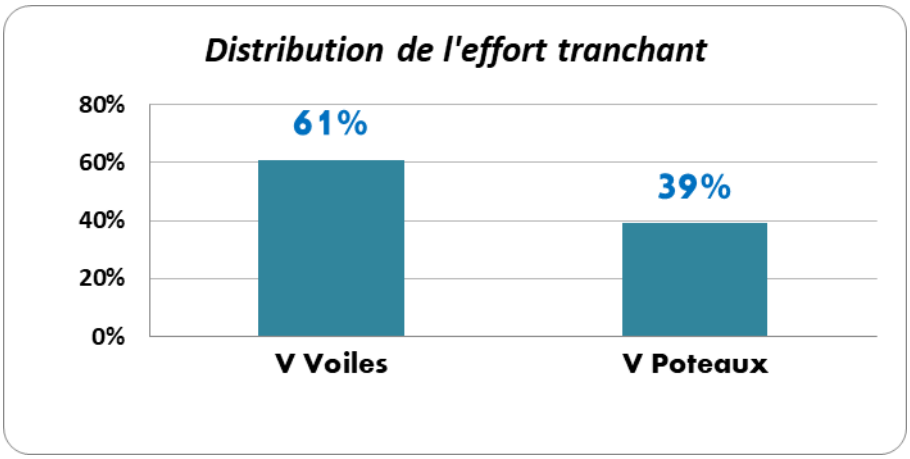


Figure IV.5: Efforts tranchants à la base direction Y.

Les résultats indiqués ci-dessus montrent que les voiles reprennent entre 50 % et 65 % de la résistance à l'effort tranchant de l'ensemble du système structural dans les deux directions. Par conséquent, le système de contreventement est classé comme le système N°4 (Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles).

Coefficient de comportement *R*

N°	*Système*	$R_x = R_y$
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	*4.5* (b)

IV.2.3.6. Facteur de qualité

Le facteur de qualité, Q_F, tient compte de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure ;
- la régularité en plan et en élévation.

La valeur de Q_F est déterminée par :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

où:

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

i : est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Pondérations de la catégorie (b)

1) Régularité en plan
2) Régularité en élévation
3) Redondance en plan

1) Régularité en plan

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. Condition Vérifiée

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y, les excentricités structurales e_{0x} et e_{0y} doivent vérifier les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} e_{0x} \leq 0.30 r_x \\ r_x \geq I_S \end{cases}$$

et

$$\begin{cases} e_{0y} \leq 0.30 r_y \\ r_y \geq I_S \end{cases}$$

avec:

- e_{0x}: est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité suivant x ;
- e_{0y}: est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité suivant y ;
- $r_x et\ r_y$: étant les rayons de torsion suivant x et y ;
- I_S: étant le rayon de giration massique du plancher en plan.

Tableau IV.10: Vérification de condition a2 direction X.

Étage	e_{0x} (m)	r_x (m)	$0.3r_x$ (m)	l_s	$e_{0x} \leq 0.30 r_x$	$r_x \geq I_S$
Sous-sol	0.04	13.78	4.14	10.72	C.V.	C.V.
RDC	0.03	13.26	3.98	10.72	C.V.	C.V.
1er	0.03	13.25	3.97	10.72	C.V.	C.V.
2éme	0.03	13.24	3.97	10.72	C.V.	C.V.
3éme	0.03	13.23	3.97	10.72	C.V.	C.V.
4éme	0.03	13.22	3.97	10.72	C.V.	C.V.
5éme	0.04	13.21	3.96	10.72	C.V.	C.V.
6éme	0.04	13.21	3.96	10.72	C.V.	C.V.
7éme	0.04	13.21	3.96	10.72	C.V.	C.V.
8éme	0.01	13.22	3.97	10.23	C.V.	C.V.

Tableau IV.11: Vérification de condition a2 direction Y.

Étage	e_{0y} (m)	r_y (m)	$0.3r_y$ (m)	l_s	$e_{0y} \leq 0.30 r_y$	$r_y \geq I_S$
Sous-sol	0.95	13.52	4.06	10.72	C.V.	C.V.
RDC	0.37	11.74	3.52	10.72	C.V.	C.V.
1er	0.37	11.44	3.43	10.72	C.V.	C.V.
2éme	0.38	11.31	3.39	10.72	C.V.	C.V.
3éme	0.38	11.26	3.38	10.72	C.V.	C.V.
4éme	0.38	11.24	3.37	10.72	C.V.	C.V.
5éme	0.38	11.24	3.37	10.72	C.V.	C.V.
6éme	0.38	11.26	3.38	10.72	C.V.	C.V.
7éme	0.38	11.29	3.39	10.72	C.V.	C.V.
8éme	0.25	11.34	3.40	10.23	C.V.	C.V.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4.

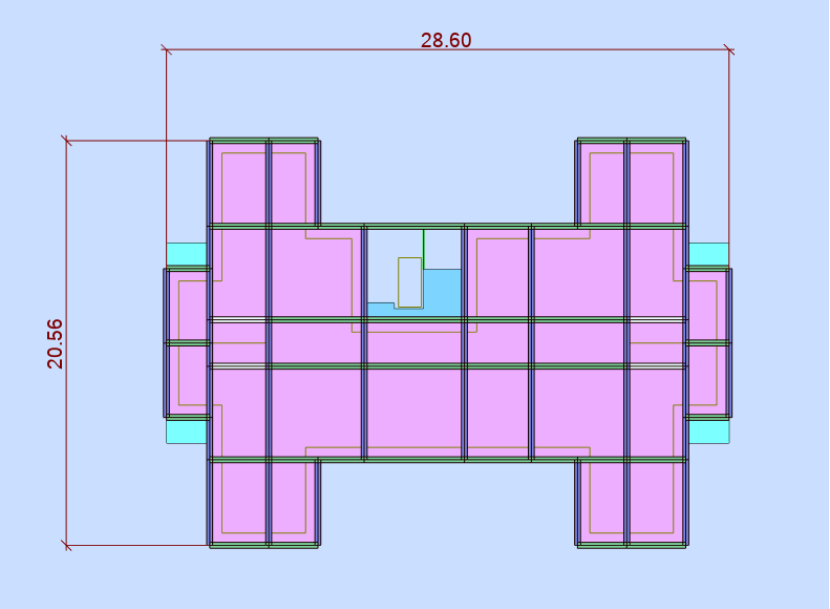
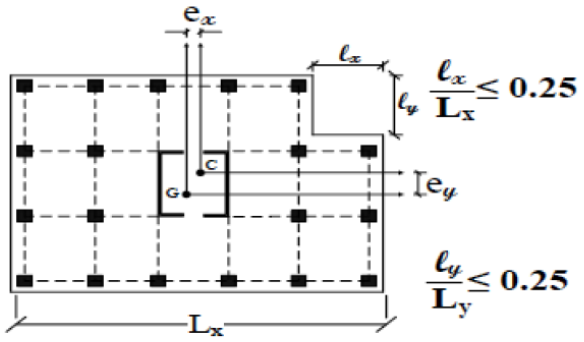


Figure IV.6: Longueur et largeur du bâtiment.

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_x}$	$\frac{L_x}{L_x} \leq 4$
28.6	20.56	1.39	C.V.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment



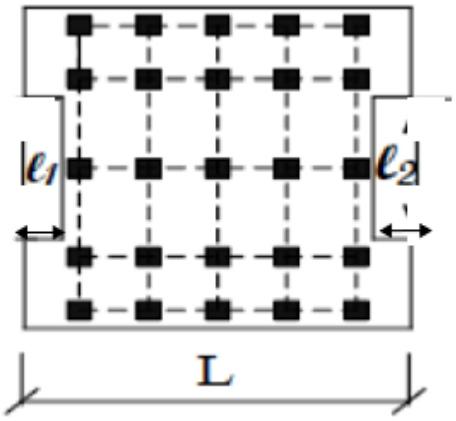
$$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$$

Direction X:

lx	*Lx*	*lx/Lx*	*lx/Lx ≤ 0.25*
2.2	28.6	0.076923077	C.V.

Direction Y:

ly	*Ly*	*ly/Ly*	*ly/Ly ≤ 0.25*
4.35	20.56	0.211575875	C.V.



l_1+l_2	*Ly*	l_1+l_2/Ly	$l_1+l_2/Ly \leq 0.25$
5.2	20.56	0.25	C.V.

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. Condition Vérifiée

2) Régularité en élévation

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation. Condition Vérifiée

b2. La raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment. Condition Vérifiée

b3. Le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.

Tableau IV.12: Vérification de la masse entre les niveaux.

Étage	Masse (kg)	M_i/M_{i+1} (%)	$M_i/M_{i+1} < 25\%$
Sous-sol	1107863.79	0.00	C.V.
RDC	845069.82	23.72	C.V.
1er	845069.82	0.00	C.V.
2éme	805157.56	4.72	C.V.
3éme	805157.56	0.00	C.V.
4éme	805157.56	0.00	C.V.
5éme	769446.59	4.44	C.V.
6éme	769446.59	0.00	C.V.
7éme	769446.59	0.00	C.V.
8éme	723297.45	6.00	C.V.

Tableau IV.13: Vérification de la rigidité entre les niveaux direction X.

Étage	*Ix* (kg.m^2)	I_i/I_{i+1} (%)	$I_i/I_{i+1} < 25\%$
Sous-sol	42382887.61	0	C.V.
RDC	26966000.82	36.38	C.N.V.
1er	26965909.13	0.00	C.V.
2éme	25303646.5	6.16	C.V.
3éme	25303554.81	0.00	C.V.
4éme	25303463.11	0.00	C.V.
5éme	23812551.74	5.89	C.V.
6éme	23812460.04	0.00	C.V.
7éme	23812749.91	0.00	C.V.
8éme	21121735.71	11.30	C.V.

Tableau IV.14: Vérification de la rigidité entre les niveaux direction Y.

Étage	*Ix* (kg.m²)	I_i/I_{i+1} (%)	$I_i/I_{i+1} < 25\%$
Sous-sol	97233921.34	0	C.V.
RDC	73494941.97	24.41	C.V.
1er	73494850.28	0.00	C.V.
2éme	69732218.36	5.12	C.V.
3éme	69732126.67	0.00	C.V.
4éme	69732034.97	0.00	C.V.
5éme	66361861.01	4.83	C.V.
6éme	66361769.32	0.00	C.V.
7éme	66361455.99	0.00	C.V.
8éme	61033036.18	8.03	C.V.

b4. Dans le cas de décrochements en élévations, la variation des dimensions, en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions. Condition Vérifiée

Le critère **b3** n'est pas satisfait dans la direction X. En revanche, l'ensemble des critères sont vérifiés dans la direction Y. Par conséquent, la structure est classée comme irrégulière en élévation selon la direction X.

3) Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Condition Vérifiée

Tableau IV.15 : Valeurs de pondération P_q.

Critère	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
1. Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
2. Régularité en élévation	Non	0.2	Oui	0
3. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
	Pq =	0.2	Pq=	0

Facteur de qualité	
Direction X	**Direction Y**
$Q_{Fx} = 1.2$	$Q_{Fy} = 1$

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S.\left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1}.\left(2.5\frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3}\right)\right] & si\ \ 0 \le T < T_1 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right] & si\ \ T_1 \le T < T_2 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T}\right] & si\ \ T_2 \le T < T_3 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2.T_3}{T^2}\right] & si\ \ T_3 \le T < 4s \end{cases}$$

Tableau IV.16: Valeurs caractérisant le spectre de calcul.

A	I	S	R	$T_1(s)$	$T_2(s)$	$T_3(s)$	Q_{FX}	Q_{FY}
0.25	1.0	1.20	4.5	0.10	0.50	2.0	1,2	1,0

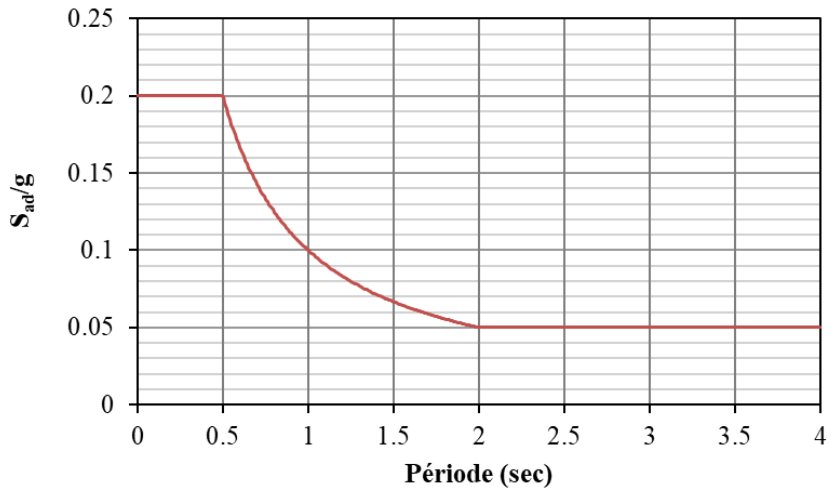


Figure IV.7: Spectre de calcul direction X.

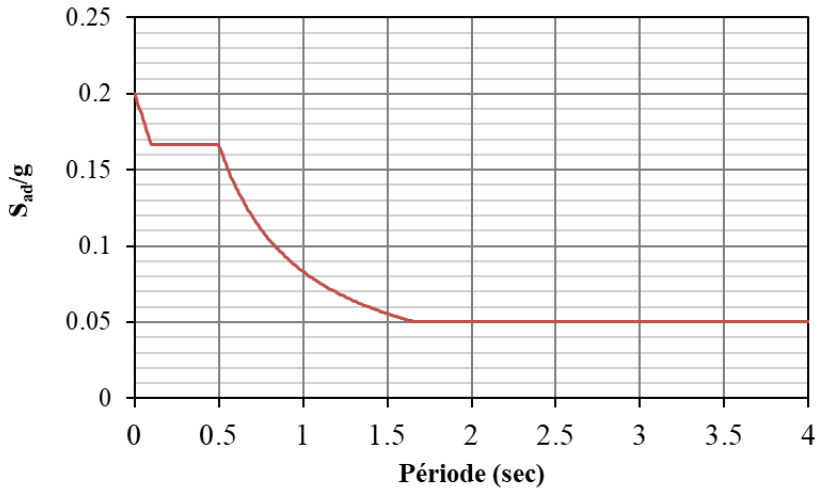


Figure IV.8: Spectre de calcul direction Y.

IV.2.4. Calcul de la force sismique

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

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

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3, RPA 2024) pour la période T_0

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

W: Poids sismique total du bâtiment.

λ : Coefficient de correction

IV.2.4.1. Evaluation de poids sismique total du bâtiment W

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \psi . W_{Qi}$$

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.2), RPA 2024.

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.3

Poids sismique total du bâtiment	W (KN)
$W = W_G + 0.3.W_Q$	58702.85

IV.2.4.2. Estimation de la période fondamentale de la structure T_0

(Article 4.2.4 du RPA 2024)

La période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ($T_{empirique}$) ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (T_{calcul}).

A partir de la formule empirique :

$$T_{empirique} = C_T . (h_N)^{3/4}$$

h_N (m): Hauteur du bâtiment mesurée depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Cas	Système de contreventement	C_T
4	Autres types de structures	0.050

$T_{empirique} = 0.05 \times (32.3)^{3/4} = 0.68\ s$

$$\begin{cases} T_{empirique} = 0.68\ s \\ 1.3 \times T_{empirique} = 0.88\ s \end{cases}$$

Tableau IV.17 : Valeur de la période (T_o) pour le calcul de l'effort tranchant.

Cas	Période à utilisé
$T_{calcul} < 1.3\ T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3\ T_{empirique}$	$T_0 = 1.3\ T_{empirique}$

Direction X

$T_{x\ analytique} = 0.65s$ ($2^{ème}$ mode)

$T_{x\ analytique} < 1.3\ T_{x\ empirique}$

$\rightarrow T_{0x} = T_{x\ analytique} = \mathbf{0,65s}$

Direction Y

$T_{y\ analytique} = 0.78s$ (1^{er} mode)

$T_{y\ analytique} < 1{,}3\ T_{y\ empirique}$

$\rightarrow T_{0y} = T_{y\ analytique} = \mathbf{0,78s}$

IV.2.4.3. Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

Direction X

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T_0}\right] \qquad et \qquad T_2 \leq T_{0x} \leq T_3$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_{0x}) = 0.25 \times 1 \times 1.2\left[2.5\frac{1.2}{4.5}\right].\left[\frac{0.5}{0.65}\right]$$

$$\boldsymbol{\frac{S_{ad}}{g}(T_{0x}) = 0.154}$$

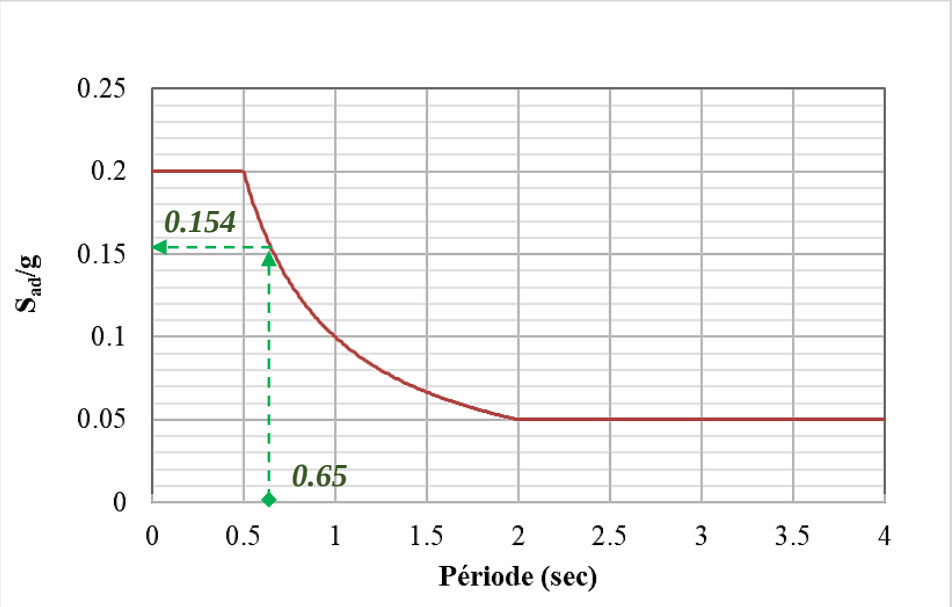


Figure IV.9: L'ordonnée du spectre de calcul pour la période T_{0x}.

Direction Y

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T_0}\right] \qquad et \qquad T_2 \leq T_{0y} \leq T_3$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_{0y}) = 0.25 \times 1 \times 1.2\left[2.5\frac{1}{4.5}\right].\left[\frac{0.5}{0.78}\right]$$

$$\boldsymbol{\frac{S_{ad}}{g}(T_{0y}) = 0.107}$$

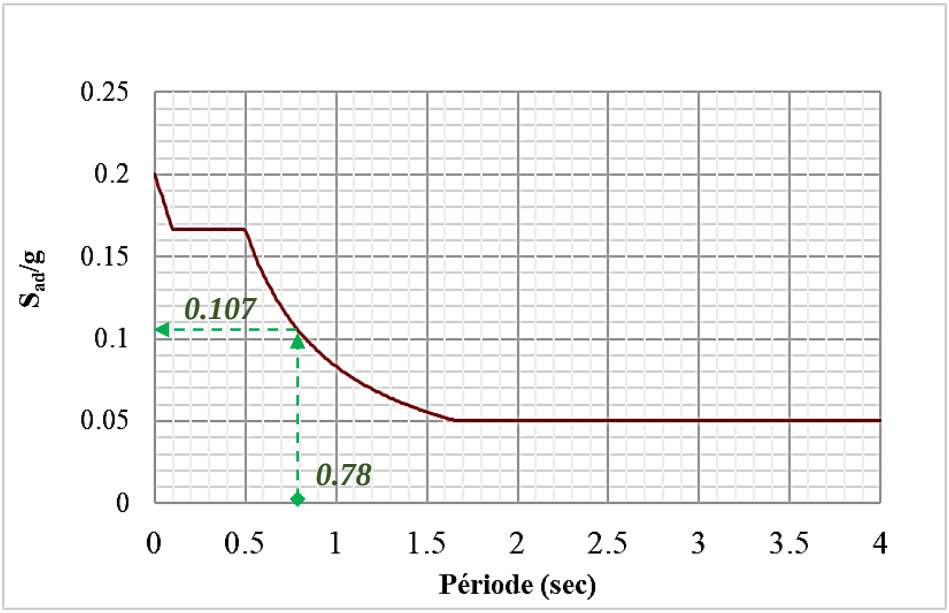


Figure IV.10: L'ordonnée du spectre de calcul pour la période T_{0y}.

IV.2.4.4. Calcul coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{ si } T_0 \leq (2.T_2) & \text{et si le batiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{autrement} \end{cases}$$

$$T_{0x} = 0.65s \leq (2.T_2) = 2 \times 0.5 = 1s$$

$$T_{0y} = 0.78s \leq (2.T_2) = 2 \times 0.5 = 1s$$

Le bâtiment étudier est en R+8 Donc > à 02 niveau

$$\rightarrow \boldsymbol{\lambda = 0.85}$$

La force sismique totale à la base V :

Direction X

$$V_x = \lambda . \frac{S_{ad}}{g}(T_{0x}) . W$$

$$V_x = 0.85 \times 0.154 \times 58702.85$$

$$\rightarrow \boldsymbol{V_x = 7684.20\ kN}$$

Direction Y

$$V_y = \lambda . \frac{S_{ad}}{g}(T_{0y}) . W$$

$$V_y = 0.85 \times 0.107 \times 58702.85$$

$$\rightarrow \boldsymbol{V_y = 5339.02\ kN}$$

IV.2.5. Vérification de l'effort tranchant à la base

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, par la méthode statique équivalente**.**

Tableau IV.17 : Résultante des forces sismiques de calcul.

Direction	V_t (kN)	V (kN)	$0.8 \times V$	$V_t \geq 0.8 \times V$
Direction X	6016.21	7684.20	6147.36	C.N.V.
Direction Y	4185.34	5339.02	4271.22	C.N.V.

Après l'augmentation de **1.03** dans les deux directions, on trouve :

$$V_{tx} = 6194.04\ kN > 0.8 \times V_x = 6147.36\ kN$$

$$V_{ty} = 4309.05\ kN > 0.8 \times V_y = 4271.22\ kN$$

$V_t > 0.8 \times V$, donc, la condition exigée par l'article 4.3.5 du RPA 2024 est vérifiée.

IV.2.6. Justification de la sécurité

IV.2.6.1. Vérification de la stabilité au renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment, soumis à des effets de renversement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation.

Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3.

Donc : il faut vérifier que :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.3$$

Tableau IV.18: Moment renversement et moment stabilisant direction X.

Étage	*Vx (kN)*	*h (m)*	*W (kN)*	*Xg (m)*	*Mr (kN.m)*	*Ms (kN.m)*
Sous-sol	6194.04	3.23	58702.85	14.28	117.67	838276.70
RDC	6157.61	6.46			1206.66	
1er	5970.82	9.69			3205.16	
2éme	5640.05	12.92			5686.48	
3éme	5199.92	16.15			8708.24	
4éme	4660.71	19.38			12247.39	
5éme	4028.75	22.61			16754.24	
6éme	3287.74	25.84			23404.58	
7éme	2381.99	29.07			33124.1	
8éme	1242.53	32.3			40133.72	
			Somme		144588.24	838276.70

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{838276.70}{144588.24} = 5.8 > 1.3$$

Tableau IV.19: Moment renversement et moment stabilisant direction Y.

Étage	*Vy (kN)*	*h (m)*	*W (kN)*	*Yg (m)*	*Mr (kN.m)*	*Ms (kN.m)*
Sous-sol	4309.05	3.23	58702.85	10.31	81.07	605226.38
RDC	4283.95	6.46			929.34	
1er	4140.09	9.69			2391.3	
2éme	3893.31	12.92			4047.84	
3éme	3580.01	16.15			5998.92	
4éme	3208.56	19.38			8263.63	
5éme	2782.16	22.61			11172.73	
6éme	2288.01	25.84			15599.61	
7éme	1684.31	29.07			22768.21	
8éme	901.09	32.3			29105.21	
			Somme		100357.90	605226.38

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{605226.38}{100357.90} = 6.03 > 1.3$$

La condition exigée par l'article 5.5 du RPA 2024 est vérifiée, ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.2.6.3. Calcul des déplacements

D'après l'article 4.5.2 du RPA 2024, le déplacement horizontal, à chaque niveau *"k",* de la structure est calculé selon l'équation suivante :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} . \delta_{ek}$$

où:

δ_{ek}: Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif, au niveau *"k"* par rapport au niveau *"k* -1", est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau IV.20: Calcul le déplacement relatif Δ_k.

Étage	Direction X			Direction Y		
	$\boldsymbol{\delta_{ek}}$ (cm)	$\boldsymbol{\delta_k}$ (cm)	Δ_k (cm)	$\boldsymbol{\delta_{ek}}$ (cm)	$\boldsymbol{\delta_k}$ (cm)	Δ_k (cm)
Sous-sol	0.026	0.098	0.098	0.019	0.086	0.086
RDC	0.191	0.716	0.619	0.171	0.770	0.684
1er	0.427	1.601	0.885	0.401	1.805	1.035
2éme	0.704	2.640	1.039	0.674	3.033	1.229
3éme	1.000	3.750	1.110	0.965	4.343	1.310
4éme	1.299	4.871	1.121	1.256	5.652	1.310
5éme	1.594	5.978	1.106	1.540	6.930	1.278
6éme	1.872	7.020	1.043	1.803	8.114	1.184
7éme	2.129	7.984	0.964	2.041	9.185	1.071
8éme	2.362	8.858	0.874	2.258	10.161	0.977

IV.2.6.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

L'Article 5.9 du RPA 2024 exige la justification des effets du 2éme ordre (ou effet P-Δ). Toutefois, ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition :

$$\theta_k = \frac{p_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation, au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^{n} (G_i + \psi . Q_i)$$

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » :$V_k = \sum_{i=k}^{n} F_i$
- Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « *k-1* »
- h_k: hauteur du niveau « k ».

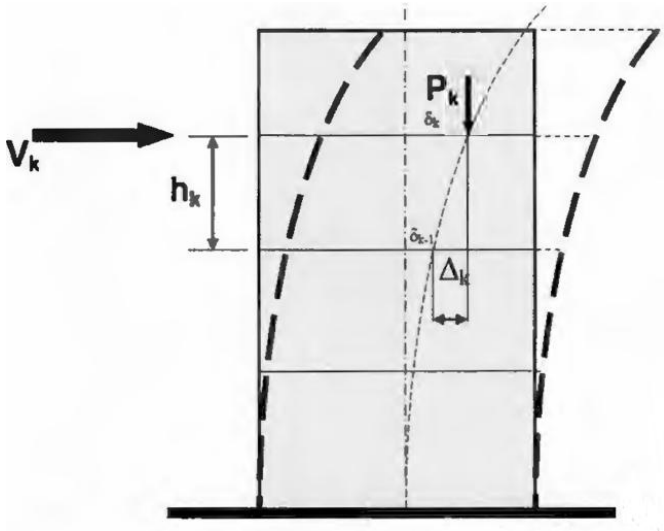


Figure IV.11: Effet P-Δ, (RPA 2024).

Tableau IV.21 : Vérification de l'effet P-Δ direction X.

Étage	P_k (kN)	Δ_k (cm)	V_k (kN)	h_k(cm)	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
Sous-sol	57567.83	0.098	6194.04	323	0.003	C.V.
RDC	49896.45	0.619	6157.61	323	0.016	C.V.
1er	44021.41	0.885	5970.82	323	0.020	C.V.
2éme	38227.03	1.039	5640.05	323	0.022	C.V.
3éme	32547.7	1.110	5199.92	323	0.022	C.V.
4éme	26868.37	1.121	4660.71	323	0.020	C.V.
5éme	21261.2	1.106	4028.75	323	0.018	C.V.
6éme	15756.97	1.043	3287.74	323	0.015	C.V.
7éme	10252.74	0.964	2381.99	323	0.013	C.V.
8éme	4754.57	0.874	1242.53	323	0.010	C.V.

Tableau IV.22: Vérification de l'effet P-Δ direction Y.

Étage	P_k (kN)	Δ_k (cm)	V_k (kN)	h_k(cm)	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
Sous-sol	57567.83	0.086	4309.05	323	0.004	C.V.
RDC	49896.45	0.684	4283.95	323	0.025	C.V.
1er	44021.41	1.035	4140.09	323	0.034	C.V.
2éme	38227.03	1.229	3893.31	323	0.037	C.V.
3éme	32547.7	1.310	3580.01	323	0.037	C.V.
4éme	26868.37	1.310	3208.56	323	0.034	C.V.
5éme	21261.2	1.278	2782.16	323	0.030	C.V.
6éme	15756.97	1.184	2288.01	323	0.025	C.V.
7éme	10252.74	1.071	1684.31	323	0.020	C.V.
8éme	4754.57	0.977	901.09	323	0.016	C.V.

IV.2.6.5. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages

IV.2.6.5.1. Justification de non-effondrement

Selon Article 5.10.1 du RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites $\overline{\Delta_k}$,

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$$

- Pour les bâtiments en béton armé : $\overline{\Delta_k} = 0.0150\ h_k$

Tableau IV.23: Justification de non-effondrement direction X.

Étage	h (cm)	Δ_k (cm)	$0.0150 \times h_k$	Vérification
Sous-sol	323	0.098	4.845	C.V.
RDC	323	0.619	4.845	C.V.
1er	323	0.885	4.845	C.V.
2éme	323	1.039	4.845	C.V.
3éme	323	1.110	4.845	C.V.
4éme	323	1.121	4.845	C.V.
5éme	323	1.106	4.845	C.V.
6éme	323	1.043	4.845	C.V.
7éme	323	0.964	4.845	C.V.
8éme	323	0.874	4.845	C.V.

Tableau IV.24: Justification de non-effondrement direction Y.

Étage	h (cm)	Δ_k (cm)	$0.0150 \times h_k$	Vérification
Sous-sol	323	0.086	4.845	C.V.
RDC	323	0.684	4.845	C.V.
1er	323	1.035	4.845	C.V.
2éme	323	1.229	4.845	C.V.
3éme	323	1.310	4.845	C.V.
4éme	323	1.310	4.845	C.V.
5éme	323	1.278	4.845	C.V.
6éme	323	1.184	4.845	C.V.
7éme	323	1.071	4.845	C.V.
8éme	323	0.977	4.845	C.V.

IV.2.6.5.2. Justification de limitation des dommages

Selon Article 5.10.2 du RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

- Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composes de matériaux fragiles fixes à la structure :

$$v_A . \Delta_k \leq 0.005 h_k$$

Le coefficient réducteur v_A est pris égal à 0.5.

Tableau IV.25: Justification de limitation des dommages direction X.

Étage	h (cm)	$v_A . \Delta_k$ (cm)	$0.005 \times h_k$	Vérification
Sous-sol	323	0.049	1.615	C.V.
RDC	323	0.310	1.615	C.V.
1er	323	0.443	1.615	C.V.
2éme	323	0.520	1.615	C.V.
3éme	323	0.555	1.615	C.V.
4éme	323	0.561	1.615	C.V.
5éme	323	0.553	1.615	C.V.
6éme	323	0.522	1.615	C.V.
7éme	323	0.482	1.615	C.V.
8éme	323	0.437	1.615	C.V.

Tableau IV.26: Justification de limitation des dommages direction Y.

Étage	h (cm)	$v_A . \Delta_k$ (cm)	$0.005 \times h_k$	Vérification
Sous-sol	323	0.043	1.615	C.V.
RDC	323	0.342	1.615	C.V.
1er	323	0.518	1.615	C.V.
2éme	323	0.615	1.615	C.V.
3éme	323	0.655	1.615	C.V.
4éme	323	0.655	1.615	C.V.
5éme	323	0.639	1.615	C.V.
6éme	323	0.592	1.615	C.V.
7éme	323	0.482	1.615	C.V.
8éme	323	0.437	1.615	C.V.

IV.2.7. Vérification de l'effort normal réduit

IV.2.7.1. Dans les poteaux

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'article 7.4.3 du RPA 2024 exige de vérifier l'effort normal réduit de compression, qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c . f_{cj}} \leq 0.35$$

Avec :

N_d : effort normal de compression sous combinaisons sismiques, s'exerçant sur une section de béton.

B_c : section brute du béton.

fc_j : résistance caractéristique du béton à j jours.

Tableau IV.27: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Étage	*Poteau*	B_c (cm²)	N_d (kN)	fc_{28} (MPa)	v	$v \leq 0.35$
Sous-sol+RDC+1er	(50x50)	2500	1896.29	25	0.30	C.V.
2éme ~ 4éme	(45x45)	2025	1178.66	25	0.23	C.V.
5éme ~ 8éme	(40x40)	1600	524.07	25	0.13	C.V.

V.2.7.2. Dans les voiles

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'article 7.7.2 du RPA 2024 exige de vérifier l'effort normal réduit de compression, qui est limité par la condition suivante :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c . f_{cj}} \leq 0.40$$

Avec :

N_d : effort normal de compression sous combinaisons sismiques, s'exerçant sur une section de béton.

B_c : section brute du béton.

fc_j : résistance caractéristique du béton à j jours.

Tableau IV.28: Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles.

Voile	L_w *(cm)*	b_w *(cm)*	B_c *(cm²)*	N_d *(kN)*	fc_{28} *(MPa)*	v_d	$v_d \leq 0.40$
V1	225	16	3600	2119.73	25	0.24	C.V.
V2	270	16	4320	1637.15	25	0.15	C.V.
V3x	325	16	5200	3627.01	25	0.28	C.V.
V3y	325	16	5200	2415.00	25	0.19	C.V.
V4	245	16	3920	1850.27	25	0.19	C.V.

La justification des poteaux et des voiles a montré qu'ils sont suffisamment résistants pour équilibrer les efforts normaux réduits sous les sollicitations dues au séisme.

Après plusieurs vérifications, l'ensemble des conditions exigées par le RPA 2024 ont été satisfaites. Il est donc possible de conclure que la structure présente une stabilité satisfaisante sous l'effet du chargement sismique.

IV.3. Étude sismique selon le RPA 99 v 2003

IV.3.1. Critères de classification

IV.3.1.1. Classification des zones sismiques

Dans notre cas le projet et situé dans une zone de sismicité moyenne Zone II_b (Article 3.1).

IV.3.1.2. Classification des ouvrages selon leur importance

Dans ce projet, on a un ’ouvrages de moyenne importance. Groupe 2 (Article 3.2)

IV.3.1.3. Classification de site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage. On est en présence d’un site ferme (Catégorie **2**). (Article 3.3)

IV.3.2. Caractéristique géométrique de la structure

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l’évaluation des efforts horizontaux d’origine sismique sont:

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

Centre de masse:

Il est défini par la formule suivante:

$$X_G = \frac{\sum W_i .X_i}{\sum W_i} \quad ; Y_G = \frac{\sum W_i .Y_i}{\sum W_i}$$

Avec:

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l’élément (i) du niveau considéré.

X_i, Y_i: Les coordonnées du centre de gravité de l’élément (i) par rapport au repère global.

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Centre de torsion :

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante:

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} .X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; Y_T = \frac{\sum I_{yi} .Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec

- I_x et I_y : Les inerties suivants les axes X et Y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile) ;
- X_i et Y_i : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi

Tableau IV.29: Centre de masse et centre de torsion.

Étage	Poids de structure	centre de Masse		Centre de torsion	
	W (kN)	***Xg***	***Yg***	***Xt***	***Yt***
Sous-sol	7217.54	14.28	10.31	14.30	9.41
RDC	5903.57	14.27	10.35	14.27	10.79
1er	5903.57	14.27	10.35	14.27	10.79
2éme	5704.00	14.27	10.35	14.27	10.80
3éme	5704.00	14.27	10.35	14.27	10.80
4éme	5704.00	14.27	10.35	14.27	10.80
5éme	5525.45	14.26	10.35	14.27	10.81
6éme	5525.45	14.26	10.35	14.27	10.81
7éme	5525.45	14.26	10.35	14.27	10.81
8éme	5128.23	14.27	10.43	14.27	10.72

Calcul d'excentricité

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. (Article 3.5.1.a)

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment Lx = 28.60m

Largeur du bâtiment Ly = 20.56m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 4.29m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 3.084m

Excentricité théorique (statique)

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_{x\,thé} = |XG - XR| \quad ; \quad E_{y\,thé} = |YG - YR|$$

Excentricité accidentelle : [Art 4.2.7] et [Art 4.3.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$E_{x\,add} = 5\% \times L_x \quad ; \quad E_{y\,add} = 5\% \times L_Y$$

Avec :

L: La dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Alors les valeurs de l'excentricité deviennent :

$$E_x = E_{x\,th} + E_{x\,add} \quad ; \quad E_y = E_{y\,th} + E_{y\,add}$$

Tableau IV.30: Excentricité suivant les deux directions.

Étage	Excentricité selon X			Excentricité selon Y		
	$E_X\,(m)$	15 %. L_x	E x ≤ 15%Lx	$E_y\,(m)$	15 %. L_y	E y ≤ 15%Ly
Sous-sol	1,41	3.048	C.V.	1,928	4.29	C.V.
RDC	1,43	3.048	C.V.	0,588	4.29	C.V.
1er	1,43	3.048	C.V.	0,588	4.29	C.V.
2éme	1,43	3.048	C.V.	0,578	4.29	C.V.
3éme	1,43	3.048	C.V.	0,578	4.29	C.V.
4éme	1,43	3.048	C.V.	0,578	4.29	C.V.
5éme	1,42	3.048	C.V.	0,568	4.29	C.V.
6éme	1,42	3.048	C.V.	0,568	4.29	C.V.
7éme	1,42	3.048	C.V.	0,568	4.29	C.V.
8éme	1,43	3.048	C.V.	0,738	4.29	C.V.

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée

IV.3.3. Disposition du voile

Proposition de la disposition des voiles des contreventements

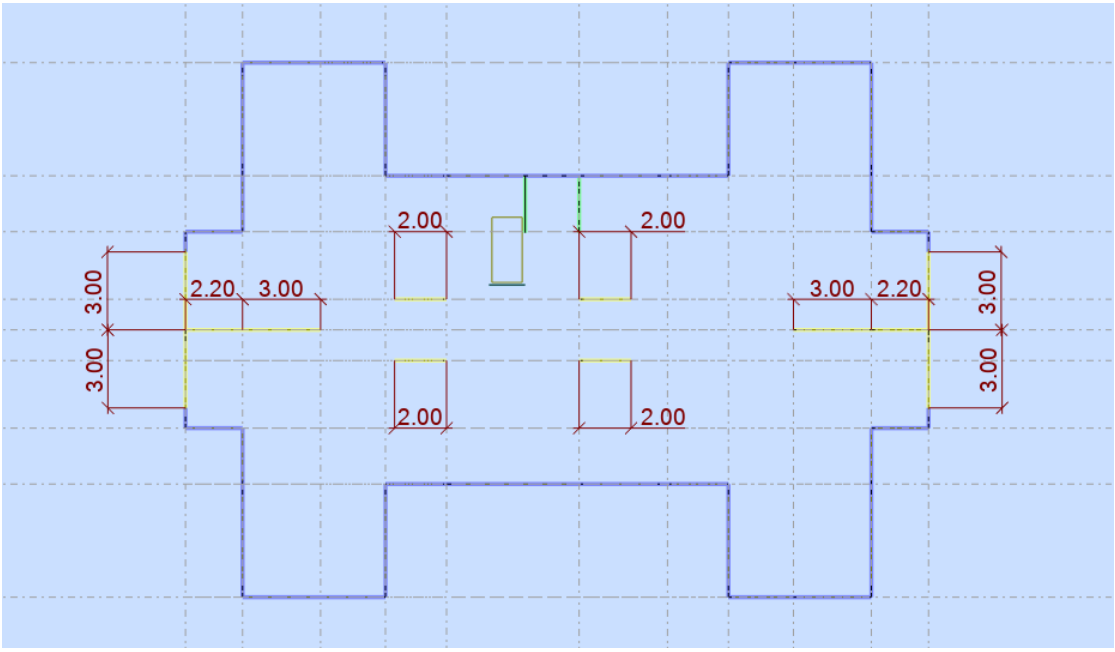


Figure IV.12: Disposition des voiles.

IV.3.4. Choix de la méthode de calcul

Pour analyser les efforts horizontaux qui sont appliqués au niveau des planchers, on utilise une méthode parmi les trois suivantes selon leurs conditions d'application :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.4.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente [Art 4.1.2]

Pour notre structure, la hauteur (H = 32.3m) dépassant le 17 m, Car notre bloc étudié présente une configuration irrégulière dans la Zone II_b et groupe d'usage 2 donc selon le RPA99V2003, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse « ROBOT ANALYSIS 2025 ».

IV.3.4.2. Méthode dynamique modale spectrale

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. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.3.5. Résultats de l'analyse modale

IV.3.5.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes

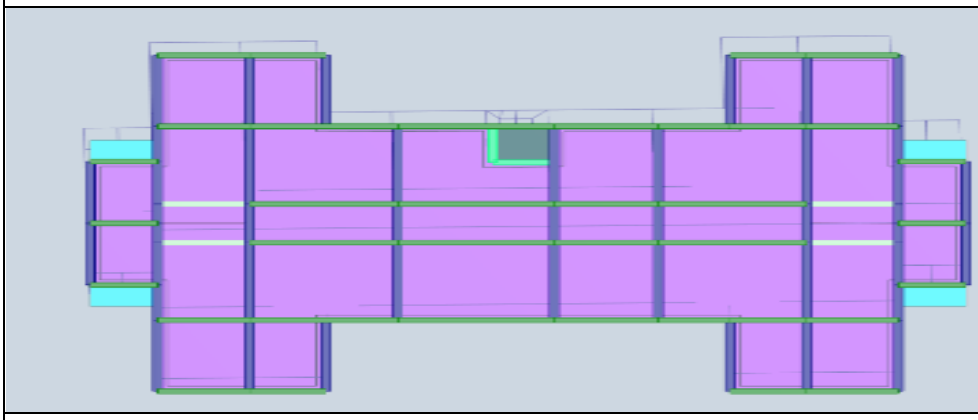
Tableau IV.31: Comportement et participation massique pour chaque mode.

Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0.77	1.36	60.95	1.36	60.95
2	0.65	63.05	0.95	64.41	61.9
3	0.60	0.74	2.96	65.15	64.86
4	0.22	0.13	13.02	65.29	77.88
5	0.18	14.28	0.09	79.56	77.97
6	0.17	0.04	0.53	79.6	78.5
7	0.11	0.02	5.04	79.63	83.54
8	0.09	5.24	0.03	84.86	83.56
9	0.08	0.01	0.17	84.88	83.74
10	0.07	0.01	2.93	84.89	86.66
11	0.05	2.88	0.02	87.77	86.68
12	0.05	0.02	0.11	87.78	86.79
13	0.05	0.01	1.94	87.79	88.72
14	0.04	0	0	87.79	88.72
15	0.04	1.13	0.01	88.92	88.73
16	0.04	0.75	0	89.67	88.73
17	0.04	0	0	89.67	88.73
18	0.04	0.01	0.08	89.68	88.82
19	0.04	0	0	89.68	88.82
20	0.04	0.01	1.43	89.68	**90.25**
21	0.03	0	0	89.68	90.25
22	0.03	0.01	0	89.69	90.25
23	0.03	0	0	89.69	90.25
24	0.03	0.01	0	89.7	90.25
25	0.03	0.92	0.01	**90.61**	90.26

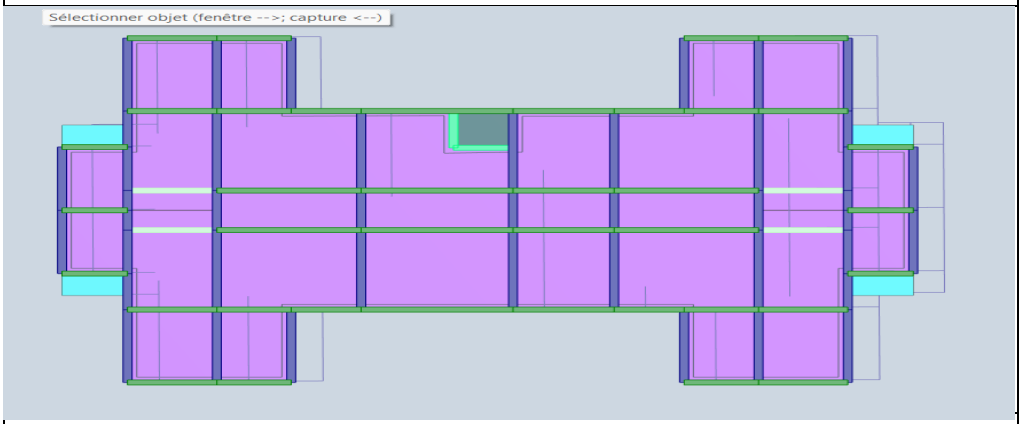
Tableau IV.32: Comportement des trois premiers modes.

Modes	1er mode	2éme mode	3éme mode
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour de l'axe Z
Période (s)	0.77	0.65	0.60

Mode 01



Mode 02



Mode 03

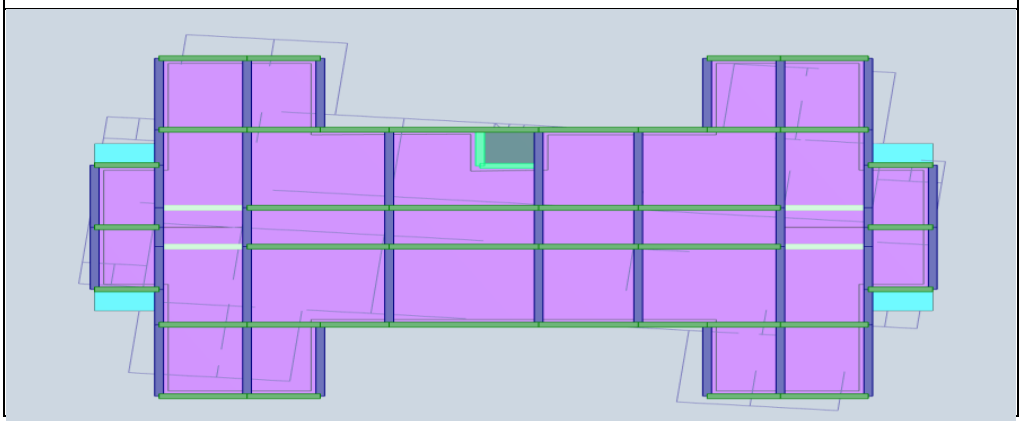


Figure IV.13: Les trois modes de vibration

IV.3.5.2. Vérification de participation massique

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

✓ Direction xx : 25ème mode : Masse cumulée = **90.61%**

✓ Direction yy : 20ème mode : Masse cumulée = **90.25%**

IV.3.6. Vérification de la force sismique à la base

La résultante des forces sismique à la base Ed obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (RPA99 version 2003 [Art 4.3.6]).

Donc il faut vérifier que : Ed/Vs > 80%

IV.3.6.1. Calcul de la force sismique totale [Art 4.2.3]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q\ .W}{R}$$

Avec :

a) Coefficient d'accélération A : [Tableau.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage.

Pour notre ouvrage on a : (zone II_b, groupe d'usage 2)

A = 0.2

b) R : coefficient de comportement : [Art 3.4.A.4.b]

Conformément à l'article **[3.4.A.4.b]** du RPA 99V2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Tableau IV.33: Efforts normal revenant aux voiles et poteaux.

Étage	Effort normal (poteaux)	Effort normal (voiles)
Sous-sol	27157.97	35088.1
RDC	40680.32	13417.4
1er	35634.2	12112.83
2éme	30233.28	11243.7
3éme	25531.11	9790.87
4éme	21043.1	8123.89
5éme	16253.43	6830.72
6éme	11974.54	5129.72
7éme	7850.83	3273.54
8éme	3725.15	1426.68

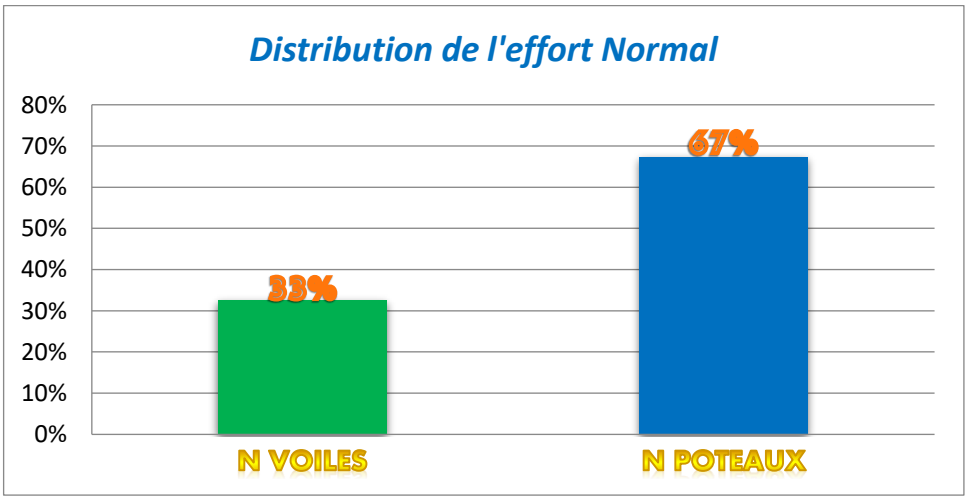


Figure IV.14: Distribution de l'effort normale.

Donc : **R = 3.5**

c) Q : Facteur de qualité : [Art 4.2.3 Tab 4.4]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.34: Détermination du facteur de qualité de la structure.

	Suivant X		Suivant Y	
Critère	**Observé**	**Valeur**	**Observé**	**Valeur**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2. Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3. Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4. Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
	Q =	1.1	Q =	1.1

-

Selon RPA 99 version 2003

$$D=\begin{cases} 2.5\eta \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots T_2 \le T \le 3s \\ 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots T \ge 3s \end{cases}$$

***T2* = 0.4 s**, RPA 99 version 2003 tableau 4.7 (avec site S2).

η : facteur de correction d'amortissement .

b) η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.764$$

ξ = 10% tableau 4.2 (voiles ou murs

IV.3.6.2. Estimation de la période fondamentale

$T_1 = C_T h_N^{3/4}$

$h_N = 32.3m$; $C_T = 0,05$

⇨ $T_1 = 0,67s$

$T_2=0,09h_N/\sqrt{D}$ (RPA99 version 2003 Art **[4.2.4])**

Direction X:

$D_X = 28.6\ m$

$T2 = 0,09.\ 32,3/\sqrt{28.6}$

$T2 = 0,54s$

⇨ $T_{x\ empirique} = \min(T1; T2) = 0.54s$

Direction Y:

$D_y = 20.56\ m$

$T2 = 0,09.32,3/\sqrt{20.56}$

$T2 = 0,64s$

⇨ $T_{y\ empirique} = \min(T1; T2) = 0,64s$

Les règlements parasismiques imposent une majoration de la période empirique afin d'éviter une surestimation excessive des efforts :

$$\boldsymbol{T} = \begin{cases} \boldsymbol{T_{analytique}} & \boldsymbol{si} \quad \boldsymbol{T_{analytique} \leq T_{empirique}} \\ \boldsymbol{T_{empirique}} & \boldsymbol{si}\ \boldsymbol{T_{empirique} \leq T_{analytique} \leq 1.3\, T_{empirique}} \\ \boldsymbol{1.3\, T_{empirique}} & \boldsymbol{si} \quad \boldsymbol{T_{analytique} \geq 1.3\, T_{empirique}} \end{cases}$$

Détermination de la période T_0

Direction X :

$T_{x\ analytique} = 0,65s$ (2ème mode)

$T_{x\ empirique} = 0,54s$

$1.3\ T_{x\ empirique} = 0,70s$

On remarque que : $T_{x\ empirique} < T_{x\ analytique} < 1.3\ T_{x\ empirique}$ =>

$T_x = T_{x\ empirique} = 0{,}54s$

$T_x = 0{,}54s$

$T_2 \leq T_x \leq 3s => D_x = 2{,}5\eta(\frac{T_2}{T_{0-x}})^{\frac{2}{3}} = 1.56$

$D_x = 1.56$

Direction Y :

$T_{y\ analytique}$ =0.77s (1er mode)

$T_{y\ empirique}$ =0,64s

1.3 $T_{y\ empirique}$ =0,832s

On remarque que : $T_{y\ empirique} < T_{y\ analytique} < 1{,}3\ T_{y\ empirique}$ =>

$T_y = T_{y\ empirique} = 0{,}64s$

$T_y = 0{,}64s$

$T_2 \leq T_y \leq 3s => D_y = 2{,}5\eta(\frac{T_2}{T_{0-y}})^{\frac{2}{3}} = 1.39$

$D_y = 1.39$

Tableau IV.35: Résultats de la méthode statique équivalente.

A	0,20
D_X	1.56
D_Y	1.39
Q	1,10
W=G+0.2Q (kN)	58021.36
R	3,5
V_X (kN)	5689.40
V_Y (kN)	5069.40
80% V_X (kN)	4551.52
80% V_Y (kN)	4055.52

V_{xdyn}=4597.57 kN > 80% V_{MSEX} =4551.52 kN => Condition vérifiée (après majoration de 1.07)

V_{ydyn}= 4074.34 kN > 80% V_{MSEY} =4055.52 kN=> Condition vérifiée (après majoration de 1.08)

IV.3.7. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{Rx}=\sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \; ; \; M_{Ry}=\sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec : F_{ix} : la force distribuée en hauteur suivant X.

F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant Y.

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité qui est égal à :

$$M_{tx}=X_G.W_i \; ; M_{ty}=Y_G.W_i$$

Donc : il faut vérifier que : $\frac{MS}{MR} \geq 1.5$

Tableau IV.36: Calcul du moment de renversement et stabilisation dans sens X.

Étage	*Vx (kN)*	*h (m)*	*W (kN)*	*Xg (m)*	*Mr (kN.m)*	*Ms (kN.m)*
Sous-sol	4597.52	3.23	58021.36	14.28	166.64	828545.02
RDC	4545.93	6.46			1149.23	
1er	4368.03	9.69			2381.71	
2éme	4122.24	12.92			4131.82	
3éme	3802.44	16.15			6303.18	
4éme	3412.15	19.38			8917.13	
5éme	2952.03	22.61			12149.71	
6éme	2414.67	25.84			16670.42	
7éme	1769.53	29.07			23419.96	
8éme	963.89	32.3			31133.65	
				SOMME	106423.5	

Ms/Mr = 7.78 => Condition vérifiée

Tableau IV.37: Calcul du moment de renversement et stabilisation dans sens Y.

Étage	*Vy (kN)*	*h (m)*	*W (kN)*	*Yg (m)*	*Mr (kN.m)*	*Ms (kN.m)*
Sous-sol	4074.33	3.23	58021.36	10.31	146.97	598200.22
RDC	4028.83	6.46			1065.45	
1er	3863.9	9.69			2185.19	
2éme	3638.39	12.92			3743.96	
3éme	3348.61	16.15			5605.66	
4éme	3001.51	19.38			7679.71	
5éme	2605.24	22.61			10487.20	
6éme	2141.41	25.84			14486.68	
7éme	1580.78	29.07			20544.06	
8éme	874.07	32.3			28232.46	
				SOMME	94177.34	

Ms/Mr = 6.35 => Condition vérifiée

La condition est vérifiée, ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.3.8. Vérification du déplacement inter-étages

Le déplacement horizontal à chaque niveau *k* de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

Avec :

δ_K: Déplacement du aux forces séismiques F_i. [Art 4.4.3]

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau *k* par rapport au niveau *k-1* est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ [Art 5.10]}$$

Tableau IV.38: Vérification des déplacements inter étages Sens X.

Étage	h_e (m)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k adm (cm)	Verification
Sous-sol	3.23	0.067	0.067	3.23	C.V.
RDC	3.23	0.489	0.423	3.23	C.V.
1er	3.23	1.091	0.601	3.23	C.V.
2éme	3.23	1.796	0.705	3.23	C.V.
3éme	3.23	2.548	0.752	3.23	C.V.
4éme	3.23	3.307	0.759	3.23	C.V.
5éme	3.23	4.057	0.750	3.23	C.V.
6éme	3.23	4.764	0.707	3.23	C.V.
7éme	3.23	5.418	0.653	3.23	C.V.
8éme	3.23	6.012	0.594	3.23	C.V.

Tableau IV.39: Vérification des déplacements inter étages Sens Y.

Étage	h_e (m)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k adm (cm)	Verification
Sous-sol	3.23	0.061	0.061	3.23	C.V.
RDC	3.23	0.557	0.496	3.23	C.V.
1er	3.23	1.306	0.749	3.23	C.V.
2éme	3.23	2.195	0.890	3.23	C.V.
3éme	3.23	3.142	0.947	3.23	C.V.
4éme	3.23	4.090	0.948	3.23	C.V.
5éme	3.23	5.015	0.925	3.23	C.V.
6éme	3.23	5.872	0.857	3.23	C.V.
7éme	3.23	6.646	0.774	3.23	C.V.
8éme	3.23	7.352	0.706	3.23	C.V.

Le déplacement inter étage est vérifié dans les deux directions.

IV.3.9. Vérification de l'effort normal réduit à la base

[Art 7.1.3.3]

Selon RPA version 2003, On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{cj}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV.40: Vérification de l'effort normal réduit à la base.

Étage	Poteau	N_d (kN)	Bc (mm^2)	Fc_{28}	v	Verification
Sous-sol+ RDC+1er étage	50x50	1599.23	250000	25	0.25	C.V.
2éme+3éme+ 4éme étage	45x45	994.03	202 500	25	0,2	C.V.
5éme+6éme+ 7éme+8éme	40x40	543.84	160000	25	0.13	C.V.

IV.3.10. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art.5.9]

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

$$\theta = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k : Effort tranchant de l'étage au niveau "k".

Δ_k : Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau "k-1".

h_k : Hauteur de l'étage "k".

Tableau IV.41: Vérification de l'effet P-Δ suivant le sens X.

Étage	*P (kN)*	*Δ (cm)*	*V(kN)*	*h (m)*	*θ*	Vérification
Sous-sol	56899.51	0.067	4597.52	3.23	0.003	C.V.
RDC	49296.27	0.423	4545.93	3.23	0.014	C.V.
1er	43489.18	0.601	4368.03	3.23	0.019	C.V.
2éme	37762.75	0.705	4122.24	3.23	0.020	C.V.
3éme	32151.37	0.752	3802.44	3.23	0.020	C.V.
4éme	26539.99	0.759	3412.15	3.23	0.018	C.V.
5éme	21000.78	0.75	2952.03	3.23	0.017	C.V.
6éme	15564.5	0.707	2414.67	3.23	0.014	C.V.
7éme	10128.22	0.653	1769.53	3.23	0.012	C.V.
8éme	4697.82	0.594	963.89	3.23	0.009	C.V.

Tableau IV.42: Vérification de l'effet P-Δ suivant le sens Y.

Étage	*P (kN)*	*Δ (cm)*	*V(kN)*	*h (m)*	*θ*	Vérification
Sous-sol	56899.51	0.061	4074.33	3.23	0.003	C.V.
RDC	49296.27	0.496	4028.83	3.23	0.019	C.V.
1er	43489.18	0.749	3863.9	3.23	0.026	C.V.
2éme	37762.75	0.89	3638.39	3.23	0.029	C.V.
3éme	32151.37	0.947	3348.61	3.23	0.028	C.V.
4éme	26539.99	0.948	3001.51	3.23	0.026	C.V.
5éme	21000.78	0.925	2605.24	3.23	0.023	C.V.
6éme	15564.5	0.857	2141.41	3.23	0.019	C.V.
7éme	10128.22	0.774	1580.78	3.23	0.015	C.V.
8éme	4697.82	0.706	874.07	3.23	0.012	C.V.

IV.4. Étude comparative

IV.4.1. Classification de la structure

Les données de classification de la structure, selon RPA 2024 et le RPA 99 v 2003, sont présentées dans le tableau IV.44.

Tableau IV.43: Données de classification de la structure.

Classification	RPA 2024	RPA 99 v 2003
Zone sismique	Zone V (sismicité élevée)	Zone IIb (sismicité moyenne)
Coefficient d'accélération de zone	*A = 0.25*	*A = 0.20*
Classification de site	Site ferme (S2)	Site ferme (S2)
Groupe d'importance	Groupe 2 *(I = 1)*	Groupe 2
Poids de la structure	$W = W_G + 0.3W_Q$ *W = 58702.85 kN*	$W = W_G + 0.2W_Q$ W = 58021.36 kN
Facteur de qualité	Q_{Fx} =1.2 Q_{Fy} =1.0	Q_x =1.1 Q_y =1.1
Coefficient de comportement	R_x = 4.5 R_y = 4.5	*R = 3.5*

IV.4.2. Spectre de calcul

Les figures IV.15 et IV.16 comparent les spectres de réponse du RPA 99 version 2003 et du RPA 2024 dans les directions X et Y. En direction X (figure IV.15), le RPA 2024 impose des accélérations plus élevées pour les courtes périodes, traduisant une exigence accrue pour les structures rigides. En direction Y (figure IV.16), le spectre du RPA 2024 est globalement inférieur à celui du RPA 99.

Le RPA 2024 exige que les valeurs du spectre de calcul ne doivent, en aucun cas, être inférieures à (0.2A. I). Cette exigence de seuil minimal n’est pas présente dans la version RPA 99/2003.

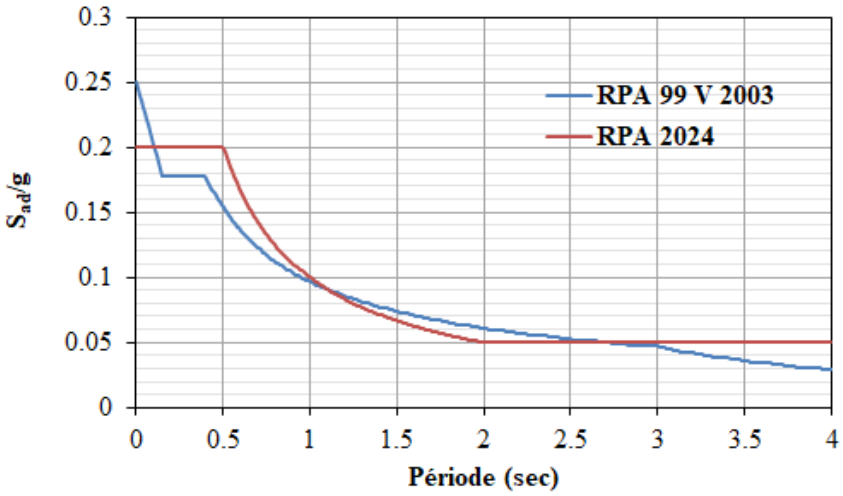


Figure IV.15: Spectre de calcul direction X.

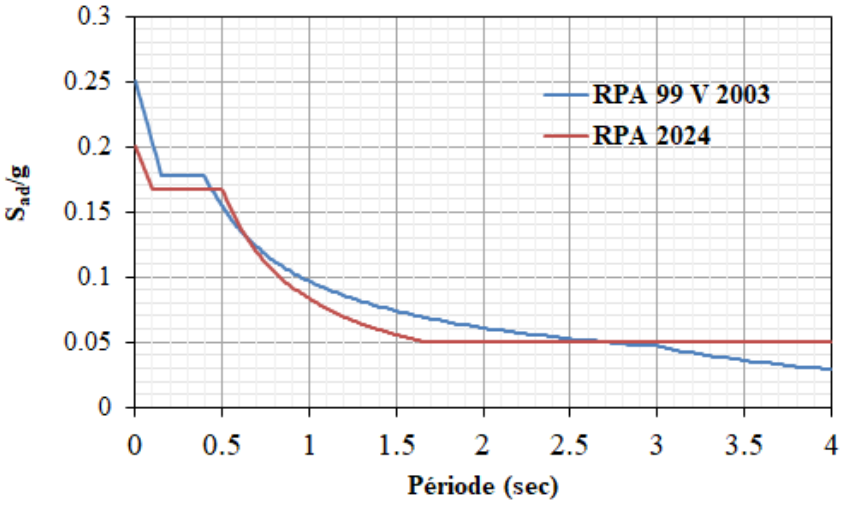


Figure IV.16: Spectre de calcul direction Y.

IV.4.3. Effort tranchant

Les figures IV.17 et IV.18 illustrent les efforts tranchants dans les étages, calculés selon deux versions différentes du RPA, dans les directions X et Y respectivement. Les analyses montrent que la révision introduite par le règlement RPA 2024 entraîne une augmentation systématique des efforts tranchants, notamment en direction X.

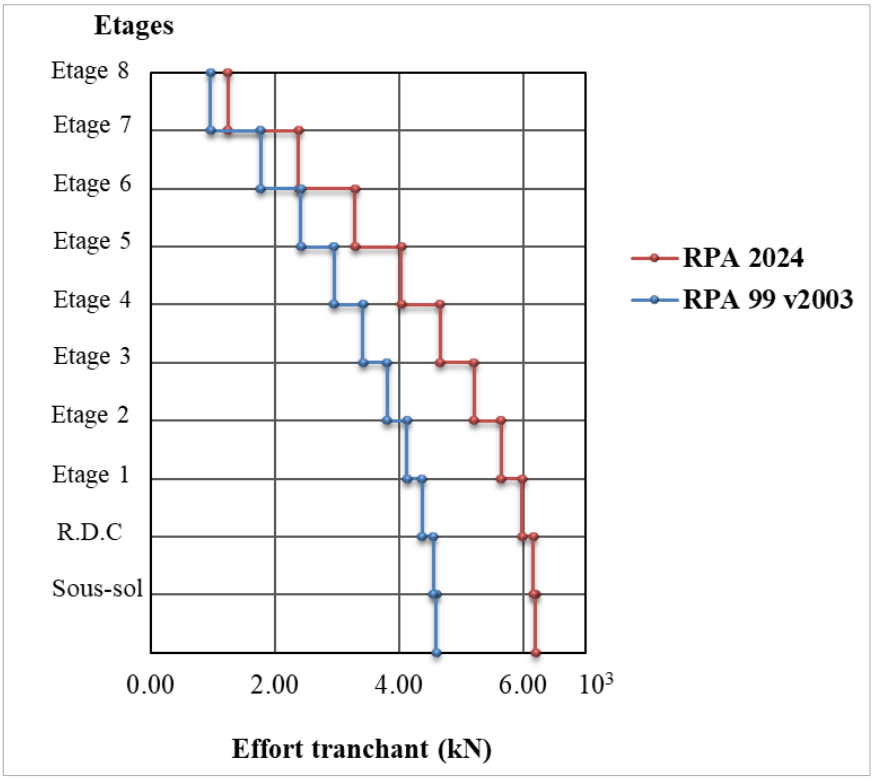


Figure IV.17: Effort tranchant direction X.

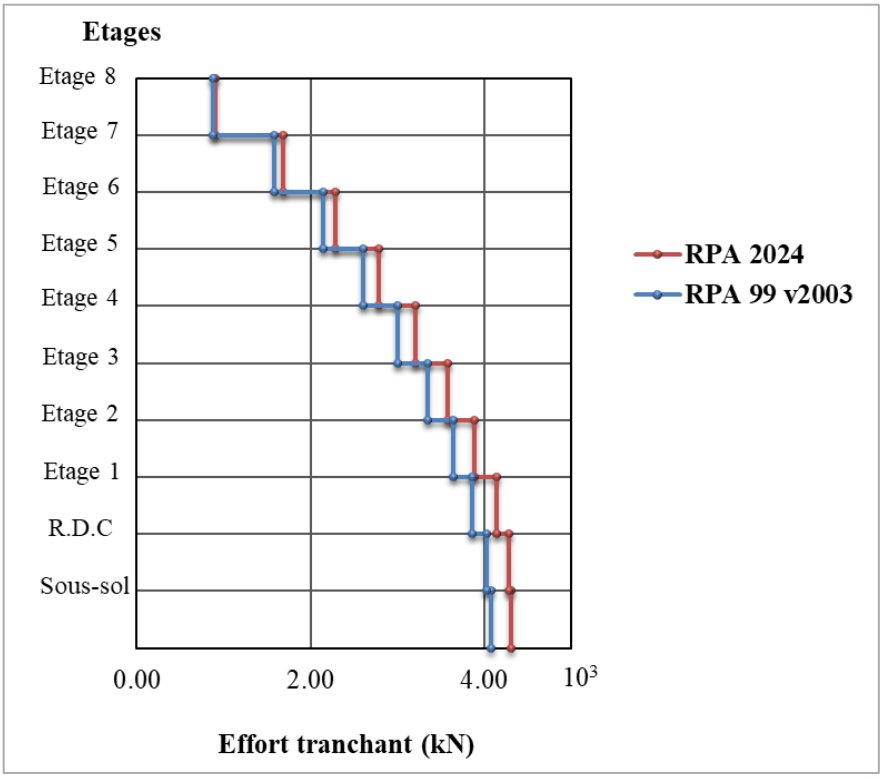


Figure IV.18: Effort tranchant direction Y.

IV.4.4. Déplacement de la structure

Les figures IV.19 et IV.20 présentent la variation des déplacements horizontaux des étages selon les directions X et Y, en comparant les résultats obtenus selon les réglementations RPA 2024 et RPA 99 version 2003. Les résultats montrent que les déplacements sont systématiquement plus importants avec le RPA 2024, notamment au niveau des étages supérieurs de la structure.

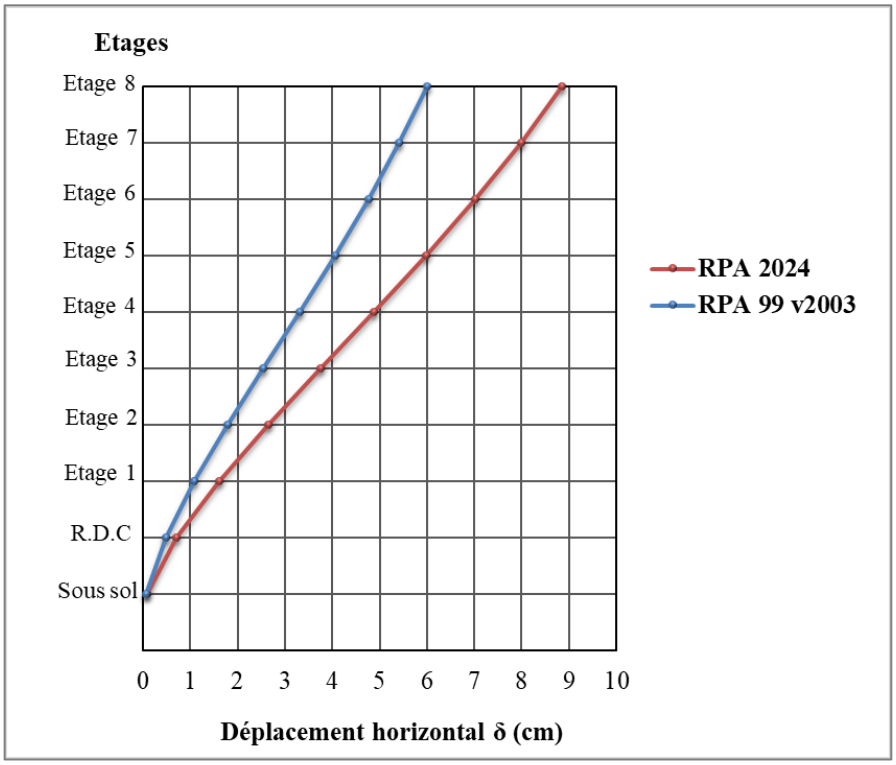


Figure IV.19: Déplacement horizontale direction X.

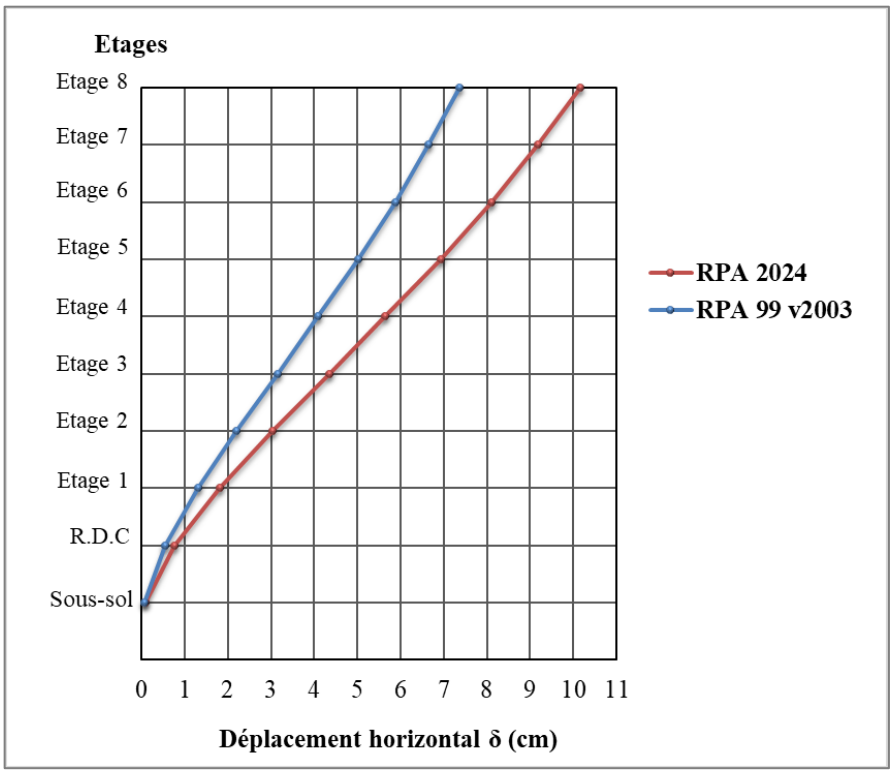


Figure IV.20: Déplacement horizontale direction Y.

Les figures IV.21 et IV.22 illustrent la variation des déplacements inter-étages selon les directions X et Y, en comparant les prescriptions des règlements RPA 2024 et RPA 99 v2003. L'analyse démontre que la norme RPA 2024 engendre des déplacements inter-étages supérieurs.

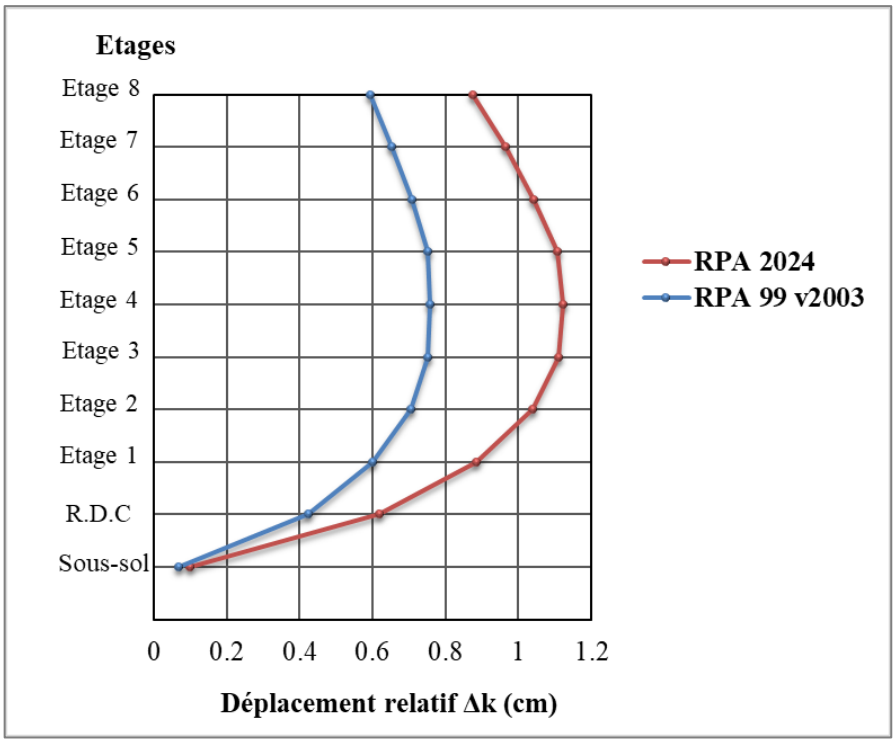


Figure IV.21: Déplacement inter-étage direction X.

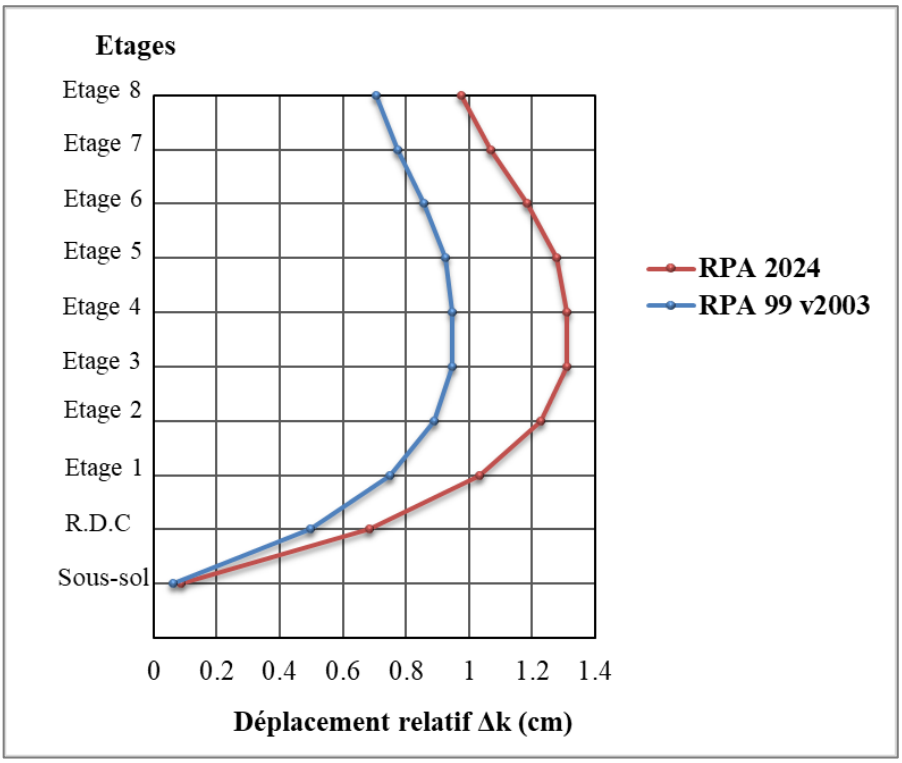


Figure IV.22: Déplacement inter-étage direction Y.

IV.5. Conclusion

Ce chapitre a présenté une étude sismique ainsi qu'une analyse comparative d'un bâtiment d'usage d'habitation dans la commune de Médéa en appliquant le RPA 2024 et le RPA 99 version 2003. L'analyse a montré que le RPA 2024 induit des efforts tranchants et des déplacements systématiquement plus importants, surtout aux étages supérieurs, comparé au RPA 99 version 2003.

Dans le chapitre suivant, le calcul du ferraillage des éléments structuraux sera effectué sur la base des sollicitations déterminées dans cette étude sismique.

chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré au calcul du ferraillage des éléments structuraux, à savoir les poutres, les poteaux ainsi que les voiles de contreventement. Le calcul sera effectué conformément aux réglementations en vigueur, le CBA 93 et le RPA 2024.

En complément, une comparaison du ferraillage obtenu selon le RPA 2024 et le RPA 99 version 2003 sera réalisée. Cette analyse mettra en évidence les différences en termes de sections d'armatures et permettra d'évaluer l'impact de l'évolution des prescriptions parasismiques sur la quantité et la disposition des aciers.

V.2. Ferraillage des poutres :

Le calcul de ferraillage des poutres se fait en flexion simple, on doit faire le calcul de ferraillage longitudinal et transversal de tous les types des poutres (poutres principales et secondaires).

Tableau V.1 : Les données

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b=1.5	γ_s=1.15	γ_b=1.2	γ_s=1
$f_{c28} = 25Mpa$	FeE 400	$f_{c28} = 25Mpa$	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$=14.2 Mpa	$\overline{\sigma_s}$=348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$=18.48 Mpa	$\overline{\sigma_s}$=400 Mpa

Combinaison des charges :

Les combinaisons de charges varient selon le type de sollicitation. On distingue ainsi :

- **Selon le CBA 93 :**
  - ELU : 1,35 G + 1,5 Q
  - ELS : G + Q
- **Selon le RPA 2024** :
  - ACC : G + ψ · Q ± EX ± 0,3 EY

    G + ψ · Q ± EY ± 0,3 EX

Avec :

- G : charges permanentes
- Q : charges variables

- ψ : coefficient partiel selon la nature de la charge variable

- E : charges sismiques.

V.2.1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de

0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

• 4% en zone courante

• 6% en zone de recouvrement

Le calcul du ferraillage des poutres se fait en flexion simple avec vérification de l'effort tranchant. Les moments fléchissant sont déterminés par les combinaisons ELU, ELS et ELA.

V.2.1.1. Armature minimale :

a- RPA : A_{min}= 0,5% x B avec : B : l'aire de la section de la poutre.

Poutre Principale $(PP1)$(30x40)

Poutre AXE « 1; 9 »

Tableau V.2 : Moments maximaux aux appuis et en travée **AXE** « 1; 9 »

En Appuis				En Travée		
MELU (KN.m)	MELS (KN.m)	MACC (KN.m)	MACC (KN.m)	MELU (KN.m)	MELS (KN.m)	MACC (KN.m)
-33.48	-24.40	-86.46	54.26	16.36	11.95	/

❖ Récapitulatif :

Tableau V.3 : Armatures Longitudinales Calculées **AXE** « 1; 9 »

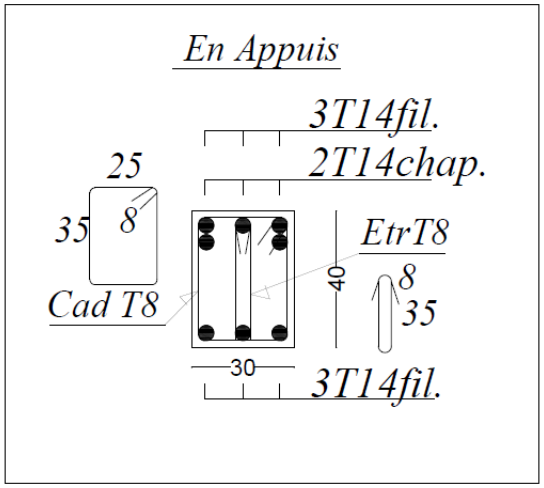
	A_{min}	Armature calculée	
	RPA (cm^2)	A_{S1} Armature Inférieure	A_{S2} Armature Supérieure
En Appuis	06	3.80	6.10
En Travée	06	1.30	0.0

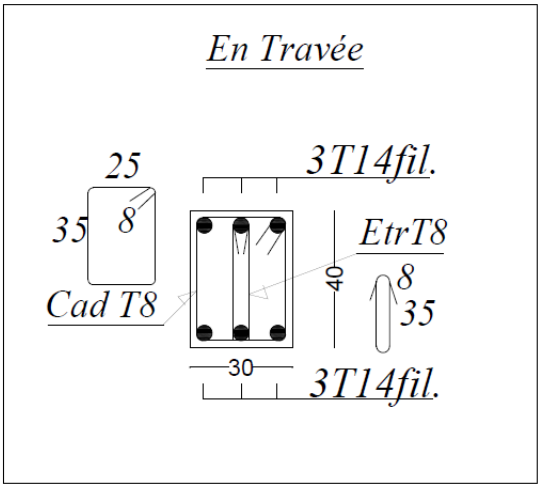
❖ **Choix des Armature**

Tableau V.4 : Choix des Armature **AXE** « 1; 9 »

Position	Type d'Armature	Détail	Section (cm^2)
En Appuis	Armature SUP	3HA14 FILANTE + 2HA14 RENFORT	7.70
	Armature INF	3HA14 FILANTE	4.62
En Travée	Armature SUP	3HA14 FILANTE	4.62
	Armature INF	3HA14 FILANTE	4.62

❖ **Schéma de ferraillage**





❖ Poutre Principale $(PP2)$(30x40)

Poutre AXE « 2;3;7;8 »

Tableau V.5 : Moments maximaux aux appuis et en travée **AXE** « 2;3;7;8 »

En Appuis				En Travée		
M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	M_{ACC} (KN.m)	M_{ACC} (KN.m)	M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	M_{ACC} (KN.m)
-82.29	-60.09	-138.0	92.17	45.33	33.11	/

❖ Récapitulatif :

Tableau V.6 : Armatures Longitudinales Calculées **AXE** « 2;3;7;8 »

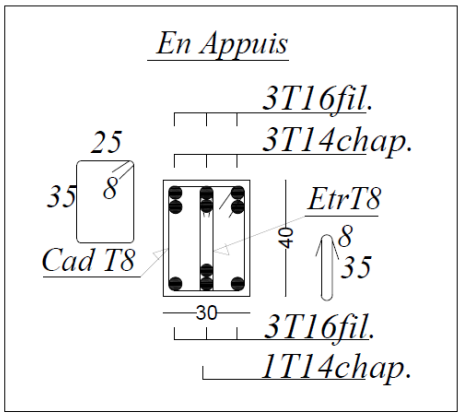
	Armature calculée		
	RPA (cm^2)	A_{S1} Armature Inférieure	A_{S2} Armature Supérieure
En Appuis	**06**	**6.5**	**10.1**
En Travée	**06**	**3.6**	**0.0**

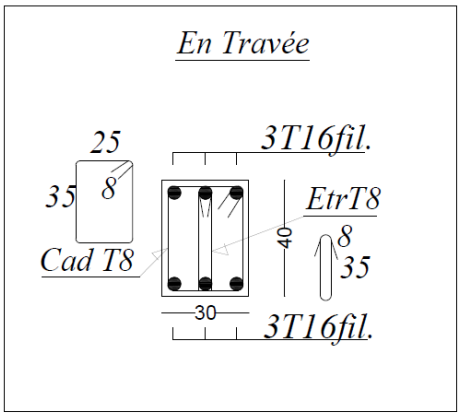
❖ Choix des Armature :

Tableau V.7 :Choix des Armature **AXE** « 1; 9 »

Position	Type d'Armature	Détail	Section (cm^2)
En Appuis	Armature SUP	3HA16 FILANTE + 3HA14 RENFORT	10.65
	Armature INF	3HA16 FILANTE + 1HA14 RENFORT	7.57
En Travée	Armature SUP	3HA16 FILANTE	7.16
	Armature INF	3HA16 FILANTE	7.16

❖ **Schéma de ferraillage**





❖ Poutre Principale $(PP3)$(30x40)

Poutre AXE « 4;5;6»

Tableau V.8 : Moments maximaux aux appuis et en travée **AXE** « 4;5;6 »

En Appuis				En Travée		
MELU (KN.m)	**MELS (KN.m)**	**MACC (KN.m)**	**MACC (KN.m)**	**MELU (KN.m)**	**MELS (KN.m)**	**MACC (KN.m)**
-88.51	**-64.27**	**-206.86**	**173.61**	**50.86**	**37.14**	**/**

❖ **Récapitulatif :**

Tableau V.9 : Armatures Longitudinales Calculées **AXE** « 4;5;6 »

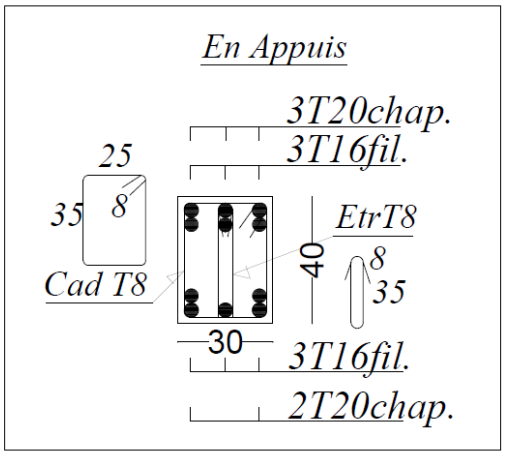
	Armature calculée		
	RPA (cm^2)	**A_{S1} Armature Inférieure**	**A_{S2} Armature Supérieure**
En Appuis	**06**	**12.29**	**15.20**
En Travée	**06**	**4.1**	**0.0**

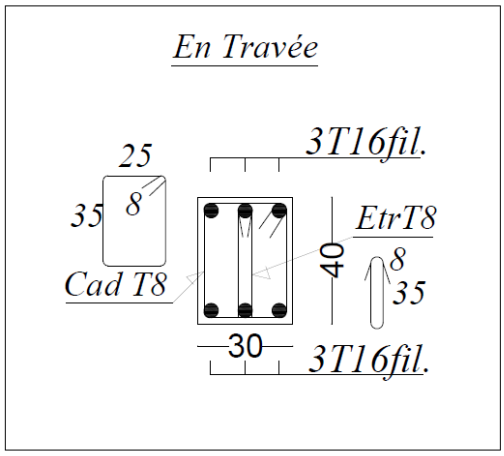
❖ **Choix des Armature :**

Tableau V.10 : Choix des Armature **AXE** « 4 ; 5 ;6 »

Position	Type d'Armature	Détail	Section (cm^2)
En Appuis	Armature SUP	3HA16 FILANTE + 3HA20 RENFORT	15.46
	Armature INF	3HA16 FILANTE + 2HA20 RENFORT	12.32
En Travée	Armature SUP	3HA16 FILANTE	6.03
	Armature INF	3HA16 FILANTE	6.03

❖ **Schéma de ferraillage**





❖ Poutre Noyée (30x35)

Poutre AXE « 3 ;7»

Tableau V.11 : Moments maximaux aux appuis et en travée **AXE** « 3;7»

En Appuis			En Travée		
MELU(KN.m)	**MELS(KN.m)**	**MACC(KN.m)**	**MELU(KN.m)**	**MELS(KN.m)**	**MACC(KN.m)**
-42.54	**-30.91**	**-45.46**	**17.63**	**12.80**	**/**

❖ **Récapitulatif :**

Tableau V.12 : Armatures Longitudinales Calculées **AXE** « 3;7 »

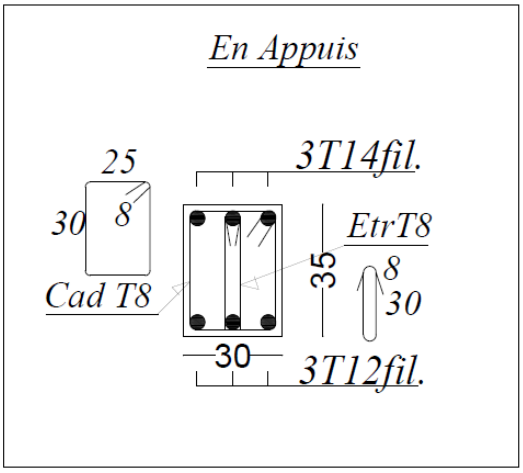
	A_{min}	Armature calculée	
	RPA (cm^2)	A_{S1} **Armature Inférieure**	A_{S2} **Armature Supérieure**
En Appuis	**5.25**	**0.0**	**4.0**
En Travée	**5.25**	**1.6**	**0.0**

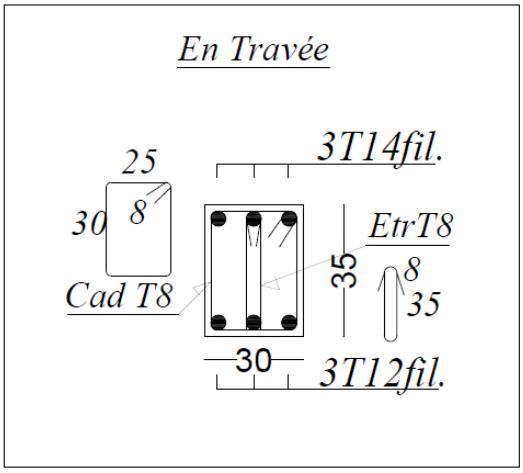
❖ **Choix des Armature**

Tableau V.13 : Choix des Armature **AXE** « 3;7 »

Position	Type d'Armature	Détail	Section (cm²)
En Appuis	Armature SUP	3HA14 FILANTE	4.62
	Armature INF	3HA12 FILANTE	3.39
En Travée	Armature SUP	3HA14 FILANTE	4.62
	Armature INF	3HA12 FILANTE	3.39

❖ **Schéma de ferraillage**





❖ Poutre AXE « B; J»

Poutre secondaires :PS2(30x35)

Tableau V.14 : Moments maximaux aux appuis et en travée **AXE** « B;J»

En Appuis				En Travée		
MELU (KN.m)	**MELS (KN.m)**	**MACC (KN.m)**	**MACC (KN.m)**	**MELU (KN.m)**	**MELS (KN.m)**	**MACC (KN.m)**
-27.36	**-20.12**	**-91.24**	**82.74**	**11.87**	**8.79**	/

❖ **Récapitulatif :**

Tableau V.15 : Armatures Longitudinales Calculées **AXE** « B;J »

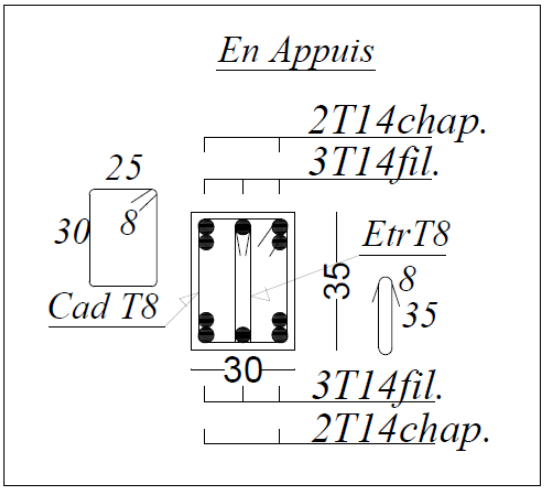
	Armature calculée		
	RPA (cm^2)	A_{S1} **Armature Inferieur**	A_{S2} **Armature Supérieure**
En Appuis	**5.25**	**6.8**	**7.5**
En Travée	**5.25**	**3.8**	**0.0**

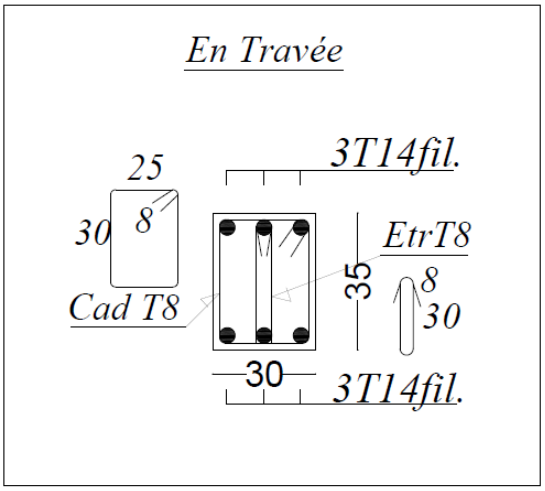
❖ **Choix des Armature**

Tableau V.16 : Choix des Armature **AXE** « B;J »

Position	Type d'Armature	Détail	Section (cm^2)
En Appuis	Armature SUP	3HA14 FILANTE + 2HA14 RENFORT	7.70
	Armature INF	3HA14 FILANTE + 2HA14 RENFORT	7.70
En Travée	Armature SUP	3HA14 FILANTE	4.62
	Armature INF	3HA14FILANTE	4.62

❖ **Schéma de ferraillage**





❖ Poutre AXE « C;D;E;F;G;H;I»

Poutre secondaires :PS3(30x35)

Tableau V.17 : Moments maximaux aux appuis et en travée **AXE** « C;D;E;F;G;H;I»

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)
-52.20	**-38.01**	**-179.51**	**37.93**	**27.61**	**164.88**

❖ Récapitulatif :

Tableau V.18 : Armatures Longitudinales Calculées **AXE** « C;D;E;F;G;H;I»

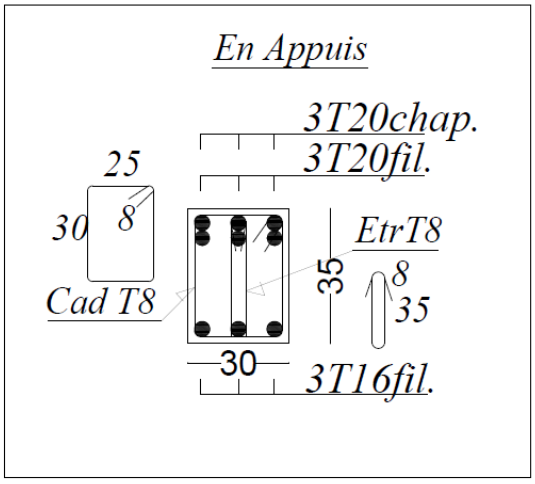
	Armature calculée		
	RPA (cm^2)	A_{S1} **Armature Inferieur**	A_{S2} **Armature Supérieure**
En Appuis	**5.25**	**0.0**	**17.0**
En Travée	**5.25**	**15.3**	**0.0**

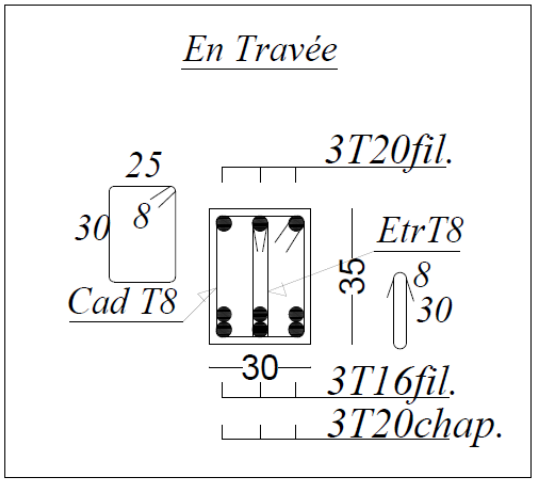
❖ Choix des Armature

Tableau V.19 : Choix des Armature **AXE** « C;D;E;F;G;H;I»

Position	Type d'Armature	Détail	Section (cm^2)
En Appuis	Armature SUP	3HA20 FILANTE + 3HA20 RENFORT	18.85
	Armature INF	3HA16 FILANTE	6.03
En Travée	Armature SUP	3HA20 FILANTE	9.62
	Armature INF	3HA16 FILANTE + 3HA20 RENFORT	15.46

❖ **Schéma de ferraillage**





V.2.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'ELS nécessaire.

✓ **l'ELS compression du béton:**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28}$$

✓ **l'ELS d'ouverture de fissures:**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad ; \quad \sigma_s{}' \leq \bar{\sigma}_s$$

$\bar{\sigma}_s = Min\left\{\frac{2}{3} f_e ; Max\{0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\}\right\}$ si la fissuration est préjudiciable (FP),

Dans ces formules η est un coefficient qui dépend du type d'acier : η = 1.6 pour des HA > 6mm, η = 1.0 pour des ronds lisses et η = 1.3 pour des HA

❖ Poutre Principale ($PP1$)

Poutre AXE « 1; 9 »

Tableau V.20 : Vérification des contraintes à l'ELS AXE « 1; 9 »

Position	M_{ELS} (KN.m)	σ_s (Mpa)	σ_s' (Mpa)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	vérification
Travée	**11.95**	15.5	15.5	1.2	15	201.6	Ok
Appui	**-24.40**	93.8	36.1	3.0			Ok

❖ Poutre Principale ($PP2$)

Poutre AXE « 2; 3;7;8 »

Tableau V.21 : Vérification des contraintes à l'ELS AXE « 2; 3;7;8 »

Position	M_{ELS} (KN.m)	σ_s (Mpa)	σ_s' (Mpa)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	vérification
Travée	**33.11**	135.3	45	3.8	15	201.6	ok
Appui	**-60.09**	167	74.5	6.1			ok

❖ Poutre Principale ($PP3$)

Poutre AXE « 4;5;6 »

Tableau V.22 : Vérification des contraintes à l'ELS AXE « 4;5;6 »

Position	M_{ELS} (KN.m)	σ_s (Mpa)	σ_s' (Mpa)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	vérification
Travée	37.14	180.0	54.4	4.7	15	201.6	ok
Appui	-64.27	123.6	64.1	5.2			ok

❖ Poutre Noyée ($PP3$)

Poutre AXE « 3;7 »

Tableau V.23 : Vérification des contraintes à l'ELS AXE « « 3;7 »

Position	M_{ELS} (KN.m)	σ_s (Mpa)	σ_s' (Mpa)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	vérification
Appui	-30.91	161.3	65.3	6.0	15	201.6	ok
Travée	12.80	21.8	21.1	1.6			ok

❖ Poutre secondaires: PS2(30x35)

Poutre AXE « B;J »

Tableau V.24 : Vérification des contraintes à l'ELS AXE « 3;7»

Position	M_{ELS} (KN.m)	σ_s (Mpa)	σ_s' (Mpa)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	vérification
Travée	8.79	14.3	14.3	1.1	15	201.6	ok
Appui	-20.12	89	32	2.8			ok

❖ Poutre secondaires: PS3(30x35)

Poutre AXE « C; D;E;F;J;H;I»

Tableau V.25 : Vérification des contraintes à l'ELS AXE « 3;7»

Position	M_{ELS} (KN.m)	σ_s (Mpa)	σ_s' (Mpa)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	vérification
Travée	27.61	62.2	36.6	3.0	15	201.6	ok
Appui	-38.01	72.1	55.4	4.4			ok

V.3.Vérification des poutres vis-à-vis l'effort tranchant : (BAEL91 : A.5.1.21)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par tranchant est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

o`u Vu est l'effort tranchant `a l'ELU dans la section, b0 la largeur de l'âme et

d = 0.9h la position des aciers tendus.

✓ $\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.26 : Vérification des poutres vis-à-vis l'effort tranchant

Poutres	Vu (KN)	$\tau_u(Mpa)$	$\overline{\tau_u}(Mpa)$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
PP (30x40)	104.32	0.97	3.33	**OK**
PS(30x35)	78.44	0.75	3.33	**OK**
P Noyée(30x35)	63.08	0.60	3.33	**OK**

V.4.Calcul des armatures transversales:[A. 7. 5. 2]

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $FeE400$. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs

Suivantes **:**

$$\emptyset_t \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right] \textbf{ selon le CBA93 : } [\textbf{Art A. 6. 4. 2}]$$

D'après CBA 93 :
$$\begin{cases} S_t \leq \frac{0.9 . f_e . A_t}{\gamma_s . b(\tau_u - 0.3 . f_{tj} . K)} \\ s_t \leq Min(0.9d; 40cm) \\ \frac{A_t . f_e}{b . s_t} \geq 0.4Mpa \end{cases}$$

:

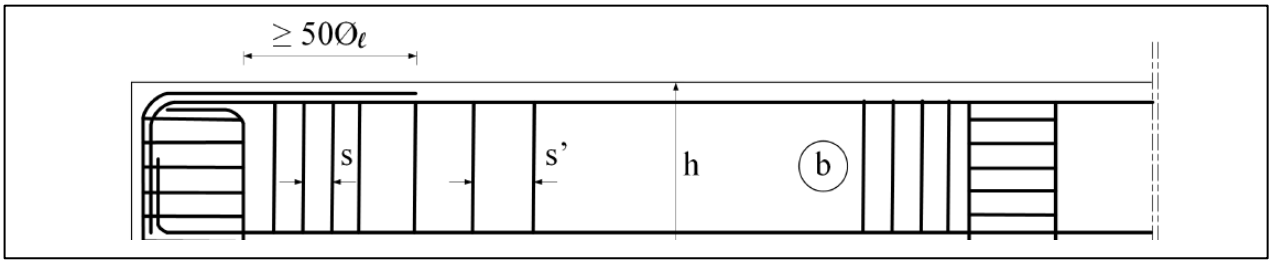
Selon le RPA2024

$$\begin{cases} s \leq min\left(\frac{h}{4}, 24\emptyset_t, 17.5cm, 6\emptyset_l\right) & \text{Dans les zones critiques} \\ s' \leq \frac{h}{2} \quad ou \quad s' \leq min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_l\right) & \text{En dehors de la zone critique} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b \end{cases}$$

Tableau V.27 : armatures transversales

Poutres	$\tau_u(Mpa)$	$A_{t\ choisie}(cm^2)$	CBA	RPA2024		$S_{t\ adopté}$ (cm)	
			S_t	$s(cm)$	s'(cm)	$s(cm)$	s'(cm)
PP (30x40)	0.97	$4HA8 = 2.01$	36	7.2	20	5	15
PS(30x35)	0.75	$4HA8 = 2.01$	31.5	7.2	17.5	5	15
P Noyée(30x35)	0.60	$4HA8 = 2.01$	31.5	7.2	17.5	5	15

Figure V.1 : Armature transversale – Poutre BA



V.5.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées

répondent aux conditions suivantes: $\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_{s\ travée}}{M_{o\ travée}} \\ \frac{A_{travée}}{b_o d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$

Avec : Mt = K×M0 ; K : est un coefficient réducteur (0.75≤ K ≤ 0.85), on prend K = 0.75

Tableau V.28 : Vérification de la flèche des poutres

Section	1^{ere} Condition			$2^{éme}$ Condition			$3^{éme}$ Condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{M_{s\,travée}}{M_{o\,ser}}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_{s\,travée}}{M_{o\,travée}}$	$\frac{A_{travée}}{b_o d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A_{travée}}{b_o d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP (30x40)	0.078	0.062	**Vérifiée**	0.078	0.075	**Vérifiée**	0.0042	0.01	**Vérifiée**
PS (30x35)	0.080	0.062	**Vérifiée**	0.080	0.075	**Vérifiée**	0.0048	0.01	**Vérifiée**
P Noyée (30x35)	0.117	0.062	**Vérifiée**	0.117	0.075	**Vérifiée**	0.0035	0.01	**Vérifiée**

V.6.Ferraillage des poteaux

V.6.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

Tableau V.29: Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b=1.5	γ_s=1.15	γ_b=1.2	γ_s=1
$f_{c28} = 25Mpa$	FeE 400	$f_{c28} = 25Mpa$	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$=14.2 Mpa	$\overline{\sigma_s}$=348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$=18.48 Mpa	$\overline{\sigma_s}$=400 Mpa

V.7.Recommandations des règlements

V.7.1. Selon le CBA93

$$\mathbf{A_l} = Min\begin{cases} 4\ cm^2 par\ métre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \quad Section\ de\ béton\ comprimée \end{cases}$$

Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

V.8.Ferraillage RPA2024 (Art 7.4.2)

V.8.1. Exigences de ductilité pour la zone critique

Les zones s'étendant sur une distance, $\boldsymbol{l_{cr}}$, à partir des deux sections d'extrémité d'un poteau, doivent être considérées comme des zones critiques.

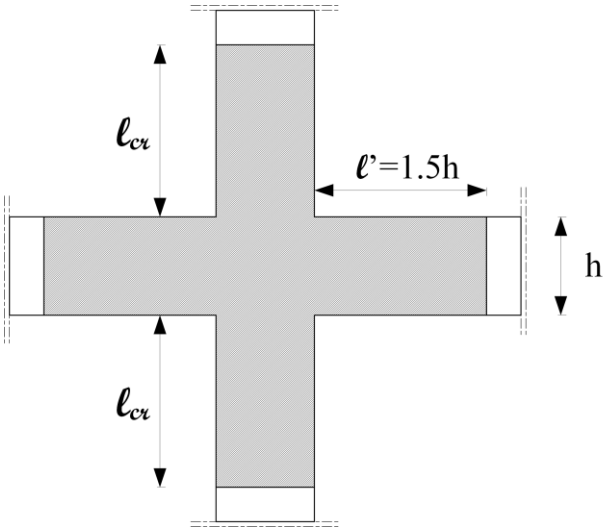


Figure V.2 : Détails d'armatures longitudinales et Details de zone nodale

$$l_{cr} = max\left(1.5h_c\,;\ \frac{l_{cl}}{6}; 60cm\right)$$

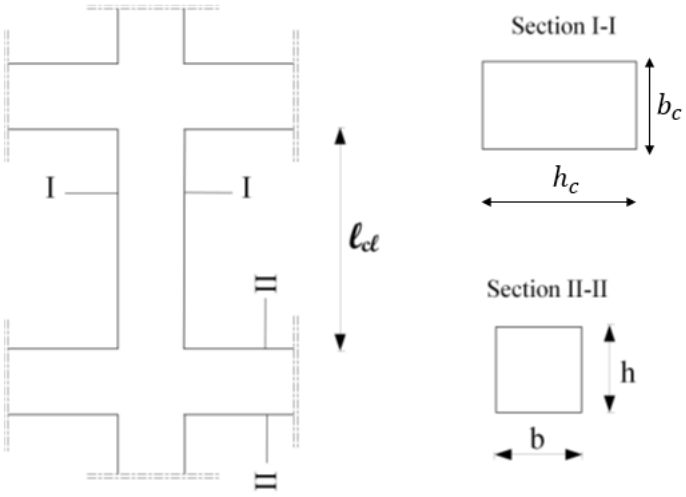


Figure V.3: Coffrage des Poteau

- h_c (unités : cm): la plus grande dimension de la section transversale du poteau
- l_{cl} (unites: cm): la longueur libre du poteau
  - ✓ $l_{cl} = h_{Hauteur\ d'étage} - h_{HauteurPoutres} = 283cm$

Avec :

- ✓ $h_{Hauteur\ d'étage} = 323cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Dans\ tous\ les\ étages$
- ✓ $h_{HauteurPoutres} = 40cm$

Poteau (cm^2)	$1.5h_c$ (cm)	$\frac{l_{cl}}{6}(cm)$	$60cm$	l_{cr} (cm)
(50×50)	75	47.16	60	75
(45×45)	67.5	47.16	60	67.5
(40×40)	60	47.16	60	60

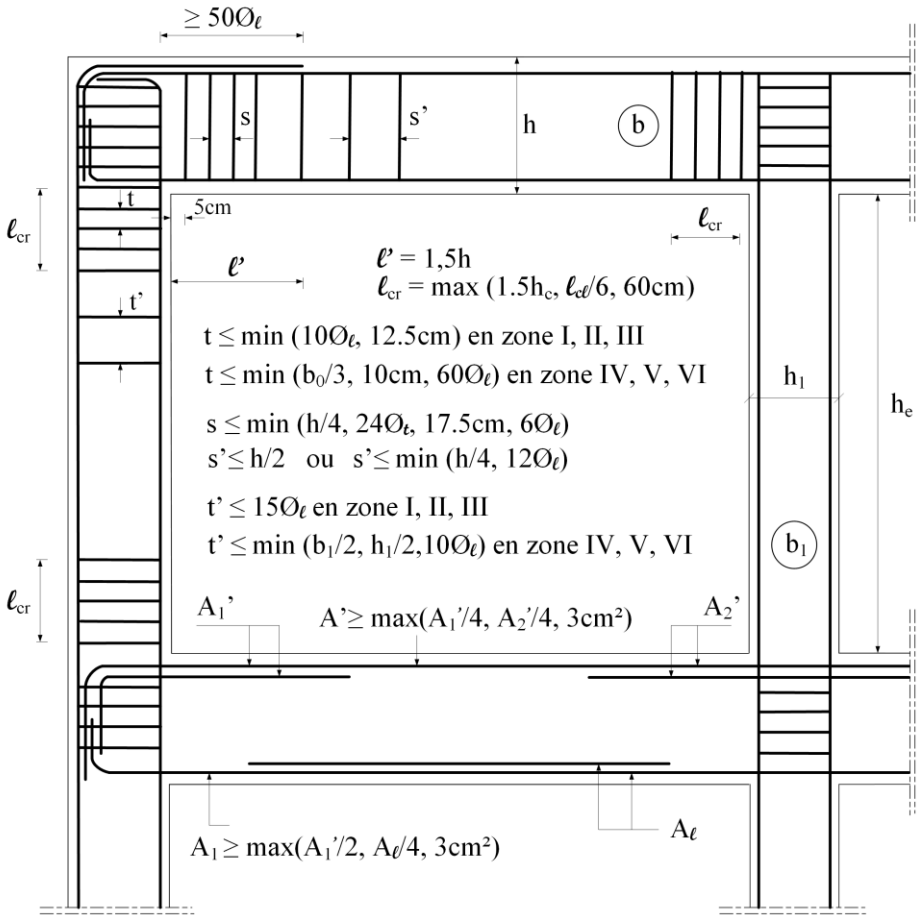
V.8.2. Vérification de la condition de zone critique:

Si $l_{cl}/h_c < 3$: la hauteur totale du poteau doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

Poteau (cm^2)	l_{cl} (cm)	h_c (cm)	l_{cl}/h_c
(50×50)	283	50	5.66
(45×45)	283	45	6.28
(40×40)	283	40	7.07

❖ Conclusion :

Le rapp l_{cl}/h_c >3 la condition de zone critique n'est pas satisfaite. Un ferraillage renforcé n'est requis qu'aux extrémités.



$\ell_{c\ell}$: longueur libre
ℓ_{cr}: longueur critique
h_c: plus grande dimension de la section transversale du poteau
ℓ': longueur critique de la poutre
b_0: dimension minimal du noyau béton

Figure V.4: Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres

V.8.3. Armatures longitudinal

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en **zone V** par :
  $* \ 1.0\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 4\% \quad (Zone\ courante)$
  $* \ 1.0\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 8\% \quad (Zone\ de\ recouvrement)$
- Le diamètre minimum est de :12 mm
- La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre $Ø_l$, est de :
  - 60 $Ø_l$ en **zone V**.

- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser :
  - $b_i \leq 15$ cm en **zone V**

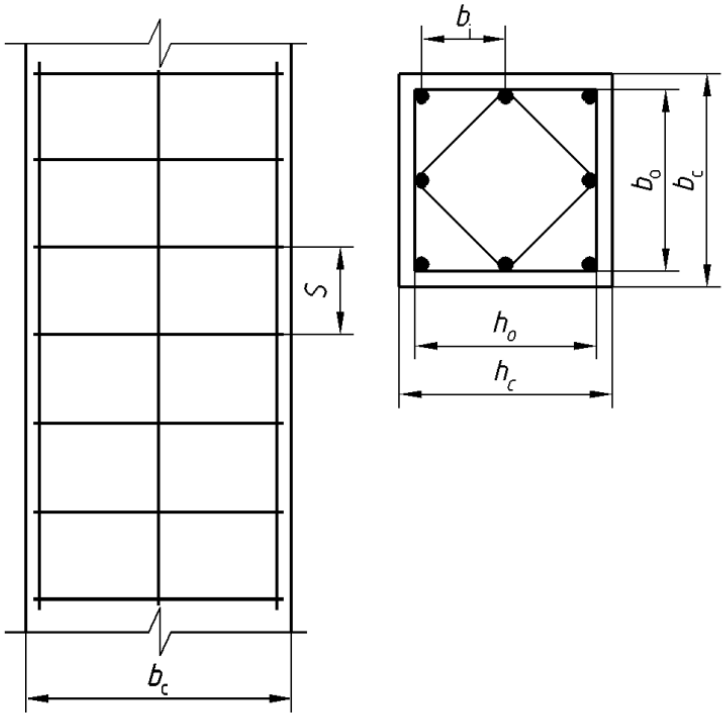


Figure V.5 : Details d'armatures longitudinales

V.8.4. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant

- $Nmax\ et\ Mz\ et\ et\ My$
- $Nmin\ et\ Mz\ et\ et\ My$
- $M\ max\ et\ M\ correspendant\ et\ Ncorrespendent$

V.9.Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Les résultants du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.30 : Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU

Etage	Combinaisons	Poteaux 50X50		
		N(KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)
E-sol RDC 1ere	ELU (Nmax)	**1647.33**	-5.42	-17.73
	ACC (My-max)	93.67	**125.32**	-21.50
	ACC (Mz-max)	-267.14	60.21	**-101.46**
	ACC (Nmin)	**-520.72**	40.60	-60.35

Etage	Combinaisons	Poteaux 45X45		
		N(KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)
2éme 3éme 4éme	ELU (Nmax)	**1254.33**	-18.15	1.78
	ACC (My-max)	589.65	**-130.01**	21.04
	ACC (Mz-max)	-10.13	85.03	**-104.42**
	ACC (Nmin)	**-313.84**	59.01	-53.03

Etage	Combinaisons	Poteaux 40X40		
		N(KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)
5éme 6éme 7éme 8éme	ELU (Nmax)	**693.46**	-18.66	0.99
	ACC (My-max)	63.57	**-122.22**	23.21
	ACC (Mz-max)	29.38	82.08	**-79.47**
	ACC (Nmin)	**-13.72**	62.44	-67.10

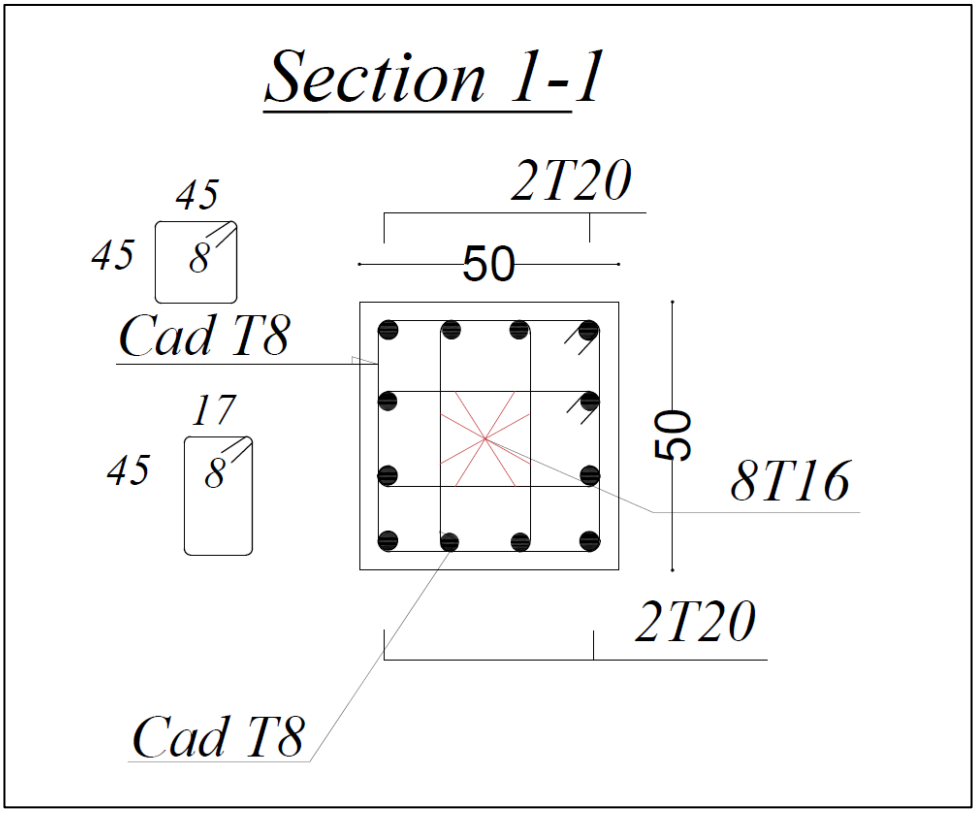
V.9.1. Vérification selon le RPA2024 et CBA

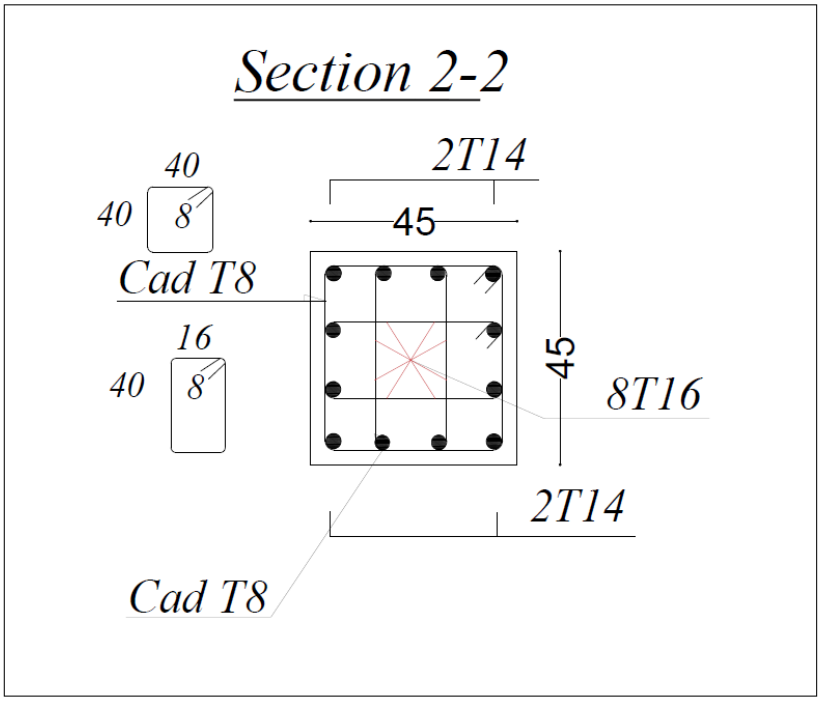
Amin RPA = 0.001*b*h ……. Zone V **[Art 7.4.2]**

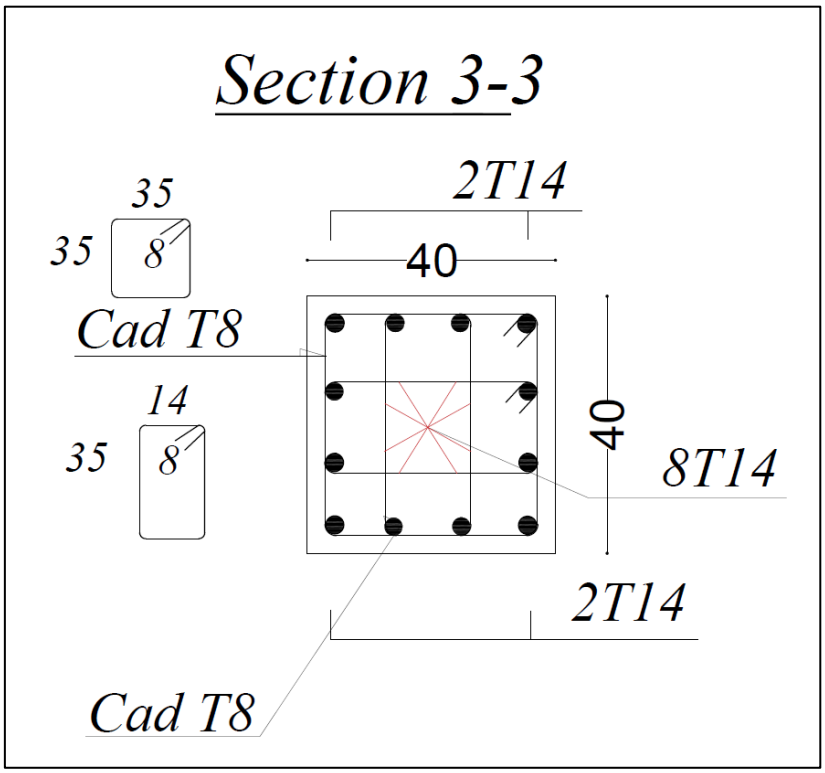
Tableau V.31 : Ferraillages longitudinaux des poteaux

Poteaux (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	A_{final} (cm^2)
(50×50)	20.4	25.0	**4HA20+8HA16=28.15**
(45×45)	17.0	20.25	**8HA16+4HA14=22.14**
(40×40)	17.0	16.0	**12HA14=18.47**

Commentaire : Les armatures longitudinales des poteaux sont Vérifiée




Section 2-2
40
40
8
2T14
45
Cad T8
16
40
8
45
8T16
2T14
Cad T8


Section 3-3
35
35
8
2T14
40
Cad T8
14
35
8
40
8T14
2T14
Cad T8

V.10.Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (Mser – Nser) selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivants :

- La contrainte de béton est limitée par : $\overline{\sigma_b}$ =15 MPa

- La fissuration est considérée : Peu nuisible (poteaux intermédiaires)

- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

$\overline{\sigma_s}$= min (2/3fe ; 110$\sqrt{\eta \times \text{ftj}}$) $\Longrightarrow$ $\overline{\sigma_s}$=201.6 MPa

- Contrainte de l'acier : tendue : $\boldsymbol{\sigma_s}$
- Contrainte de l'acier comprimée : $\boldsymbol{\sigma'_s}$

Tableau V.32 : Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service Poteaux (50X50).

Combinaisons	Poteaux 50X50						
	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	σ_b	σ_s	σ'_s	Vérification $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
ELS (Nmax)	**1205.45**	-3.97	-13.17	4.60	0.0	67.0	ok
(My-max)	416.62	**-33.56**	-1.24	2.7	0.0	36.0	ok
(Mz-max)	552.60	30.31	**-17.71**	3.4	0.0	48.6	ok
(Nmin)	**459.47**	-15.38	-17.39	2.7	0.0	37.2	ok

Tableau V.33 : Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service Poteaux (45X45).

Combinaisons	Poteaux 45X45						
	N(KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)	σ_b	σ_s	σ'_s	Vérification $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
ELS (Nmax)	**917.73**	-13.26	-1.53	4.4	0,0	63.7	ok
(My-max)	416.62	**-33.56**	-1.24	3.5	0,0	46.6	ok
(Mz-max)	309.55	31.06	**-24.65**	4.5	24.1	56.2	ok
(Nmin)	**263.38**	-17.95	-23.79	3.3	15.5	44.9	ok

Tableau V.34 : Vérification des contraintes des poteaux à l'état limite de service Poteaux (40X40).

Combinaisons	Poteaux 40X40						
	N(KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)	σ_b	σ_s	σ'_s	Vérification $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
ELS (Nmax)	**507.23**	-13.63	0.73	3.6	0.0	51	ok
(My-max)	59.53	**44.17**	32.31	9.9	190,9	101,4	ok
(Mz-max)	59.40	43.64	**-34.22**	10.1	193.7	103.4	ok
(Nmin)	**44.16**	13.23	12.30	3.2	51.5	34,6	ok

V.11.Détermination des armatures transversales RPA2024 (Art 7.4.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées a l'aide de la forme :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a . V_u}{h_1 . f_e} \quad (5.1)$$

avec:

- Vu : effort tranchant de calcul
- h1 : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
- Fe : 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 $\lambda_g$dans la direction considérée est supérieur ou égal a 5, et égal a 3.75, dans le cas contraire.

- **t** : est l'espacement des armatures transversales (**cf. Figure (V.4)**) dont la valeur est déterminée dans la formule **(5.1);** Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

✓ **Dans la zone nodale (zone critique):**

$$t \leq min\left(\frac{b_o}{3}, 10cm, 6\emptyset_l\right) \text{ en zone } \mathbf{V}$$

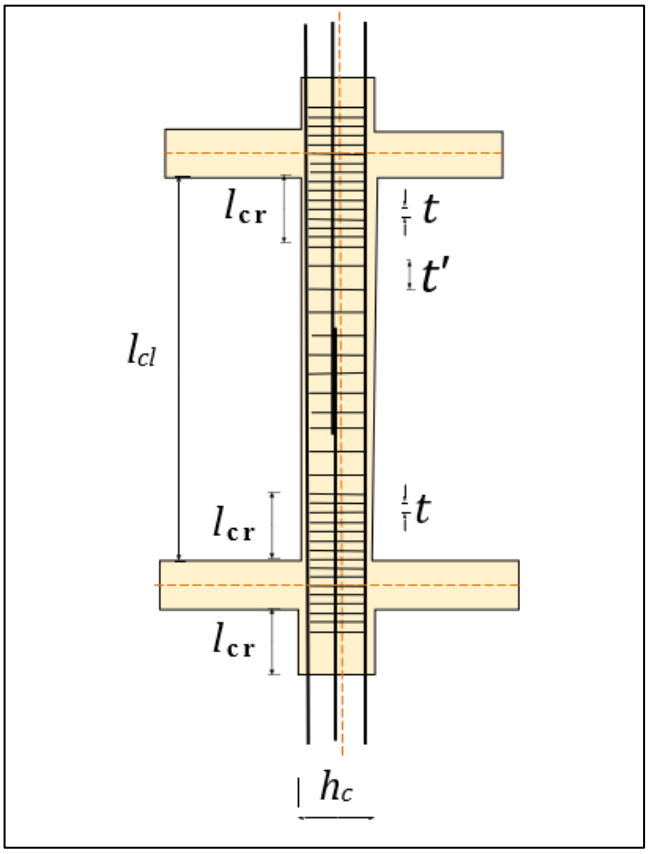
Avec :

$*b_o$: dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

$*\emptyset_l$: diamètre minimal des barres longitudinales du poteau.

✓ **Dans la zone courante :**

$t' \leq Min\left(\frac{b_c}{2}; \frac{h_c}{2}; 10\emptyset_l\right)$ en zone **V**



1. Zone nodale :

Tableau V.35 : l'espacement des armatures transversales **(Zone nodale)**

$\frac{b_o}{3}(cm)$	$6\emptyset_l(cm)$	$10(cm)$	$t(cm)$	$t_{adopté}(cm)$
15	9.6	10	9.6	10
13.3	9.6	10	9.6	10
11.66	8.4	10	8.4	10

Tableau V.36 : La section d'armatures transversales des poteaux

Section (cm^2)	V_u (KN)	ρ_a	h_1 (cm)	f_e (Mpa)	$\frac{\rho_a . V_u}{h_1 . f_e}$ (cm)	A_t (cm^2)	t (cm)	$\frac{A_t}{t}(cm)$	$\frac{A_t}{t} \geq \frac{\rho_a . V_u}{h_1 . f_e}$
50×50	108.22	2.5	50	400	0.14	3.02	10	0.302	**Ok**
45×45	114.84	2.5	45	400	0.16	3.02	10	0.302	**Ok**
40×40	92.18	2.5	40	400	0.14	3.02	10	0.302	**Ok**

Avec :

✓ $A_t = n_t . \emptyset_t = 6HA8 = 3.02cm^2$

2. Zone courante :

Tableau V.37 : l'espacement des armatures transversales **(Zone courante)**

$\frac{b_c}{2}(cm)$	$\frac{h_c}{2}(cm)$	$10\emptyset_l(cm)$	$t'(cm)$	$t'_{adopté}(cm)$
25	25	16	16	15
22.5	22.5	16	16	15
20	20	14	14	15

Tableau V.38 : Vérification Les armatures transversales des poteaux

Section (cm^2)	V_u (KN)	ρ_a	h_1 (cm)	f_e (Mpa)	$\frac{\rho_a . V_u}{h_1 . f_e}$ (cm)	A_t (cm^2)	t' (cm)	$\frac{A_t}{t'}$ (cm)	$\frac{A_t}{t'} \geq \frac{\rho_a . V_u}{h_1 . f_e}$
50×50	108.22	2.5	50	400	0.14	3.02	15	0.201	**C.V.**
45×45	114.84	2.5	45	400	0.16	3.02	15	0.201	**C.V.**
40×40	92.18	2.5	40	400	0.14	3.02	15	0.201	**C.V.**

Avec :

✓ $A_t = n_t . \emptyset_t = 6HA8 = 3.02cm^2$

La quantité d'armatures transversales minimale$\left(\frac{A_t}{t.b_c}\right)$ en %est donnee comme suit:

$$\begin{cases} 0.3\%\ si:\ \lambda g \geq 5 \\ 0.8\%\ si:\ \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si : 3 < λ g < 5

Dans ce cas:

(**cf.** ***Tableau V.12)*** **3 < λ g < 5**

* Pour λg=3,96 la teneur interpolée en **Si est de 0,56 %**

*Pour λg=4.40 la teneur interpolée en **Si est de 0,45 %**

* Pour λg=4.95 la teneur interpolée en **Si est de 0,3125 %**

Tableau V.39 : Vérification d'armatures transversales minimale

$A_t(cm^2)$	$b_c(cm)$	$t(cm)$	$\frac{A_t}{t.b_c}(\%)$	$A_{t(min)}(\%)$	$\frac{A_t}{t.b_c} > A_{t(min)}$
3.02	50	10	0.60	0.56	**C.V.**
3.02	45	10	0.74	0.45	**C.V.**
3.02	40	10	0.83	0.3125	**C.V.**

✓ **Selon le RPA2024**

V.12. Calcul de la contrainte de cisaillement τu Art 7.4.3. RPA 2024 :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton $\boldsymbol{\tau_{bu}}$ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

$$\overline{\tau_{\mathrm{bu}}} = \rho_d f_{c28}$$

où ρ_d est égal à 0,075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée est supérieur où égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire λg est l'élancement géométrique du poteau :

$\lambda g = \left(\frac{l_f}{h_c} ou\ \frac{l_f}{b_c}\right)$

Avec:

- $h_c$et b_c : dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considère;
- l_f :Longueur de flambement du poteau.

Tableau V.40 : Évaluation du coefficient ρ_d en fonction de l'élancement géométrique des poteaux

Section (cm^2)	T_{max} (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_{bmax} (MPa)	$\overline{\tau_{bmax}}$ (RPA) (MPa)	$\overline{\tau_{bmax}}(CBA)$ (MPa)	$\tau_{bmax} < \overline{\tau_{bu}}$
50×50	**108.22**	50	45	0.48	01	2.5	**C.V.**
45×45	**114.84**	45	40.5	0.63	01	2.5	**C.V.**
40×40	**92.18**	40	36	0.64	01	2.5	**C.V.**

✓ Selon le CBA93:

$\overline{\tau_{bu}} = 1MPa$; $\tau_{bmax} = \frac{T_{max}}{b\,d}$

Tableau V.41 : Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux

Section Du Poteau (cm^2)	Poutres principales (cm^2)	$L_0(cm)$	$l_f = 0.7L_0(cm)$	$h_c(cm)$	$\lambda_g = \frac{l_f}{h_c}$	ρ_d
50×50	**30×40**	283	198.1	50	3.96	0.04
45×45	**30×40**	283	198.1	45	4.40	0.04
40×40	**30×40**	283	198.1	40	4.95	0.04

$\overline{\tau_{bu}} = \text{Min}\left[\frac{0.15\,f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right]$ 2.5 MPa …… ……la fissuration est préjudiciable

V.13.Ferraillage des voiles

Dans le cadre du dimensionnement des éléments porteurs selon les exigences du RPA 2024, le ferraillage des voiles constitue un aspect essentiel pour assurer la résistance de l'ouvrage aux actions verticales (G et Q) et horizontales (E), notamment en zones sismiques. Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant, et chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- Armatures verticales pour résister aux efforts de flexion et de compression,
- Armatures horizontales pour le contrôle de la fissuration,
- Armatures transversales pour la résistance au cisaillement.

Le dimensionnement suit les combinaisons d'actions définies par le RPA 2024, tout en respectant les exigences de ductilité pour garantir un bon comportement sismique de la structure.

Tableau V.42 : Les voiles de contreventement sont regroupés selon leurs longueurs

VOILE	L (m)
V1	2.25
V2	2.70
V3x	3.25
V3y	3.25
V5	2.45

V.14.Verifications spécifiques (Art 7.7.2)

V.14.1. Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.40$$

Tableau V.43 : Sollicitations normales

VOILE	L (m)	b_w (m)	B_c (m^2)	$B_c . f_{c28}(N)$	$N_d(N)$	v_d	$v_d \leq 0.4$
V1	2.25	0.16	0.36	9000000	2119732.45	0.24	**C.V.**
V2	2.70	0.16	0.432	10800000	1637147.86	0.15	**C.V.**
V3x	3.25	0.16	0.52	13000000	3627013.87	0.28	**C.V.**
V3y	3.25	0.16	0.52	13000000	2414998.82	0.18	**C.V.**
V4	2.45	0.16	0.392	9800000	1850266.49	0.19	**C.V.**

V.15.Exigences sur l'épaisseur des zones confinées des voiles (Art 7.7.4)

L'épaisseur **bc** des zones confinées dans la section des voiles (éléments de rive) doit être au minimum de 200 mm

- Si la longueur de la zone confinée est inférieure ou égale à la valeur maximale max ($2\boldsymbol{b_w}$; $0.2\boldsymbol{l_w}$), alors bc doit être supérieur ou égal à he/15, où he est la hauteur d'étage.

$$l_c \leq \max(2\boldsymbol{b_w}\ ;\ 0.2\boldsymbol{l_w}), \rightarrow \boldsymbol{b_c} \geq \frac{\boldsymbol{h_e}}{\mathbf{15}}$$

- Si la longueur de la zone confinée est supérieure à max ($2\boldsymbol{b_w}$; $0.2\boldsymbol{l_w}$), alors bc doit être supérieur ou égal à **he/10**.

$$l_c > \max(2\boldsymbol{b_w}\ ;\ 0.2\boldsymbol{l_w}), \rightarrow \boldsymbol{b_c} \geq \frac{\boldsymbol{h_e}}{\mathbf{10}}$$

- ✓ h_e= 323-20 = 303cm
- ✓ l_w = 2.25 m(La longueur minimale)

Tableau V.44 : Vérification de l'épaisseur des zones confinées des voiles

$2b_w(cm)$	$0.2l_w(cm)$	$l_c(cm)$	Max ($2b_w$;$0.2l_w$)	$b_c = \frac{h_e}{15}(cm)$	$b_c = \frac{h_e}{10}(cm)$
32	45	50	45	/	30.3
32	45	45	45	20.2	/
32	45	40	45	/	30.3

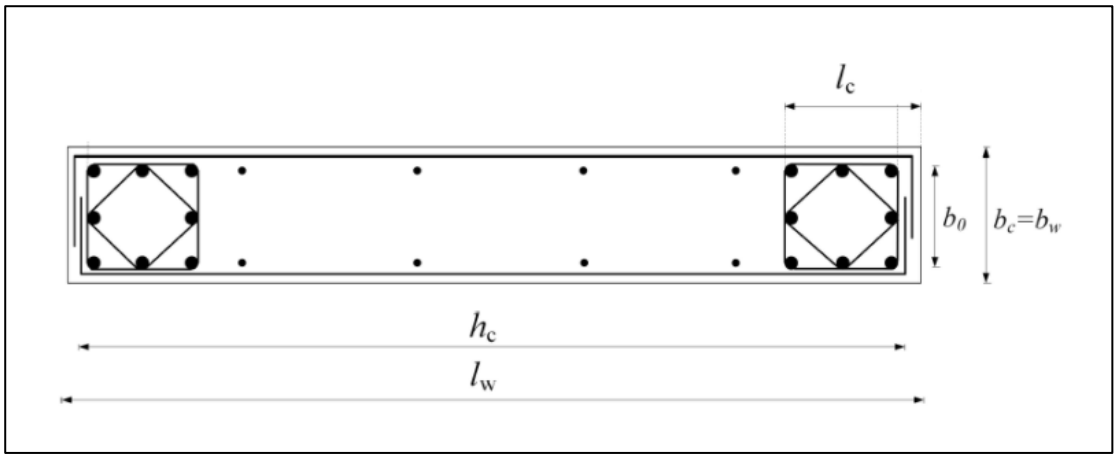


Figure V.6: Eléments de rive pour les voiles

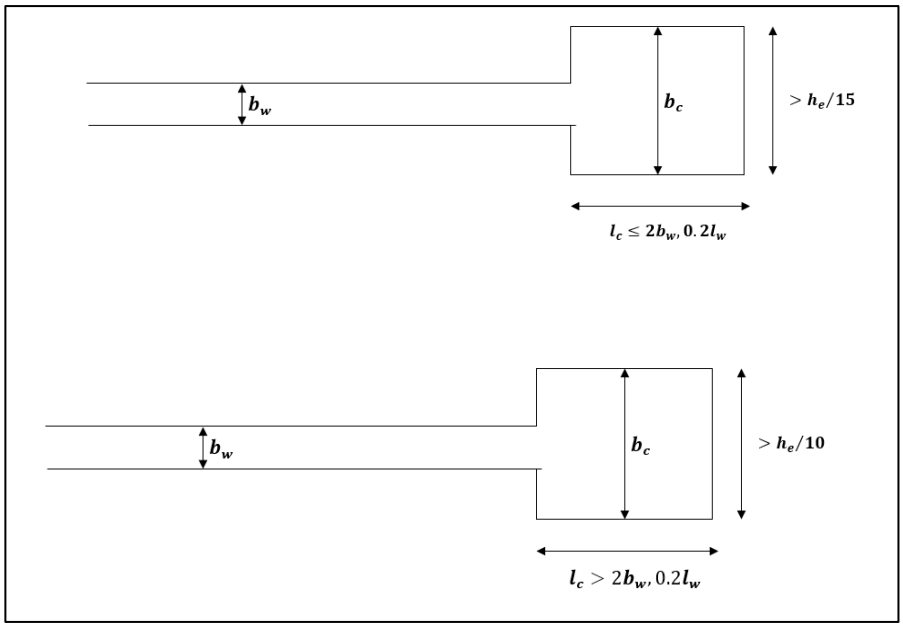


Figure V.7*:* Epaisseur minimale des éléments de rive confines

V.16.Ferraillages des voiles:

Les voiles sont classés selon le rapport hauteur sur longueur (hw / lw) comme suit :

- Voiles élancés : lorsque (h_w / l_w) > 2.0, le diagramme de moment fléchissant de calcul est défini par une enveloppe linéaire du diagramme obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement d'une distance égale à la hauteur (hcr) de la zone critique du voile

- Voiles courts : lorsque (h_w / l_w) ≤ 2.0

- Voiles de grandes dimensions : lorsque (h_w / l_w) ≤ 2/3

- h_w : est la hauteur totale du voile
- l_w : longueur du voile

Tableau V.45 : Élancement des voiles et implications sur le ferraillage

VOILE	$h_w(m)$	$l_w(m)$	$\frac{h_w}{l_w}$	$\frac{h_w}{l_w} \geq 2$	Remarque
V1	32.3	2.25	14.35	**OK**	Voile élancé
V2	32.3	2.70	11.96	**OK**	Voile élancé
V3x	32.3	3.25	9.93	**OK**	Voile élancé
V3y	29.07	3.25	8.94	**OK**	Voile élancé
V4	32.3	2.35	13.74	**OK**	Voile élancé
V5	32.3	2.45	13.18	**OK**	Voile élancé

La hauteur, *hcr*, de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimee comme suit :

- h_{cr}=$max\left(l_w\ ;\frac{h_w}{6}\right)$

hw: est la hauteur totale du voile

***Commentaire**:*

- $h_{cr} = max\left(3.25\ ;\ \frac{29.07}{6}\right) = 4.85m$

- $h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ \begin{cases} h_e :pour \quad n \leq 6 \\ 2.h_e : pour\ n > 6 \end{cases} \end{cases} = \begin{cases} 2 \times 2.25 = 4.5m \\ \begin{cases} h_e :pour \quad n \leq 6 \\ 2 \times 2.83 = 5.66m \end{cases} \end{cases}$

  Donc h_{cr}=$\min(4.5; 4.85; 5.66) = 4.5m$

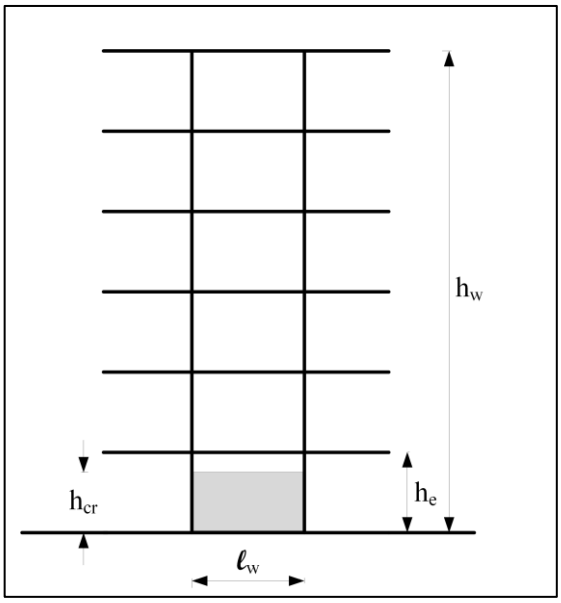


Figure V.8: Zone critique à la base du voile

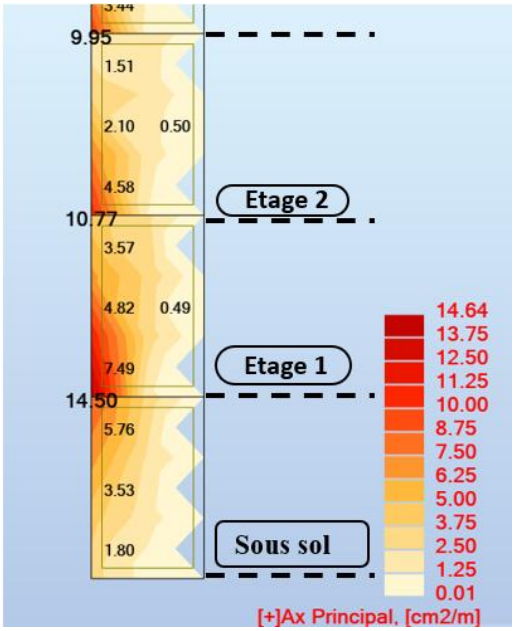


Figure V.9: cartographie du ferraillage $voile(V_1)$

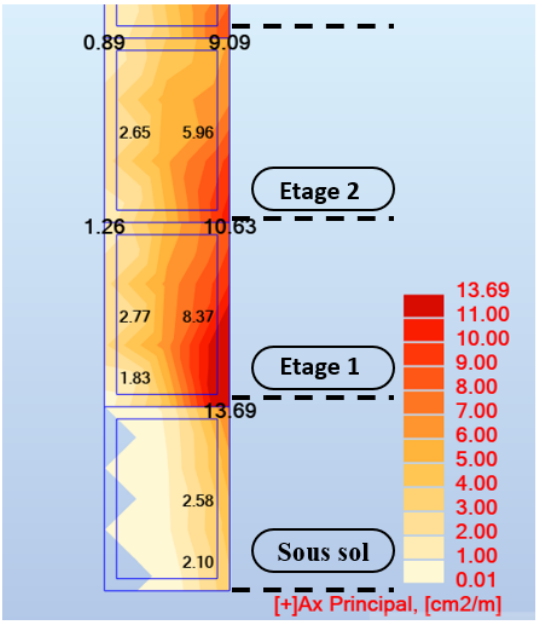


Figure V.10: cartographie du ferraillage $voile(V_2)$

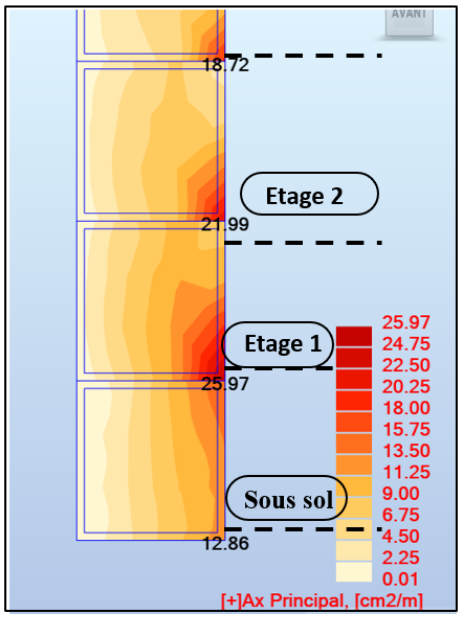


Figure V.11: cartographie du ferraillage $voile(V_{3X})$

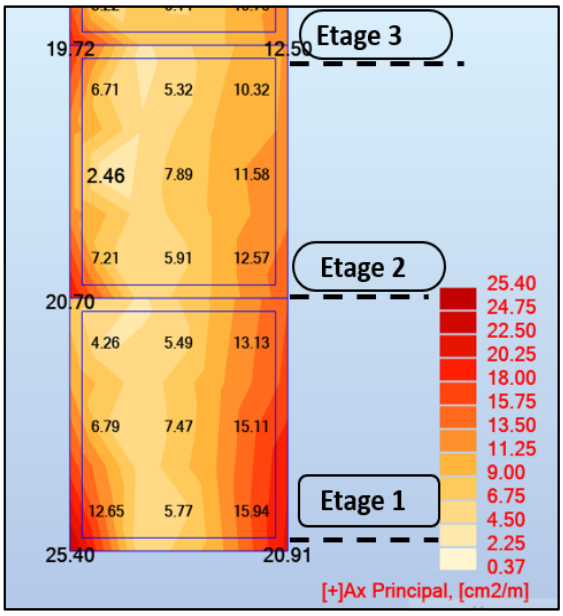


Figure V.12: cartographie du ferraillage $voile(V_{3y})$

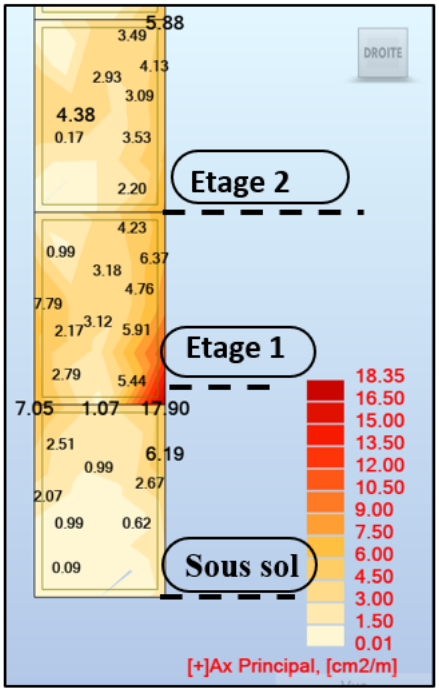


Figure V.13: cartographie du ferraillage $voile\ ascenseur\ (V_4)$

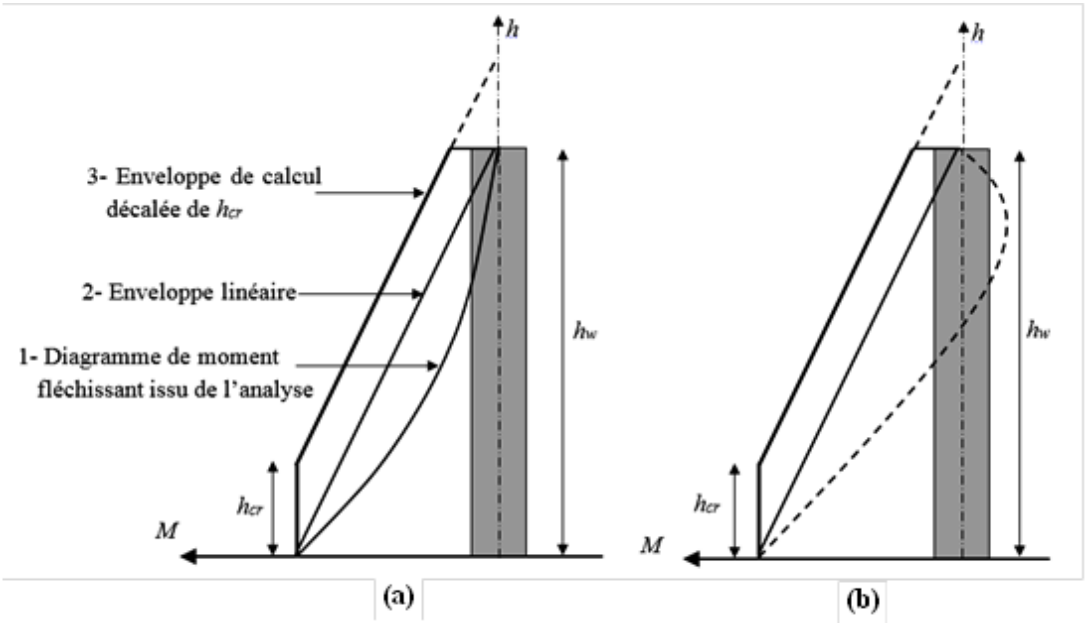


Figure V.14: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

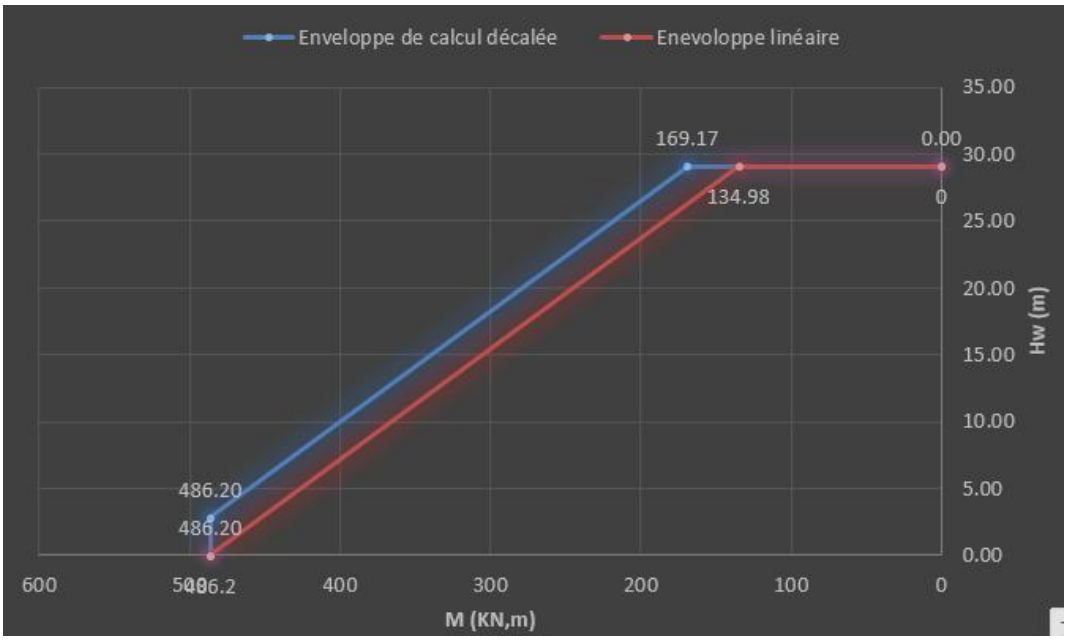


Figure V.15: Enveloppe de calcul pour les moments flechissan voile $(\boldsymbol{V_1})$

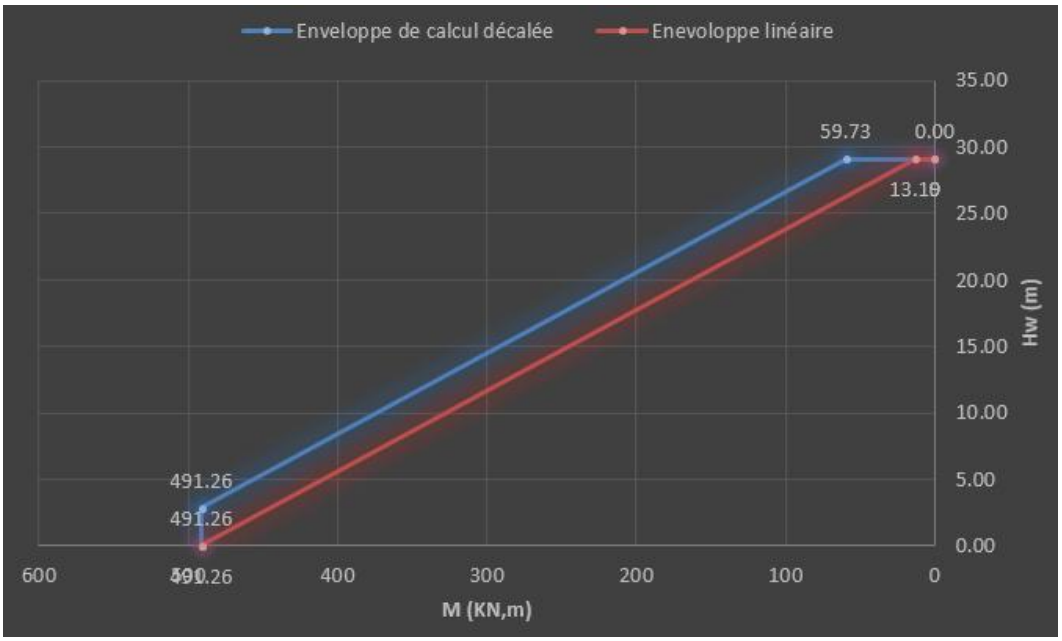


Figure V.16: Enveloppe de calcul pour les moments flechissan voile $(\boldsymbol{V_2})$

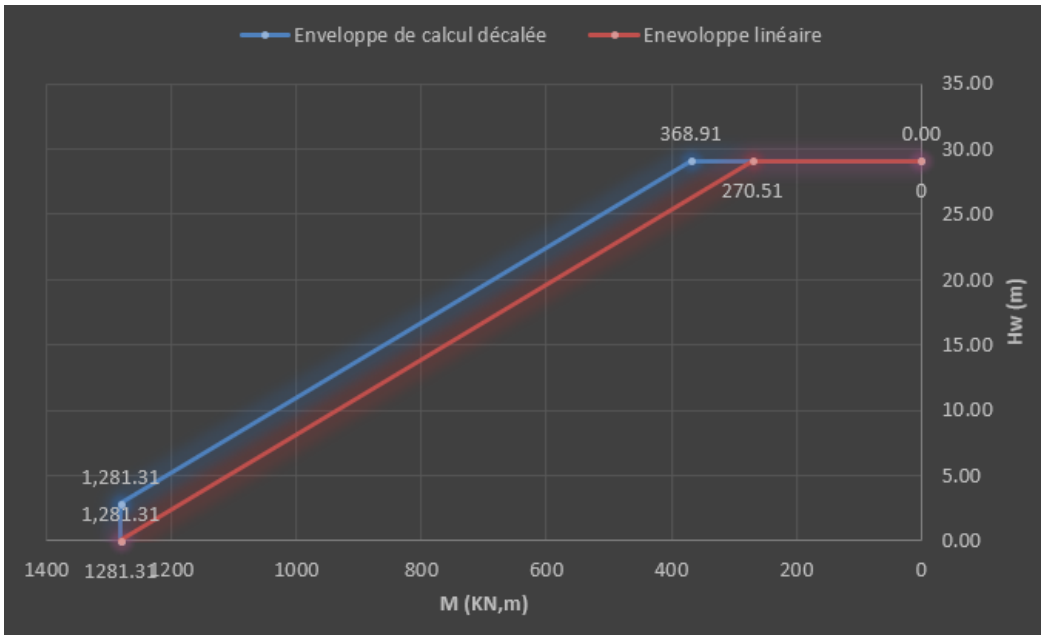


Figure V.17: Enveloppe de calcul pour les moments flechissan voile (V_{3X})

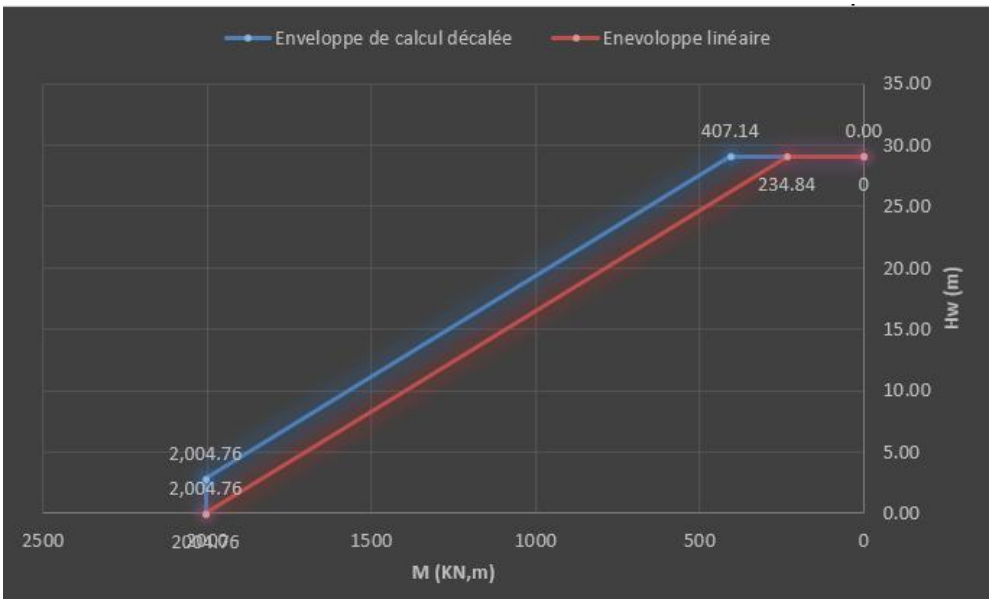


Figure V.18: Enveloppe de calcul pour les moments flechissan voile (V_{3y})

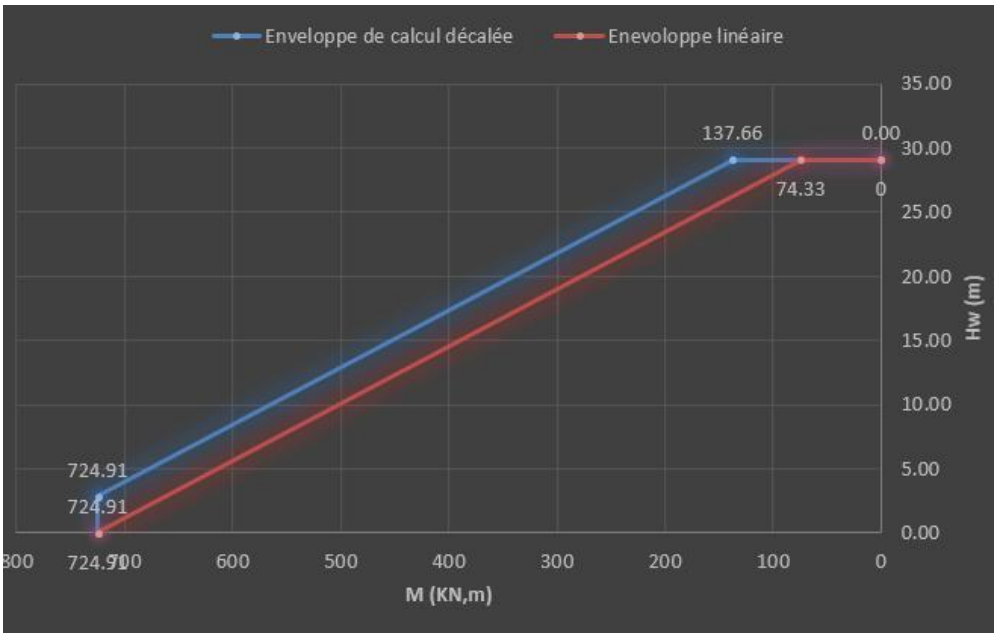


Figure V.19: Enveloppe de calcul pour les moments flechissan *voile ascenseur* (V_4)

Tableau V.46 : La section calculée d'armatures verticales des voiles selon Nmax.

voile	Section (cm^2)	l_c (cm)	Combination	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Cas	A_{Calcul} (cm^2)	$A_{min\ RPA}$	$A_{min\ CBA}$
V1	(16×225)	34	G+ψ.Q-EX-0.3EY	2119.73	486.2	SPC	-15.60	2.72	3.6
V2	(16×270)	42	G+ψ.Q-EX-0.3EY	1539.2	491.26	SPC	-12.16	3.36	4.32
V3x	(16×325)	50	G+ψ.Q-EX-0.3EY	3352.04	1261.26	SPC	-21.90	4.0	5.2
V3y	(16×325)	50	G+ψ.Q-EX-0.3EY	2231.68	850.96	SPC	-16.97	4.0	5.2
V4	(16×245)	40	G+ψ.Q-EX-0.3EY	1850.27	448.99	SPC	-15.11	3.2	3.92

Tableau V.47 : La section calculée d'armatures verticales des voiles selon Mmax.

voile	Section (cm^2)	l_c (cm)	Combination	M_{max} (KN)	N_{corr} (KN.m)	Cas	A_{Calcul} (cm^2)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)
V1	(16×225)	34	G+ψ.Q-EX-0.3EY	486.2	2119.73	SPC	-15.60	2.72	3.6
V2	(16×270)	42	G+ψ.Q-EX-0.3EY	491.26	1539.2	SPC	-12.16	3.36	4.32
V3x	(16×325)	50	G+ψ.Q-EX-0.3EY	-1281.31	-1624.65	SET	32.63	4.0	5.2
V3y	(16×325)	50	G+ψ.Q-EX-0.3EY	-2004.76	-43.3	SPC	18.49	4.0	5.2
V4	(16×245)	40	G+ψ.Q-EX-0.3EY	724.91	1385.29	SPC	-6.57	3.2	3.92

V.17.Ferraillage de l'âme:

V.17.1. Aciers verticaux:

- Le diamètre maximal, $\emptyset max$, des armatures d'âme doivent respecter la condition :

✓ $8mm \leq \emptyset max \leq \frac{b_w}{8} \quad \rightarrow \quad 8mm \leq \emptyset max \leq \frac{160}{8} = 20mm$

✓ Nous choisissons le diamètre suivant: $\emptyset max = 12mm$

- Escarpements des armatures l'âme :

✓ $s_v = 200mm \leq \begin{cases} 250mm \\ 25 \times 12 = 300mm \end{cases}$

✓ Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq min\left(\frac{b_0}{3}; 12.5cm; 6\emptyset_l\right)$$

Ou : $\emptyset_l$ représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive ;

En outre $\emptyset_l \geq 12mm$

Tableau V.48 : La section choisie d'armatures verticales des voiles.

voile	A_{Calcul} (cm^2)	A'_{Calcul} (cm^2)	A_{chisie} (Cm²)	$S_{t.zn}$ (cm)	$A_{l'âme}$(Cm²)	$S_{t.zc}$ (cm)
V1	3.6	0.00	2× (3HA12)=6.79	17	2 × (7HA12)=15.38	25
V2	4.32	0.00	2× (4HA12)=9.05	14	2× (11HA12)=24.88	25
V3x	32.63	8.00	8HA20+4HA16=33.18	10	2× (10HA12)=22.62	25
V3y	18.49	0.00	2× (6HA16)=24.13	10	2× (10HA12)=22.62	25
V4	3.92	0.00	2× (3HA12)=6.79	20	2× (6HA12)=13.57	25

✓ $s_t \leq min\left(\frac{b_0}{3}; 12.5cm; 6\emptyset_l\right)$

Tableau V.49 : Espacement vertical des cadres

Voile	$\frac{b_0}{3}(cm)$	$12.5(cm)$	$6\emptyset_l(cm)$	$s_t(cm)$
V1	3.66	12.5	7.2	4
V2	3.66	12.5	7.2	4
V3x	3.66	12.5	9.6	4
V3y	3.66	12.5	9.6	4
V4	3.66	12.5	7.2	4

✓ La section des armatures de confinement dans Les éléments de rive, (A_t) mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile **:**

$$A_t \geq 0.09 s_t . b_0 . \frac{f_{c28}}{fe}$$

Tableau V.50 : La section des armatures de confinement

Voile	$A_t(cm^2)$	$s_t(cm)$	$0.09.s_t.b_0.\frac{f_{c28}}{fe}$ (cm^2)	$A_t \geq 0.09 s_t.b_0.\frac{f_{c28}}{fe}$
V1	1.01	4	0.25	**C.V.**
V2	3.02	4	0.25	**C.V.**
V3x	2.01	4	0.25	**C.V.**
V3y	2.01	4	0.25	**C.V.**
V4	1.01	4	0.25	**C.V.**

V.18. Aciers horizontaux

Le ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance a l'effort tranchant**:**

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\overline{V}}{z.f_e}$$

Avec:

- $\overline{V}$: Effort tranchant de calcul, $\overline{V} = 1.4V_u$
- z : di stance entre les centres de gravite des armatures des deux extrémités confinées.

Tableau V.51 : Le ferraillage horizontal

Voile	V_u (KN)	$\overline{V}$ (KN)	$Z(m)$	$s_t(cm)$	$s.\frac{\overline{V}}{z.f_e}(cm^2)$	$A_h \geq S.\frac{\overline{V}}{z.f_e}$
V1	145.23	203.32	1.83	4	0.11	**C.V.**
V2	553.5	775	2.20	4	0.35	**C.V.**
V3x	646.87	905.61	2.20	4	0.41	**C.V.**
V3y	704.45	986.23	2.20	4	0.44	**C.V.**
V4	238.85	334.40	2.00	4	0.16	**C.V.**

✓ $A_h = n_t.\emptyset_l = 2\phi 10 = 1.57cm^2$

V.19. Conditions de ductilité locale

La longueur comprimée des parties de rive l_c, calculée :

$$l_{c.calcul} = \chi_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}}\right) \dots\dots\dots (7.39)$$

Avec:

$\boldsymbol{\chi_u}$: Position de l'axe neuter

$\boldsymbol{\varepsilon_{cu}}$: Déformation critique du béton 0,35%

$\boldsymbol{\varepsilon_{cu,c}}$ **:** Raccourcissement limite a la rupture

$l_{c.calcul} \geq max(0.15 l_w; 1.5 b_w)$

- Position de l'axe neuter:

$$\chi_u = (v_d + \omega_v).\frac{l_w.b_c}{b_o} \dots\dots\dots (7.37)$$

Avec:

$\boldsymbol{v_d}$: Effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire

$\boldsymbol{\omega_v}$: Pourcentage normalise des armatures verticales d'âmes

$\boldsymbol{N_d}$ =2119.73 KN; $L_w = 2.25m$; $b_c = 16cm$; $b_0 = 11cm$

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.40 \Longrightarrow \frac{2119.73\times10^3}{(2250\times160)\times25} = 0.24 \leq 0.40$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c).b_w}.\frac{f_{yd}}{f_{cd}} \dots\dots\dots (7.34)$$

Avec:

$\boldsymbol{A_{sv}}$ **:** Section de ferraillage correspondant à la section de l'âme du voile

$\boldsymbol{f_{yd}}$: Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}}.\frac{\gamma_b}{\gamma_s} \dots\dots\dots\dots (7.32)$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{400}{25}.\frac{1.2}{1} = 19.2 \dots\dots\dots (7.34)$$

$$\omega_v = \frac{15.38\times10^{-4}}{(2.25 - 2\times0.34)\times0.16} \times 19.2 = 0.019 \dots\dots\dots (7.34)$$

$$\chi_u = (0.24 + 0.019) \times \frac{225 \times 16}{11} = 84.76cm \ \ldots\ldots\ldots (7.37)$$

✓ **Raccourcissement limite a la rupture $(\varepsilon_{cu,c})$**

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1\alpha\omega_{wd} \ldots\ldots\ldots (7.38)$$

Avec :

ω_{wd} : Rapport mécanique en volume des armatures de confinement.

α**:** Coefficient d'efficacité du confinement.

$$\omega_{wd} = \frac{volume\ des\ armatures\ de\ confinement}{volume\ du\ noyau\ en\ beton} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \ldots\ldots\ldots (7.31)$$

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}(cm^3)}{V_{nc}(cm^3)} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

- Volume du noyau en béton (V_{nc}) :

$$V_{nc} = h_{cr} \times b_0 \times l_c = 450 \times 11 \times 34 = 168300cm^3$$

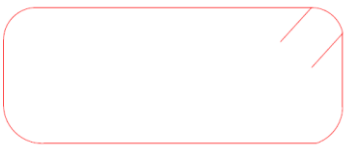
- Volume des armatures de confinement (V_{st}) :

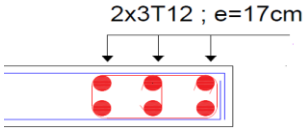
$$V_{st} = L \times \left(\pi \times \frac{\phi_l^2}{4}\right) \times N_{br}$$

L : La longueur total des armatures transversales (cadre+étrier+épingle)

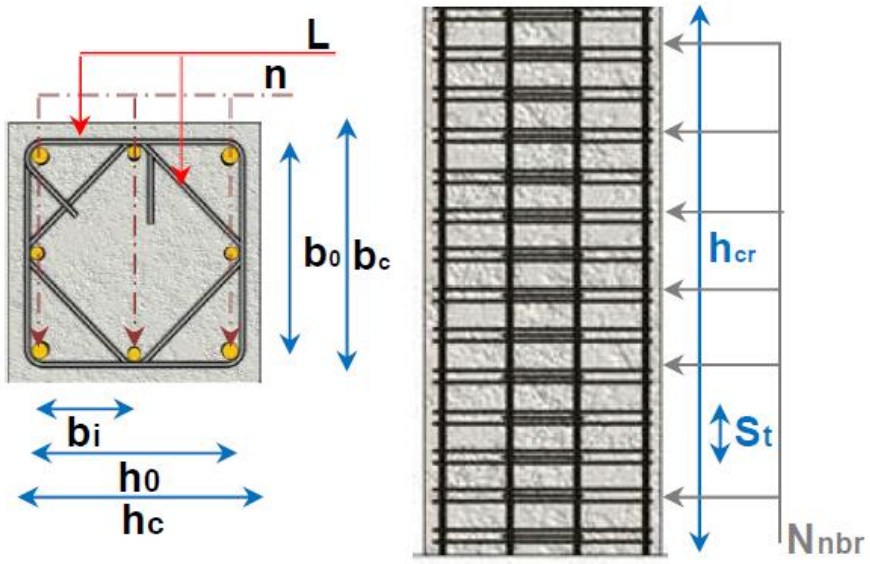
N_{br} : nombre des cadres sur la longueur critique (L_{cr})







Épingle **Cadre**



L = L1 (cadre 1) + L2 (épingle)

L = (b_0 ×2+Lc×2+5+5) + (b_0+5+5)

L = (11 ×2+34×2+5+5) + (11+5+5)

L= 100+21

L=121cm

$$\boldsymbol{N_{br}}=\frac{(L_{cr}-10\text{ cm})}{S_t}=\frac{450-10}{4}=110\text{ cadre}$$

$$\boldsymbol{V_{st}}=L\times\left(\pi\times\frac{\emptyset_l^2}{4}\right)\times N_{br}=121\times\left(\pi\times\frac{0.8^2}{4}\right)\times 110=6690.34cm^3$$

$$\omega_{wd}=\frac{V_{st}(cm^3)}{V_{nc}(cm^3)}.\frac{f_{yd}}{f_{cd}}=\frac{6690.34}{168300}\times 19.2\Longrightarrow\omega_{wd}=0.76$$

✓ **Coefficient d'efficacité du confinement α**:

$$\begin{cases}\alpha_n=1-\sum_n\left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0}\right)\\ \alpha_s=\left(1-\frac{t}{2b_0}\right)\left(1-\frac{t}{2h_0}\right)\end{cases}$$

n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles

$\boldsymbol{b_i}$: distance entre des barres maintenus consécutives.

n =6 bars ; b_i=17cm ; b_0=16cm ; h_0= 34cm ; t=4cm

$\alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0}\right)$ =1-6× $\frac{17^2}{6\times16\times34} = 0.088$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0}\right)\left(1 - \frac{t}{2h_0}\right) = \left(1 - \frac{4}{2\times16}\right)\left(1 - \frac{4}{2\times34}\right) = 0.82$$

$$\boldsymbol{\alpha} = \alpha_n \times \alpha_s = 0.82 \times 0.088 = 0.072$$

$$\boldsymbol{\alpha} = 0.072$$

$\varepsilon_{cu,c}$ =*0.0035+0.1*$\alpha\omega_{wd}$ ……(7.38)

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.072 \times 0.76$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 8.1 \times 10^{-3}$$

$$l_{c.calcul} = \chi_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}}\right) \ldots\ldots\ldots (7.39)$$

$$l_{c.calcul} = 84.76\left(1 - \frac{0.0035}{8.1\times10^{-3}}\right) = 48.14cm \ldots\ldots\ldots (7.39)$$

Cette longueur $l_{c.calcul} \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w) \Longrightarrow 48.4cm \geq 34cm$

- On calcule les volumes sur la hauteur critique $\boldsymbol{h_{cr}}$= 4.5 m :

$$\alpha\omega_{wd} = 30\mu_\emptyset \times (v_d + \omega_v) \times \varepsilon_{sy.d}\frac{b_c}{b_0} - 0.035 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (7.30)$$

$\mu_\emptyset$:*V*aleur requise du coefficient de ductilité en courbure.

$\varepsilon_{sy.d}$:Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit :

$\varepsilon_{sy.d} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{400}{200000}$ =*2*× 10^{-3}

- **requise du coefficient de ductilité en courbure $\mu_\emptyset$** :

$$\mu_\emptyset = \begin{cases} 2.\left(\frac{R}{Q_F}.\frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1 & si; T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2.\left[\left(\frac{R}{Q_F}.\frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1\right].\frac{T_2}{T_0} & si; T_0 \geq T_2 \end{cases} \quad \ldots\ \ldots\ \ldots\ (7.36)$$

$\boldsymbol{M_{ED}}$: est le moment fléchissant issu de l'analyse (enveloppe de calcul décalée de h_{cr}) à la base du mur

$\boldsymbol{M_{RD}}$: est la résistance à la flexion de calcul**.**

DIRECTION X:

$\mathbf{M_{ED}} = 486.2$ KN. m ; $\mathbf{M_{RD}} = 807{,}06$KN. m ; $\mathbf{T_{0x}} = 0.65$ s; $\mathbf{T_2} = 0.50$ s; $\mathbf{R} = 4.5$; $\mathbf{Q_{Fx}} = 1.2$

$\mu_\emptyset = 2.\left(\frac{R}{Q_F}.\frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1 \qquad si; T_0 \geq T_2$

$\mu_\emptyset = 2.\left(\frac{4.5}{1.2}.\frac{486.2}{807{,}06}\right) - 1 = 3.51$

$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\emptyset \times (v_d + \omega_v) \times \varepsilon_{sy.d}\frac{b_c}{b_0} - 0.035$

$0.072 \times 0.76 \geq 30 \times 3.51 \times (0.24 + 0.019) \times 2 \times 10^{-3} \times \frac{16}{11} - 0.035$

$0.055 \geq 0.044$ ... ... **C. V.**

V.20. Vérification des contraintes normales à L'ELS :

voile	N_{ser} (KN)	M_{ser} $(KN.m)$	$\sigma_b(Mpa)$	$\overline{\sigma_b}(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\overline{\sigma_s}(Mpa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
V1	1040.37	57.56	3.1	15	45.6	201.63	**C.V**
V2	743.86	12.38	1.7	15	25	201.63	**C.V**
V3x	945.43	26.40	1.6	15	23.7	201.63	**C.V**
V3y	924.76	39.94	1.7	15	24.8	201.63	**C.V**
V4	961.52	65.16	35	15	2.3	201.63	**C.V**

V.21. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w . d}$$

avec :

- $\bar{V}$= l.4VII
- *bw* : épaisseur du linteau ou du voile
- *d* : hauteur utile avec *d = 0.9h*
- *h* : hauteur totale de la section brute

Tableau V.52 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou L'ACC

voile	V_u (KN)	$\overline{V}$ (KN)	$bw(cm)$	$d(cm)$	$\tau_b(Mpa)$	$\overline{\tau_b}(Mpa)$	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$
V1	145.23	203.32	16	202.5	0.62	05	**C.V**
V2	553.5	775	16	243	2.00	05	**C.V**
V3x	646.87	905.61	16	292.5	1.93	05	**C.V**
V3y	704.45	986.23	16	292.5	2.10	05	**C.V**
V4	238.85	334.40	16	220.5	0.94	05	**C.V**

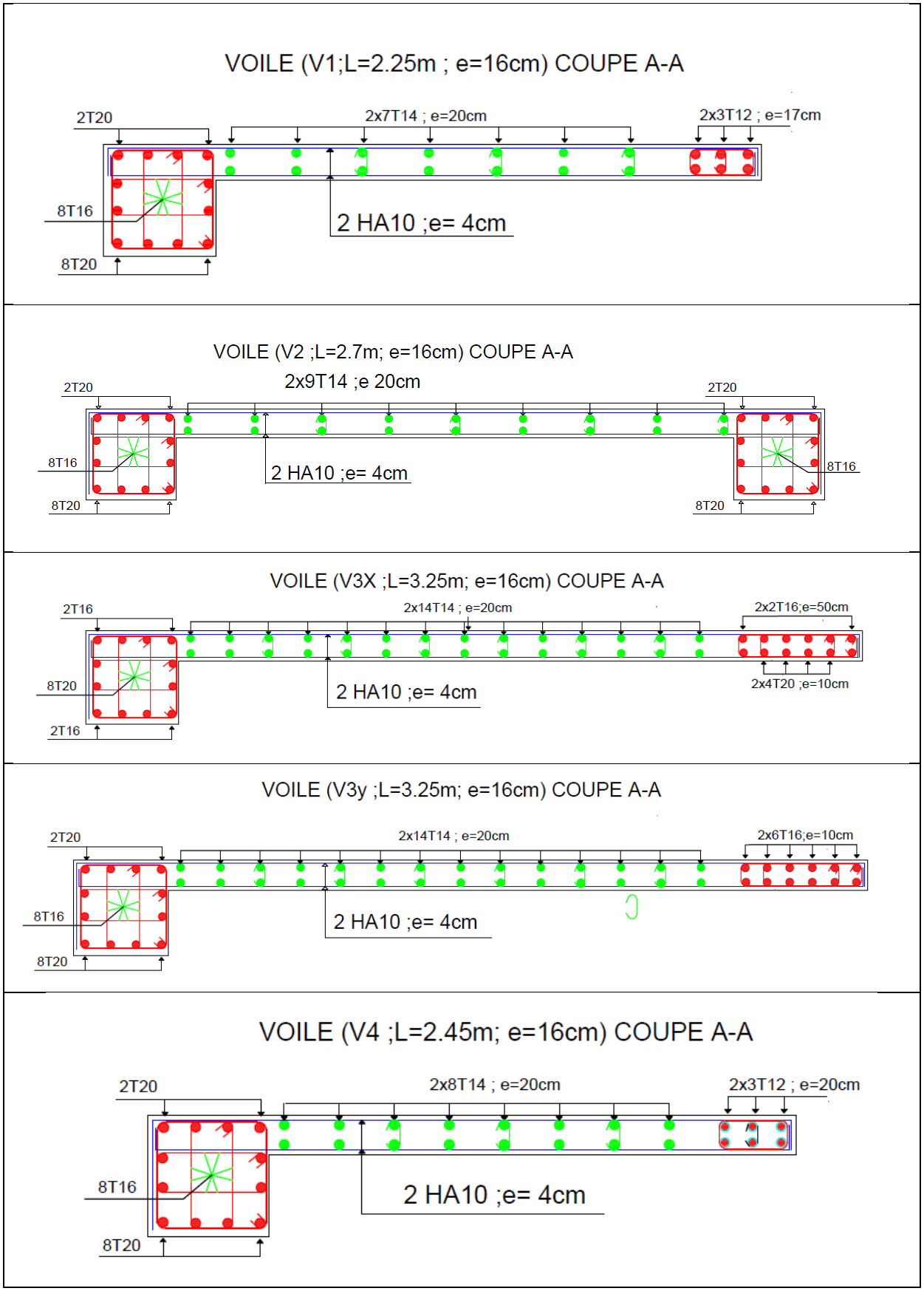


Figure V.20 : Ferraillage longitudinal du voile

V.22.Étude comparative

Dans le cadre de la mise à jour des règles parasismiques en Algérie, la transition du RPA 99 v2003 vers le RPA2024 s'est accompagnée de plusieurs modifications importantes dans le calcul des éléments en béton armé. Cette étude vise à effectuer une comparaison précise de l'impact des deux règlements sur les moments fléchissant et l'armature longitudinale inférieure, à travers l'évaluation des écarts relatifs sur un ensemble de poutres et les poteaux.

V.22.1. Pour les Poutre Principale (30x40)

1. Résultats des moments fléchissant

Tableau V.53 : Résultats des moments fléchissant sur appuis

	Sur Appuis RPA2024	Sur Appuis RPA2003	Augmentation
M_{ELU}(KN.m)	-33.48	-33.48	0.00 %
M_{ELS}(KN.m)	-24.40	-24.40	0.00 %
M_{ACC}(KN.m)	-86.46	-69.04	+20.15 %
M_{ACC}(KN.m)	54.26	37.56	+30.78 %

Tableau V.54 : Résultats des moments fléchissant en Travée

	En Travée RPA2024	En Travée RPA2003	Augmentation
M_{ELU}(KN.m)	16.36	16.36	0.00 %
M_{ELS}(KN.m)	11.95	11.95	0.00 %

2. Armature longitudinale inférieure (AS1)

Tableau V.55: Armature longitudinale inférieure (AS1)

Zone	RPA2024 (cm²)	RPA2003 (cm²)	Augmentation
En Appuis	3.80	2.60	+31.58 %
En Travée	1.30	1.30	0.00 %

3. Armature longitudinale Supérieure (AS2)

Tableau V.56: Armature longitudinale Supérieure (AS2)

Zone	RPA2024 (cm²)	RPA2003 (cm²)	Augmentation
En Appius	**6.10**	**4.80**	**+21.31 %**
En Travée	**0.00**	**0.00**	**0.00 %**

4.Comparaison Choix des Armature

Tableau V.57 : Comparaison Choix des Armature

Position	Type d'Armature	RPA2003 (cm²)	RPA2024 (cm²)	Augmentation
En Appius	Armature SUP	5.75	7.70	**+25.32 %**
En Appius	Armature INF	3.39	4.62	**+26.62 %**
En Travée	Armature SUP	4.62	4.62	**0.00 %**
En Travée	Armature INF	3.39	4.62	**+26.62 %**

V.22.2. Poutre secondaires (30x35)

5. Résultats des moments fléchissant

Tableau V.58 : Résultats des moments fléchissant en Appuis

	En Appuis RPA2024	En Appuis RPA2003	Augmentation
M_{ELU}(KN.m)	-27.36	-27.36	0.00 %
M_{ELS}(KN.m)	-20.12	-20.12	0.00 %
M_{ACC}(KN.m)	-91.24	-79.85	+12.48 %
M_{ACC}(KN.m)	82.74	73.62	+11.02 %

Tableau V.59 : Résultats des moments fléchissant enTravée

	En Travée RPA2024	En Travée RPA2003	Augmentation
M_{ELU}(KN.m)	11.87	11.87	0.00 %
M_{ELS}(KN.m)	8.79	8.79	0.00 %

7. Armature longitudinale inférieure (AS1)

Tableau V.60 : Armature longitudinale inférieure (AS1)

Zone	RPA2024 (cm²)	RPA2003 (cm²)	Augmentation
En Appuis	6.80	6.00	+11.76 %
En Travée	3.80	3.80	0.00 %

8. Armature longitudinale Supérieure (AS2)

Tableau V.61 : Armature longitudinale Supérieure (AS2)

Zone	RPA2024 (cm²)	RPA2003 (cm²)	Augmentation
En Appuis	7.50	6.60	+12.00 %
En Travée	0.00	0.00	0.00 %

9.Comparaison Choix des Armature

Tableau V.62: Comparaison Choix des Armatures

Position	Type d'Armature	RPA2003 (cm^2)	RPA2024 (cm^2)	Augmentation
En Appius	Armature SUP	6.88	7.70	**+10.65 %**
En Appius	Armature INF	6.47	7.70	**+15.97 %**
En Travée	Armature SUP	3.39	4.62	**+26.62 %**
En Travée	Armature INF	3.39	4.62	**+26.62 %**

V.23.Pour les poteaux

Tableau V.63 : Comparaison de la section d'armature calculée

Poteaux	RPA2003	RPA2024	Augmentation
	Acalculée(cm^2)	Acalculée(cm^2)	
(50×50)	10.8	20.4	+47.06 %
(45×45)	10	17.0	+41.18 %
(40×40)	12.2	17.0	+28.24 %

Tableau V.64 : Comparaison de la section d'armature minimal

Poteaux	RPA2003	RPA2024	Augmentation
	Amin(cm^2)	Amin(cm^2)	
(50×50)	22.5	25	+10 %
(45×45)	18.225	20.25	+10 %
(40×40)	14.4	16	+10 %

Tableau V.65 : Comparaison de la section d'armature final

Poteaux	RPA2003	RPA2024	Augmentation
	Afinal (cm^2)	Afinal(cm^2)	
(50×50)	24.12	28.15	+14.32 %
(45×45)	18.47	22.14	+16.58 %
(40×40)	15.21	18.47	+17.65 %

V.23. Conclusion

Dans ce chapitre, le ferraillage des poutres, poteaux et voiles de contreventement a été dimensionné conformément aux exigences réglementaires en vigueur, notamment le CBA 93 et le RPA 2024. L'étude a permis de vérifier l'aptitude des éléments structuraux à résister aux diverses sollicitations appliquées. L'analyse comparative entre les résultats du RPA 2024 et ceux du RPA 99 version 2003 révèle une augmentation significative des sections d'armatures requises.

chapitre VI

Étude de l’infrastructure

VI.1. Introduction

L'infrastructure d'un ouvrage constitue l'assise fondamentale qui assure sa stabilité, sa durabilité et sa capacité à transmettre les charges au sol de manière sécurisée. Une étude approfondie de l'infrastructure est donc indispensable à tout projet de construction, qu'il s'agisse d'un bâtiment, d'un pont ou de toute autre structure.

Ce chapitre traite des principaux éléments de l'infrastructure, avec un focus sur les fondations superficielles, les longrines et les voiles périphériques. Il présente les critères de choix du type de fondation en fonction des contraintes du sol et des charges appliquées, détaille le rôle des longrines et aborde la conception des voiles périphériques en lien avec la stabilité et la protection de l'ouvrage.

VI.2. Connaissance du site et du sol

La conception adéquate d'une fondation requiert une connaissance approfondie de l'environnement immédiat du site de construction, ainsi que des informations aussi précises que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches du sol. À cet effet, le rapport de sol fournit les données suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature rocheuse calcaire.
- La contrainte admissible est de 2.50 bars
- L'angle de frottement est de $\varphi = 18°$
- Le poid volumique $\gamma_d = 17.4\ KN/m^3$

VI.3. Etude préliminaire du choix du type de fondation

Le bâtiment sera fondé sur un sol dont la contrainte admissible est de 2.5 bars, avec une profondeur d'ancrage de 1,60 mètre par rapport au niveau du terrain naturel.

Le choix du type de fondation doit répondre aux critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage
- La facilité d'exécution (notamment le coffrage)
- Un coût de réalisation réduit (économie)

Par conséquent, les types de fondations seront examinés dans l'ordre suivant : semelles isolées, semelles filantes, puis radier général, en retenant la solution qui satisfait au mieux l'ensemble des exigences.

VI.4. Calcul des semelles isolées

VI.4.1. Dimensionnement des semelles isolées

Le calcul des dimensions géométriques A et B de la semelle se fait sur la base de l'état de contrainte d'après le diagramme trapézoïdal des contraintes à l'ELS.

On appelle contrainte de référence $\sigma_{réf}$, la contrainte située à une distance B/4 de la contrainte maximale σ_1.

$\sigma_{max} = \sigma_1 = \frac{N}{A \times B} + \frac{M}{I} v$; $\sigma_{min} = \sigma_3 = \frac{N}{A \times B} - \frac{M}{I} v$

$e = \frac{M}{N}$; $I = \frac{A \times B^3}{12}$; $v = \frac{B}{2}$

$\sigma_{réf} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_3}{4} = \frac{N}{A \times B}(1 + \frac{3 \times e}{B})$

Cette contrainte de référence doit être toujours inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol}$.

$\sigma_{réf} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{N}{A \times B}(1 + \frac{3 \times e}{B}) \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Si on remplace A par :

$A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B \Rightarrow \frac{N}{A \times B}(1 + \frac{3 \times e}{B}) \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Il faut résoudre : $\left[\left(\frac{a}{b}\right)\bar{\sigma}_{sol}\right] B^3 - N \times B - (3 \times e \times N) \geq 0$

La hauteur de la semelle est donnée par $h \geq max\left(\frac{B-b}{4} + c; \frac{A-a}{4} + c\right)$

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	a (cm)	b (cm)	N (kN)	A calculé (m)	A choisé (m)	B calulé (m)	B choisé (m)	h calulé (m)	h choisé (m)
S1	50	50	1119,28	2.11	2.3	2.11	2.3	43.9	45
S2	50	50	654,05	1.61	1,8	1.61	1,8	31.1	35
S3	50	50	1026,11	2.02	2.2	2.02	2.2	41.6	45
S4	50	50	781,62	1.77	2	1.77	2	35.3	45
S5	50	50	519,52	1.44	1.6	1.44	1.6	27.1	35
S6	50	50	724,69	1.70	1.8	1.70	1.8	33.6	35
S7	50	50	912,64	1.91	2	1.91	2	38.8	45
S8	50	50	1240,06	2.23	2.5	2.23	2.5	46.8	55
S9	50	50	613,15	1.56	1.8	1.56	1.8	30.1	35

VI.4.2. Vérification du chevauchement entre les semelles

Lorsqu'il y a deux fondations voisines, leurs bulles de pression peuvent se chevaucher, ce qui augmente la charge supportée par la partie du sol située entre elles par rapport à une seule fondation. Par conséquent, il est nécessaire de vérifier le chevauchement entre les semelles.

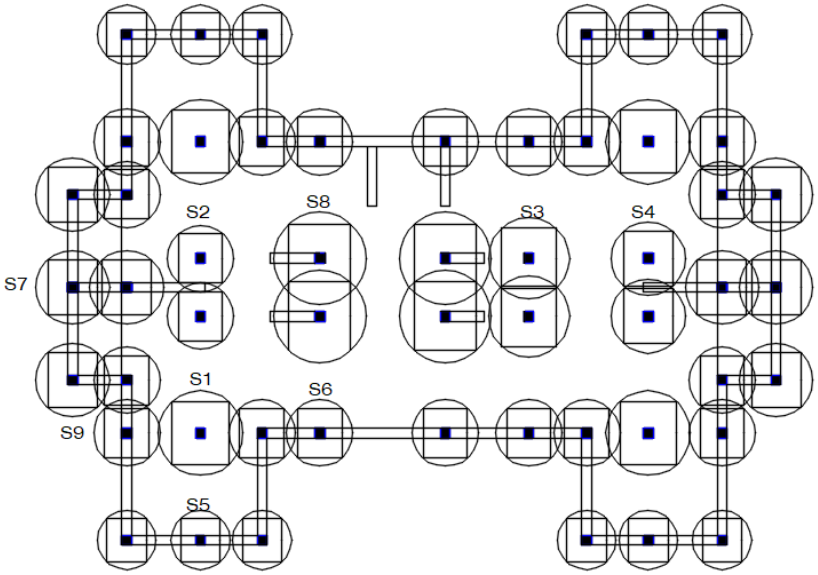


Figure VI.1 : Les bulles de pression sous la semelle.

D'après la Figure VI.1, on remarque qu'il y a un chevauchement de certaines semelles au niveau de la fondation. On distingue 1 seul type de semelle à étudier : les semelles filantes.

VI.5. Dimensionnement des semelles filantes :

VI.5.1. Semelle filante sous plusieurs poteaux :

Après plusieurs choix des semelles filantes nous obligeons de prendre des semelles filantes croisées, (semelles filantes dans les deux sens)

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait comme suit :

Semelle filante sous plusieurs poteaux : (A $=\frac{l_i+l_{i+1}}{2}+b$). Transversalement considérer comme une semelle isolée ayant un effort normal N : maximum des efforts des poteaux liés à la semelle filante.

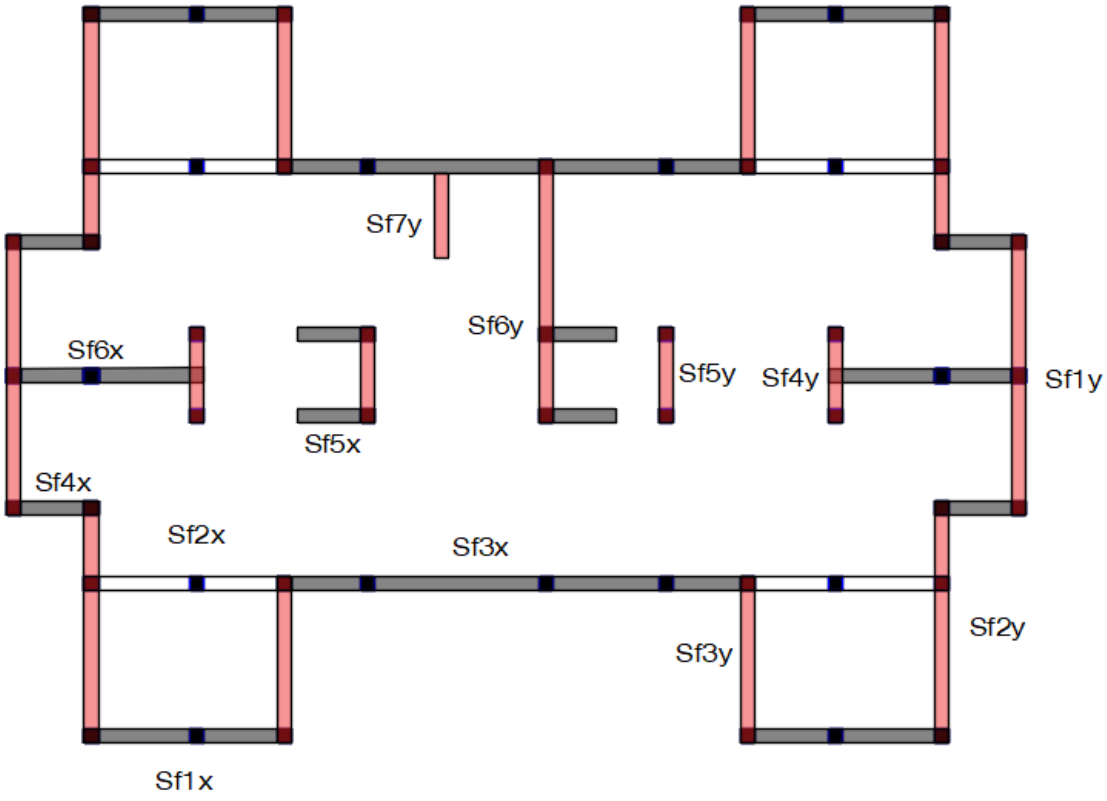


Figure VI.2: disposition des semelles filant

Tableau VI.2: Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux à l'ELS.

Semelle		A(m)	N_{ser} (KN)	M_{corr} (KN)	$B_{calculé}$ (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
X	SF2X	3.5	1119,28	3.90	1.29	1.3	26.1	30
Y	SF4Y	3.36	781,62	11,19	0.97	1.8	36.1	40
	SF5Y	3.36	1240,06	29.70	1.54	2.4	51.1	55
	SF6Y	4.55	1237,76	31,23	1.16	1.3	23.6	30

Tableau VI.3: Vérification de $\Sigma\ \sigma < \bar{\sigma}sol$.

Semelle	L (m)	B (m)	$\sum N_i$	$S_{semelle}$ (KN)	$P_{Remblai}$ (KN)	$P_{amorces\ poteaux}$	$\sum \sigma_{ser}\ (MPa)$	$\overline{\sigma_{sol}}$(MPa)	vérification
Sens X	6	1,3	1532,97	58,5	159,47	24,37	0,23	0.25	ok
Sens Y	2,86	1,8	1069,78	51,48	99,48	16,25	0,240	0.25	ok
	2,86	2,4	1406,09	94,38	155,26	16,25	0,244	0.25	ok
	7,61	1,3	1695,54	74,1975	206,81	24,37	0,202	0.25	ok

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau VI.4: Vérification de renversement des semelles filantes sous plusieurs poteaux

Semelle	N ser (kN)	Mser corr (kN.m)	e0 (cm)	B (m)	B/4 (cm)	e0≤ B/4
SF2X	1119,28	3.90	3,48	1.3	32,5	Oui
SF4Y	781,62	11,19	14,32	1.8	45	Oui
SF5Y	1240,06	29.70	23,95	2.4	60	Oui
SF6Y	1237,76	31,23	25,23	1.3	32,5	Oui

VI.5.2. Semelle filante sous voiles :

- **Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :**

Tableau VI.5: Dimensionnement des semelles filantes sous voiles à l'ELS.

Semelle	Nmax (kn)	M (KN)	a (cm)	b (m)	e0 (mm)	A/6 (cm)	Distribution	h (cm)	Ach (m)	hch (cm)
Sens X	1X=195,30	7,99	16	1	40	16.67	trapézoïdale	16.1	1.0	20
	3X=319,09	5,40	16	1	16	20	trapézoïdale	28.6	1.5	30
	4X=290,10	3,41	16	1	11	20	trapézoïdale	23.6	1.3	25
	5x=583,48	0.05	16	1	0.08	41.67	trapézoïdale	53.6	2.5	55
	6X=351,96	0,01	16	1	0.03	20	trapézoïdale	21.1	1.5	30
Sens Y	1Y=282,11	7.43	16	1	26	20	trapézoïdale	21.1	1.2	25
	2Y=259,83	4.33	16	1	17	16.67	trapézoïdale	16.1	1.0	20
	3Y=213,32	11,28	16	1	53	16.67	trapézoïdale	16.1	1.0	20
	7Y=486,79	4.55	16	1	9.34	35	trapézoïdale	43.6	2.1	45

- **Vérification de $\Sigma\sigma < \bar{\sigma}sol$:**

Tableau VI.6: Vérification de $\Sigma\sigma < \bar{\sigma}sol$.

Semelle	L (m)	B (m)	$\sum N_i$	Semelle (KN)	Remblai (KN)	Pamorces voile(KN)	$\sum \sigma_{ser}\ (MPa)$	$\overline{\sigma_{sol}}$(MPa)	vérification
Sens X	5,5	1	266,07	27,5	87,087	53,625	0,08	0.25	ok
	13,2	1,5	436,01	148,5	358,3008	128,7	0,05	0.25	ok
	2,2	1,3	396,35	17,875	49,764	21,45	0,17	0.25	ok
	2,5	2,5	799,44	85,9375	124,41	24,375	0.17	0.25	ok
	5,2	1,5	480,22	58,5	141,1488	50,7	0,09	0.25	ok
Sens Y	8,06	1,2	384,88	60,45	164,0855	78,585	0,07	0.25	ok
	7	1	355,13	35	110,838	68,25	0,08	0.25	ok
	4,85	1	291,31	24,25	76,7949	47,2875	0,09	0.25	Ok
	2,7	2,1	666,29	63,7875	109,9332	26,325	0,15	0.25	ok

- **Vérification de renversement :**

Tableau VI.7: Vérification de renversement des semelles filantes voiles

Semelle	N ser (KN)	Mser corr (kN.m)	e0 (cm)	B (m)	B/4 (cm)	e0≤ B/4
1X	195,3	7,99	4,09	1.0	25	Oui
3X	319,09	5,4	1,69	1.5	37,5	Oui
4X	290,1	3,41	1,18	1.3	32,5	Oui
5X	583,48	0.05	0,01	2.5	62,5	Oui
6X	351,96	0,01	0,00	1.5	37,5	Oui
1Y	282,11	7.43	2,63	1.2	30	Oui
2Y	259,83	4.33	1,67	1.0	25	Oui
3Y	213,32	11,28	5,29	1.0	25	Oui
7Y	486,79	4.55	0,93	2.1	52,5	Oui

- **Vérification de poinçonnement de semelle filante :**

$F \leq F_{Limite} = 0{,}045.\ uc\ .\ h.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau VI.8: Vérification de poinçonnement de la semelle filante

h (m)	Uc (m)	0,045. uc . h. f_{c28}/γ_b (KN)	Nu (KN)	vérification
0.3	3.2	720	1695,54	C.N.V

La condition n'est pas vérifiée donc on doit prévoir la poutre de libage.

VI.6. Ferraillage de semelles filantes :

VI.6.1. Ferraillage de semelles filantes sous plusieurs poteaux :

Tableau VI.9: Méthode utilise

semelle	A(m)	B(m)	Nu(KN)	Mu(KN.m)	e0(mm)	A/18(mm)	Méthode
SF2X	6	1,3	1532,97	5,36	3,50	333,33	Bielle
SF4Y	2,86	1,8	1069,78	15,41	14,40	158,89	Bielle
SF5Y	2.86	1.8	1406,09	12,33	8,77	158,89	Bielle
SF6Y	7,61	1,3	1695,54	42,80	25,24	422,78	Bielle

Tableau VI.10: Ferraillages principales des semelles filantes sous poteaux.

Semelle	Nu(KN)	A(m)	B(m)	A calculée (cm^2)	A choisie (cm^2)	St (cm)
SF2X	1532,97	6	1,3	21,46	24HA12=27.14	25
SF4Y	1069,78	2,86	1,8	14.48	15HA12=16.96	20
SF5Y	1406,09	2.86	1.8	19.04	20HA12=22.62	15
SF6Y	1695,54	7,61	1,3	23.87	26HA12=29.41	30

Tableau VI.11: Armature de répartitions des semelle filantes sous poteaux.

Semelle	Nu(KN)	A(m)	B(m)	A rép (cm^2)	A choisie (cm^2)	St (cm)
SF2X	1532,97	6	1,3	8.82	9HA12=10.18	15
SF4Y	1069,78	2,86	1,8	7.63	9HA12=10.18	20
SF5Y	1406,09	2.86	1.8	10.17	9HA12=10.18	20
SF6Y	1695,54	7,61	1,3	9.55	9HA12=10.18	15

VI.6.1. Ferraillage de semelles filantes sous sous voiles :

Tableau VI.12: Méthode utilise

Semelle	B(m)	A(m)	Nu(KN)	Mu(KN)	e_0 (mm)	A/18(mm)	méthode
1X	1	1	266,07	10,78	40,52	55,56	bielle
3X	1	1,5	436,01	7,30	16,74	83,33	bielle
4X	1	1,3	396,35	4,60	11,61	72,22	bielle
5x	1	2,5	799,44	0,07	0,09	138,89	bielle
6X	1	1,5	480,22	0,02	0,04	83,33	bielle
1Y	1	1,2	378,10	10,61	28,06	66,67	bielle
2Y	1	1	355,13	5,84	16,44	55,56	bielle
3Y	1	1	291,31	15,23	52,28	55,56	bielle
7Y	1	2,1	666,29	6,22	9,34	116,67	bielle

Tableau VI.13: Ferraillages principales des semelles filantes sous voiles.

Semelle	Nu(KN)	A(m)	B(m)	A calculée (cm^2)	A choisie (cm^2)	St(cm)
1X	266,07	1	1	2,97	5HA12=5.65	20
3X	436,01	1,5	1	4,86	5HA12=5.65	20
4X	396,35	1,3	1	4,42	5HA12=5.65	20
5x	799,44	2,5	1	8,92	10HA12=11.31	10
6X	480,22	1,5	1	5,36	5HA12=5.65	20
1Y	378,10	1,2	1	4,22	5HA12=5.65	20
2Y	355,13	1	1	3,96	5HA12=5.65	20
3Y	291,31	1	1	3,25	5HA12=5.65	20
7Y	666,29	2,1	1	7,43	7HA12=7.92	15

Tableau VI.14: Armature de répartitions des semelle filantes sous voiles.

Semelle	Nu(KN)	A(m)	B(m)	A calculée (cm^2)	A choisie (cm^2)	St(cm)
1X	266,07	1	1	1,41	5HA12=5.65	20
3X	436,01	1,5	1	2,12	5HA12=5.65	30
4X	396,35	1,3	1	1,84	5HA12=5.65	30
5x	799,44	2,5	1	7,07	9HA12=10.18	25
6X	480,22	1,5	1	2,12	5HA12=5.65	30
1Y	378,10	1,2	1	1,70	4HA12=4.52	30
2Y	355,13	1	1	1,41	5HA12=5.65	20
3Y	291,31	1	1	1,41	5HA12=5.65	20
7Y	666,29	2,1	1	4,16	7HA12=7.92	30

VI.7. Poutre de Libage :

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de se déformer dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondation continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue
- La poutre de libage.

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. Il aura généralement la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie des poutres posées sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5 \,.\, kL_{max}{}^4}{E}}$$

Avec :

- ✓ E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa)
- ✓ L_{max} : La plus grande travée dans la fille
- ✓ K : raideur du sol (K = 4 kg/cm3)
- ✓ h_p : la hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI.15: Dimensionnement de la poutre de libage.

Elément	b (cm)	Lmax (m)	hp calculé (cm)	hp adopté (cm)
PL	50	5.6	74.9	110

Donc la section de la poutre de libage : 50 x 110 cm².

- **Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU :**

On doit vérifier **:** $\tau \leq \bar{\tau}$

$\tau = \frac{Tu}{b \times d}$; $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right)$=2.5 MPa …….(Fissuration préjudiciable).

Tableau VI.16: Vérification de cisaillement des poutres de libage

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	Vérification
PL	50	110	1355,611	2.46	2.5	C.V.

VI.7.1. Ferraillage Poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (kN/m²) par la formule suivante :

$$q_u = \frac{\sum Nu + 1.35 \times (P_{semelle} + P_{plibage})}{L} \quad ; \quad q_{ser} = \frac{\sum Nser + P_{semelle} + P_{plibage}}{L}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{\sum Nu + 1.35 \times (P_{semelle} + P_{plibage})}{B \times L} \; ; \; \sigma_{ELS} = \frac{\sum Nser + P_{semelle} + P_{plibage}}{B \times L}$$

Avec :

- $\sum$Ni : la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage
- B : la hauteur de la poutre de libage.

Tableau VI.17: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Elément	Nu (KN)	Ns (KN)	L(m) semelle	$P_{semelle}$ (KN)	L_{PL} (m)	$P_{poutre\ libage}$ (KN)	q_u (KN)	q_{ser} (KN)	σ_{ELU} (MPa)	σ_{ELS} (MPa)
Pl(50*80)	12268,26	8975,96	24.70	261	24.70	339,625	529,52	387,72	1.06	0.76

Tableau VI.18:Détermination des sollicitations de la poutre de libage

ELU			ELS	
Ma (kN.m)	**Mt (kN.m)**	**T(kN)**	**Ma (kN.m)**	**Mt (kN.m)**
806,565	-928,669	1355,611	590,575	-679,981

- **Calcul des armatures longitudinales :**

Tableau VI.19: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Poutre de libage	Mu (kN.m)	A(cm²)	A'(cm²)	A adoptée (cm²)
Travée	-928,669	39.20	0	8HA20+8ch16 =41.22
Appuis	806,565	0	33.77	8HA20+6ch16 =37.20

- **Section minimale :**

A_{min} = 0,5 % b.h (cm²) RPA2024 (Art.7.5.2).

Section tendue = A_{tmin} = 0,1 % b.h (cm²) CBA93 (Art.B.6.4).

Tableau VI.20: Vérification de sections d'armatures.

Elément	At(cm²)	Aa(cm²)	Amin(cm²)	Atmin(cm²)	Vérification
PL	41.22	37.20	27.5	5.5	Oui

- **Vérification des contraintes normales a L'ELS :**

Tableau VI.21: Vérification des contraintes à l'ELS.

Eléments	M Ser (kN.m)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
Travée	-679,981	6.2	75.9	201.63	15	201.63	c.v
Appui	590,575	5.3	63.3	201.63	15	201.63	c.v

- **Armatures transversales :**

- A_t **= (0.003).s.b**

L'espacement maximum Dans les zones nodale:

s = min(h/4 ; 24$\emptyset_t$; 17.5 *cm ; 6*$\emptyset_l$)

s= min(27.5 ;19.2 ;17.5 ;9.6) donc on prendre s=5cm

L'espacement maximum Dans les zones courante:

s' =min (h/4 ;12$\emptyset_l$) avec s'≤h/2

s' =min (27.5 ;19.2) et 19.2≤ 55 donc on prendre s=15cm

Les valeurs des sections d'armateurs transversale (At), ainsi que leurs espacements (St) sont résumes dans les tableaux suivants

Tableau VI.22: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

Elément	Espacement et Armatures			
	ZN (cm)	ZC (cm)	∅ mm	At (cm²)
PL	5	15	8	8HA8=4.02

- **Armatures de peau selon [CBA93 Art.7.3] :**

Puisque la poutre de libage (CBA93) exige des armateurs de peau d'au moins de 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Donc on adopte 6HA12=6.79 cm².

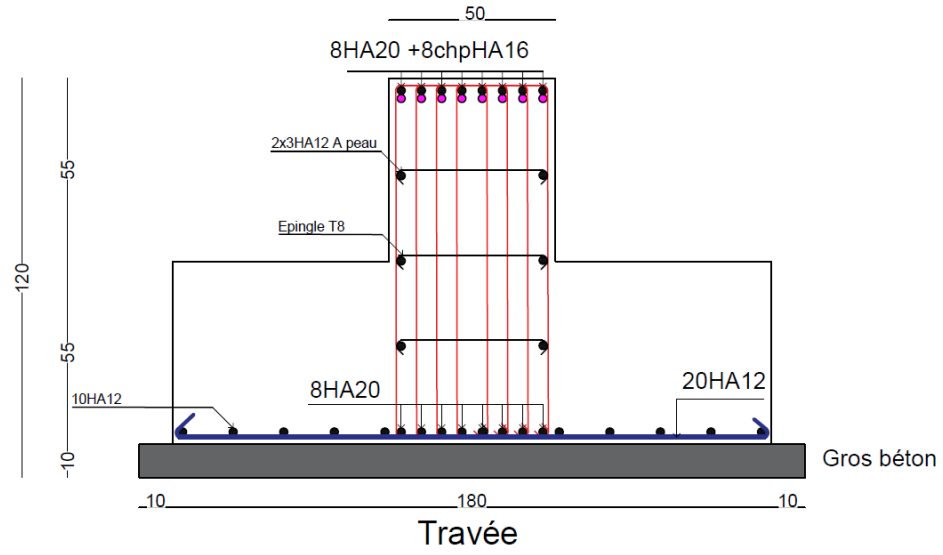


Figure VI.3: Dessin de ferraillage de Poutre de libage en travée.

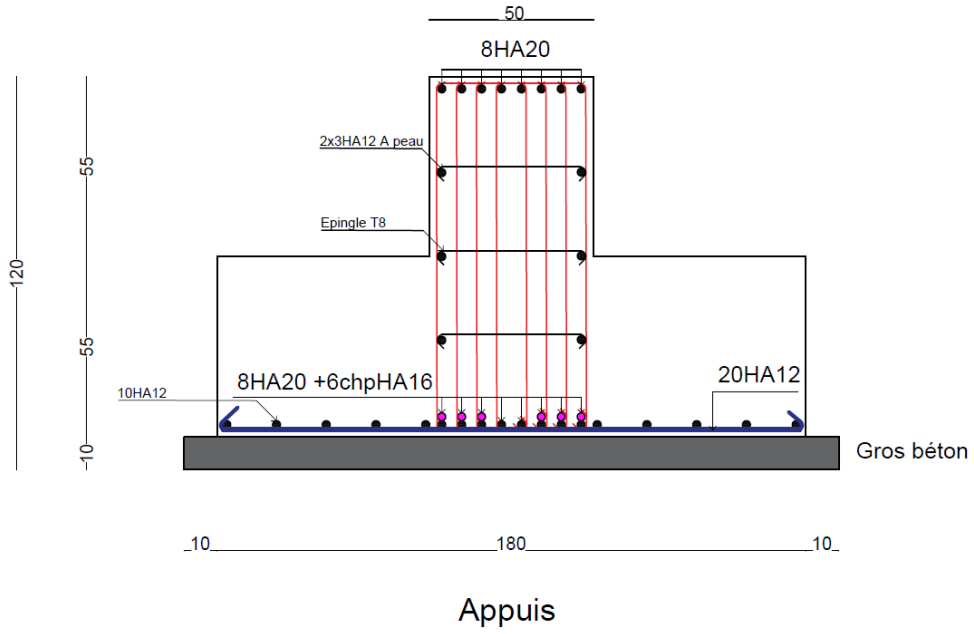


Figure VI.4 : Dessin de ferraillage de Poutre de libage en Appui.

VI.8. Ferraillage des longrines :

Les longrines sont des poutres utilisées dans les fondations pour solidariser les points d'appui. Elles jouent un rôle essentiel en limitant les déplacements relatifs des appuis dans le plan horizontal et en assurant la liaison transversale entre les poteaux au niveau des fondations.

VI.8.1. Pré dimensionnement :

Selon le RPA 2024 : [Art 10.1.1]

- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :
  25 cm x 30 cm : sites de catégorie S3
  Donc on adopte (b × h) = (50x30) cm².

VI.8.2. Calcul de Ferraillage :

Les longrines doivent calculés résister a la traction sous l'action d'une force égale a :

" F " égale à : $\begin{cases} F_u = \alpha.(A.I.S).N_u \geq 20\ KN \\ F_{ser} = \alpha.(A.I.S).N_{ser} \geq 20\ KN \end{cases}$

Avec :

- N : valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarises en situation sismique.
- α: coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. II est Donne par :

$$\alpha = \begin{cases} 0.3\ pour\ S2 \\ 0.4\ pour\ S3 \\ 0.6\ pour\ S4 \end{cases}$$

Pour notre cas $\alpha = 0.3$

F = $\begin{cases} F_u = 0.3 * (0.25 * 1 * 1.25) * 505.67 = 47.40KN \geq 20\ KN \\ F_{ser} = 0.3 * (0.25 * 1 * 1.25) * 370.74 = 34.75KN \geq 20\ KN \end{cases}$

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

À l'ELU :

Les armatures longitudinales sont données par : $Au = \frac{F_u}{\sigma_s}$

Recommandation des règlements :

Selon le CBA : [Art 7.1.2]

La section des armatures longitudinales est : A≥ $A_{min} = \frac{B(cm^2)}{1000}$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.23: Ferraillage longitudinal des longrines.

B(cm²)	$N_u(KN)$	$F_u(KN)$	A calculé (cm²)	A choisir (cm²)	Amin CBA (cm²)	Amin RPA (cm²)	Vérification
50x30	505.67	47.40	1.36	8HA14=12.32	1.5	9	C.V.

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

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L. S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'ELS sous $N_{ser.}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$

Avec : $\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{34.75 \times 10^3}{1232} = 28.20\ MPa$; $\overline{\sigma_s} = Min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63$

Tableau VI.23: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B(cm²)	$N_{ser}(KN)$	$F_{ser}(KN)$	A choisir (cm²)	$\sigma_s\ (MPa)$	$\overline{\sigma_s}\ (MPa)$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
50x30	370.74	34.75	12.32	37.61	201.63	C.V.

Condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 : B ≤ $\frac{A.Fe}{f_{tj}}$

B = 1500 cm^2 $\leq \frac{12.32\times400}{2.1}$ =2347.66 cm² ……..CV

- **Armatures transversales :**

Il ne faut pas prévoir d'Epingle car la longrine est soumise à la traction simple et en traction semple il n'y a pas d'effort tranchant. Un cadre tous les 30 cm est suffisant pour maintenir les armatures longitudinales dans leurs positions.

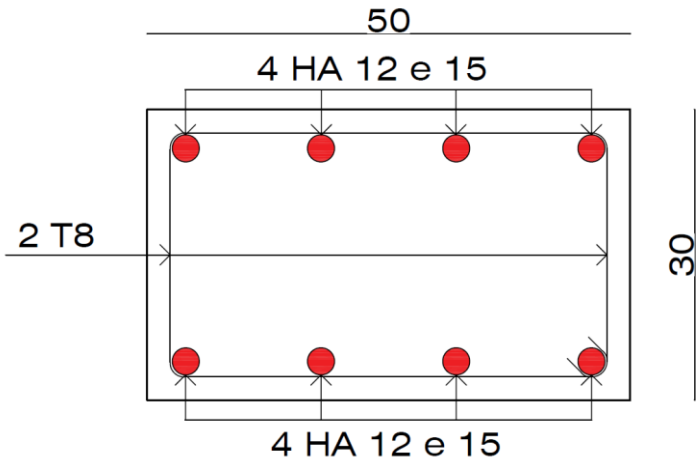


Figure VI.5: Disposition des armatures des Longrines (50x30)

VI.9. Etude de voile périphérique :

Notre voile périphérique joue un double rôle :

• encastrement de la base de la structure.

• mur de soutènement.

VI.9.1. Dimensionnement :

D'après RPA2024 le mur de soutènement doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ Epaisseur ≥ 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

On adopte une épaisseur e = 16 cm.

La hauteur de mur égale à h =2.88 m. Composé de panneau encastré dans les quatre cotés.

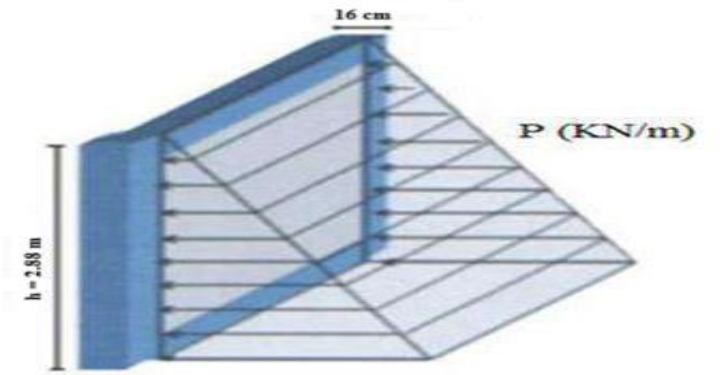


Figure VI.6: Mur de soutènement.

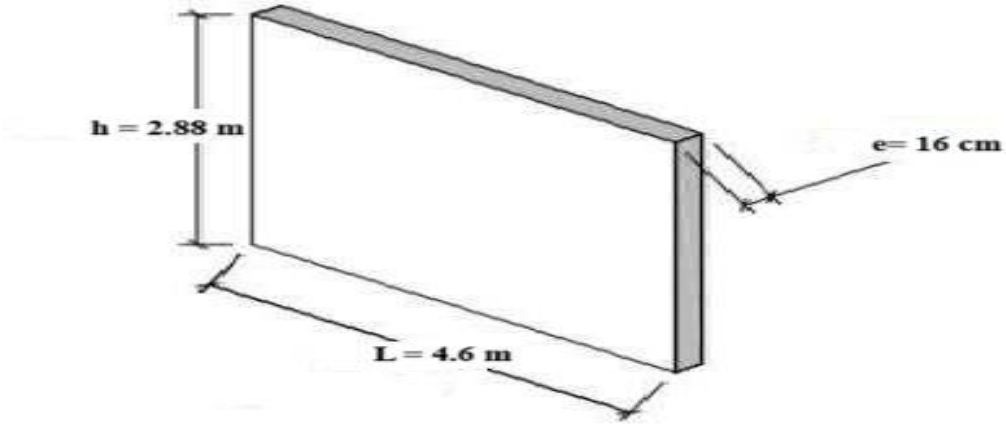


Figure VI.7: Les dimensions du panneau le plus sollicité

VI.9.2. Méthode de calcul :

Le mur de soutènement est considéré comme dalle pleine encastrée sur les quatre côtés, il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée horizontale (P) due au poids des terres : $P = \frac{1}{2} Ka.\gamma.h^2$

Avec :

γ : poids volumique des terres.

h : hauteur du voile.

k_a : Coefficient de poussée loi de Rankine. $Ka = tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

φ : Angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol on a : φ =18°; γ = 17.4 KN/m3 ; h= 2.88 m

Ka= tg^2 ($\frac{180}{4}$ - $\frac{18}{2}$) = 0.52

Donc : **P= 37.52 KN/m**

VI.9.3. Détermination des sollicitations :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture pour la détermination des moments à l'ELU et la méthode forfaitaire pour la détermination des moments à l'ELS.

On a : ρ = $\frac{L_X}{L_y}$ = $\frac{1.80}{2.10}$ = 0.85 donc la dalle travaille suivant les deux directions

❖ **Travail externe :**

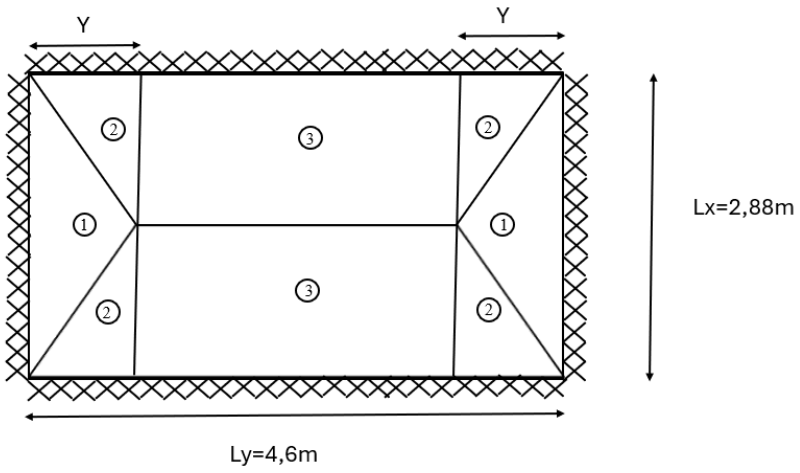


Figure VI.8: Travail externe d'une dalle pleine (4.6×2.88) m^2.

ELU :

Les valeurs du travail externe :

Tableau VI.24: Les valeurs du travail externe

Elément	Aire de chargement	P_u(KN)	Déplacement de CG	Travail externe
1	1.44y	**p**	$f/_3$	*0.48p.f.y*
2	0.36y	**p**	$f/_3$	*0.12.p.f.y*
3	1.44(4.6-2y)	**p**	$f/_2$	*3.312p.f -1.44p.f.y*
			Σ	*pf (6.624 -1.44y)*

✓ **Travail interne :**

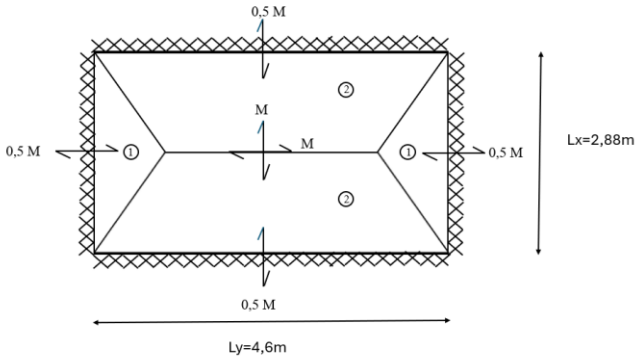


Figure VI.9: Travail interne d'une dalle plaine (4.6 X2.88)m^2.

Tableau VI.25: Les valeurs du travail interne

éléments		Moment de rupture	Longueur L	Rotation θ	Travail interne M.L.θ
1	+	M	2.88	f/y	*2.88 M.f/y*
	-	0.5M	2.88	f/y	*1.44M.f/y*
2	+	M	4.6	f/1.44	*3.19M.f.y*
	-	0.5M	4.6	f/1.44	*1.6M.f.y*
				Σ	$M.f.(\frac{8.64}{y} + 9.58y)$

Tableau VI.26: Les efforts internes

E.L.U	E.L.S	
P_u=$M.\frac{(\frac{8.64}{y}+9.58y)}{(6.624-1.44y)}$	$M_x = c.p_s.{L_x}^2$ $M_y = \mu_y.M_x$	
$P_u = 1.35xP$ P_u = 1.35x37.52=**50.65 KN/m**	$p_s = 37.52$ KN/m	
Y=0.77 m	ρ =0.85	μ_x =0.0576 μ_y =0.7794
P_u=3.37 Mu Mu=0.3 P_u	Mx= 0.0576x37.52x (2.88)² =17.92KN.m My = 0.7794x17.92= 13.96 KN.m	
Mtx = Mty = 0.3x50.65= 15.19 KN.m Max = May = -0.5 x15.19 =-7.59 KN.m	Mtx = 0.75 x 17.92 = 13.44 KN.m Mty = 0.75 x 13.96 = 10.47 KN.m Max = May= - 0.5 x 13.44 = -6.72 KN.m	

❖ **Calcul du ferraillage :**

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est préjudiciable :

b=100cm, c = c' = 2.5 cm, h= ep= 16cm, σ_b = 14.2MPa, σ_s = 348MPa, Fe= 400MPa

On choisit ϕ_x = ϕ_y = 12mm Alors : d_x=12.9 ; d_y=11.7

Tableau VI.27: Résultats de ferraillage à ELU

	Elément		M_u (kN.m)	Ep (cm)	$A_{calculée}$ (cm²)	A_{min} (cm²)	St (cm)	$A_{choisie}$ (cm²)
Suivant X	**Les armatures verticales**	**Travée**	15.19	16	3.49	1.6	15	7HA12=7.92
		Appui	7.59		1.74	1.6	15	7HA12=7.92
Suivant Y	**Les armatures horizontales**	**Travée**	15.19		3.85	1.6	15	7HA12=7.92
		Appui	7.59		1.92	1.6	15	7HA12=7.92

❖ **Vérification A l'E.l.S :**

On considère la fissuration est préjudiciable :

Tableau VI.28: Vérification des contraintes à l'ELS.

		A(cm²)	M (KN.m)	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s = \sigma_s'\ (MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	**x**	7.92	13.44	0.4	5	c.v
	y		10.47	0.3	3.9	c.v
En appuis	**x**	7.92	6.72	0.2	2.5	c.v
	y		6.72	0.2	2.5	c.v

❖ **Vérification de l'Espacement :**

$s_t = \frac{100}{7} = 14.30\ cm\ \leq Min\ (3e = 48\ cm; 33\ cm) = 33\ cm$……cv

$s_t = \frac{100}{5} = 20\ cm\ \leq Min\ (3e = 48\ cm; 33\ cm) = 33\ cm$……cv

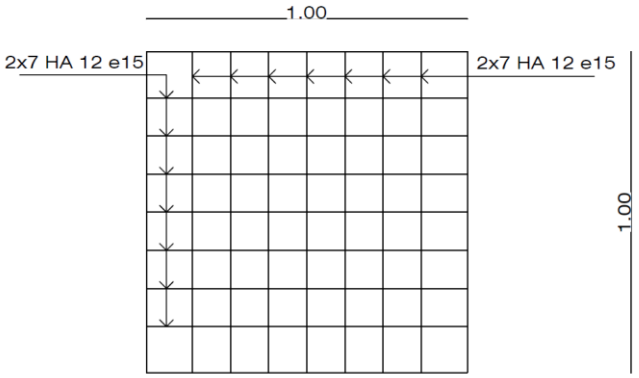


Figure VI.10: Dessin de ferraillage de 1 m² de voile périphérique

VI.20. Conclusion :

Ce chapitre a présenté l'étude des fondations, des longrines et des voiles périphériques, éléments essentiels à la stabilité de l'ouvrage. Le choix et le dimensionnement des fondations ont été réalisés en fonction des caractéristiques du sol et des charges appliquées. Les longrines ont été calculées pour solidariser les appuis et assurer la rigidité de l'infrastructure. Les voiles périphériques ont été dimensionnés pour résister aux poussées latérales du sol et protéger la structure. L'ensemble de ces analyses garantit une base stable et fiable pour la superstructur

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études constitue l'aboutissement de notre parcours académique au sein du département de génie civil de l'université de Médéa. Il a porté sur l'étude d'un bâtiment résidentiel implanté dans la wilaya de Médéa, classée en zone de forte sismicité (Zone V) selon le RPA 2024, ce qui exige une approche rigoureuse en matière de conception parasismique.

L'étude dynamique a été menée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2025, en appliquant successivement les normes RPA 2024 et RPA 99 version 2003, permettant ainsi une analyse comparative approfondie entre les deux versions du règlement.

Les résultats obtenus ont montré que le RPA 2024 offre un niveau de sécurité sismique supérieur. Cependant, cette amélioration de la sécurité s'accompagne d'un coût structurel plus élevé, en raison de l'augmentation des efforts de dimensionnement et des quantités d'armatures requises.

L'étude a couvert l'ensemble des étapes de la conception structurelle, à savoir :

- L'analyse architecturale et la caractérisation des matériaux ;
- Le prédimensionnement des éléments porteurs et le calcul des éléments secondaires ;
- L'analyse sismique comparative selon les deux règlements ;
- Le calcul du ferraillage selon les prescriptions du CBA 93 et du RPA 2024 ;
- L'étude des infrastructures ;
- La synthèse analytique des résultats et l'élaboration de recommandations pratiques.

Cette démarche scientifique nous a permis d'acquérir une expertise solide dans le domaine du génie parasismique, compétence essentielle pour notre future pratique professionnelle dans un contexte où la maîtrise des risques sismiques constitue un enjeu majeur.

Références bibliographiques

- **Documents techniques réglementaires:**
- **C.B.A.93** — *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé*, D.T.R-B.C.2.41, Centre National de Contrôle Technique (CTC), Algérie.
- **R.P.A.99 – Version 2003** — *Règlement Parasismique Algérien*, D.T.R-B.C.2.48, Centre National de Contrôle Technique (CTC), Algérie.
- **R.P.A.2024** — *Règlement Parasismique Algérien – Nouvelle version 2024*, Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville, Algérie.
- **Charges permanentes et charges d'exploitation**, D.T.R-B.C.2.2, Centre National de Contrôle Technique (CTC), Algérie.
- *Guide d'utilisation à l'usage des ingénieurs*, CTC-Centre, Algérie.
- **Logiciels utilisés :**
- **Robot Structural Analysis Professional 2025** — Logiciel de calcul de structures utilisé pour l'analyse statique et dynamique conformément aux normes parasismiques.
- **Robot Expert 2010** — Ancienne version pour le calcul structural.
- **SCOTEC** — Ancienne version pour le calcul structural
- **AutoCAD 2020** — Logiciel de dessin assisté par ordinateur pour la modélisation architecturale.
- **Microsoft Office 2025** — Suite bureautique utilisée pour la rédaction, les calculs et la présentation (Word, Excel, PowerPoint)

ANNEXE A

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHE

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1+(\lambda.\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda=\lambda i=\frac{0{,}05 f_{t28}}{\left(2+\frac{b_0}{b}\right)\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda=\lambda i=\frac{0{,}05 f_{t28}}{\left(2+\frac{b_0}{b}\right)\rho} = 2/5\lambda i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu=1-\frac{1.75 f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s+f_{t28}}$ Si la valeur deμ résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

I_0 : désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé.

f_{t28} : La résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa.

σs : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

ρ : Le "pourcentage" ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$\rho\,\frac{A}{b_0.\mathrm{d}}$

b_0 : La largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{\mathrm{ri}}$ et $\frac{1}{\mathrm{rv}}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant a λi et λv et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et E_v=1/3 E_i

$\frac{1}{\mathrm{ri}} = \frac{M}{E_i.I_{fi}}\ et\ 1\frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v.I_{fv}}$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches Fi et Fv sont égales à :

$$fi= \frac{M.I^2}{10.E_i.I_{fi}}\ et\ f_v= \frac{M.I^2}{10.E_v.I_{fv}}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{limite} = \bar{f}$

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ \ L \leq 5cm \\ \bar{f} \leq \dfrac{L}{500} & si\ \ L \geq 5cm \end{cases}$$

ANNEXE B

CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

Pour les Poutres

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_{s\ travée}}{M_{o\ travée}} \\ \dfrac{A_{travée}}{b_o d} \leq \dfrac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Poutrelles

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I} \geq \dfrac{1}{15}\dfrac{M_t}{M_o} \\ \dfrac{A}{b_o d} \leq \dfrac{3.6}{f_e} \end{cases}$$

-Pour les Dalles Pleines

$$\begin{cases} \dfrac{h}{I_x} \geq \dfrac{1}{20}\dfrac{M_t}{M_o} \\ \dfrac{A}{b_o d} \leq \dfrac{3.6}{f_e} \end{cases}$$

Avec : $Mt{=}k.\ M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq k \leq 0.85$).

ANNEXE C

METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.

Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).

Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.

b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.

f) Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

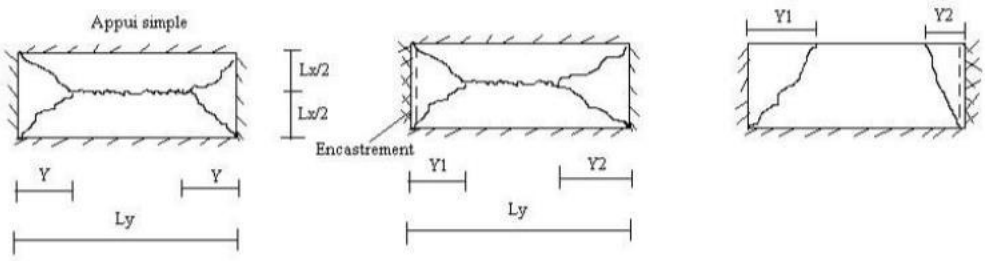
Conventionnellement on désignera :

-Un côté libre par un trait sans hachures.

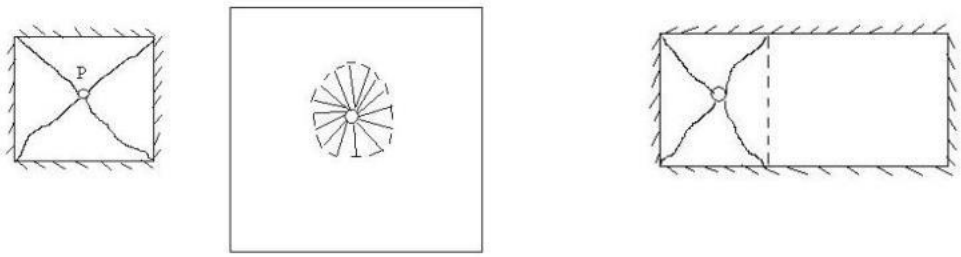
-Un appui simple par une hachure.

-Un encastrement par une double hachure.

Examples de fissuration de dale



b) Cas des charges réparties concentrées



Calcul des moments (principe du travail virtuel)

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

Σdes Travaux Externes - Σ des Travaux Internes = 0

a) Travail externes

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement.

Text = P. f

Pour le cas particulier de la charge répartie :

Text = charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface.

b) Travail internes

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

Tint = M. l. θ

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

ANNEXE D

METHODE FORFAITAIRE

CALCUL DES MOMENTS :

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

a) Elle est encastrée sur un seul côté :

$M=-\frac{qL^2}{2}$

b) Elle repose simplement sur deux cotés :

$M=\frac{qL^2}{8}$

c) Elle est encastrée sur ses quatre cotés :

$$M_t = 0.8M_O$$

$$M_t = -0.5M_O$$

Avec : $M_O=\frac{qL_x{}^2}{8}$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

a) Dalle articulée sur leur contour :

$$Mx=\mu_x qL_x{}^2 \quad ; \quad My=\mu_y M_x$$

b) Dalle encastrées totalement ou partiellement sur leur contour :

- Panneau de dalle de rive :

Mtx = 0,85 Mx ; M ty = 0,85 My

M ax = May = -0,3 Mx (appui de rive)

M ax = May = -0,5 Mx (appui intermédiaire)

- Panneau de dalle intermédiaire :

Mtx = 0,75 Mx ; M ty = 0,75 My

M ax = May = -0,5 Mx

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT:

1. Dalle travaillant suivant une seule direction :

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

2. Dalle travaillant suivant les deux directions :

$$T_x = \frac{q l_x l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T = \frac{PL}{3}$$

3. Armatures transversales :

Pas besoin des armatures transversales dans les dalles si :

$$\tau_m = \frac{V}{b_0 d} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

FERRAILLAGE:

Dalle travaillant suivant une seule direction *:*

Diamètre :

$$\emptyset \leq \frac{h}{2}$$

Escapement:

a ≤ $Min[3h \ et \ 33cm]$ (charges uniformément réparties)

a ≤ $Min[3h \ et \ 33cm]$ (charges concentrées)

2. Dalle travaillant suivant les deux directions

a) Dalle simplement appuyées sur leur contour :

M tx → Atx ; M ty → Aty

M ax → Aax ; M ay → Aay

$$\emptyset_{tx}, \emptyset_{ty,} \emptyset_{ax} \; et \; \emptyset_{ay} \leq \frac{h}{l}$$

a $\leq Min[3h \;\; et \;\; 33cm]$ (charges uniformément réparties)

a $\leq Min[3h \;\; et \;\; 33cm]$ (charges concentrées)

ANNEXE E

CALCUL D'ARMATURES TRANSVERSALES ET LEURS ESPACEMENTS

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3]:

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φt est donnée par la relation suivante **:**

$$\emptyset_t \leq min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right)$$

Avec :

Øt: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$A_t = n_t \times a_t$: avec est nt le nombre des barres transversales**.**

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante **:**

$$S_t \leq Min[0.9h \ \ et \ \ 40cm] \ ; \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4Mpa \quad ; \quad S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times \frac{f_e}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$$

Dans le cas de la flexion composée **:** $K=1+3\times \frac{N_u}{B\times f_{c28}}$

At : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

St : Espacement des armatures transversales.

On prend fe = 400 Mpa.

Pour les poutres :

Selon le RPA2024: $\begin{cases} s \leq min\left(\frac{h}{4}, 24\emptyset_t, 17.5cm, 6\emptyset_l\right) \text{Zone nodale} \\ s' \leq \frac{h}{2} \quad ou \ \ s' \leq min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_l\right) \text{zone critique} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003\text{b} \end{cases}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2024 « Art 7.4.2» :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a . V_u)}{(h_c . f_e)}$$

• $\boldsymbol{V_u}$ **:** effort tranchant de calcul

• **he** : hauteur totale de la section brute dans la direction consideree

• ***fe :*** contrainte Ii mite elas tique de l'acier d'armature transversale

• $\boldsymbol{\rho_a}$**:** coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant;

il est pris égal a 2.50, si l'élancement géométrique λ g dans la direction considérée est supérieur ou égal a 5, et égal a 3.75, dans le cas contraire.•

t : espacement des armatures transversales

- ✓ **dans la zone nodale (zone critique):**

$$t \leq min\left(\frac{b_o}{3}, 10cm, 6\emptyset_l\right) \text{ en zone } \mathbf{V}$$

- ✓ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq Min\left(\frac{b_c}{2}; \frac{h_c}{2}; 10\emptyset_l\right) \text{ en zone } \mathbf{V}$$

$\emptyset_l$ **:** Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 **:** Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :