

الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



جامعة سعد دحلب - البلدية 1 -
Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil
مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme de master en Génie Civil

Option : Structure

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGES MULTIPLES AVEC
DECROCHEMENT EN ELEVATION (R+10/R+4)+2S.S ET EFFET DU
DECROCHEMENT SUR LES FONDATIONS

Elaboré par :

SADLI Chahla

FERKOUS Sonia

Encadré par :

Mr.DERBALA. A

Blida, Juin 2025.

RESUME

Notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé, composé de deux blocs (R+10)+(R+4) et 2 sous-sols, implanté à la wilaya de Blida en zone sismique VI et caractérisé par un décrochement en élévation. L'étude a été menée une fois avec les deux blocs réunis sans joints (partie « A »), et une seconde fois indépendamment pour le bloc en R+4, qui cette fois-ci était séparé du second bloc par un joint (partie « B »). L'objectif de ces deux études étant d'étudier l'influence des fondations et joints dans le cas de décrochement, et de déterminer la nécessité ou pas de joints de dilatation ou de rupture.

ABSTRACT

Our final year project focuses on the study of a reinforced concrete building composed of two blocks (R+10) and (R+4), along with two basement levels. The structure is located in the Wilaya of Blida, within seismic zone VI, and is characterized by a vertical setback. The study was carried out in two phases: in the first phase (Part "A"), the two blocks were analyzed as a single structure without any separation joints. In the second phase (Part "B"), the R+4 block was studied independently, this time separated from the second block by a seismic joint. The objective of these two studies is to assess the influence of foundations and thus joints in the presence of vertical irregularities and to determine whether expansion or separation joints are necessary.

ملخص

يتعلق مشروعنا في نهاية الدراسة بدراسة مبنى من الخرسانة المسلحة، يتألف من كتلتين (R+10) + (R+4) وطابقين سفليين، يقع في ولاية البليدة في المنطقة الزلزالية VI. يتميز المبنى بقطع في الارتفاع. أجريت الدراسة مرة واحدة مع ضم الكتلتين معاً بدون فواصل (الجزء "أ")، ومرة ثانية بشكل مستقل للكتلة R+4 التي تم فصلها هذه المرة عن الكتلة الثانية بفاصلة (الجزء "ب"). كان الهدف من هاتين الدراستين هو التحقق من تأثير الأساسات و الفواصل في حالة القطع في الارتفاع، وتحديد ما إذا كانت الفواصل ضرورية في المبنى أم لا.

DEDICACES

Je dédie cet ouvrage

A la mémoire de mon défunt père, dont la force et la présence continuent de m'accompagner.

A ma chère maman, sans qui rien de cela n'aurait été possible, pour tous ses sacrifices, et son amour et soutien inconditionnels.

A ma famille, ma sœur, mon frère, pour leur soutien et encouragements.

A tous mes enseignants, pour tout le savoir qu'ils ont partagé et la curiosité qu'ils ont éveillé en moi, et dont l'engagement et les valeurs continuent à m'inspirer.

A mes chères amies, pour avoir cru en moi et m'avoir soutenu tout au long de mon cursus. Pour toute la vivacité, l'amour et la gaieté qu'elles m'apportent.

Et enfin à mon amie et binôme de projet Chahla, aux côtés de qui j'ai eu le privilège de partager cette belle expérience d'apprentissage.

FERKOUS Sonia

DEDICACES

Je dédie cet ouvrage

À mon encadrant, Monsieur Derbala pour ses précieux conseils, son constant accompagnement et la rigueur de son suivi.

À tous les enseignants du département de Génie Civil, pour leur transmission de savoir, leur dévouement et la qualité de leur enseignement.

À mes parents bien-aimés, ma mère et mon père, pour leur amour, leurs sacrifices, leurs prières et leur soutien inconditionnel.

À toute ma famille, la famille SADLI, mes frères, sœurs et les enfants de mes frères et sœurs, pour leur présence constante et leur appui moral.

À mes chers amis, pour leur fidélité, leur soutien sincère et leurs encouragements.

Aux personnes les plus chères à mon cœur : mes sœurs, Fatiha et Ihsan et Saida, pour leur tendresse et leur confiance inconditionnelles.

Et enfin, à mon amie et collègue Sonia, avec qui j'ai partagé l'effort, les défis, les moments de doute et les belles réussites de ce mémoire.

SADLI Chahla

REMERCIEMENTS

Avant toute chose, nous rendons grâce à Dieu le tout puissant et miséricordieux.

On dit qu'il n'y a point de devoir plus important que la gratitude et la reconnaissance, c'est donc avec une profonde reconnaissance que nous tenons à remercier toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à ce mémoire.

Nous sommes éternellement reconnaissantes à notre encadrant Mr.Derbala, pour son mentorat, sa disponibilité, sa rigueur, ainsi que toute l'aide qu'il nous a prodigué tout au long de cette étude.

Nous tenons à remercier également nos parents, amis et membres de famille, pour leur soutien, encouragements, et présence dans les moments les plus difficiles.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner notre humble travail.

SOMMAIRE

RESUME	2
DEDICACES	3
DEDICACES	4
REMERCIEMENTS	5
LISTE DES FIGURES	12
LISTE DES TABLEAUX	15
INTRODUCTION GENERALE	1
PLANS	2
PARTIE « A »	11
CHAPITRE I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux.....	12
I.1. Introduction :	13
I.2. Présentation du projet :	13
I.3. Site d'implantation :	14
I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	14
I.5. Conception de l'ouvrage :	15
I.5.8. Les fondations :	15
I.6. Règlements et normes utilisés :	16
I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	16
I.7.1. Le béton :	16
I.7.2. L'acier :	19
I.8. Conclusion :	20
CHAPITRE II : Prédimensionnements des éléments de l'ouvrage.....	21
II.1. Introduction :	22
II.2. Prédimensionnement des planchers :	22
II.2.1. Plancher en corps creux :	22
II.2.2. Plancher en dalle pleine :	23

II.3. Prédimensionnement des poutres :.....	24
II.3.1. Prédimensionnement des poutres principales :.....	24
II.3.2. Prédimensionnement de poutres secondaires :.....	25
II.3.3. Vérification des sections selon le RPA :.....	25
II.4. Prédimensionnement des poteaux :.....	25
II.4.1. Evaluation des charges et surcharges :.....	27
II.4.2. Descente de charges :.....	32
II.4.3. Vérification du flambement et des raideurs :.....	37
II.4.4. Vérification de l'effort normal réduit :.....	38
II.5. Prédimensionnement des voiles :.....	39
II.6. Conclusion :.....	40
CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.....	41
III.1. Introduction :.....	42
III.2. Acrotère :.....	42
III.2.1. Evaluation des charges et surcharges :.....	42
III.2.2. Détermination des efforts :.....	43
III.2.3. Calcul du ferrailage de l'acrotère :.....	44
III.2.4. Vérifications à l'ELS :.....	46
III.2.5. Vérification de l'effort tranchant :.....	48
III.3. Escaliers :.....	49
III.3.1. Définition de l'élément d'un escalier :.....	50
III.3.2. Dimensionnement de l'escalier :.....	51
III.3.3. Evaluation des charges de l'escalier :.....	52
III.3.4. Combinaisons de charges :.....	53
III.3.5. Diagrammes des efforts internes :.....	54
III.3.6. Calcul des moments en travée et sur appuis :.....	55
Quant à l'ELS :.....	55

III.3.7. Calcul du ferrailage :	55
III.3.8. Vérifications à l'ELU :	56
III.3.9. Vérifications à l'ELS :	57
III.4. Balcons :	60
III.5. Planchers :	67
III.5.1. Plancher à corps creux :	67
III.5.2. Plancher en dalle pleine :	81
III.5.3. Dalle machine :	89
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE en zone sismique	96
IV.1. Introduction :	97
IV.2. Choix de la méthode de calcul :	97
IV.2.1. Méthode statique équivalente :	97
IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :	98
IV.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	98
IV.2.4. Conclusion :	98
IV.2.5. Spectre de réponse :	99
IV.2.6. Résultante des forces sismiques de calcul :	99
IV.2.7. Calcul de la force sismique totale :	100
IV.3. Définition des paramètres de calcul :	100
IV.4. Modèle initial :	102
IV.4.1. Caractéristiques dynamiques du modèle initial :	103
IV.4.2. Vérification de la période :	103
IV.4.3. Calcul de l'action sismique horizontale :	104
IV.4.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :	104
IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étages :	105
IV.5. Modèle final :	107
IV.5.1. Caractéristiques dynamiques du modèle final :	107

IV.5.2. Vérification de la période :.....	108
IV.5.3. Calcul de l'action sismique horizontale :.....	108
IV.5.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :.....	108
IV.5.5. Vérification des déplacements inter-étages :.....	109
IV.5.6. Vérification de l'effort normal réduit :.....	110
IV.5.7. Caractéristiques dynamiques du modèle (après modification des poteaux) :.....	112
IV.5.8. Vérification de la période :.....	112
IV.5.9. Calcul de l'action sismique horizontale :.....	113
IV.5.10. Vérification de l'effort tranchant à la base :.....	113
IV.5.11. Vérification des déplacements inter-étages :.....	114
IV.5.12. Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$:.....	115
IV.5.13. Justification du coefficient de comportement global :.....	116
IV.6. Conclusion :.....	117
CHAPITRE V : ETUDE THERMIQUE de la structurE.....	118
V.1. Introduction :.....	119
V.2. Dilatation du béton :.....	119
V.3. Analyse thermique :.....	119
V.3.1. Cas n°01 : $\Delta T = +35^{\circ}C$	120
V.3.2. Cas n°02 : $\Delta T = -15^{\circ}C$	120
V.4. Comparaison des résultats :.....	120
V.5. Conclusion :.....	122
CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments résistants.....	123
VI.1. Introduction :.....	124
VI.2. Les poteaux :.....	124
VI.2.1. Calcul des poteaux de la superstructure :.....	124
VI.2.2. Calcul des poteaux de l'infrastructure :.....	133
VI.3. Les poutres :.....	136

VI.3.1. Combinaisons d'actions :	136
VI.3.2. Recommandations et exigences du RPA2024 en zone VI :	136
VI.3.3. Calcul du ferrailage :	136
VI.3.4. Vérification de la flèche :	141
VI.4. Les voiles :	143
VI.4.1. Vérification de l'effort normal réduit :	143
VI.4.2. Vérification du type de voile :	143
VI.4.3. Evaluation du diagramme des moments de calcul :	144
VI.4.4. Calcul du ferrailage :	146
VI.4.5. Vérification de la ductilité locale :	148
VI.5. Conclusion :	152
CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure	153
VII.1. Introduction :	154
VII.2. Fondations à semelles isolées :	154
VII.3. Fondations à semelles filantes :	154
VII.4. Radier :	155
VII.5. Détermination du type de fondation :	155
VII.5.1. Vérification des semelles isolées :	156
VII.5.2. Vérification des semelles filantes :	157
VII.5.3. Calcul du radier :	159
VII.6. Conclusion :	163
PARTIE « B »	164
CHAPITRE VIII : Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage	165
VIII.1. Résultats des prédimensionnements :	166
CHAPITRE IX : Etude dynamique en zone sismique	167
IX.1. Paramètres de calcul du spectre de réponse :	168
IX.2. Résultats de la modélisation :	168

IX.2.1. Modélisation initiale :.....	168
IX.2.2. Modélisation finale :.....	171
CHAPITRE X : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	175
X.1. Ferrailage des poteaux :.....	176
X.2. Ferrailage des poutres :.....	176
X.3. Ferrailage des voiles :.....	178
CHAPITRE XI : Etude de l'infrastructure.....	179
XI.1. Choix du type de fondation :.....	180
XI.2. Vérification des semelles filantes :.....	180
CHAPITRE XII : Joints de rupture et de dilatation.....	182
XII.1. Introduction :.....	183
XII.2. Joint de dilatation :.....	183
XII.3. Joint de rupture :.....	185
XII.4. Différence entre les joints de rupture et les joints de dilatation :.....	186
XII.5. Conclusion :.....	187
Remarques et constatations	188
CONCLUSION GENERALE	189
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	190
ANNEXES.....	191

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Coupe de l'ouvrage.	13
Figure I.2: Plan de masse du projet.	14
Figure I.3: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.	18
Figure I.4: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.	19
Figure II.1: Coupe d'un plancher corps creux.	22
Figure II.2: Schématisation d'une dalle pleine.	23
Figure II.3: Coupe d'un plancher terrasse accessible.	27
Figure II.4: Coupe d'un plancher terrasse inaccessible.	28
Figure II.5: Coupe d'un plancher corps creux courant.	29
Figure II.6: Coupe d'un plancher en dalle pleine.	29
Figure II.7: Coupe d'un mur extérieur.	30
Figure II.8: Coupe d'un mur intérieur.	31
Figure II.9: Surface reprise par le poteau le plus sollicité.	33
Figure II.10: Coupe en élévation d'un voile de contreventement.	39
Figure III.1: Coupe transversale de l'acrotère.	42
Figure III.2: Diagramme des efforts de l'acrotère à l'ELU.	44
Figure III.3: Disposition des armatures dans une bande de 1m.	44
Figure III.4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	49
Figure III.5: Escaliers à double quarts tournants.	50
Figure III.6: Terminologie d'un escalier.	50
Figure III.7: Dimensions des escaliers.	51
Figure III.8: Schéma statique de l'escalier.	53
Figure III.9: Diagramme des moments fléchissants à l'ELU.	54
Figure III.10: Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.	54
Figure III.11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.	54
Figure III.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.	54
Figure III.13: Ferrailage des escaliers.	60
Figure III.14 : Schématisation d'un balcon.	61
Figure III.15: Diagramme des moments fléchissants à l'ELU.	63
Figure III.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.	63
Figure III.17: Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.	63
Figure III.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.	64

Figure III.19: Ferrailage du balcon.....	67
Figure III.20 : Eléments d'un plancher à corps creux.....	68
Figure III.21: Dimensions du corps creux.....	68
Figure III.22: Dimensions de la poutrelle.....	68
Figure III.23: Schéma statique de la poutrelle continue.....	71
Figure III.24: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU.....	72
Figure III.25: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.....	72
Figure III.26: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.....	72
Figure III.27: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.....	72
Figure III.28 : Schémas de ferrailage des poutrelles.....	79
Figure III.29: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	80
Figure III.30: Schéma du panneau le plus sollicité.....	81
Figure III.31: Coupe du ferrailage pour un 1ml de dalle pleine.....	88
Figure III.32: Panneau de la dalle machine.....	89
Figure III.33: Schéma de ferrailage de la dalle machine.....	95
Figure IV.1: Modèle initial.....	102
Figure IV.2 : Modèle final.....	107
Figure VI.1: Schéma de ferrailage des poteaux de la structure.....	132
Figure VI.2:Schéma de ferrailage des poteaux des sous-sols.....	135
Figure VI.3: Arrêt de barres des poutres.....	141
Figure VI.4: Schémas de ferrailage des poutres.....	142
Figure VI.5: Diagramme et enveloppe des moments de calcul du voile.....	144
Figure VI.6: Hauteur critique du voile.....	144
Figure VI.7: Diagramme du moment de calcul du voile.....	145
Figure VI.8: Longueur L_c d'un voile avec éléments de rive.....	146
Figure VI.9: Schéma de ferrailage du voile.....	151
Figure VII.1: Semelle isolée homothétique.....	154
Figure VII.2: Semelle filante.....	155
Figure VII.3: Dalle d'un radier.....	155
Figure IX.1: Modèle initial du R+4.....	168
Figure IX.2: Modèle final du R+4.....	171
Figure X.1: Schémas de ferrailage des poteaux.....	176
Figure X.2: Schémas de ferrailage des poutres.....	177
Figure X.3: Schéma de ferrailage du voile.....	178

Figure XII.1: Joint de dilatation.	183
Figure XII.2: Joint de rupture.....	185
Figure XII.3: Joints de rupture et dilatation.	186

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1: Vérifications des coffrages des poutres suivant RPA2024.	25
Tableau II.2: Charges permanentes du plancher terrasse accessible.	28
Tableau II.3: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.	28
Tableau II.4: Charges permanentes du plancher corps creux courant.	29
Tableau II.5: Charges permanentes du plancher dalle pleine.	30
Tableau II.6: Charges permanentes du mur extérieur.	30
Tableau II.7: Charges permanentes du mur intérieur.	31
Tableau II.8: Loi de dégression des charges.	32
Tableau II.9: Vérifications des sections de poteaux.	36
Tableau II.10 : Vérification des raideurs et flambements des poteaux.	37
Tableau II.11: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.	38
Tableau II.12: Sections choisies pour les poteaux.	39
Tableau III.1: Efforts de l'acrotère.	44
Tableau III.2: Paramètres de calcul de l'acrotère à l'ELS.	48
Tableau III.3: Vérification des contraintes de l'acrotère.	48
Tableau III.4: Charges du palier.	52
Tableau III.5: Charges de la paillasse.	53
Tableau III.6: Combinaisons de charges de l'escalier.	53
Tableau III.7: Calcul des armatures de l'escalier.	55
Tableau III.8: Vérification de la condition de non-fragilité.	56
Tableau III.9: Vérification des contraintes du béton.	58
Tableau III.10: Paramètres de calcul de la flèche.	60
Tableau III.11: Charges permanentes du balcon.	62
Tableau III.12: Efforts internes du balcon.	64
Tableau III.13: Calcul des armatures du balcon.	64
Tableau III.14: Vérification de la condition de non-fragilité.	65
Tableau III.15: Vérification des contraintes du balcon à l'ELS.	66
Tableau III.16: Récapitulatif des efforts internes max des poutrelles.	73
Tableau III.17: Calcul des sections de ferrailage des poutrelles en travée.	74
Tableau III.18: Calcul des sections de ferrailage des poutrelles aux appuis.	74
Tableau III.19: Vérifications des contraintes du béton dans les poutrelles.	77
Tableau III.20: Paramètres de calcul de la flèche.	79

Tableau III.21: Moments isostatiques du panneau de dalle.....	82
Tableau III.22: Calcul des armatures longitudinales de la dalle.....	84
Tableau III.23: Vérification de la condition de non fragilité.....	85
Tableau III.24: Vérifications des contraintes du béton dans la dalle pleine.....	86
Tableau III.25: Paramètres de calcul de la flèche (sens y-y).....	88
Tableau III.26: Paramètres de calcul de la flèche (sens x-x).....	88
Tableau III.21: Moments isostatiques du panneau de dalle.....	91
Tableau III.22: Calcul des armatures longitudinales de la dalle.....	92
Tableau III.23: Vérification de la condition de non fragilité.....	93
Tableau III.24: Vérifications des contraintes du béton dans la dalle pleine.....	94
Tableau IV.1: Facteur de qualité.	102
Tableau IV.2: Périodes et participations massiques (modèle initial).	103
Tableau IV.3: Vérification des efforts tranchants à la base (modèle initial).	104
Tableau IV.4: Vérifications de non-effondrement.	105
Tableau IV.5: Vérification de limitation des dommages.....	106
Tableau IV.6 : Périodes et participation massique (modèle final).	107
Tableau IV.7: Vérification des efforts tranchants à la base (modèle final).	109
Tableau IV.8: Vérifications de non-effondrement.	109
Tableau IV.9: Vérification de limitation des dommages.....	110
Tableau IV.10: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	111
Tableau IV.11: Sections retenues pour les poteaux.....	111
Tableau IV.12: Périodes et participation massique du modèle (après modification des poteaux).....	112
Tableau IV.13: Vérification des efforts tranchants à la base (modèle n° 01).....	113
Tableau IV.14: Vérifications de non-effondrement.	114
Tableau IV.15: Vérification de limitation des dommages.....	114
Tableau IV.16: Vérification des effets de second ordre suivant le sens x-x.....	115
Tableau IV.17: Vérification des effets du second ordre suivant le sens y-y.....	116
Tableau IV.18: Justification du coefficient de comportement global de la structure.....	116
Tableau V.1: Ferrailage des poutres aux combinaisons thermiques (cas n°01).	120
Tableau V.2: Ferrailage des poutres aux combinaisons thermiques (cas n°02).	120
Tableau V.3: Ferrailage des poutres à l'ELU (1,35G+1,5Q).	121
Tableau V.4: Ferrailage des poutres sous combinaison sismique (G+0,3Q+E1).	121
Tableau V.5: Résultats des ferrailages des poutres sous différentes combinaisons.	121

Tableau VI.1: Sections de ferrailage des poteaux en situation durable (ELU).	126
Tableau VI.2: Sections de ferrailage des poteaux en situation accidentelle (combinaison sismique).....	127
Tableau VI.3: Choix des armatures longitudinales des poteaux.	128
Tableau VI.4: Vérification des poteaux à l'ELS.....	129
Tableau VI.5: Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.....	130
Tableau VI.6: Espacements maximums des barres.	131
Tableau VI.7: Choix des armatures transversales des poteaux.	132
Tableau VI.8: Ferrailage du poteau du sous-sol 2.....	134
Tableau VI.9: Ferrailages des poutres en SDT et SA.....	137
Tableau VI.10: Choix d'armatures longitudinales (poutre porteuse).....	137
Tableau VI.11: Choix d'armatures longitudinales (poutre non-porteuse).	138
Tableau VI.12: Vérification de la contrainte de cisaillement (poutres porteuses).	139
Tableau VI.13: Vérification de la contrainte de cisaillement (poutres non-porteuses).....	139
Tableau VI.14: Vérification des contraintes des poutres porteuses.....	139
Tableau VI.15: Vérification des contraintes des poutres non-porteuses.	139
Tableau VI.16: Ferrailage transversal des poutres.	140
Tableau VI.17: Vérification de la flèche des poutres.	141
Tableau VI.18: Calcul des armatures de confinement du voile.....	147
Tableau VII.1: Dimensionnement des semelles isolées.	157
Tableau VII.2: Vérification des semelles filantes croisées.....	158
Tableau VII.3: Choix de la hauteur de la nervure.	162
Tableau VII.4: Dimensions du radier.	162
Tableau VIII.1: Prédimensionnement des planchers.	166
Tableau VIII.2: Prédimensionnement des poutres.	166
Tableau VIII.3: Prédimensionnement des poteaux.....	166
Tableau VIII.4: Prédimensionnement des voiles.....	166
Tableau IX.1: Paramètres de calcul du spectre de réponse.	168
Tableau IX.2: Périodes et participation massique (modèle initial).	169
Tableau IX.3: Remarques et constatations (modèle initial).	169
Tableau IX.4: Périodes de calcul (modèle initial).	169
Tableau IX.5: Vérification de l'effort tranchant à la base (modèle initial).....	170
Tableau IX.6: Justification de non-effondrement (modèle initial).....	170
Tableau IX.7: Justification vis-à-vis de la limitation des dommages (modèle initial).....	170

Tableau IX.8: Sections des poteaux et efforts normaux réduits.....	171
Tableau IX.9: Périodes et participation massique (modèle final).	172
Tableau IX.10: Remarques et constatations (modèle final).	172
Tableau IX.11: Périodes de calcul (modèle final).	172
Tableau IX.12: Vérification de l'effort tranchant à la base (modèle final).....	173
Tableau IX.13: Justification de non-effondrement (modèle final).....	173
Tableau IX.14: Justification vis-à-vis de la limitation des dommages (modèle final).....	173
Tableau IX.15: Justification des effets du second ordre (sens x-x).....	174
Tableau IX.16: Justification des effets du second ordre (sens y-y).....	174
Tableau XI.1: Vérification des semelles filantes.....	180

INTRODUCTION GENERALE

Lorsqu'on construit, on se soucie de la stabilité de l'ouvrage, de sa longévité, de sa conformité aux règlements, et par-dessus tout : de la sécurité des futurs usagers. Et pour répondre à ces préoccupations, il est nécessaire de mener une étude approfondie de la structure avant de passer à la réalisation, et ce en prenant compte des divers paramètres tels que la nature du sol, les différentes charges appliquées, la zone du site d'implantation et la résistance des matériaux...

Par ailleurs, cette étude joue un rôle fondamental dans l'optimisation des coûts et des ressources. Une conception bien pensée permet non seulement de garantir la robustesse du bâtiment, mais aussi de réduire les surcoûts liés aux erreurs de conception, aux réparations imprévues ou aux dégradations prématurées.

C'est dans cette même logique que s'inscrit notre présent projet de fin d'étude : étudier une structure en béton armé en appliquant les principes fondamentaux du génie civil, et ce conformément aux normes et règlements en vigueur en Algérie, tout en s'assurant de sa stabilité, sécurité et durabilité.

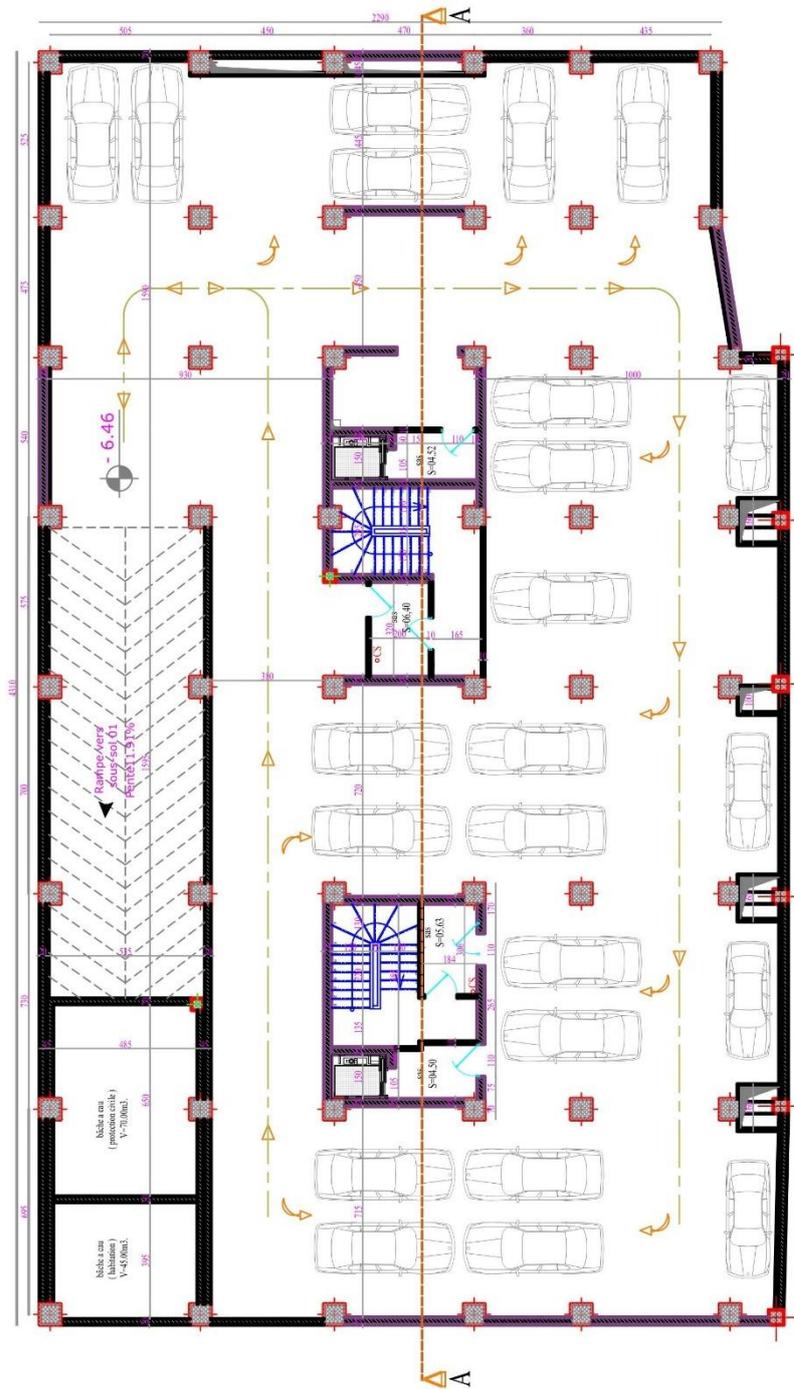
Le travail sera réparti en deux volets :

- Dans le premier volet (Partie A), nous nous intéresserons à l'étude de la structure dans son entièreté, composée de deux blocs 'A', 'B' sans joints de rupture ou de dilatation (R+10, R+4 avec 2 sous-sols).
- Dans le deuxième volet (Partie B), nous étudierons le bloc 'B' indépendamment (R+4+2 sous-sols).

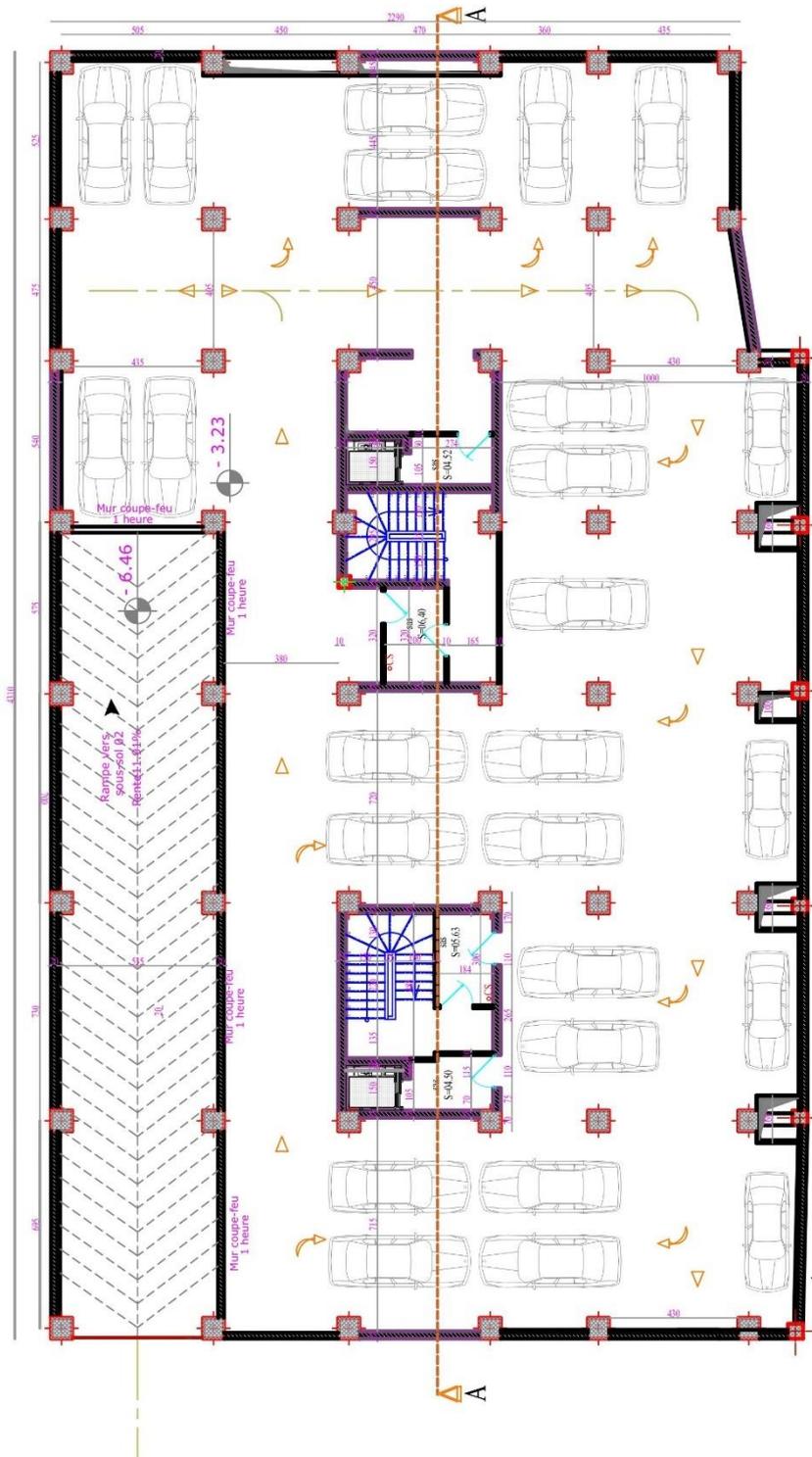
Le but étant de comparer l'infrastructure de chacun des cas, et d'en déduire par la suite la nécessité, ou dans le cas contraire non-nécessité des joints de dilatation ou de rupture.

Ainsi, ce projet nous offrira l'opportunité d'approfondir notre compréhension des principes du génie civil appliqués aux structures en béton armé, en mettant en pratique nos connaissances théoriques à travers une étude rigoureuse des deux volets cités précédemment.

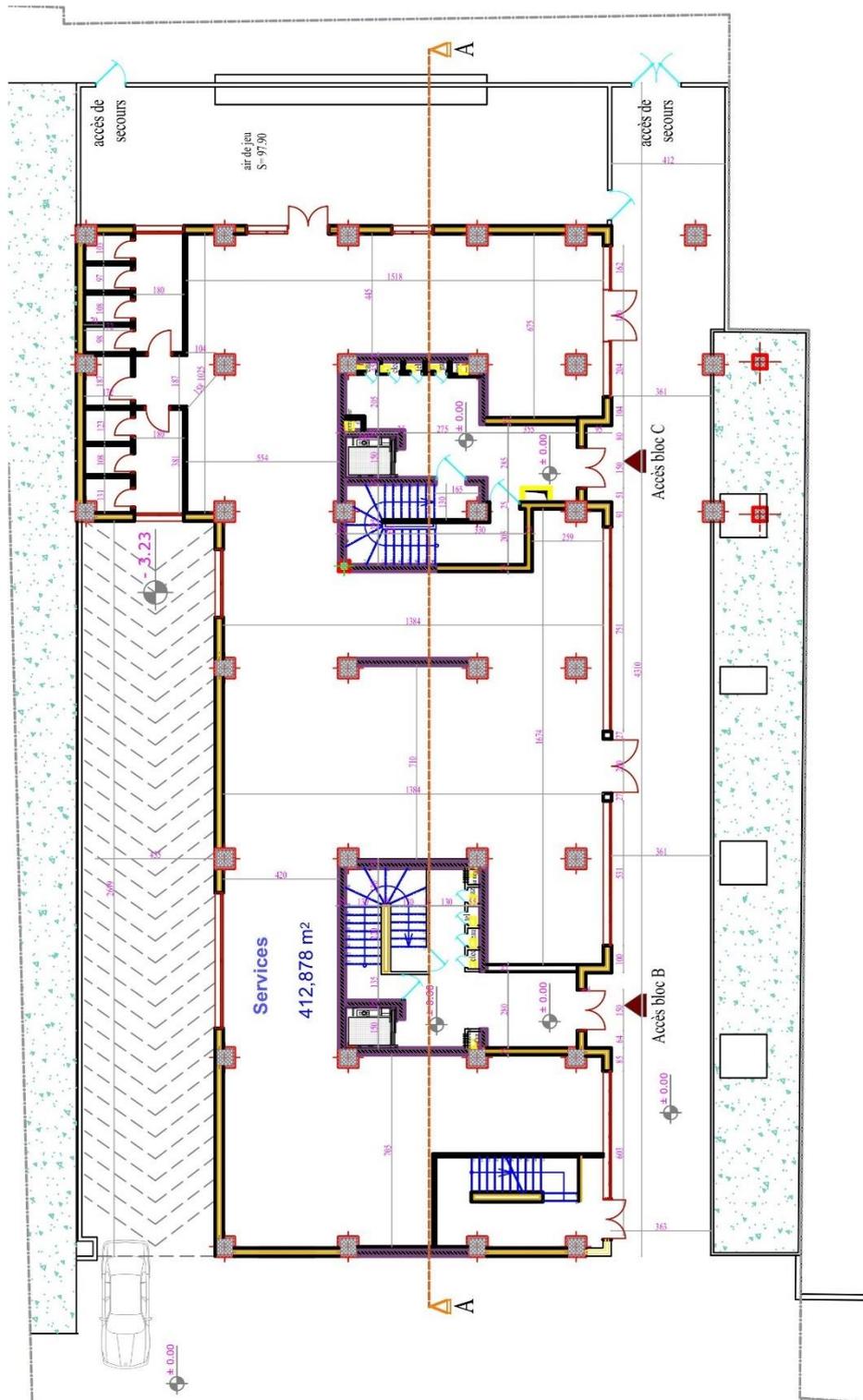
PLANS



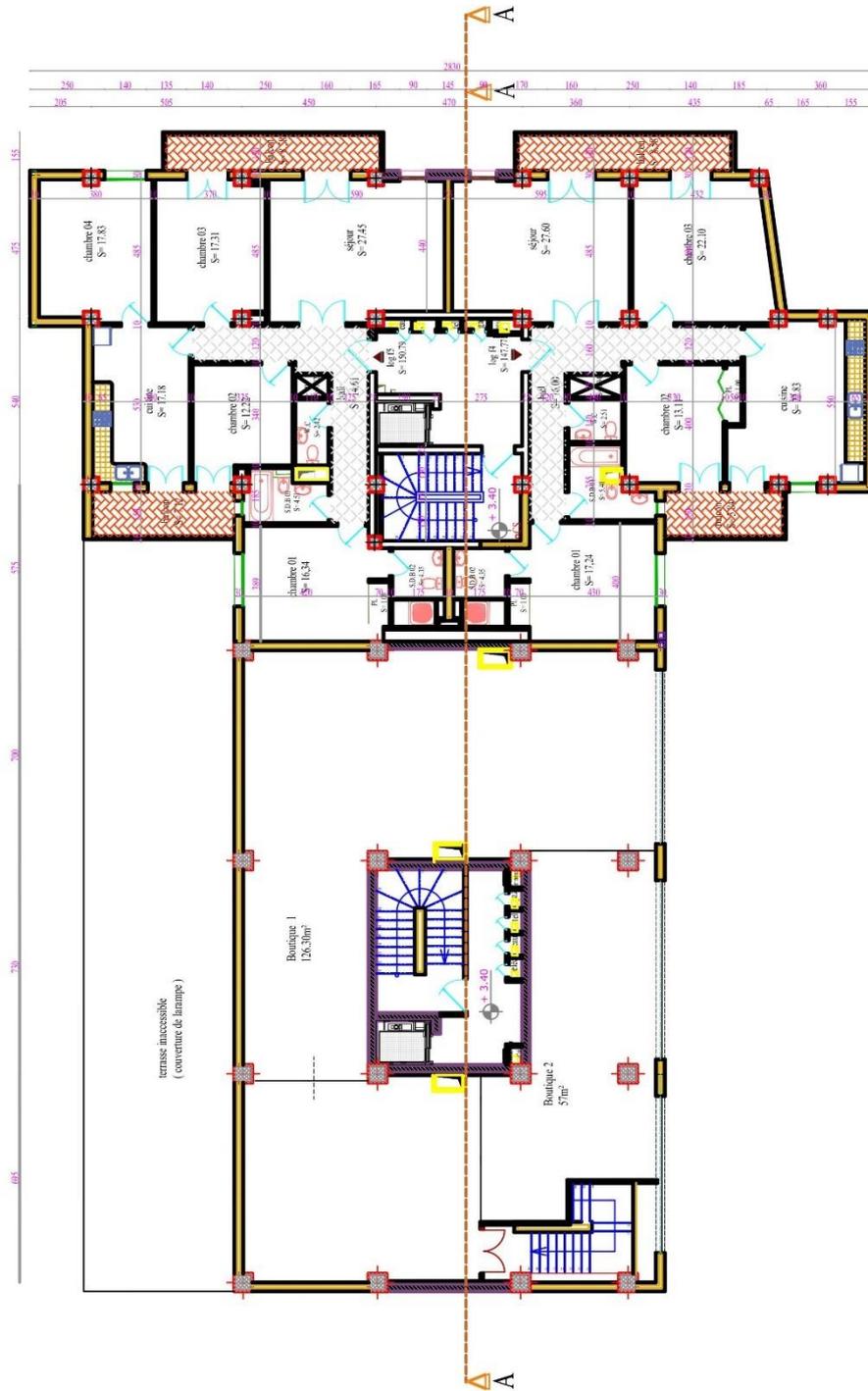
SOUS-SOL 2



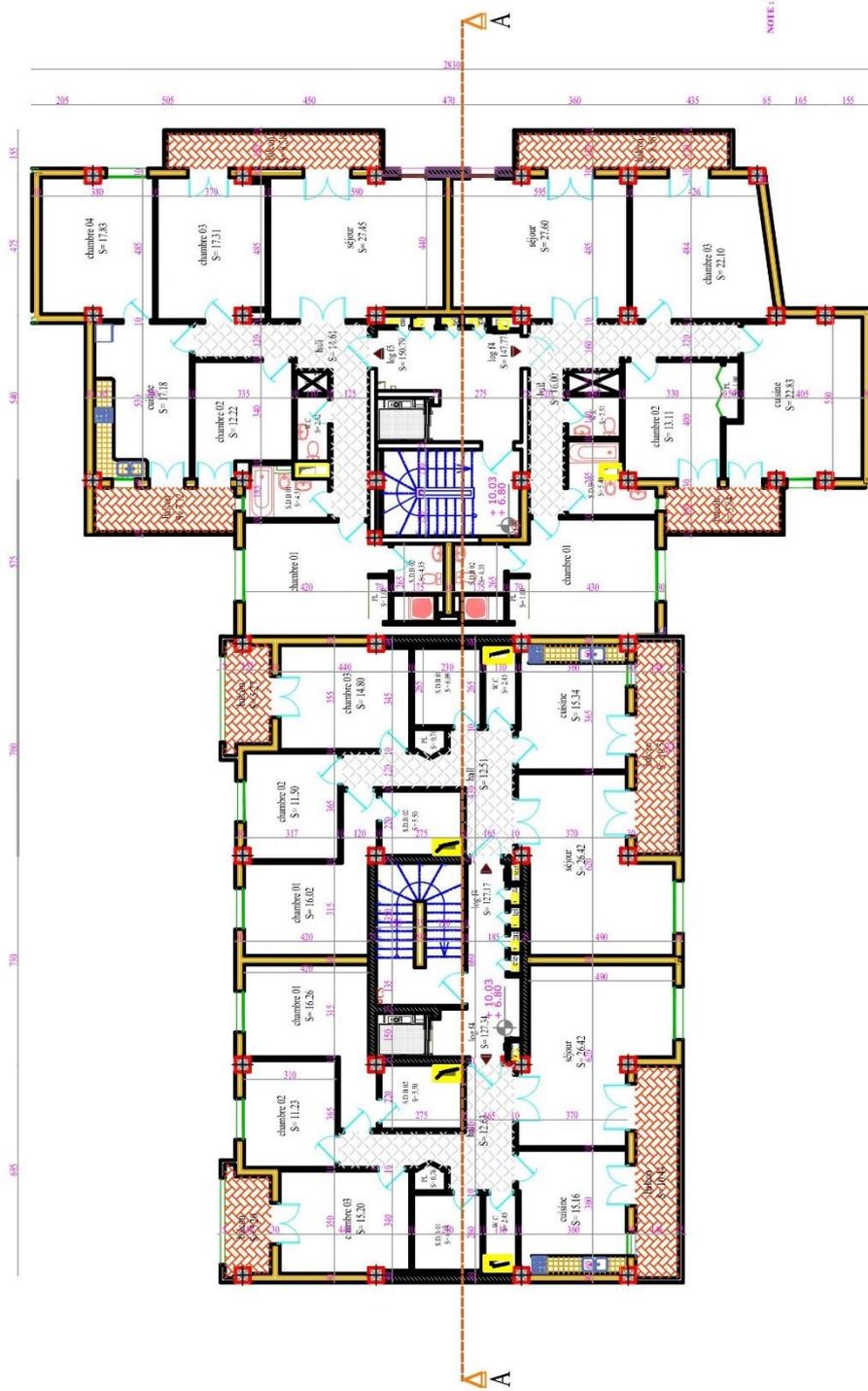
SOUS-SOL 1



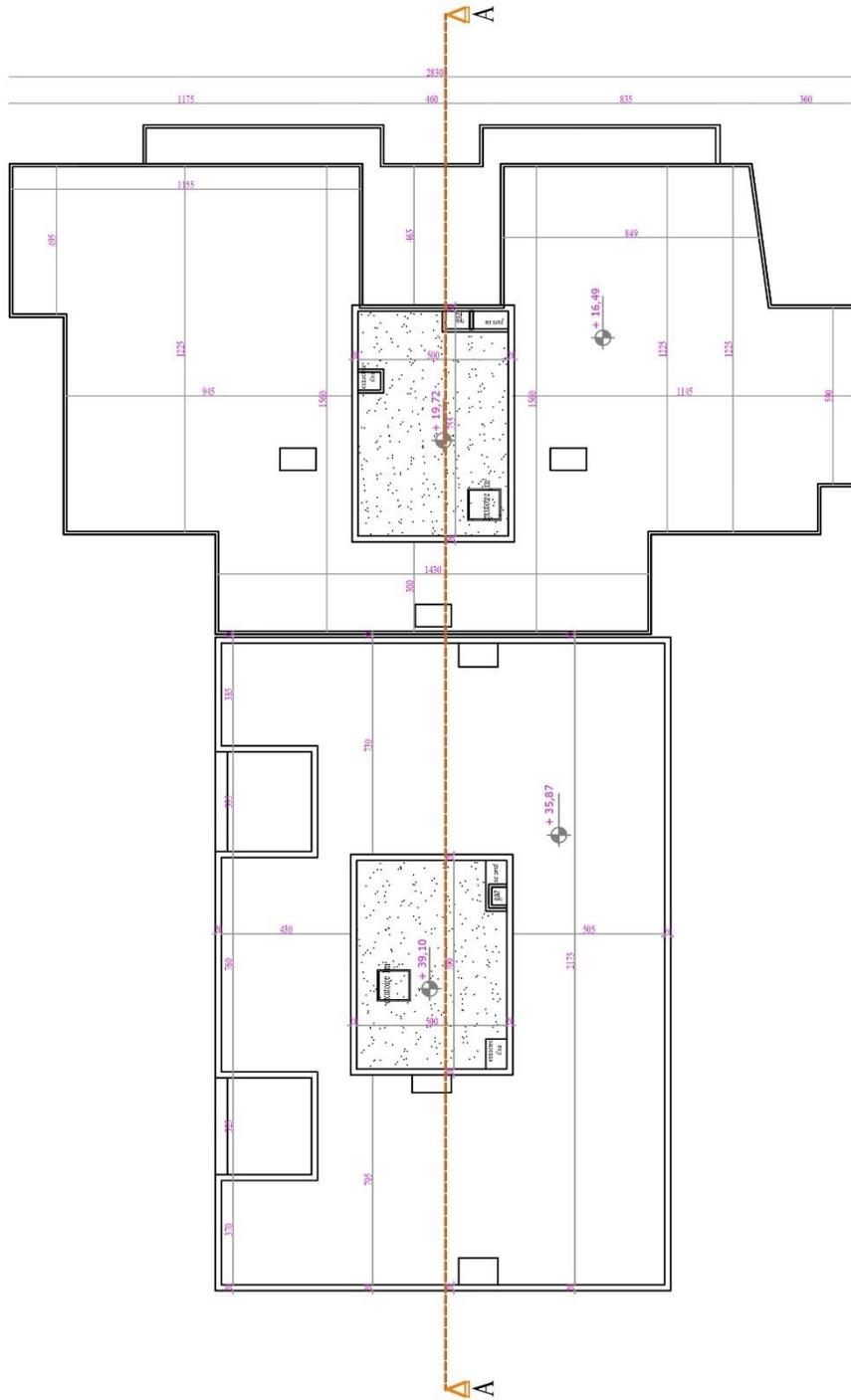
REZ-DE-CHAUSSEE



1^{ER} ETAGE



2^{ème}, 3^{ème} ET 4^{ème} ETAGE



TOITURE

PARTIE « A »

ETUDE DES DEUX BLOCS REUNIS SANS JOINTS (R+10 et R+4)

**CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET
CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.**

I.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons aborder une brève description du projet, les caractéristiques géométriques de ce dernier, ainsi que les caractéristiques des principaux matériaux employés dans ce dernier (à savoir : le béton et l'acier), et leurs propriétés.

I.2. Présentation du projet :

Le projet faisant l'objet de notre étude est un bâtiment en (R+10/R+4) + 2 sous-sols, en béton armé et à usages multiples, composé de 2 blocs séparés à l'origine par des joints (que nous avons rassemblé pour les besoins de notre étude).

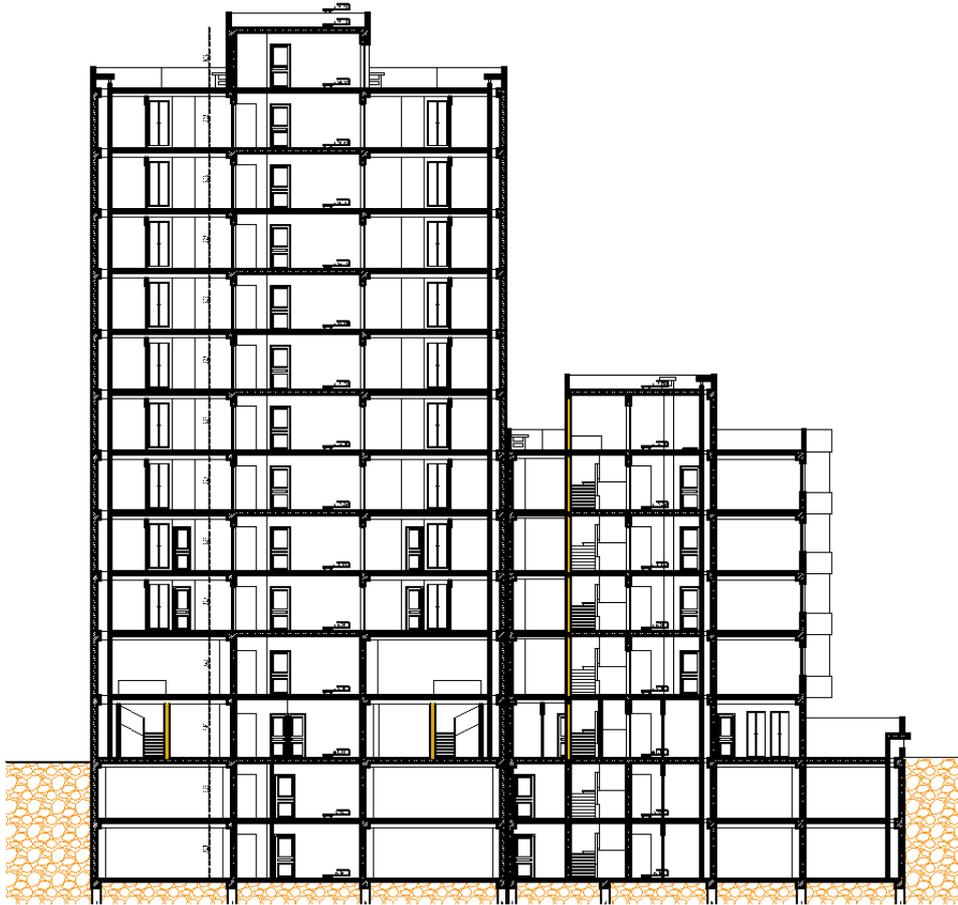


Figure I.1: Coupe de l'ouvrage.

L'ouvrage comporte des parkings en sous-sol, des locaux commerciaux au 1^{er} étage, un étage de services (RDC), des étages à usage d'habitation, une attique et une terrasse accessible privée.

D'après le règlement parasismique algérien (RPA2024) [1], l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (bâtiments d'importance moyenne).

I.3. Site d'implantation :

Le projet est implanté dans la commune de Blida, chef-lieu de la Wilaya de Blida, classée en zone VI et considérée comme étant une zone de sismicité élevée selon le règlement parasismique algérien (RPA2024). [1]

Le sol du terrain d'assise du projet est un sol meuble classé en catégorie S3 selon le RPA2024.

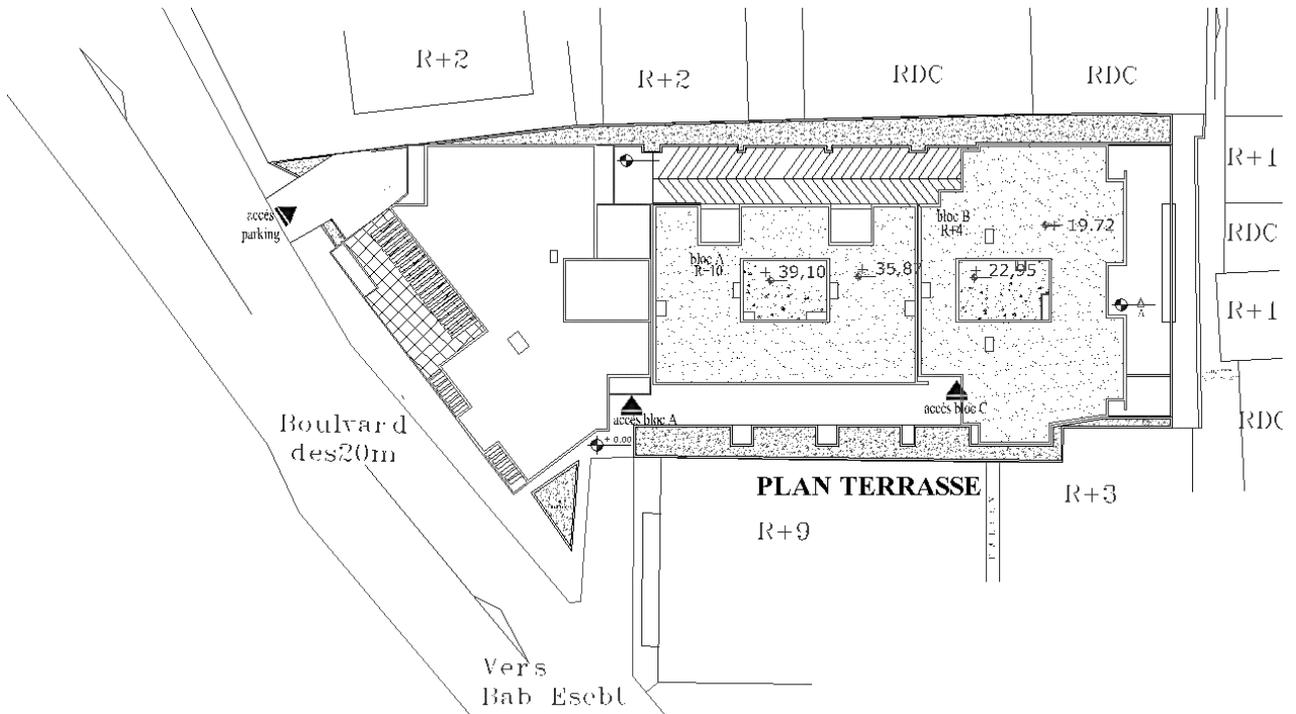


Figure I.2: Plan de masse du projet.

I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Dimensions en élévation :

Hauteur de la partie apparente (à partir du niveau +0,00m).....	39,10 m
Hauteur de la ancrée (Sous-sols).....	6,46 m
Hauteur du sous-sol.....	3,23 m
Hauteur du rez-de-chaussée et 1 ^{er} étage.....	3,40 m
Hauteur des étages courants.....	3,23 m
- Dimensions en plan :

Longueur totale.....	43,10 m
Largeur totale.....	28,10 m

I.5. Conception de l'ouvrage :**I.5.1. L'ossature :**

Elle est constituée d'ensembles poteaux-poutres dits portiques et des voiles de contreventement.

I.5.2. Les planchers :

C'est la partie de la construction constituant une plateforme horizontale rigide limitant les étages qui supporte et transmet les charges et surcharges.

Dans cet ouvrage, on opte pour :

- Des planchers en corps creux pour les étages courants.
- Des planchers en dalle pleine pour les étages comportant des locaux commerciaux ou des parkings.

I.5.3. Les poutres :

Ce sont les éléments horizontaux des portiques assurant le support ainsi que la transmission des charges et surcharges. On distingue deux types de poutres : des poutres porteuses et des poutres non-porteuses.

I.5.4. Les poteaux :

Ce sont les éléments verticaux des portiques assurant le support ainsi que la transmission des charges et surcharges aux fondations puis au sol.

I.5.5. Les voiles :

Ils s'agissent d'éléments en panneaux verticaux de contreventement en béton armé.

I.5.6. Les escaliers :

Ce sont des éléments non-structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre. Le présent projet comporte des escaliers à double quarts tournants.

I.5.7. L'ascenseur :

Le projet comporte plusieurs cages d'ascenseurs permettant d'accéder aux différents niveaux de la structure.

I.5.8. Les fondations :

Elles se trouvent au sol et permettent la transmission des charges et surcharges à ce dernier, assurant ainsi la stabilité de la structure et son ancrage dans le sol.

I.6. Règlements et normes utilisés :

Pour l'étude de notre ouvrage, on se réfère aux différentes normes et réglementations en vigueur en Algérie, à savoir :

- Règlement Parasismique Algérien R.P.A.2024.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- Document technique réglementaire charges et surcharges DTR B.C.2.2.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton DTU BAEL.91 révisée 99.

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le choix des matériaux entrant dans la composition d'une structure à grande dimension dépend d'un critère majeur qui est la résistance mécanique. Cependant, d'autres critères sont pris en considération (prévalant souvent sur le critère précédent) tel que la disponibilité des matériaux sur place, leur coût et la facilité de la mise en œuvre.

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie.

I.7.1. Le béton :

Il s'agit de l'assemblage de composants inertes (agrégats/granulats) et actifs (liants : ciment, argile) avec de l'eau et des adjuvants.

Le choix des proportions de chacun des constituants du béton en vue d'obtenir les propriétés souhaitées se nomme la formulation, et se fait par le biais de plusieurs méthodes : Bolomey, Féret, Faury et Dreux-Gorisse.

Pour un béton ordinaire, la composition classique comporte environ :

- 350 kg de ciment.
- 400 L de sable.
- 800 L de gravillons.
- 180 L d'eau de gâchage.
- Des adjuvants.

I.7.1.1. La résistance caractéristique à la compression du béton :

La résistance caractéristique à la compression du béton (à j jours d'âge) est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur, ou des

épreuves cubiques de dimensions 20x20x20cm. La valeur de la résistance à la compression à 28 jours d'âge est utilisée le plus souvent.

Pour l'étude de cet ouvrage, nous optons pour une résistance caractéristique à la compression de 25MPa : $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$.

I.7.1.2. La résistance caractéristique à la traction du béton :

Selon la réglementation, la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad [MPa]$$

Pour 28 jours, nous aurons :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

I.7.1.3. Le module de déformation longitudinale du béton :

Le module de déformation longitudinale du béton, dit module de Young, est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue ou courte durée d'application.

- Module d'élasticité instantané E_{ij} :

Ce dernier représente le module d'élasticité sous chargement accidentel :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [MPa]$$

Ce qui donne pour notre projet :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

- Module d'élasticité différé E_{vj} :

Ce dernier représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [MPa]$$

Ce qui donne pour notre projet :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

I.7.1.4. La contrainte limite de compression du béton :

D'après le règlement (article A.2.12 BAEL 91), la contrainte limite de compression du béton se calcule par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{C28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [MPa]$$

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,50$ en situation courante.
- $\gamma_b = 1,20$ en situation accidentelle.

θ : Coefficient en fonction de la durée d'application des actions.

- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,90$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

Nous aurons donc : (pour $\theta = 1$; $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$)

- En situation courante : $f_{bu} = 14,17 \approx 14,20 \text{ MPa}$
- En situation accidentelle : $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

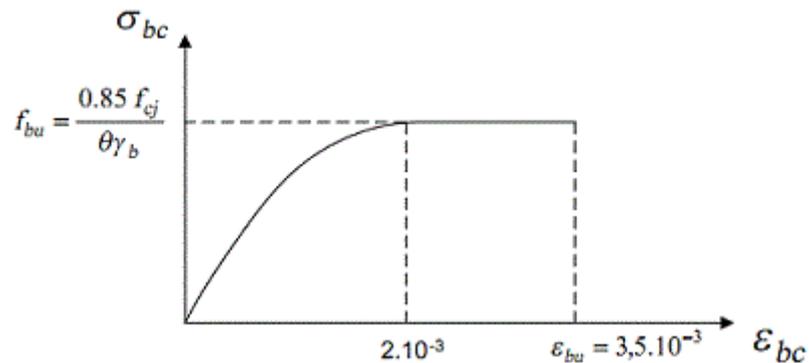


Figure I.3: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

I.7.1.5. La contrainte de service à la compression :

D'après le règlement (article A.4.5.2 BAEL 91), la contrainte de service à la compression du béton se calcule par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{C28} \quad [MPa]$$

Ce qui donne dans notre cas :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

I.7.1.6. Le coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson s'agit du rapport des déformations transversales et longitudinales, et sera pris égal à :

- $\nu = 0,2$ à l'état limite de service ELS (béton non-fissuré).
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime ELU (béton fissuré).

I.7.2. L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. Il présente une très bonne résistance à la traction et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élancements faibles, faisant de ce matériau la solution idéale pour compenser la faible résistance du béton à la traction.

Cependant, si aucune précaution n'est prise, l'acier peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, capable de subir des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de 10%).

Pour le présent projet, nous optons pour des armatures à haute adhérence (HA) : FeE500.

I.7.2.1. Le module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont caractérisés par leur module d'élasticité longitudinale. Ce module d'élasticité de l'acier est fixé à : $E_s = 2,1 \times 10^5 MPa$.

I.7.2.2. La contrainte limite de calcul pour l'acier :

A). Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

La contrainte de calcul pour l'acier à l'ELU, notée σ_s , est définie par la relation suivante :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad [MPa]$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, qui a pour valeur :

- $\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables.
- $\gamma_s = 1,00$ pour les situations accidentelles.

On aura donc dans notre cas ($f_e = 500 MPa$) :

- $\sigma_s = 435 MPa$ pour les situations durables.
- $\sigma_s = 500 MPa$ pour les situations accidentelles.

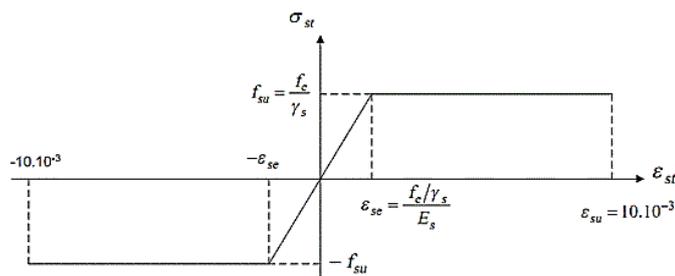


Figure I.4: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

B). Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait selon le type de fissuration :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification requise.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (\frac{2}{3} f_e ; \max(\frac{1}{2} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}))$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \bar{\sigma}_s$

η : Coefficient de fissuration tel que :

- $\eta = 1,0$ pour les aciers ronds lisses.
- $\eta = 1,3$ pour les fils dont le diamètre est inférieur à 6mm.
- $\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence.

I.7.2.3. L'enrobage des aciers :

La principale fonction de l'enrobage est d'assurer la protection des armatures à l'égard de la corrosion qui peut surgir à cause de l'agressivité du milieu extérieur. Cependant, l'enrobage doit satisfaire certaines exigences :

- $e \geq 5 \text{ cm}$ pour les éléments exposés à un milieu marin (mer, embruns, brouillard salin).
- $e \geq 3 \text{ cm}$ pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, canalisations, tuyaux...).
- $e \geq 1 \text{ cm}$ pour les parois situées dans des locaux.

I.8. Conclusion :

Ce premier chapitre a permis de présenter une vue d'ensemble du projet, en détaillant ses dimensions, sa conception et les propriétés mécaniques des matériaux utilisés, notamment le béton et l'acier. Ces éléments constituent la base technique essentielle pour les analyses et développements à venir.

**CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENTS DES
ELEMENTS DE L'OUVRAGE.**

II.1. Introduction :

Le prédimensionnement des éléments structuraux constitue une phase essentielle dans la conception des ouvrages de génie civil. Cette étape consiste à estimer les dimensions des différents éléments en fonction des charges qu'ils supporteront. Il est donc nécessaire de dimensionner au premier abord les éléments structuraux dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment. Ces prédimensionnements, comme leur nom l'indique, sont préliminaires : ils ne sont pas définitifs et peuvent être corrigés éventuellement.

II.2. Prédimensionnement des planchers :

II.2.1. Plancher en corps creux :

Le plancher en corps creux est une dalle alvéolée composée de poutrelles sur lesquelles repose le corps creux, et d'une dalle de compression.

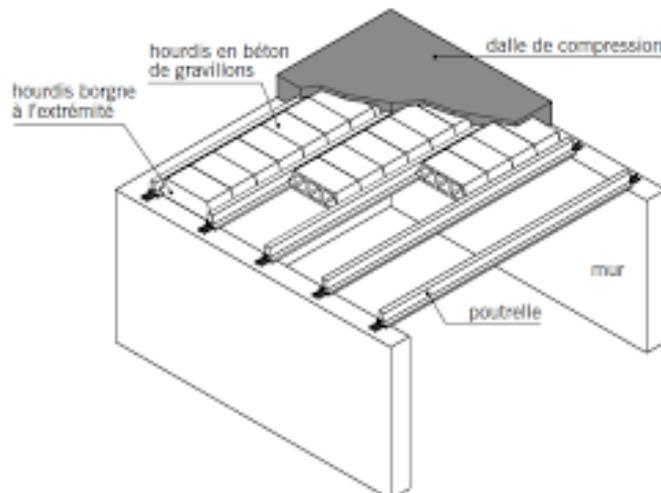


Figure II.1: Coupe d'un plancher corps creux.

Ce type de planchers sera employé pour les étages à usage d'habitation (à partir du 2^{ème} étage).

D'après l'article B.6.8.424 du BAEL 91, l'épaisseur du plancher corps creux est déterminée à travers la formule qui suit :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

L : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

Ce qui donne :

$$h_t \geq \frac{455}{22,5} = 20,22 \text{ cm}$$

Nous optons donc pour un plancher en corps creux d'une hauteur de $(20 + 5) = 25 \text{ cm}$

II.2.2. Plancher en dalle pleine :

Le plancher dalle pleine est constitué d'une épaisseur de béton armé variant entre 15 à 20 cm en moyenne, coulée sur un coffrage plat. Ce dernier sera utilisé pour les locaux ayant une charge d'exploitation importante et de grandes surfaces (parkings des sous-sols 1 et 2, services au RDC, commerces se trouvant dans le 1^{er} étage).

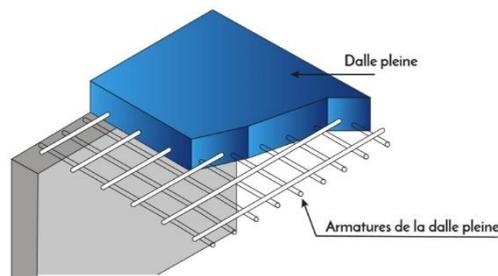


Figure II.2: Schématisation d'une dalle pleine.

L'épaisseur des dalles dépend des conditions suivantes :

II.2.2.1. Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

On retient $e = 15 \text{ cm}$

II.2.2.2. Isolation phonique :

Selon le CBA93, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale à 13cm pour garantir une bonne isolation acoustique.

On retient $e = 15 \text{ cm}$

II.2.2.3. Résistance à la flexion :

La condition à vérifier pour une dalle reposant sur trois ou quatre appuis est la suivante :

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

Avec :

L_x : la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

Ce qui donne dans notre cas :

$$\frac{575}{50} = 11,50 \text{ cm} \leq e \leq \frac{575}{40} = 14,38 \text{ cm}$$

On retient $e = 14 \text{ cm}$.

L'épaisseur finale à retenir est l'épaisseur maximale entre celles déterminées précédemment donc :

$$e = \max(15 ; 15 ; 14) = 15 \text{ cm}$$

II.3. Prédimensionnement des poutres :

Les poutres permettent le transfert des charges des planchers aux poteaux. Leur prédimensionnement, basé sur des normes telles que le BAEL91 et le RPA2024, garantit la sécurité et la stabilité structurelle, notamment face aux risques sismiques qui peuvent surgir.

Le prédimensionnement des poutres se fait à partir des lois qui suivent :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

L : la plus grande portée de la poutre entre nu des poteaux.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

II.3.1. Prédimensionnement des poutres principales :

On a : $L = 660 \text{ cm}$

Ce qui donne :

$$\frac{660}{15} = 44 \text{ cm} \leq h \leq \frac{660}{10} = 66 \text{ cm}$$

On prend donc : $h = 55 \text{ cm}$

$$0,3 \times 55 = 16,50 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 55 = 38,50 \text{ cm}$$

On prend donc : $b = 35 \text{ cm}$

II.3.2. Prédimensionnement de poutres secondaires :

On a : $L = 435 \text{ cm}$

Ce qui donne :

$$\frac{435}{15} = 29 \text{ cm} \leq h \leq \frac{435}{10} = 43,50 \text{ cm}$$

On prend donc : $h = 40 \text{ cm}$

$$0,3 \times 40 = 12 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 40 = 28 \text{ cm}$$

On prend donc : $b = 25 \text{ cm}$

II.3.3. Vérification des sections selon le RPA :

Les vérifications des sections des poutres se font selon le règlement parasismique algérien (RPA2024) en zone VI comme suit :

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 25 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4$

Tableau II.1: Vérifications des coffrages des poutres suivant RPA2024.

Conditions à vérifier	Poutre principale	Poutre secondaire	Observations
$h \geq 30 \text{ cm}$	55 cm	40 cm	Condition vérifiée
$b \geq 25 \text{ cm}$	35 cm	25 cm	Condition vérifiée
$h/b \leq 4$	$h/b = 1,57$	$h/b = 1,6$	Condition vérifiée

Les sections des poutres sont donc conformes aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA2024) et seront retenues.

- Poutres principales : $(b \times h) = (35 \times 55) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(b \times h) = (25 \times 40) \text{ cm}^2$

II.4. Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont prédimensionnés en compression simple à l'état limite de service, en sélectionnant le poteau le plus sollicité. Chaque poteau est associé à la surface du plancher

chargé lui revenant, avec une analyse de la descente de charge selon la loi de dégression des charges d'exploitation suivant le DTR BC.2.2.

La descente de charge se fera pour le poteau le plus sollicité du bloc A (R+10).

Le poteau doit être dimensionné tel que :

$$N_U = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

N_U : effort normal ultime de compression à la base du poteau ($N_U = 1,35G + 1,5Q$)

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

λ : élancement d'Euler ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$)

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : moment d'inertie de la section ($I = \frac{bh^3}{12}$)

Br : Section réduite du poteau ($Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$)

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 500 \text{ MPa}$)

A_s : section d'acier comprimé pris en compte dans le calcul ($A_s = 1\%Br$ en zone VI)

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$ en situation durable)

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$ en situation durable)

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

D'après l'article B.8.4.1 du BAEL91mod99 :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{\left(1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)\right)} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases} \quad \text{Pour } \lambda = 35 \text{ on a : } \alpha = 0,708$$

De l'équation (1) on tire la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_U}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_S f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,066N_U$$

Le minimum requis par le RPA2024 en zone VI :

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 30 \text{ cm en zone VI} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

Avec :

b_1 : largeur de la section du poteau.

h_1 : hauteur de la section du poteau.

l_{cl} : longueur libre du poteau.

Nous avons des poteaux de section carrée donc : $a = b_1 = h_1$.

II.4.1. Evaluation des charges et surcharges :

II.4.1.1. Charges permanentes :

A). Plancher terrasse accessible :

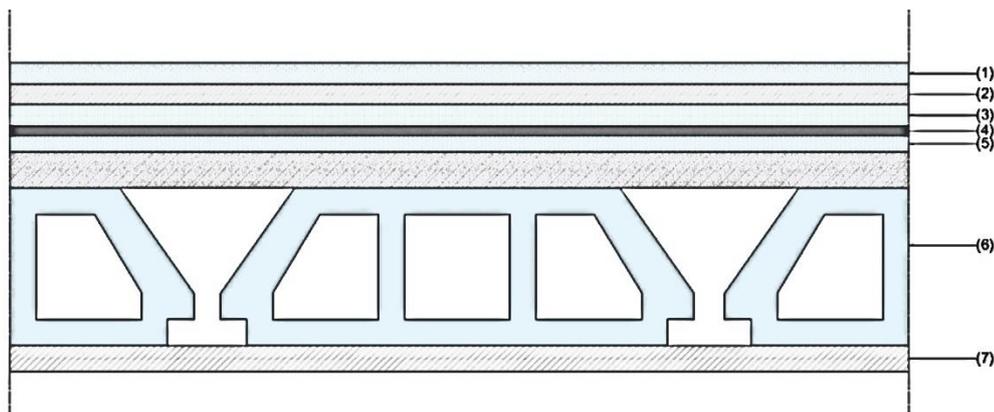


Figure II.3: Coupe d'un plancher terrasse accessible.

Tableau II.2: Charges permanentes du plancher terrasse accessible.

N°	Élément	Poids volumique γ (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,40
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Étanchéité	6	0,02	0,12
4	Forme de pente	22	0,01	0,22
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Corps creux (20+5)	14	0,25	3,5
7	Enduit en ciment	18	0,02	0,36
8	Cloison de distribution	10	0,10	1
$G_{total} = 6,16 \text{ KN/m}^2$				

B). Toiture inaccessible :

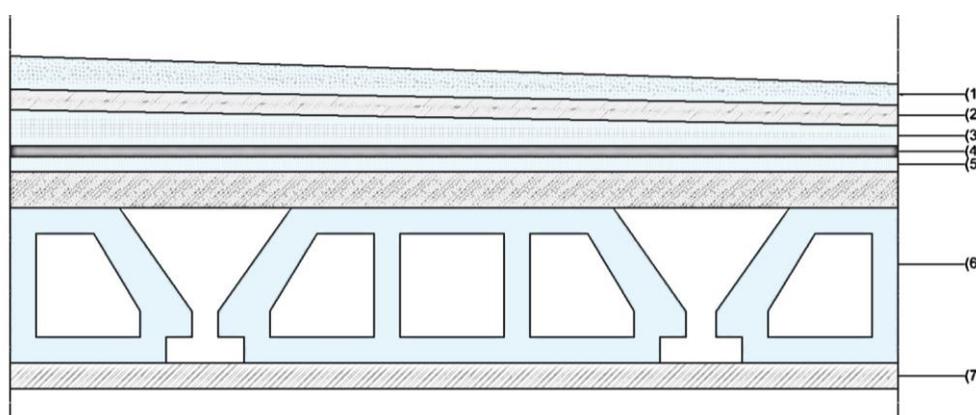


Figure II.4: Coupe d'un plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.3: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

N°	Élément	Poids volumique γ (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Couche de gravier	17	0,05	0,85
2	Étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3	Béton en forme de pente	22	0,07	1,32
4	Feuille de polyane	-	-	0,01
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Corps creux (20+5)	14	0,25	3,5
7	Enduit en ciment	18	0,02	0,36
$G_{total} = 6,32 \text{ KN/m}^2$				

C). Plancher corps creux :

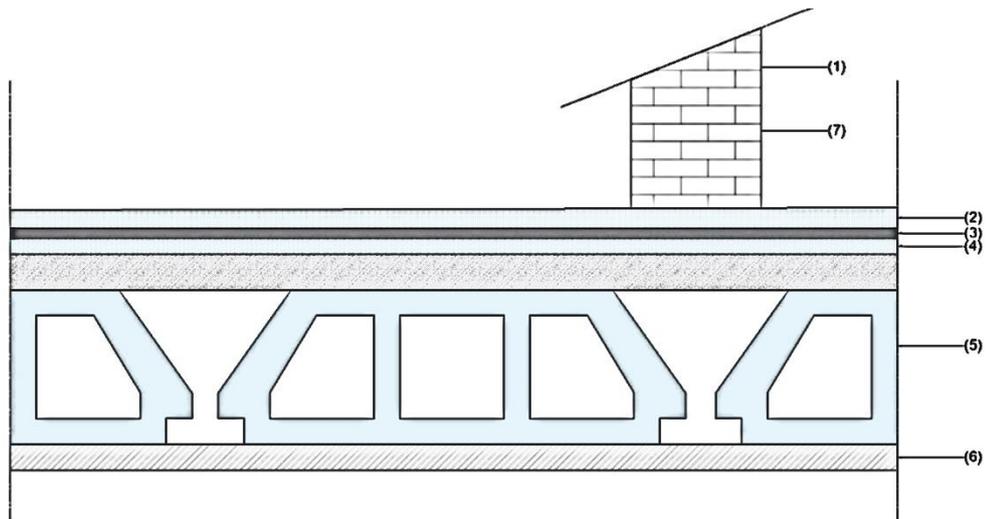


Figure II.5: Coupe d'un plancher corps creux courant.

Tableau II.4: Charges permanentes du plancher corps creux courant.

N°	Élément	Poids volumique γ (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Cloison de séparation	9	0,10	0,90
2	Carrelage scellé	22	0,02	0,44
3	Mortier de pose	10	0,02	0,20
4	Lit de sable	18	0,03	0,54
5	Corps Creux (20+5)	14	0,25	3,5
6	Enduit en ciment	18	0,02	0,36
7	Enduit pour cloison	10	2x0,02	0,40
$G_{total} = 6,34$ KN/m²				

D). Plancher dalle pleine :

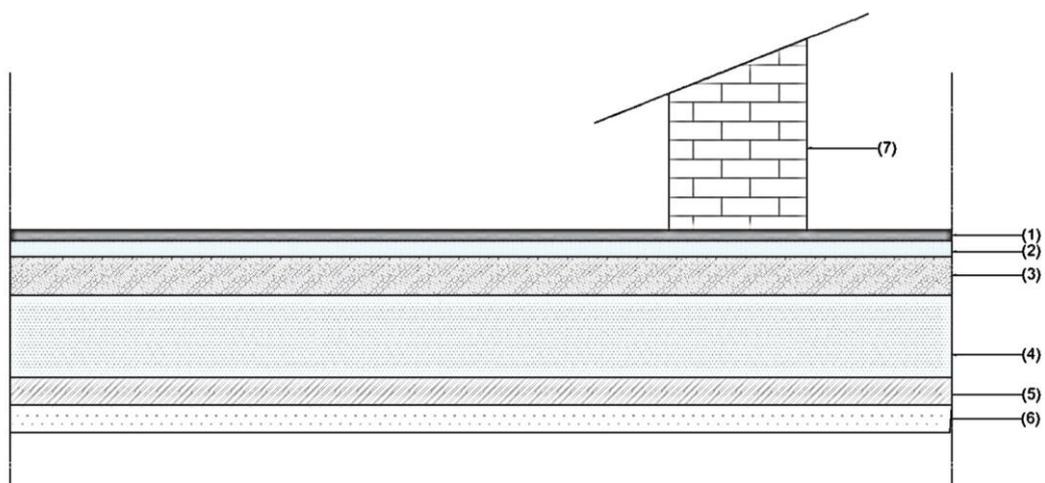


Figure II.6: Coupe d'un plancher en dalle pleine.

Tableau II.5: Charges permanentes du plancher dalle pleine.

N°	Élément	Poids volumique γ (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage scellé	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	10	0,02	0,20
3	Lit de sable	18	0,03	0,54
4	Dalle pleine	25	0,15	3,75
5	Enduit en ciment	18	0,02	0,36
6	Enduit en plâtre	10	2x0,02	2x0,20
7	Cloison en brique creuse	9	0,10	0,90
				$G_{total} = 6,59 \text{ KN/m}^2$

E). Maçonnerie :

- Mur extérieur (double cloison) :

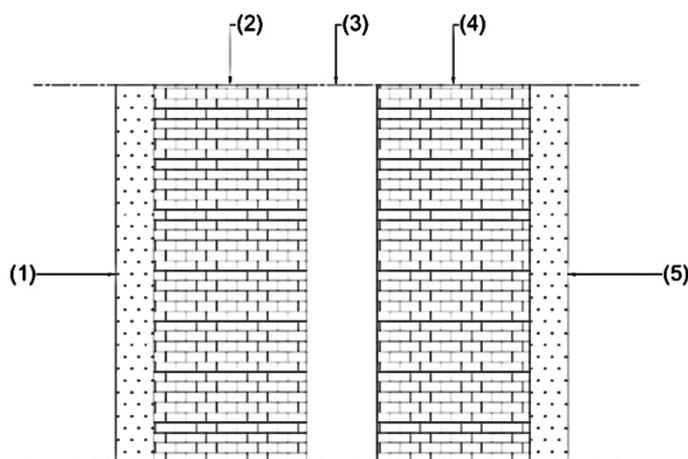


Figure II.7: Coupe d'un mur extérieur.

Tableau II.6: Charges permanentes du mur extérieur.

N°	Élément	Poids volumique γ (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	18	0,02	0,36
2	Brique creuse	9	0,10	0,90
3	Ame d'air	/	0,05	0,05
4	Brique	9	0,10	0,90
5	Enduit plâtre	10	0,02	0,20
				$G_{total} = 2,41 \text{ KN/m}^2$

- Mur intérieur :

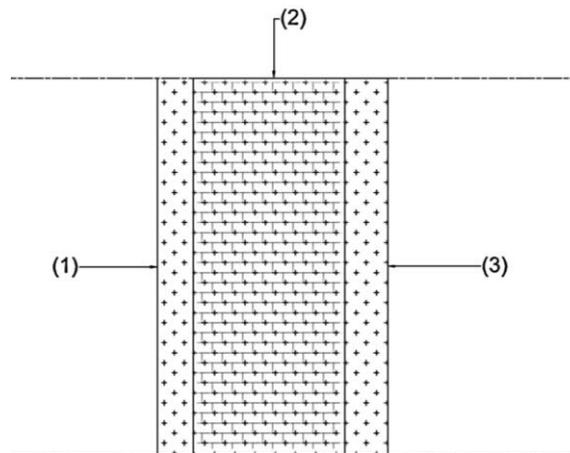


Figure II.8: Coupe d'un mur intérieur.

Tableau II.7: Charges permanentes du mur intérieur.

N°	Elément	Poids volumique γ (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	18	0,02	0,36
2	Brique creuse	9	0,10	0,90
3	Enduit en ciment	18	0,02	0,36
$G_{total} = 1,62 KN/m^2$				

II.4.1.2. Surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation correspondante à chaque élément a été déterminée à partir du DTR BC.2.2 donnant ainsi :

- Plancher terrasse accessible (accès privé)..... $Q = 1,50 KN/m^2$
- Toiture inaccessible..... $Q = 1,00 KN/m^2$
- Plancher parkings..... $Q = 2,50 KN/m^2$
- Plancher à usage commercial..... $Q = 5,00 KN/m^2$
- Plancher à usage d'habitation..... $Q = 1,50 KN/m^2$
- Plancher à usage de services..... $Q = 2,50 KN/m^2$
- Plancher balcon..... $Q = 3,50 KN/m^2$
- Escaliers..... $Q = 2,50 KN/m^2$

II.4.2. Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement de ces dernières dans la structure depuis le sommet de la structure jusqu'à l'infrastructure (fondations). Pour notre projet, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité de la structure.

II.4.2.1. Dégression des charges :

La loi de dégression, selon le DTR.B.C.2.2, s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Elle consiste à réduire les charges de chaque étage de la structure.

La dégression des charges se calcule par la formule suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

n : nombre d'étages considérés à partir du sommet.

Q_0 : surcharge d'exploitation sur la toiture ou la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : surcharges d'exploitation respectives des plancher des étages.

Tableau II.8: Loi de dégression des charges.

Niveau des planchers	Surcharges correspondantes	Somme des surcharges	\sum surcharges (kN/m ²)
Attique	Q_0	$\sum 0 = Q_0$	1,00
10 ^{ème}	Q_1	$\sum 1 = Q_0 + Q_1$	2,50
9 ^{ème}	Q_2	$\sum 2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
8 ^{ème}	Q_3	$\sum 3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
7 ^{ème}	Q_4	$\sum 4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
6 ^{ème}	Q_5	$\sum 5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5)$	7,00
5 ^{ème}	Q_6	$\sum 6 = Q_0 + 0,750(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)$	7,75
4 ^{ème}	Q_7	$\sum 7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$	8,50
3 ^{ème}	Q_8	$\sum 8 = Q_0 + 0,688(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$	9,27
2 ^{ème}	Q_9	$\sum 9 = Q_0 + 0,667(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$	10,05
1 ^{er}	Q_{10}	$\sum 10 = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10})$	13,03
RDC	Q_{11}	$\sum 11 = Q_0 + 0,636(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{11})$	14,36
Sous-sol 2	Q_{12}	$\sum 12 = Q_0 + 0,625(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{12})$	15,69
Sous-sol 1	Q_{13}	$\sum 13 = Q_0 + 0,615(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10})$	16,99

II.4.2.2. Calcul des charges revenant au poteau :

Le poteau le plus sollicité est celui dont la surface reprise est la plus importante. Dans le cas de notre projet, il s'agit du poteau suivant :

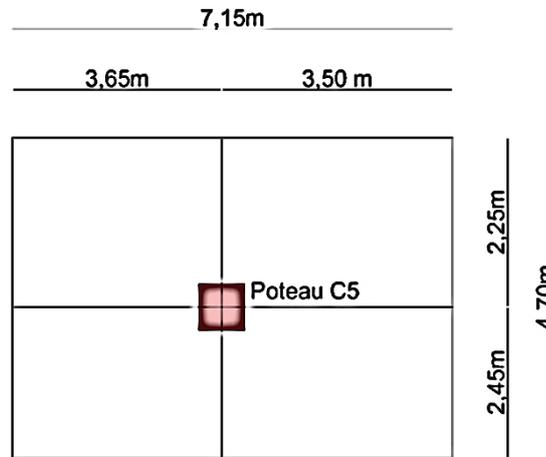


Figure II.9: Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

Le poteau le plus sollicité de la structure reprend la surface suivante :

$$S = (4,70 - 0,35) \times (7,15 - 0,25) = 30,015 \text{ m}^2$$

Poids revenant au poteau de l'attique :

- Poids de la toiture..... $6,32 \times 8,6975 = 54,97 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 18,77 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,70 \times (0,40 - 0,25) \times 0,25 \times 25 = 4,41 \text{ kN}$

Alors : $G_{att} = 78,15 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 10^{ème} étage :

- Poids du plancher terrasse accessible..... $6,16 \times 30,015 = 184,89 \text{ kN}$
- Poids propre du poteau..... $(3,23 - 0,25) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 6,71 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 18,77 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,70 \times (0,40 - 0,25) \times 0,25 \times 25 = 4,41 \text{ kN}$

Alors : $G_{10} = 292,93 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage :

- Poids du plancher corps creux..... $6,34 \times 30,015 = 190,30 \text{ kN}$
- Poids propre du poteau..... $(3,23 - 0,25) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 6,71 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 18,77 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,70 \times (0,40 - 0,25) \times 0,25 \times 25 = 4,41 \text{ kN}$

Alors : $G_9 = 513,12 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage :

- Poids du plancher corps creux..... $6,34 \times 30,015 = 190,30 \text{ kN}$
- Poids propre du poteau..... $(3,23 - 0,25) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 6,71 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 18,77 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,70 \times (0,40 - 0,25) \times 0,25 \times 25 = 4,41 \text{ kN}$

Alors : $G_8 = 733,31 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage :

- Poids du plancher corps creux..... $6,34 \times 30,015 = 190,30 \text{ kN}$
- Poids propre du poteau..... $(3,23 - 0,25) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 6,71 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 18,77 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,70 \times (0,40 - 0,25) \times 0,25 \times 25 = 4,41 \text{ kN}$

Alors : $G_7 = 953,5 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage :

- Poids du plancher corps creux..... $6,34 \times 30,015 = 190,30 \text{ kN}$
- Poids propre du poteau..... $(3,23 - 0,25) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 6,71 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 18,77 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,70 \times (0,40 - 0,25) \times 0,25 \times 25 = 4,41 \text{ kN}$

Alors : $G_6 = 1173,69 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage :

- Poids du plancher corps creux..... $6,34 \times 30,015 = 190,30 \text{ kN}$
- Poids propre du poteau..... $(3,23 - 0,25) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 6,71 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 18,77 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,70 \times (0,40 - 0,25) \times 0,25 \times 25 = 4,41 \text{ kN}$

Alors : $G_5 = 1393,88 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage :

- Poids du plancher corps creux..... $6,34 \times 30,015 = 190,30 \text{ kN}$

- Poids propre du poteau..... $(3,23 - 0,25) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 6,71 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 18,77 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,70 \times (0,40 - 0,25) \times 0,25 \times 25 = 4,41 \text{ kN}$

Alors : $G_4 = 1614,07 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage :

- Poids du plancher corps creux..... $6,34 \times 30,015 = 190,30 \text{ kN}$
- Poids propre du poteau..... $(3,23 - 0,25) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 6,71 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 18,77 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,70 \times (0,40 - 0,25) \times 0,25 \times 25 = 4,41 \text{ kN}$

Alors : $G_3 = 1834,26 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage :

- Poids du plancher corps creux..... $6,34 \times 30,015 = 190,30 \text{ kN}$
- Poids propre du poteau..... $(3,23 - 0,25) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 6,71 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 18,77 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,70 \times (0,40 - 0,25) \times 0,25 \times 25 = 4,41 \text{ kN}$

Alors : $G_2 = 2054,45 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 1^{ème} étage :

- Poids du plancher dalle pleine..... $6,59 \times 30,015 = 197,80 \text{ kN}$
- Poids propre du poteau..... $(3,40 - 0,15) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 7,31 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 25,03 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,70 \times (0,40 - 0,15) \times 0,25 \times 25 = 7,34 \text{ kN}$

Alors : $G_1 = 2291,93 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du RDC :

- Poids du plancher dalle pleine..... $6,59 \times 30,015 = 197,80 \text{ kN}$
- Poids propre du poteau..... $(3,40 - 0,15) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 7,31 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 25,03 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,70 \times (0,40 - 0,15) \times 0,25 \times 25 = 7,34 \text{ kN}$

Alors : $G_{RDC} = 2529,41 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du S.S.1 :

- Poids du plancher dalle pleine..... $6,59 \times 30,015 = 197,80 \text{ kN}$
- Poids propre du poteau..... $(3,23 - 0,15) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 6,93 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,15) \times 0,33 \times 25 = 25,03 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,70 \times (0,40 - 0,15) \times 0,25 \times 25 = 7,34 \text{ kN}$

Alors : $G_{SS1} = 2766,89 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du S.S.2 :

- Poids du plancher dalle pleine..... $6,59 \times 30,015 = 197,80 \text{ kN}$
- Poids propre du poteau..... $(3,23 - 0,15) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 6,93 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 25,03 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,70 \times (0,40 - 0,15) \times 0,25 \times 25 = 7,34 \text{ kN}$

Alors : $G_{SS2} = 3004,37 \text{ kN}$

Tableau II.9: Vérifications des sections de poteaux.

Niveau	G (kN)	Q (kN)	N_U (kN)	N_S (kN)	Br (cm^2)	a (cm)	Section choisie (cm)	Min RPA (cm)	Obs
Attique	78,15	8,70	118,55	86,85	78,24	8,87	30x30	30x30	Vérifiée
10 ^{ème}	292,93	75,04	508,02	367,97	335,29	18,33	30x30	30x30	Vérifiée
9 ^{ème}	513,12	115,56	866,05	628,68	571,59	23,93	30x30	30x30	Vérifiée
8 ^{ème}	733,31	151,58	1217,34	884,89	803,44	28,37	35x35	30x30	Vérifiée
7 ^{ème}	953,50	183,09	1561,86	1136,59	1030,83	32,13	35x35	30x30	Vérifiée
6 ^{ème}	1173,69	210,11	1899,65	1383,80	1253,77	35,43	40x40	30x30	Vérifiée
5 ^{ème}	1393,88	232,62	2230,67	1626,50	1472,24	38,39	40x40	30x30	Vérifiée
4 ^{ème}	1614,07	225,13	2516,69	1839,20	1661,02	40,78	45x45	30x30	Vérifiée
3 ^{ème}	1834,26	278,24	2893,61	2112,50	1909,78	43,72	45x45	30x30	Vérifiée
2 ^{ème}	2054,45	301,65	3225,98	2356,10	2129,15	46,16	50x50	30x30	Vérifiée
1 ^{er}	2291,93	386,60	3674,01	2678,53	2424,84	49,26	50x50	30x30	Vérifiée
RDC	2529,41	426,06	4053,79	2955,47	2675,50	51,75	55x55	30x30	Vérifiée
SS1	2766,89	465,52	4433,58	3232,41	2926,16	54,11	55x55	30x30	Vérifiée
SS2	3004,37	504,09	4812,03	3508,46	3175,94	56,38	60x60	30x30	Vérifiée

II.4.3. Vérification du flambement et des raideurs :

A). Vérification du flambement :

Le flambement d'un poteau est la déformation que subit ce dernier sous l'effet d'une charge axiale. Pour s'assurer de la résistance d'un poteau à l'égard du flambement, on doit vérifier la condition suivante :

$$a \geq \frac{l_f}{10}$$

Avec :

a : largeur de la section du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0,7l_0$).

B). Vérification des raideurs :

La raideur d'un élément (poteau ou poutre) est sa capacité à résister à la déformation sous l'effet des charges auxquelles il est soumis. On doit vérifier que les raideurs des poteaux soient supérieures à celles des poutres donc :

$$R_{poteau} \geq R_{poutre}$$

Avec :

R_{poteau} : raideur du poteau ($R_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_{poteau}}$).

R_{poutre} : raideur de la poutre ($R_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{l_{poutre}}$).

Tableau II.10 : Vérification des raideurs et flambements des poteaux.

Niveau	a (cm)	l_f = $0,7l_0$ (cm)	a $\geq \frac{l_f}{10}$	I_{poteau} (cm ⁴)	R_{poteau} (cm ³)	R_{poutre} (cm ³)	R_{poteau} $\geq R_{poutre}$	Nouvelles sections des poteaux (cm)
Attique	30x30	226,1	Oui	67500	208,98	297,74	Non	35x35
10 ^{ème}	30x30	226,1	Oui	67500	208,98	293,30	Non	35x35
9 ^{ème}	30x30	226,1	Oui	67500	208,98	370,77	Non	35x35
8 ^{ème}	30x30	226,1	Oui	67500	208,98	370,77	Non	35x35
7 ^{ème}	35x35	226,1	Oui	125052,08	387,16	370,77	Oui	35x35
6 ^{ème}	40x40	226,1	Oui	213333,33	660,47	370,77	Oui	40x40

5 ^{ème}	40x40	226,1	Oui	213333,33	660,47	462,38	Oui	40x40
4 ^{ème}	45x45	226,1	Oui	341718,75	1057,95	462,38	Oui	45x45
3 ^{ème}	45x45	226,1	Oui	341718,75	1057,95	462,38	Oui	45x45
2 ^{ème}	50x50	226,1	Oui	520833,33	1612,49	462,38	Oui	50x50
1 ^{er}	50x50	238	Oui	520833,33	1531,86	462,38	Oui	50x50
RDC	55x55	238	Oui	762552,08	2242,80	485,21	Oui	55x55
SS1	55x55	226,1	Oui	762552,08	2360,84	462,38	Oui	55x55
SS2	60x60	226,1	Oui	1080000	3343,65	462,38	Oui	60x60

Les sections sont donc retenues.

II.4.4. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante selon l'article 7.4.3 du RPA2024 :

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

Avec :

N_d : l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur la section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

Tableau II.11: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm)	B_c (cm^2)	N_d (kN)	v	$v \leq 0,35$	Section du poteau admise (cm)	$v_{\text{corrigé}}$
Attique	35x35	1225	86,85	0,028	Oui	35x35	0,028
10 ^{ème}	35x35	1225	367,97	0,120	Oui	35x35	0,120
9 ^{ème}	35x35	1225	628,68	0,205	Oui	40x40	0,157
8 ^{ème}	35x35	1225	884,89	0,289	Oui	40x40	0,221
7 ^{ème}	35x35	1225	1136,59	0,371	Non	45x45	0,225
6 ^{ème}	40x40	1600	1383,80	0,346	Oui	45x45	0,273

5 ^{ème}	40x40	1600	1626,50	0,407	Non	50x50	0,260
4 ^{ème}	45x45	2025	1839,20	0,363	Non	50x50	0,294
3 ^{ème}	45x45	2025	2112,50	0,417	Non	55x55	0,279
2 ^{ème}	50x50	2500	2356,10	0,377	Non	55x55	0,312
1 ^{er}	50x50	2500	2678,53	0,429	Non	60x60	0,298
RDC	55x55	3025	2955,47	0,391	Non	60x60	0,328
SS1	55x55	3025	3232,41	0,427	Non	65x65	0,306
SS2	60x60	3600	3508,46	0,390	Non	65x65	0,332

Les sections des poteaux retenues sont les suivantes :

Tableau II.12: Sections choisies pour les poteaux.

Niveau	Section choisie (cm)
Attique - 10 ^{ème}	35x35
9 ^{ème} - 8 ^{ème}	40x40
7 ^{ème} - 6 ^{ème}	45x45
5 ^{ème} - 4 ^{ème}	50x50
3 ^{ème} - 2 ^{ème}	55x55
1 ^{er} - RDC	60x60
SS1 - SS2	65x65

II.5. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé conçus de façon à reprendre les charges, et assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de ces dernières, notamment les séismes.

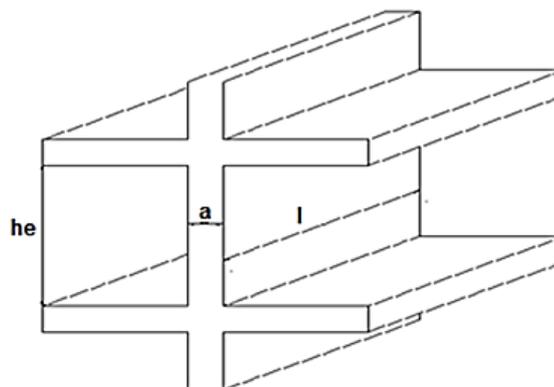


Figure II.10: Coupe en élévation d'un voile de contreventement.

On considère comme voile tous les éléments de contreventement satisfaisant la condition suivante :

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

D'après le RPA2024, l'épaisseur des voiles est déterminée comme suit :

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

h_e : Hauteur libre d'étage.

a_{min} : Epaisseur du voile.

- Pour le RDC et 1^{er} étage on aura : $h_e = 285 \text{ cm}$

Ce qui donne : $a_{min} \geq \max \left(15 \text{ cm} ; \frac{285}{20} = 14,25 \text{ cm} \right) \rightarrow a_{min} \geq 15 \text{ cm}$

On opte donc pour des voiles d'une épaisseur $a = 15 \text{ cm}$.

- Pour les étages restants on aura : $h_e = 268 \text{ cm}$

Ce qui donne : $a_{min} \geq \max \left(15 \text{ cm} ; \frac{268}{20} = 13,40 \text{ cm} \right) \rightarrow a_{min} \geq 15 \text{ cm}$

On opte donc pour des voiles d'une épaisseur $a = 15 \text{ cm}$.

II.6. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons effectué le prédimensionnement des éléments structuraux de l'ouvrage en conformité avec la réglementation en vigueur en Algérie. Les planchers, qu'ils soient à corps creux ou en dalle pleine, ont été dimensionnés en fonction des charges appliquées et des portées. Les poutres, poteaux et voiles ont également été définis en respectant les critères exigés par le RPA2024. Ces dimensions serviront de base aux calculs plus détaillés à venir, garantissant ainsi une conception optimisée et conforme aux exigences structurelles.

**CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES**

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous nous intéresserons au calcul des éléments secondaires, à savoir : les escaliers, les planchers, ainsi que l'acrotère, et ce selon les prescriptions réglementaires.

III.2. Acrotère :

L'acrotère est un élément non-structural en béton armé dont le rôle est d'assurer le relevé d'étanchéité. En effet, il permet de faire remonter verticalement sur sa face interne les isolants et revêtements d'étanchéité des terrasses.

L'acrotère est soumis à la flexion composée due à son poids propre (effort vertical), et à la main courante (effort horizontal créant un moment fléchissant à l'encastrement).

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur et 10cm de hauteur.

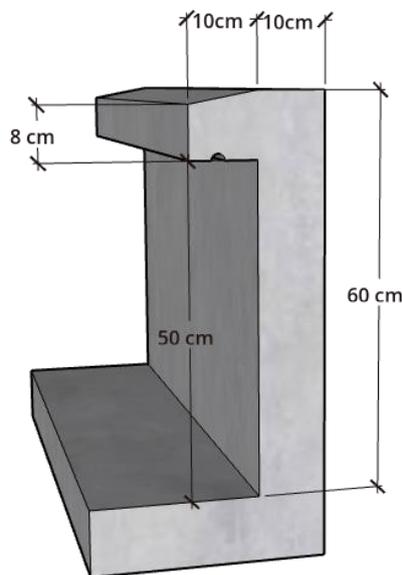


Figure III.1: Coupe transversale de l'acrotère.

III.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

A). Surcharge d'exploitation :

- $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$ (Main courante)

B). Charges permanentes :

La charge permanente de l'acrotère s'agit de son poids propre ainsi que le poids de ses revêtements.

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_{\text{béton}} \times S = 25 \times \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \left(\frac{0,1 \times 0,02}{2} \right) \right] = 1,725 \text{ kN/ml}$$

- Poids du revêtement en ciment : ($e = 2\text{cm}$, $\rho_{\text{ciment}} = 18 \text{ kN/m}^3$)

$$G = \rho_{\text{ciment}} \times e \times P = 18 \times 0,02 \times \left[0,6 + 0,5 + 0,1 \times 2 + 0,08 + \sqrt{0,1^2 + 0,02^2} \right] \\ = 0,534 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Alors : } G_{\text{tot}} = 1,725 + 0,534 = 2,259 \text{ kN/ml}$$

C). Force horizontale F_p :

La force horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone ($A = 0,30$)(Zone VI, groupe 2).

C_p : facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$)(élément en console).

W_p : poids propre de l'acrotère ($W_p = 2,259 \text{ kN/ml}$).

$$F_p = 4 \times 0,30 \times 0,8 \times 2,259 = 2,17 \text{ kN/ml}$$

Donc :

$$Q_u = \max\{1,5Q ; F_p\} = \max\{1,5 ; 2,17\} = 2,17 \text{ kN/ml}$$

Nous avons donc pour une bande de 1m de largeur :

- $G = 2,259 \text{ kN/ml}$
- $Q = 2,17 \text{ kN/ml}$

III.2.2. Détermination des efforts :

A). A l'ELU :

- Effort normal : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,259 = 3,05 \text{ kN}$
- Moment d'encastrement : $M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 2,17 \times 0,6 = 1,95 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 2,17 = 3,26 \text{ kN}$

B). A l'ELS :

- Effort normal : $N_{ser} = G = 2,259 \text{ kN}$
- Moment d'encastrement : $M_{ser} = Q \times h = 2,17 \times 0,6 = 1,30 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant : $T_{ser} = Q = 2,17 \text{ kN}$

Tableau III.1: Efforts de l'acrotère.

	ELU	ELS
Effort normal de compression	3,05 kN	2,259 kN
Moment fléchissant	1,95 kN.m	1,30 kN.m
Effort tranchant	3,26 kN	2,17 kN

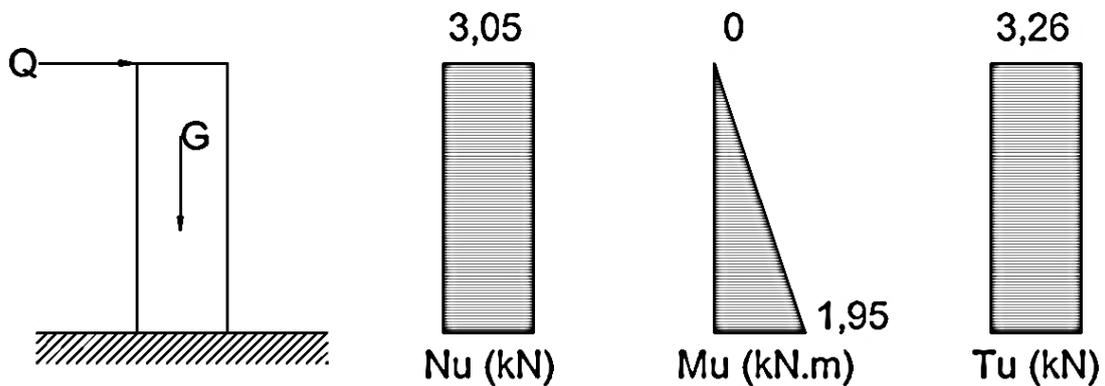


Figure III.2: Diagramme des efforts de l'acrotère à l'ELU.

III.2.3. Calcul du ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de longueur :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; c = c' = 2 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa}.$$

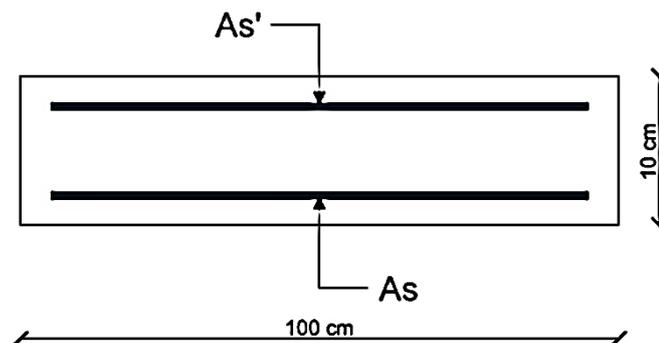


Figure III.3: Disposition des armatures dans une bande de 1m..

A). Calcul de l'excentricité e_0 :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,95}{3,05} = 0,64 \text{ m} = 64 \text{ cm}$$

B). Calcul du coefficient de remplissage Ψ_1 :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{3,05 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 14,17} = 2,15 \times 10^{-3} < 0,81$$

$$\Psi_1 = 2,15 \times 10^{-3} < 0,81 \text{ et } \Psi_1 < \frac{2}{3}$$

Alors :

$$\varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

Ce qui donne :

$$\varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 2,15 \times 10^{-3}}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 2,15 \times 10^{-3}})} = 0,167$$

C). Calcul de e_{NC} :

$$e_{NC} = \varepsilon \times h = 0,167 \times 0,1 = 0,0167 \text{ m} = 1,67 \text{ cm}$$

$$e = 64 \text{ cm} > e_{NC} = 1,67 \text{ cm} \rightarrow \text{SPC}$$

Il s'agit donc d'une section partiellement comprimée, les armatures seront calculées à la flexion simple avec un moment fictif M_f .

D). Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

Alors :

$$M_f = 1,95 + 3,05 \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 2,04 \text{ KN.m}$$

E). Calcul en flexion simple :

En flexion simple, le calcul d'une section rectangulaire se fait comme suit :

$$\triangleright \mu_u = \frac{M_f}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{2,04 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 90^2} = 0,018 < \mu_R = 0,371$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_s' \neq 0$).

- $\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}) = 0,0227$
- $Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 90(1 - 0,4 \times 0,0227) = 89,18 \text{ mm}$
- $A_{fictif} = \frac{M_f}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,04 \times 10^6}{89,18 \times \frac{500}{1,15}} \times 10^{-2} = 0,526 \text{ cm}^2$

F). Passage aux armatures réelles :

- $A'_{réel} = A'_{fictif} = 0$
 - $A_{réel} = A_{fictif} - \frac{N_u}{\alpha_s} = 52,6 - \frac{3,05 \times 10^3}{500/1,15} \times 10^{-2} = 0,46 \text{ cm}^2$
- $$\begin{cases} A'_s = 0 \\ A_s = 0,46 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Vérification de la section minimale :

Il faut vérifier la section d'armatures avec celle minimale imposée par la règle du millième ainsi que la condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23b \cdot d \cdot \frac{ft_{28}}{f_e}\right)$$

$$A_s^{min} \geq \max(1 \text{ cm}^2; 0,97 \text{ cm}^2) \rightarrow A_s^{min} = 1,00 \text{ cm}^2$$

On opte pour des armatures 4T8 = 2,01 cm² ($St = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \rightarrow St = 30 \text{ cm}$).

- Calcul des armatures de répartition :

$$A_R \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

On opte pour des armatures 4T8 = 2,01 cm² ($St = \frac{60-4}{3} = 18,67 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$).

III.2.4. Vérifications à l'ELS :

III.2.4.1. Vérifications des contraintes :

La fissuration est considérée comme étant préjudiciable, la vérification se fait selon l'organigramme de flexion composée pour les contraintes du béton et de l'acier.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 58 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm} \quad (SPC)$$

Il est d'abord nécessaire de déterminer le centre de pression de la section puis la position de l'axe neutre :

$$C = d - e_A$$

Avec :

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

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{1,3}{2,259} + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,6155 \text{ m} = 61,55 \text{ cm}$$

$$C = 9 - 61,55 = -52,55 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le BAEL99 [2], on doit résoudre l'équation en dessous pour pouvoir déterminer la position du centre de pression et celle de l'axe neutre :

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

Avec :

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

$$n = 15 \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -8271,93 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 278008,78 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue comme suit :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -6,56 \times 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-\frac{3}{p}} = -0,96 \rightarrow \varphi = 163,74^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 105,02$$

$$\text{Les solutions possibles sont : } \begin{cases} y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -104,55 \text{ cm} \\ y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 60,87 \text{ cm} \\ y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 43,68 \text{ cm} \end{cases}$$

La solution qui convient parmi les trois est celle remplissant le critère suivant :

$$0 < y_{ser} = y_c + c < d$$

On prend donc : $y_c = 60,87 \text{ cm}$ ($0 < y_{ser} = 8,32 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$)

$$\begin{cases} y_{ser} = 8,32 \text{ cm} \\ y_c = 60,87 \text{ cm} \end{cases}$$

Le moment d'inertie de la section est calculé par la formule qui suit :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 19204,61 \text{ cm}^4$$

Tableau III.2: Paramètres de calcul de l'acrotère à l'ELS.

C (cm)	y_c (cm)	y_{ser} (cm)	I (cm ⁴)	N_{ser} (kN/ml)
-52,55	60,87	8,32	19204,61	2,259

Les contraintes du béton et de l'acier sont calculées à travers les formules suivantes :

- Contraintes du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

- Contraintes de l'acier :

$$\begin{cases} \sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s & (\text{Aciers tendus}) \\ \sigma_s' = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s & (\text{Aciers comprimés}) \end{cases}$$

On considère les fissurations comme étant préjudiciables et les aciers HA ($\eta = 1,6$) donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\} = 250 \text{ MPa}$$

Nous pouvons à présent passer au calcul et vérifications des contraintes :

Tableau III.3: Vérification des contraintes de l'acrotère.

Contraintes du béton			Contraintes de l'acier			
σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Condition
0,596	15	Vérifiée	0,73	6,79	250	Vérifiée

Les contraintes sont donc vérifiées.

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant :

La vérification de l'effort tranchant s'agirait de s'assurer que la contrainte de cisaillement de

l'acrotère ne dépasse pas celle admissible : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{2,17 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,024 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement est donc vérifiée.

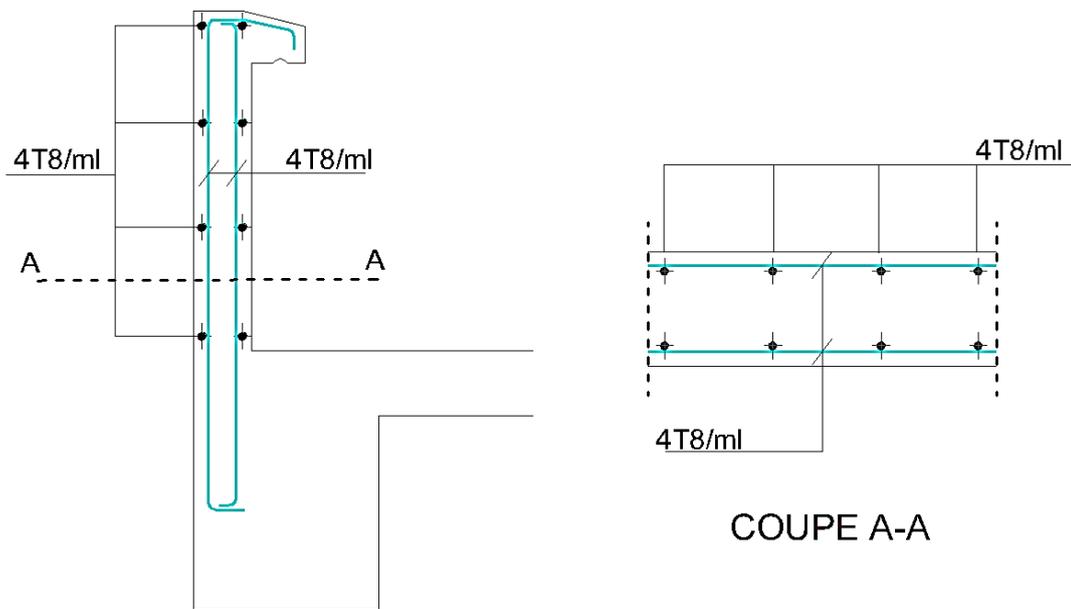


Figure III.4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Escaliers :

L'escalier est un élément secondaire de la construction, mais il a une grande importance dans la structure, il permet d'accéder d'un niveau à un autre. Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- La fissuration est peu préjudiciable (l'élément étant à l'intérieur de la structure donc à l'abri du milieu extérieur).
- Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m, et d'une hauteur égale à l'épaisseur de la paillasse.

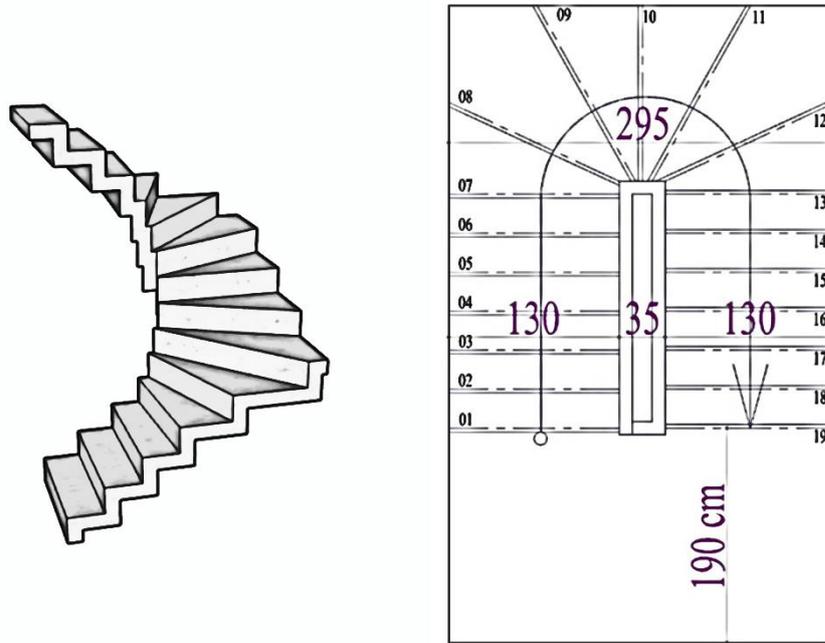


Figure III.5: Escaliers à double quarts tournants.

III.3.1. Définition de l'élément d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale des gradins constituant l'escalier, et « contremarche » la partie verticale de ces gradins.

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

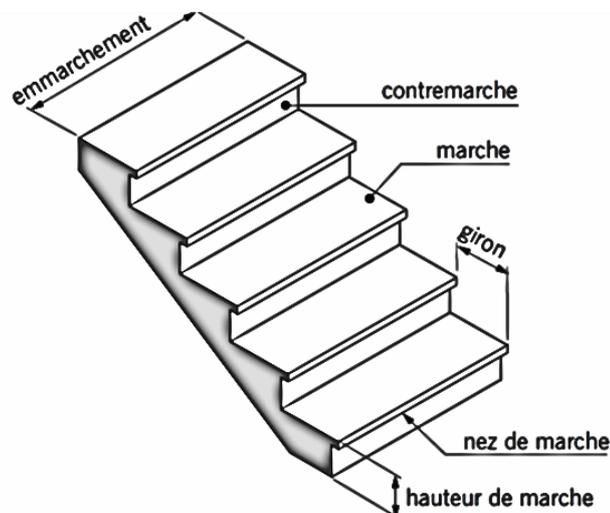


Figure III.6: Terminologie d'un escalier.

III.3.2. Dimensionnement de l'escalier :

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h + g = 64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

- $2h + g = 64$ (1)
- $n \times h = H$ (2)
- $(n - 1)g = L$ (3)

Avec :

n : Le nombre des contre marches.

$(n-1)$: Le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

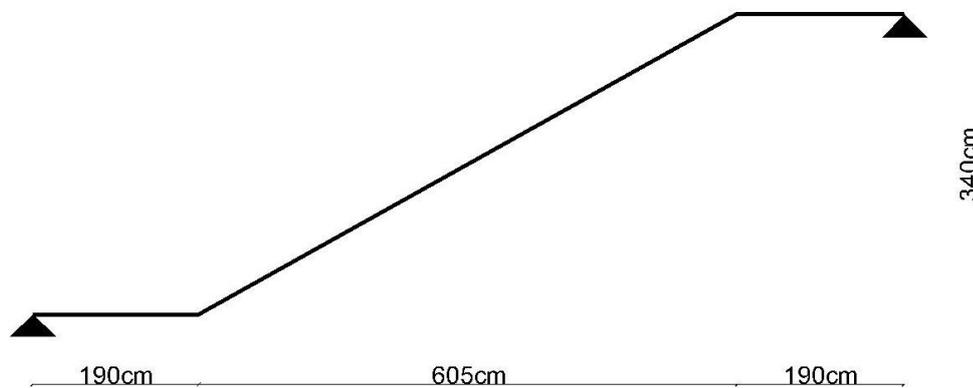


Figure III.7: Dimensions des escaliers.

Le nombre de contre marche : $n = 20$

Le nombre des marches : $n - 1 = 19$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{605}{19} = 31,84 \text{ cm} \rightarrow g = 33 \text{ cm}$$

Les vérifications de Blondel sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \text{ cm} \leq g + 2H = 61 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \\ 16 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g = 33 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Détermination de l'épaisseur des escaliers :

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

Avec :

$$l = 1,9 + 1,9 + \sqrt{6,05^2 + 3,40^2} = 10,74 \text{ m}$$

On aura donc :

$$\frac{1074}{30} \leq e \leq \frac{1074}{20}$$

$$35,80 \text{ cm} \leq e \leq 53,70 \text{ cm}$$

On prend : $e = 40 \text{ cm}$ pour la paillasse ainsi que les paliers d'arrivée et de départ.

L'angle d'inclinaison de la paillasse est :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{340}{605} \rightarrow \alpha = 29,34^\circ$$

III.3.3. Evaluation des charges de l'escalier :

A). Pour le palier :

- Charges permanentes :

Tableau III.4: Charges du palier.

Carrelage ($e = 2\text{cm}$).....	0,4 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2\text{cm}$).....	0,4 kN/m ²
Lit de sable ($e = 3\text{cm}$).....	0,54 kN/m ²
Dalle pleine($e = 25\text{cm}$).....	6,25 kN/m ²
Enduit en ciment ($e = 2\text{cm}$).....	0,36 kN/m ²
	$G_{\text{palier}} = 7,95 \text{ kN/m}^2$

- Charges d'exploitation :

$$Q_{\text{palier}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

B). Pour la paillasse :

- Charges permanentes :

Tableau III.5: Charges de la paillasse.

Poids propre de la paillasse $\frac{25 \times 0,40}{\cos 29,34^\circ}$	11,47 kN/m ²
Carrelage ($e = 2\text{cm}$).....	0,4 kN/m ²
Mortier de pose ($e = 2\text{cm}$).....	0,4 kN/m ²
Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2}$	2,125 kN/m ²
Garde corps.....	1 kN/m ²
Enduit en ciment ($e = 2\text{cm}$).....	0,36 kN/m ²
$G_{\text{paillasse}} = 15,76 \text{ kN/m}^2$	

- Charges d'exploitation :

$$Q_{\text{palier}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

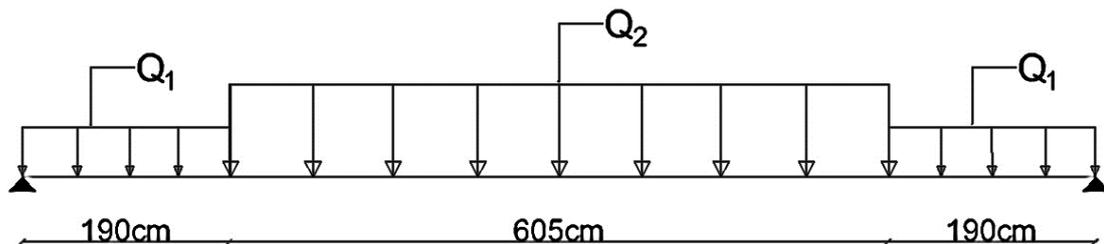
III.3.4. Combinaisons de charges :

Figure III.8: Schéma statique de l'escalier.

Les combinaisons de charges à considérer sont les suivantes :

- A l'ELU : $1,35G + 1,5Q$
- A l'ELS : $G + Q$

Tableau III.6: Combinaisons de charges de l'escalier.

Combinaisons de charges				
	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU	ELS
			Nu (kN/ml)	Ns (kN/ml)
Palier	7,95	2,5	14,48	10,45
Paillasse	15,76	2,5	25,03	18,26

III.3.5. Diagrammes des efforts internes :

Les efforts internes ont été déterminés à l'aide du logiciel ETABS, qui a permis l'obtention des diagrammes suivants :

A). Diagrammes des moments fléchissants :

- A l'ELU :

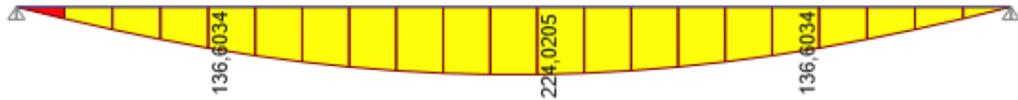


Figure III.9: Diagramme des moments fléchissants à l'ELU.

- A l'ELS :

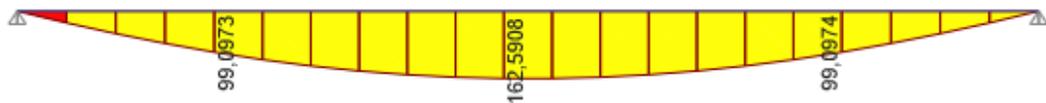


Figure III.10: Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.

B). Diagrammes des efforts tranchants :

- A l'ELU :



Figure III.11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

- A l'ELS :



Figure III.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III.3.6. Calcul des moments en travée et sur appuis :

A l'ELU nous avons :

$$M_0 = 224,02 \text{ kN.m}$$

- Sur appui : $Ma = 0,5M_0 = 0,5 \times 224,02 = 112,01 \text{ kN.m}$
- En travée : $Mt = 0,85M_0 = 0,85 \times 224,02 = 190,41 \text{ kN.m}$

Quant à l'ELS :

$$M_0 = 162,59 \text{ kN.m}$$

- Sur appui : $Ma = 0,5M_0 = 0,5 \times 162,59 = 81,30 \text{ kN.m}$
- En travée : $Mt = 0,85M_0 = 0,85 \times 162,59 = 138,20 \text{ kN.m}$

III.3.7. Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 100cm avec une hauteur h (épaisseur de la paillasse) : $(b \times h) = (100 \times 40) \text{ cm}^2$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{BC} = 14,17 \text{ MPa} ; \text{Situation durable}$$

A). Calcul des armatures longitudinales :

Tableau III.7: Calcul des armatures de l'escalier.

	M_u [kN.m]	μ	$\mu < \mu_R$	As' [cm ²]	α	Z [mm]	As /ml [cm ²]	Choix	$As^{choisie}$ /ml [cm ²]	Esp [cm]
Appui	112,01	0,060	Oui	0	0,077	348,91	7,38	7T12	7,92	15
Travée	190,41	0,104	Oui	0	0,138	340,13	12,88	9T14	13,85	10

B). Calcul des armatures de répartition :

- Sur appui :

$$\frac{As}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 \leq Ar \leq \frac{As}{2} = 3,96 \text{ cm}^2$$

On opte pour des armatures 5T10 ($Ar = 3,93 \text{ cm}^2$; $esp = 20 \text{ cm}$)

- En travée :

$$\frac{As}{4} = 3,46 \text{ cm}^2 \leq Ar \leq \frac{As}{2} = 6,93 \text{ cm}^2$$

On opte pour des armatures 5T10 ($Ar = 3,93 \text{ cm}^2$; $esp = 20 \text{ cm}$)

III.3.8. Vérifications à l'ELU :**A). Vérification de la condition de non fragilité :**

Il s'agirait de vérifier que les sections adoptées soient supérieures à la section minimale suivante :

$$As^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau III.8: Vérification de la condition de non-fragilité.

Position	f_{t28} (MPa)	f_e (MPa)	As^{min} (cm ²)	$As^{choisie}$ (cm ²)	Observations
Appui	2,1	500	3,48	7,92	Vérifiée
Travée			3,48	13,85	Vérifiée

La condition de non fragilité est donc satisfaite.

B). Vérification de la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : la contrainte de cisaillement.

T_u : effort tranchant ultime de la section.

b, d : largeur de la section et hauteur utile respectivement.

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{103,23 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0,287 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée.

C). Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Il s'agit de la vérification de l'ancrage, les armatures tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort de traction.

$$\begin{cases} T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 & \rightarrow \text{Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction} \\ T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 & \rightarrow \text{Il faut satisfaire la condition suivante : } A_s \geq \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = (103,23 \times 10^3) - \left(\frac{92,89 \times 10^6}{0,9 \times 360} \right) = -183,47 \text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont donc soumises à aucun effort de traction, signifiant aussi que l'ancrage est vérifié.

D). Vérification des armatures transversales :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} < 0,05 f_{c28}$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,287 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

La condition étant satisfaite, les armatures transversales ne sont pas nécessitées.

III.3.9. Vérifications à l'ELS :

A). Vérification des contraintes de l'acier :

Les fissurations étant peu préjudiciables, la vérifications des contraintes de l'acier n'est pas nécessaire.

B). Vérification des contraintes du béton :

On doit s'assurer que la condition ci-dessous soit satisfaite :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Pour ce faire, il faudra déterminer la position de l'axe neutre ainsi que le moment d'inertie de la section.

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

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

La paramètres de calcul sont les suivants :

$$n = 15 ; c = c' = 2 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; A'_s = 0$$

Ce qui donne les résultats suivants :

Tableau III.9: Vérification des contraintes du béton.

	M_{ser} [kN.m]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observations
Appui	81,30	7,92	0	8,14	110188,57	6,01	15	Vérifiée
Travée	138,20	13,85	0	10,33	173640,07	8,22	15	Vérifiée

Les contraintes du béton sont donc vérifiées.

C). Vérification de la flèche :

Selon le CBA93, la vérification de la flèche consiste à s'assurer que la flèche des escaliers soit

inférieure à celle admissible, à savoir : $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5$ (pour $L = 6,05m > 5m$)

Il s'agirait donc de vérifier la condition suivante : $\Delta f = f_v - f_i < f_{adm}$

Avec :

$$f_i : \text{flèche due aux charges instantanées } f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_v : \text{flèche due aux charges de longue durée. } f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Cependant, la flèche ne doit pas être calculée si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{40}{605} = 0,066 > 0,0625 \\ \frac{13,85}{100 \times 36} = 0,004 < 0,0084 \\ \frac{40}{605} = 0,006 < 0,085 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{Condition satisfaite} \\ \text{Condition satisfaite} \\ \text{Condition non satisfaite} \end{array}$$

Il est donc nécessaire de calculer la flèche :

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

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

- Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d} \end{array} \right.$$

Tableau III.10: Paramètres de calcul de la flèche.

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
138,20	13,85	0,004	277,18	5,25	2,10	0,438	586517,33	195535,40	305509,60

Donc :

$$\begin{cases} f_i = 8,04 \text{ mm} \\ f_v = 15,30 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \Delta f = f_v - f_i = 15,30 - 8,04 = 7,26 \text{ mm} = 0,73 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0,73 \text{ cm} < 0,5 + \frac{605}{1000} = 1,105 \text{ cm}$$

La flèche est donc vérifiée.

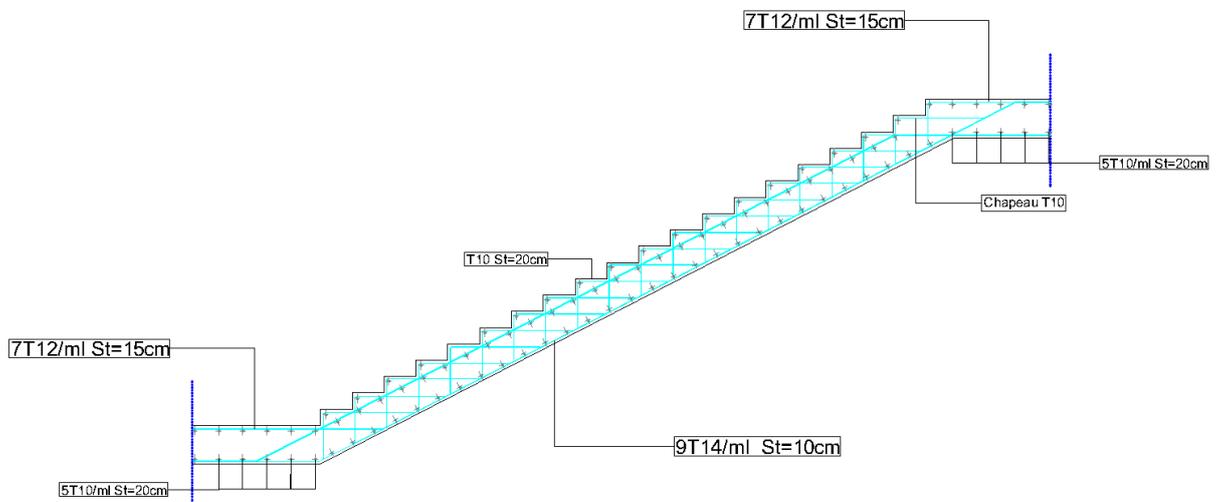


Figure III.13: Ferrailage des escaliers.

III.4. Balcons :

Un balcon est un élément de la structure conçu en dalle pleine qui dépasse de la façade de la structure, il est entouré par un garde-corps ou un mur.

Le présent projet comporte deux types de balcons : des balcons en console (encastés à une seule extrémité), et d'autres reposant sur 2 appuis.

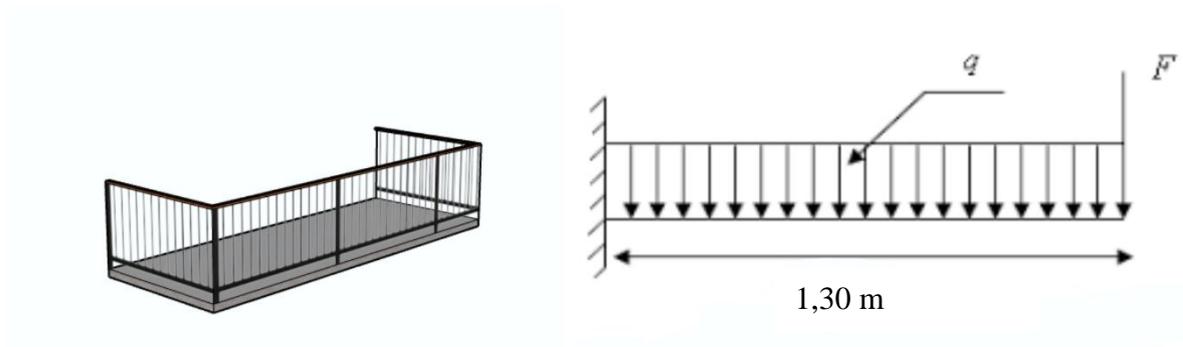


Figure III.14 : Schématisation d'un balcon.

Dans ce cas, le balcon se calcule comme une poutre console encadrée d'une extrémité et libre de l'autre, et soumise à son poids propre, sa charge d'exploitation ainsi qu'une charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.

III.4.1.1. Détermination de l'épaisseur du balcon :

❖ Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

On retient $e = 15 \text{ cm}$

❖ Isolation phonique :

Selon le CBA93, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale à 13cm pour garantir une bonne isolation acoustique.

On retient $e = 15 \text{ cm}$

❖ Résistance à la flexion :

La condition à vérifier pour une dalle reposant sur un seul appui est la suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$$

L'épaisseur finale à retenir est l'épaisseur maximale entre celles déterminées précédemment donc :

$$e = \max(15 ; 15 ; 13) = 15 \text{ cm}$$

III.4.1.2. Evaluation des charges du balcon :

Tel qu'indiqué précédemment, le balcon est soumis à : (et ce pour une bande de 1m)

- Une charge permanente (G) :

Tableau III.11: Charges permanentes du balcon.

N°	Élément	Poids volumique γ (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	15	3,75
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Lit de sable	18	0,03	0,54
4	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
				$G_{total} = 4,89 \text{ kN/m}$

- Une charge d'exploitation (Q): $Q = 3,5 \text{ kN/m}$
- Une charge concentrée (F) :

Mur extérieur : $G = 2,41 \text{ kN/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 3,23 - 0,55 = 2,68 \text{ m}$

Donc : $F = 2,41 \times 2,68 \times 1 = 6,46 \text{ kN}$

- Moment dû à la main courante : $M_{mc} = 1 \times 2,68 = 2,68 \text{ kN.m}$

III.4.1.3. Combinaisons de charges :

Les combinaisons de charges à prendre en considération sont les suivantes :

A). A l'état limite ultime ELU :

$$A \text{ l'ELU } \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ 1,35F \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q = 11,85 \text{ kN/ml} \\ 1,35F = 8,72 \text{ kN} \end{cases}$$

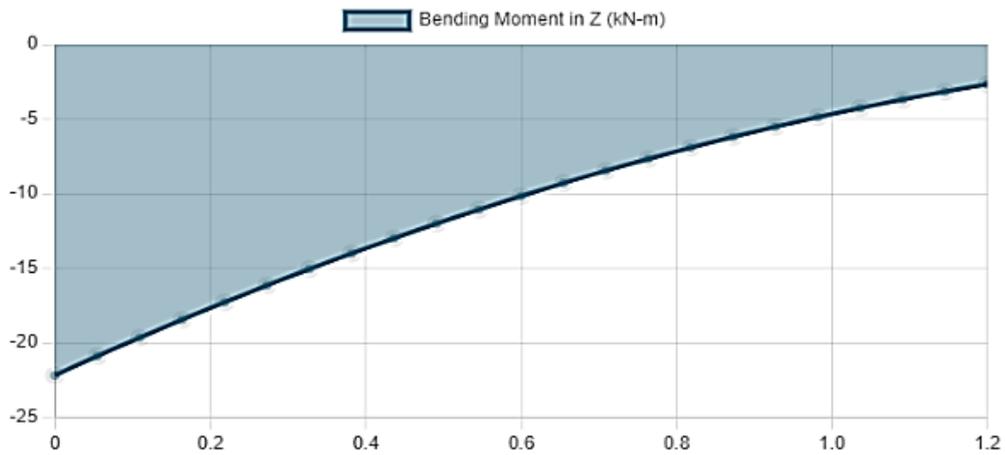
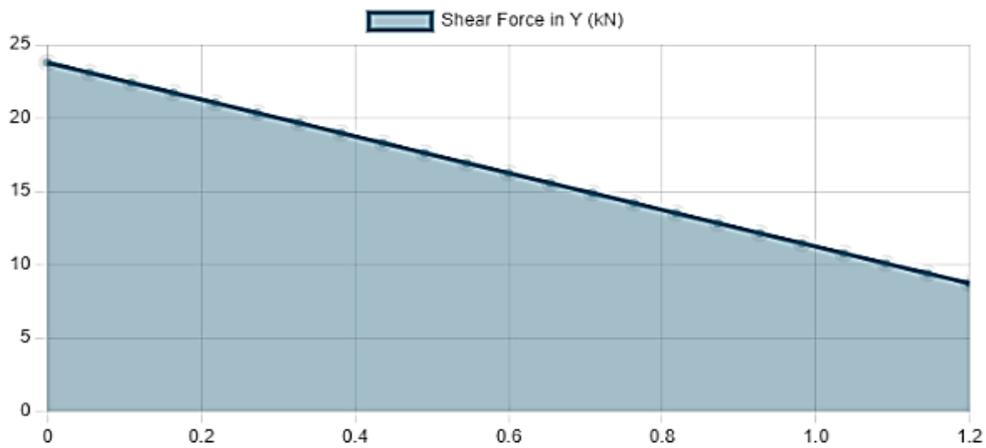
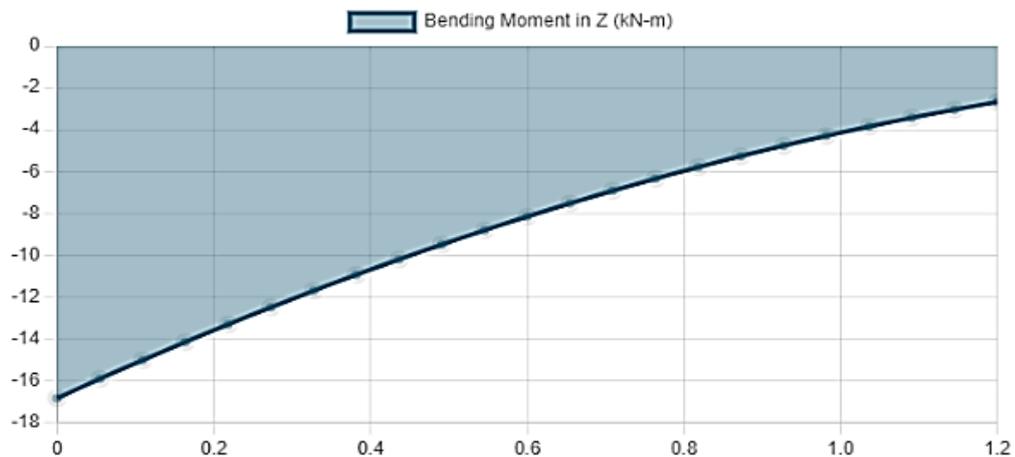
B). A l'état limite de service ELS :

$$A \text{ l'ELS } \begin{cases} G + Q \\ F \end{cases}$$

$$\begin{cases} G + Q = 8,39 \text{ kN/ml} \\ F = 6,46 \text{ kN} \end{cases}$$

III.4.1.4. Calcul des efforts internes :

Les efforts internes ainsi que leurs diagrammes ont été obtenus grâce à la méthode des tronçons de la RDM. Les valeurs des moments fléchissants et efforts tranchants max sont retenues pour le restant des calculs.

A). A l'état limite ultime ELU :*Figure III.15: Diagramme des moments fléchissants à l'ELU.**Figure III.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.***B). A l'état limite de service ELS :***Figure III.17: Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.*

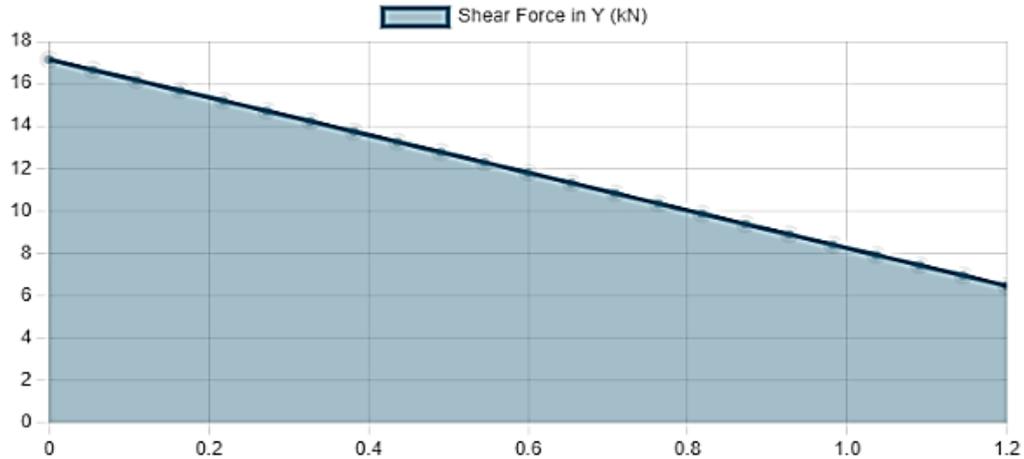


Figure III.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Tableau III.12: Efforts internes du balcon.

	ELU	ELS
Mmax (KN.m)	-22,17	-16,84
Tmax (KN)	23,77	17,14

III.4.1.5. Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 100cm avec une hauteur h (épaisseur du balcon) : $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{BC} = 14,17 \text{ MPa} ; \text{ Situation durable}$$

A). Calcul des armatures longitudinales :

Tableau III.13: Calcul des armatures du balcon.

M_u [kN.m]	μ	$\mu < \mu_R$	As' [cm ²]	α	Z [mm]	As/ml [cm ²]	Choix	$As^{Choisie}$ /ml [cm ²]	Esp [cm]
21,35	0,083	Oui	0	0,108	129,17	3,80	5T12	5,65	20

B). Calcul des armatures de répartition :

$$\frac{As}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \leq Ar \leq \frac{As}{2} = 2,825 \text{ cm}^2$$

On opte pour des armatures 4T8 ($Ar = 2,01 \text{ cm}^2$; $esp = 30 \text{ cm}$)

III.4.1.6. Vérifications à l'ELU :**A). Vérification de la condition de non fragilité :**

Il s'agirait de vérifier que les sections adoptées soient supérieures à la section minimale suivante :

$$As^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau III.14: Vérification de la condition de non-fragilité.

f_{t28} (MPa)	f_e (MPa)	As^{min} (cm ²)	$As^{choisie}$ (cm ²)	Observations
2,1	500	1,30	5,65	Vérifiée

La condition de non fragilité est donc satisfaite.

B). Vérification de la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : la contrainte de cisaillement.

T_u : effort tranchant ultime de la section.

b, d : largeur de la section et hauteur utile respectivement.

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{24,13 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,179 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée.

III.4.1.7. Vérifications à l'ELS :**A). Vérification des contraintes :**

On doit s'assurer que les conditions ci-dessous soient satisfaites :

- Pour le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Pour l'acier :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right\} = 250 \text{ MPa}$$

Pour ce faire, il faudra déterminer la position de l'axe neutre ainsi que le moment d'inertie de la section.

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

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

$$n = 15 ; c = c' = 2 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ;$$

$$d = 13,5 \text{ cm} ; A'_s = 0 ; A_s = 5,65 \text{ cm}^2$$

Ce qui donne les résultats suivants :

Tableau III.15: Vérification des contraintes du balcon à l'ELS.

M_{ser} [kN.m]	A_s [cm ²]	A'_s [cm ²]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_{bc} [MPa]	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s [MPa]	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
15,49	5,65	0	5,55	11054,87	7,77	Oui	167,10	Oui

Les contraintes du béton et de l'acier sont donc vérifiées.

B). Vérification de la flèche :

Selon le CBA93, la vérification de la flèche consiste à s'assurer que la flèche de l'élément soit inférieure à celle admissible.

Cependant, la flèche ne doit pas être calculée si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{130} = 0,115 > 0,0625 \\ \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,0042 < 0,0084 \\ \frac{15}{130} = 0,115 > 0,01 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Condition satisfaite} \\ \text{Condition satisfaite} \\ \text{Condition satisfaite} \end{array}$$

Il est donc nullement nécessaire de calculer la flèche.

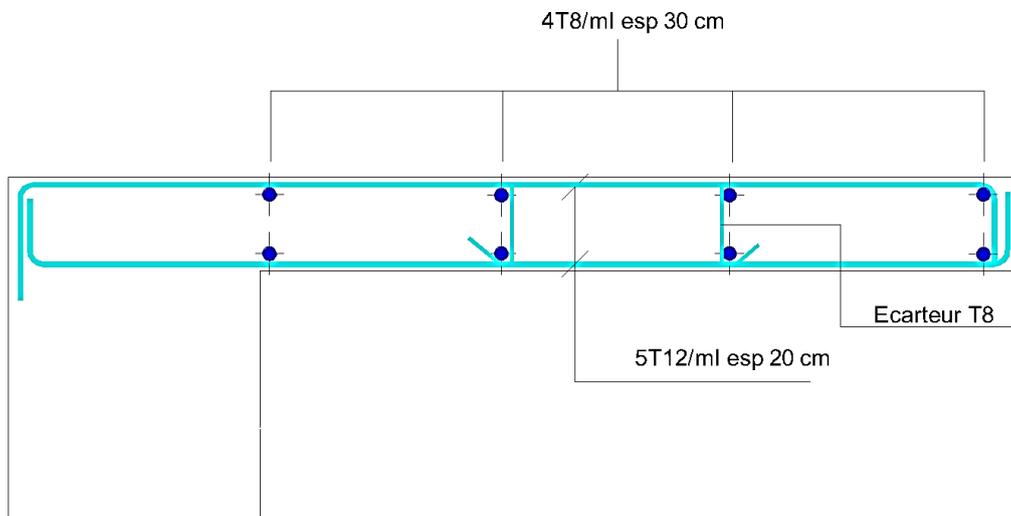


Figure III.19: Ferrailage du balcon.

III.5. Planchers :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux séparant les divers étages de la structure, et permettant la répartition des charges et surcharges ainsi que l'acheminement de ces dernières vers les poutres.

III.5.1. Plancher à corps creux :

Un plancher à corps creux, comme son nom l'indique, comporte des corps creux (ou entrevous) qui sont des éléments de remplissage, ainsi que des éléments porteurs dits « poutrelles » et une dalle de compression recouvrant les éléments précédents.

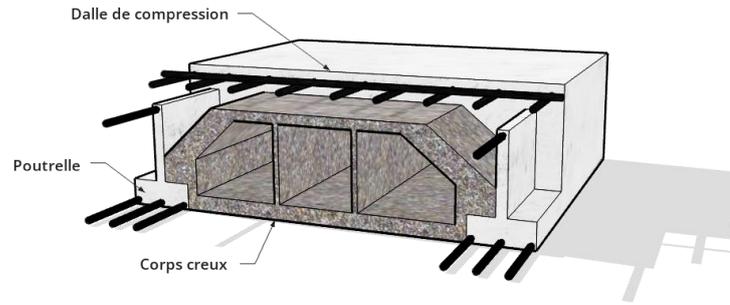


Figure III.20 : Eléments d'un plancher à corps creux

Les dimensions du plancher à corps creux ont été déterminées préalablement lors des prédimensionnements (voir chapitre II). Nous avons opté pour un plancher de dimension 20+5 cm, le corps creux ayant les dimensions suivantes :

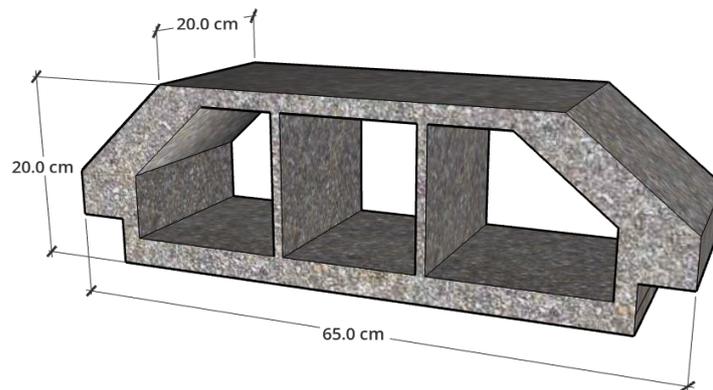


Figure III.21 : Dimensions du corps creux.

Les dimensions des poutrelles sont alors fixées comme suit :

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

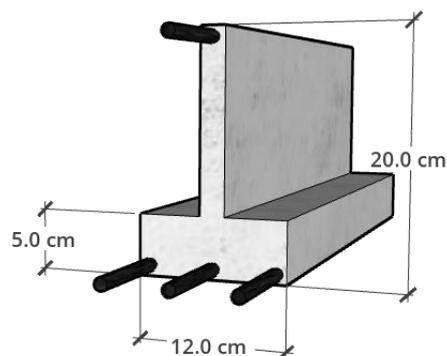


Figure III.22 : Dimensions de la poutrelle.

III.5.1.1. Etude des poutrelles :**A). Méthodes de calcul :**

Pour leur calcul, les poutrelles sont assimilées à des poutres continues et sont calculées en flexion simple en tenant compte des charges permanentes et variables ainsi que les portées. Cependant il existe plusieurs méthodes permettant d'évaluer les efforts internes (moments fléchissants et efforts tranchants) des poutrelles :

- **La méthode forfaitaire :**

Cette méthode consiste à appliquer des coefficients forfaitaires aux appuis et travées pour déterminer les différents moments fléchissants de la poutrelle. Son application dépend de certaines conditions relatives aux charges, portées, sections et type de fissurations.

- **La méthode de Caquot :**

Elle consiste à évaluer les moments aux appuis d'une poutre continue en ne considérant que les travées situées de part et d'autre de l'appui pour déterminer par la suite les moments en travées. Il s'agit donc d'une approche de continuité simplifiée, où la poutrelle est considérée comme une succession de poutres à deux travées.

La méthode de Caquot s'applique au calcul des poutres continues portant des planchers soumis à des charges d'exploitation élevées, comme ceux des bâtiments industriels ou des entrepôts, mais elle peut aussi être utilisée, avec minoration, dans le cas de planchers à faibles charges lorsque la méthode forfaitaire n'est pas adaptée.

- **La méthode des éléments finis (MEF) :**

La méthode des éléments finis s'appuie sur la discrétisation de la poutre en un ensemble de petits éléments reliés entre eux par des nœuds, dans des logiciels adaptés tel que l'ETABS ou le SAP2000 pour déterminer les efforts internes de la poutre. Cette méthode s'applique pour tous les cas, son usage n'étant pas conditionné par des critères d'application.

Pour le présent projet, nous choisissons la méthode MEF afin de déterminer les efforts internes de la poutrelle continue et ce à l'aide du logiciel ETABS.21.

B). 1^{ère} étape (avant le coulage de la table) :

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids de l'entrevous (corps creux), ainsi que la charge de l'ouvrier (1 kN/m²).

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**• **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... $PP = S \times \rho_{BA} = 0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux..... $P_{cc} = S \times \rho_b = 0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

$$G_{totale} = PP + P_{cc} = 1,97 \text{ kN/ml}$$

• **Charges d'exploitation :**

Poids de l'ouvrier..... $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

Ce qui donne les combinaisons de charges suivantes :

• **A l'état limite ultime ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(1,97) + 1,5(0,65) = 3,63 \text{ kN/ml}$$

• **A l'état limite de service ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 1,97 + 0,65 = 2,62 \text{ kN/ml}$$

❖ **Calcul des moments :**

Il est à présent possible de calculer les moments :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{3,63 \times 4,55^2}{8} = 9,39 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = \frac{2,62 \times 4,55^2}{8} = 6,78 \text{ kN.m}$$

Avec :

L : longueur de la travée la plus défavorable (la plus longue).

❖ **Calcul du ferrailage :**

La poutre étant sollicitée à la flexion simple, le calcul du ferrailage se fait à l'ELU suivant l'organigramme de flexion simple (retrouvé en annexe).

$$b = 12 \text{ cm} ; h = 5 \text{ cm} ; d = 4,5 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$M_u = 9,39 \text{ kN.m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \text{Situation durable}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,39 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 14,17} = 2,73 > \mu_r = 0,371 \rightarrow A'_s \neq 0$$

Les armatures de compression s'avèrent donc nécessaires. Cependant, la poutrelle étant de faible section (hauteur très petite), il est impossible de disposer ces armatures.

Des étais intermédiaires sont alors employés en vue d'aider les poutrelles à supporter les charges qui leur sont soumises avant le coulage de la table.

C). 2^{ème} étape (après le coulage de la table) :

Lors de cette étape, on procède au calcul en considérant la poutrelle comme une poutre continue de section en T.

❖ Evaluation des charges et surcharges :

Le plancher le plus défavorable est celui comportant des habitations (plancher courant) :

- **Charges permanentes :** $G = 6,34 \times 0,65 = 4,121 \text{ kN/ml}$
- **Charges d'exploitation :** $Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$

Ce qui donne les combinaisons de charges suivantes :

- **A l'état limite ultime ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(4,121) + 1,5(0,975) = 7,03 \text{ kN/ml}$$

- **A l'état limite de service ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 4,121 + 0,975 = 5,07 \text{ kN/ml}$$

❖ Diagrammes des efforts internes :

La poutrelle continue étudiée est celle constituant le cas le plus défavorable, elle comporte 7 travées dont une en porte-à-faux.

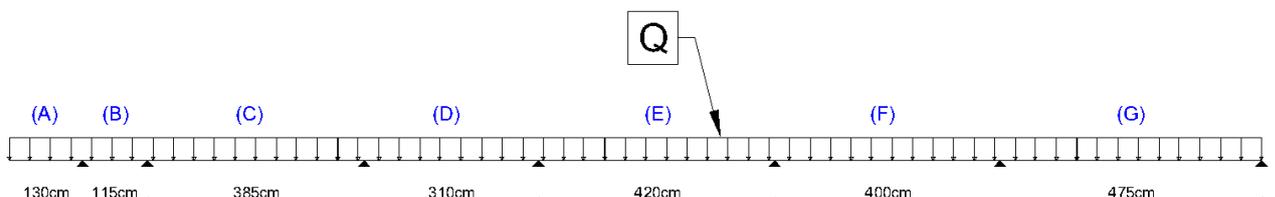


Figure III.23: Schéma statique de la poutrelle continue.

Le logiciel ETABS.21 a permis l'obtention des diagrammes suivants :

- Diagrammes des moments fléchissant :

A l'ELU :

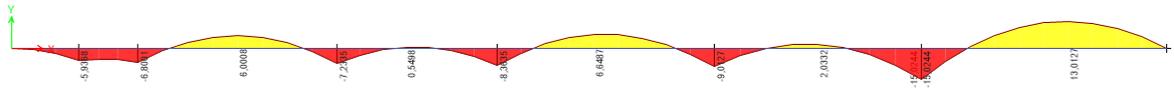


Figure III.24: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU.

A l'ELS :

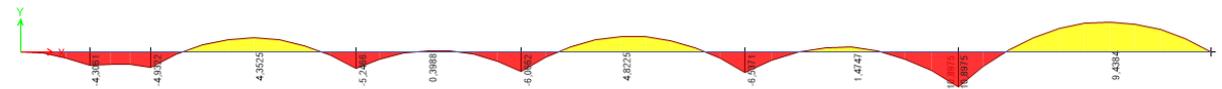


Figure III.25: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

- Diagrammes des efforts tranchants :

A l'ELU :



Figure III.26: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

A l'ELS :



Figure III.27: Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.

On constate que certaines travées (A, B et D) présentent des moments de signe négatif uniquement, cela signifie que les armatures comprimées se trouveront en bas, contrairement aux travées restantes (C, E, F et G) pour lesquelles les armatures comprimées se trouveraient en haut.

Pour cette raison-là, le schéma du ferrailage sera différent pour les deux différents types de travées :

- Le type « 1 » regroupant les travées A, B et D.
- Le type « 2 » regroupant les travées C, E, F et G.

On obtiendra donc deux types de ferrailages distincts.

Le tableau suivant sert de récapitulatif des résultats max des efforts internes obtenus à partir des diagrammes précédents :

Tableau III.16: Récapitulatif des efforts internes max des poutrelles.

Position	M_u^{max} (kN.m)	M_{ser}^{max} (kN.m)	T_u^{max} (kN)
Travée	13,01	9,44	14,40
Appui	15,02	10,90	

D). Calcul des armatures longitudinales :

❖ Ferrailage en travée :

Le calcul se fait selon l'organigramme de flexion simple pour les poutres de section en T.

$$b_0 = 12 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ;$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \text{ Situation durable}$$

Le calcul de la section de ferrailage diffère en fonction de la position de l'axe neutre :

- Si $M_t < M_u$ l'axe neutre se trouve dans la nervure, le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimensions $(b \times h)$.
- Si $M_t \geq M_u$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression, le calcul aboutit à celui d'une section en Té (âme+débords).

Avec :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left[d - \left(\frac{h_0}{2} \right) \right] = 650 \times 50 \times 14,17 \left[180 - \frac{50}{2} \right]$$

$$M_t = 71,38 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 71,38 \text{ kN.m} > M_u = 13,01 \text{ kN.m} \quad \rightarrow \quad \text{Calcul en section rectangulaire } (b \times h)$$

Tableau III.17: Calcul des sections de ferrailage des poutrelles en travée.

M_u [kN.m]	μ	$\mu < \mu_R$	As' [cm ²]	α	Z [mm]	As [cm ²]	Choix	A_s [cm ²]
13,01	0,044	Oui	0	0,056	175,97	1,70	2T12	2,26

La condition de non-fragilité doit être vérifiée, les sections d'armatures ne doivent pas être inférieures à celle-ci : $As^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,21 \text{ cm}^2$

$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,21 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

❖ **Ferrailage sur appuis :**

$M_t = 71,38 \text{ kN.m} > M_u = 15,02 \text{ kN.m} \rightarrow$ Calcul en section rectangulaire ($b \times h$)

Tableau III.18: Calcul des sections de ferrailage des poutrelles aux appuis.

M_u [kN.m]	μ	$\mu < \mu_R$	As' [cm ²]	α	Z [mm]	As [cm ²]	Choix	A_s [cm ²]
15,02	0,050	Oui	0	0,064	175,39	1,97	2T12	2,26

La condition de non-fragilité doit être vérifiée, les sections d'armatures ne doivent pas être inférieures à celle-ci :

$$As^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,21 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

E). Vérifications à l'ELU :

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Où : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{14,40 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée pour les deux types.

❖ **Vérifications aux voisinages des appuis de rive :**

- Vérification de la compression du béton : (Article A.5.1.313/ BAEL99)

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,8 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot T_u}{0,9 b_0 d} = \frac{2 \times 9,81 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,009 \text{ MPa} \leq 0,8 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales : (Article A.5.1.312/ BAEL99)

$$A_s \geq \frac{T_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{9,81 \times 10^3}{\frac{500}{1,15}} \times 10^{-2} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérifications aux voisinages des appuis intermédiaires :**

- Vérification de la compression du béton : (Article A.5.1.313/ BAEL99)

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,8 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot T_u}{0,9 b_0 d} = \frac{2 \times 14,40 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,48 \text{ MPa} \leq 0,8 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales : (Article A.5.1.312/ BAEL99)

$$A_s \geq \frac{T_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{14,40 \times 10^3}{\frac{500}{1,15}} \times 10^{-2} = 0,33 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

F). Calcul des armatures des armatures transversales :

Selon les articles A.5.1.2.3 et A.5.1.2.2 du BAEL [2], les armatures transversales doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \gamma_s \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,9 \times f_e} \quad (K = 1) \\ S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) \end{array} \right.$$

Tandis que l'article 7.5.2 du RPA2024 [1] exige les conditions qui suivent :

$$\begin{cases} A_t = 0,003 . s . b_0 \\ s = \min \left(\frac{h}{4} ; 24\varnothing_t ; 17,5cm ; 6\varnothing_l \right) & \text{en zone critique} \\ s' \leq \frac{h}{2} & \text{hors zone critique} \\ s' = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing_l \right) & \text{si les armatures comprimées sont nécessaires} \end{cases}$$

Avec : $\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \varnothing_l ; \frac{b_0}{10} \right) \rightarrow \varnothing_t = 6 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} - \text{ Selon le BAEL : } & \begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0122 \text{ cm} \\ S_t \leq 16,20 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,096 \text{ cm} \end{cases} \\ - \text{ Selon le RPA : } & \begin{cases} \frac{A_t}{s} \geq 0,036 \text{ cm} \\ s = 5 \text{ cm} \\ s' \leq 10 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{en zone critique} \\ \text{hors zone critique} \end{array} \end{aligned}$$

On opte pour des armatures $2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$ avec les espacements suivants :

$$\begin{cases} s = 5 \text{ cm} & \text{en zone critique} \\ s' = 10 \text{ cm} & \text{hors zone critique} \end{cases}$$

G). Vérifications à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes de l'acier :

Les fissurations étant peu préjudiciables, la vérifications des contraintes de l'acier n'est pas nécessaire.

❖ Vérification des contraintes du béton :

On doit s'assurer que la condition ci-dessous soit satisfaite :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Pour ce faire, il faudra déterminer la position de l'axe neutre ainsi que le moment d'inertie de la section.

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

Si $y < h_0$ le moment d'inertie se calcule par la formule suivante :

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

Si $y > h_0$ le moment d'inertie se calcule par les formules suivantes :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s - c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 - A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

La paramètres de calcul sont les suivants :

$$n = 15 ; c = c' = 2 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ;$$

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

Ce qui donne les résultats suivants :

Tableau III.19: Vérifications des contraintes du béton dans les poutrelles.

	M_{ser} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observations
Appui	10,90	2,26	0	3,95	8047,71	5,35	15	Vérifiée
Travée	9,44	2,26	0	3,84	8023,97	4,52	15	Vérifiée

Les contraintes du béton sont donc vérifiées.

❖ Vérification de la flèche :

Selon le CBA93, la vérification de la flèche consiste à s'assurer que la flèche des poutrelles

soit inférieure à celle admissible, à savoir : $f_{adm} = \frac{L}{500}$ (pour $L = 4,55\text{m} < 5\text{m}$)

Il s'agirait donc de vérifier la condition suivante : $\Delta f = f_v - f_i < f_{adm}$

Avec :

$$f_i : \text{flèche due aux charges instantanées } f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_v : \text{flèche due aux charges de longue durée. } f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Cependant, la flèche ne doit pas être calculée si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} \frac{20}{455} = 0,044 < 0,0625 & \text{Condition non satisfaite} \\ \frac{2,26}{65 \times 18} = 0,0019 < 0,0084 & \text{Condition satisfaite} \\ \frac{20}{455} = 0,044 < 0,1 & \text{Condition non satisfaite} \end{array} \right.$$

Il est donc nécessaire de calculer la flèche :

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

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

- Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d} \end{array} \right.$$

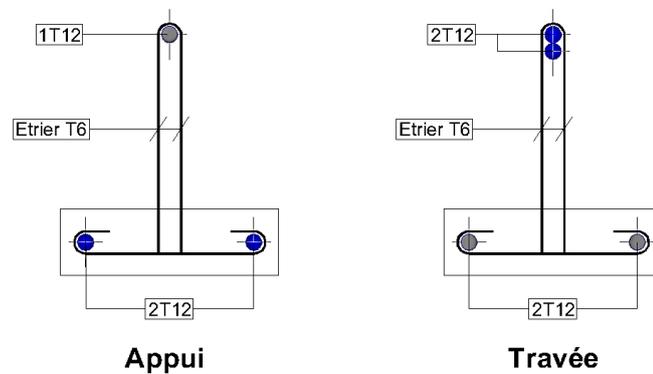
Tableau III.20: Paramètres de calcul de la flèche.

M_{ser} (kN.m)	As (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
9,44	2,26	0,010	232,06	3,71	1,48	0,677	45502,93	14253,40	22729,19

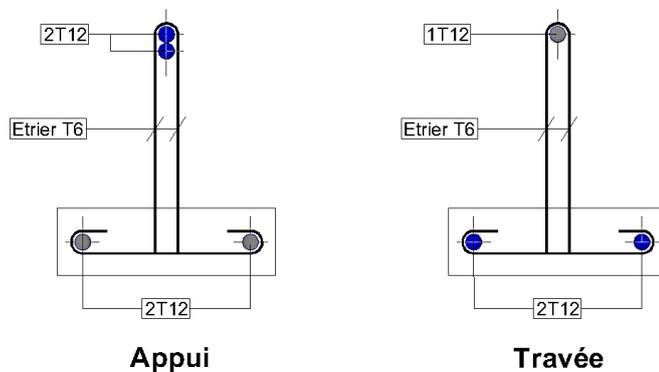
$$\begin{cases} f_i = 4,26 \text{ mm} \\ f_v = 7,95 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \Delta f = f_v - f_i = 7,95 - 4,26 = 3,69 \text{ mm} = 0,37 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0,37 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{455}{500} = 0,91 \text{ cm}$$

La flèche est donc vérifiée.



Ferrailage de type "1"



Ferrailage de type "2"

Figure III.28 : Schémas de ferrailage des poutrelles.

III.5.1.2. Etude de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression est constitué d'un quadrillage ou treillis soudé dimensionné de manière à ce que les mailles ne dépassent pas les dimensions exigées par le BAEL91 (article B.6.8.423) :

- 20 cm dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.
- 33 cm dans le sens parallèle aux poutrelles.

A). Calcul des armatures perpendiculaires aux poutrelles A_1 :

D'après l'article B.6.8.423 du BAEL91, la formule de calcul de ces armatures dépend de la distance entre axes des poutrelles :

$$\begin{cases} 50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} & \rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} & \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Pour le présent projet : $50 \text{ cm} < L_1 = 65 \text{ cm} < 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : $6T5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

B). Calcul des armatures parallèles aux poutrelles A_2 :

Ces armatures sont déterminées à partir de la formule suivante : $A_2 = \frac{A_1}{2}$

Pour le présent projet : $A_2 = \frac{1,18}{2} = 0,59 \text{ cm}^2$

Le ferrailage adopté est alors un treillis TS Ø5, dont les mailles sont de dimensions $20 \times 20 \text{ cm}$.

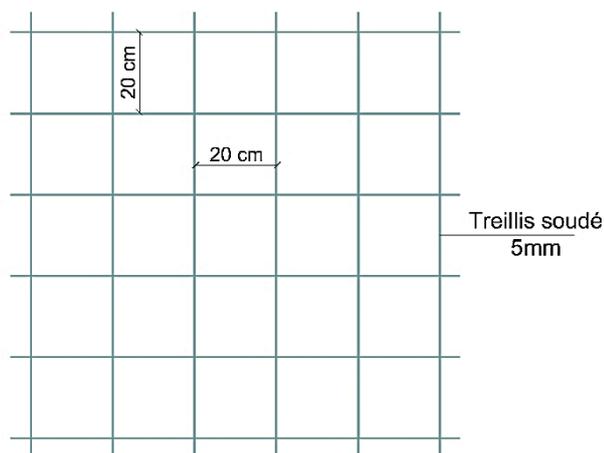


Figure III.29: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.5.2. Plancher en dalle pleine :

Le plancher en dalle pleine est un élément plan horizontal en béton armé. C'est une plateforme constituée de plusieurs panneaux en béton, renforcés par des armatures suivant les deux sens, et appuyés sur deux, trois ou quatre appuis (ou dans certains cas, un seul appui).

Le projet étudié comprend des panneaux de forme rectangulaire reposant sur quatre appuis, dont l'épaisseur a été choisie précédemment (voir chapitre II).

Le calcul se fera en flexion simple et ce pour le panneau le plus sollicité de la structure qui se trouve au 1^{er} étage (usage commercial) car il représente le cas le plus défavorable.

Le panneau le plus sollicité de notre structure repose sur un appui de rive et trois autres appuis intermédiaires (car adjacent à d'autres panneaux) :

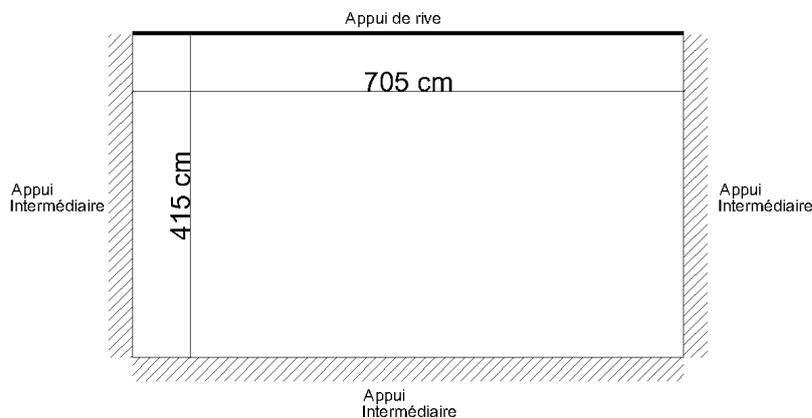


Figure III.30: Schéma du panneau le plus sollicité.

Le rapport des portées du panneau est alors :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{415}{705} = 0,59 \approx 0,6$$

Avec :

L_x : la plus petite portée du panneau.

L_y : la plus grande portée du panneau.

$$0,4 < \alpha = 0,6 < 1$$

Cela indique que la dalle est portée sur les deux sens.

III.5.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes :**

$$G = 6,59 \text{ kN/m}^2$$

- **Charges d'exploitation :**

$$Q = 5 \text{ kN/m}^2$$

Ce qui donne les combinaisons de charges suivantes :

- **A l'état limite ultime ELU :** $q_u = 1,35G + 1,5Q = 16,40 \text{ kN/m}^2$
- **A l'état limite de service ELS :** $q_{ser} = G + Q = 11,59 \text{ kN/m}^2$

III.5.2.2. Calcul du ferrailage :**A). Calcul des moments :**

Pour le calcul de ces panneaux on détermine au premier abord les moments isostatiques du panneau pris indépendamment sans aucune continuité avec les panneaux adjacents. On déduit par la suite les moments de la dalle continue à partir des moments isostatiques de chaque travée en affectant les coefficients forfaitaires correspondants (selon les conditions d'appui).

D'après le BAEL91 (article E3), les moments isostatiques se calculent par les formules qui suivent :

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont obtenus par interpolation à partir du tableau de l'annexe E3 du BAEL91, et ce en fonction du rapport de portées α :

$$\text{Pour } \alpha = 0,6 : \quad \begin{array}{l} \text{ELU} \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0810 \\ \mu_y = 0,3050 \end{cases} \\ \\ \text{ELS} \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0860 \\ \mu_y = 0,4760 \end{cases} \end{array}$$

Ce qui donne :

Tableau III.21: Moments isostatiques du panneau de dalle.

Moment isostatique	ELU	ELS
M_x [kN.m]	22,88	17,17
M_y [kN.m]	6,98	8,17

❖ **A l'état limite ultime ELU :**

- Calcul des moments en travées :

$$M_{tx}^u = 0,85M_x = 19,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,85M_y = 5,93 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments aux appuis :

$$M_{ax}^u = 0,3M_x = 5,84 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax}^u = 0,5M_x = 9,73 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay}^u = 0,5M_y = 2,97 \text{ kN.m}$$

Concernant le moment aux appuis suivant le sens x-x, nous effectuerons les calculs avec le moment le plus grand des deux valeurs : $M_{ax}^u = \max\{5,84 ; 9,73\} = 9,73 \text{ kN.m}$

❖ **A l'état limite de service ELS :**

- Calcul des moments en travées :

$$M_{tx}^s = 0,85M_x = 14,59 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty}^s = 0,85M_y = 6,94 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments aux appuis :

$$M_{ax}^s = 0,3M_x = 5,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax}^s = 0,5M_x = 8,59 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay}^s = 0,5M_y = 4,09 \text{ kN.m}$$

Concernant le moment aux appuis suivant le sens x-x, nous effectuerons les calculs avec le moment le plus grand des deux valeurs : $M_{ax}^s = \max\{5,15 ; 8,59\} = 8,59 \text{ kN.m}$

B). Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage est calculé en flexion simple à l'ELU pour une bande rectangulaire de 1m de longueur et d'épaisseur de 15cm.

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ;$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \text{ Situation durable}$$

Tableau III.22: Calcul des armatures longitudinales de la dalle.

	Sens	M_u [kN.m]	μ	$\mu < \mu_R$	As' [cm ²]	α	Z [mm]	As [cm ²]	Choix	A_s [cm ²]	S_t [cm]
Travée	x-x	19,45	0,075	Oui	0	0,098	129,71	3,45	5T10	3,93	20
	y-y	5,93	0,023	Oui	0	0,029	133,43	1,02	5T10	3,93	20
Appui	x-x	9,73	0,038	Oui	0	0,048	132,41	1,69	5T10	3,93	20
	y-y	2,97	0,012	Oui	0	0,015	134,19	0,51	5T10	3,93	20

❖ Vérification des espacements :

D'après l'article A.8.2.42 du BAEL91, les espacements entre les armatures longitudinales doivent satisfaire les conditions suivantes :

En travée :

- Sens x-x : $S_t = 20 \text{ cm} < \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$Condition vérifiée.
- Sens y-y : $S_t = 20 \text{ cm} < \min\{4h ; 45 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$Condition vérifiée.

Aux appuis :

- Sens x-x : $S_t = 20 \text{ cm} < \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$Condition vérifiée.
- Sens y-y : $S_t = 20 \text{ cm} < \min\{4h ; 45 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$Condition vérifiée.

Les espacements sont alors vérifiés suivant les deux portées, en travée et aux appuis.

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

D'après le BAEL91 [article B.7.4], la condition de non-fragilité doit être vérifiée, les sections d'armatures choisies ne doivent pas être inférieures à celles-ci :

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \cdot h \\ A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,0006 & (\text{HA de classe } feE500) \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,6 \end{cases}$$

Tableau III.23: Vérification de la condition de non fragilité.

Position	Sens	A_x^{min} [cm ²]	A_y^{min} [cm ²]	$A_s^{choisie}$ (cm ²)	Observations
Travée	x-x	0,972	0,81	3,93	Vérifiée
	y-y			3,93	
Appui	x-x			3,93	Vérifiée
	y-y			3,93	

C). Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL (article A.5.2.2), le calcul des armatures transversales est seulement nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

- La pièce concernée est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur (condition satisfaite).
- $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$

Avec :

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 31,26 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 22,69 \text{ kN}$$

$$\rightarrow T_u^{max} = \max\{T_x; T_y\} = 31,26 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{31,26 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer les armatures transversales étant donné que les conditions précédentes soient satisfaites.

III.5.2.3. Vérifications à l'ELS :**A). Vérification des contraintes de l'acier :**

Les fissurations étant peu préjudiciables, la vérifications des contraintes de l'acier n'est pas nécessaire.

B). Vérification des contraintes du béton :

On doit s'assurer que la condition ci-dessous soit satisfaite :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

Pour ce faire, il faudra déterminer la position de l'axe neutre ainsi que le moment d'inertie de la section.

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

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

La paramètres de calcul sont les suivants :

$$n = 15 ; c = c' = 2 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Ce qui donne les résultats suivants :

Tableau III.24: Vérifications des contraintes du béton dans la dalle pleine.

	Sens	M_{ser} [kN.m]	A_s [cm ²]	$A_{s'}$ [cm ²]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
Travée	x-x	14,59	3,93	0	3,44	7322,87	6,85	15	Vérifiée
	y-y	6,94	3,93	0	3,44	7322,87	3,26	15	Vérifiée
Appui	x-x	8,59	3,93	0	3,44	7322,87	4,04	15	Vérifiée
	y-y	4,09	3,93	0	3,44	7322,87	1,92	15	Vérifiée

Les contraintes du béton sont donc vérifiées.

C). Vérification de la flèche :

D'après l'article B.7.5 du BAEL91, le calcul de la flèche est seulement nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \rho = \frac{A}{b \cdot d} \leq 2/f_e \end{array} \right.$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} = \frac{15}{415} = 0,036 < \frac{M_t}{20M_x} = \frac{14,59}{20 \times 17,17} = 0,042 \\ \rho = \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 2,91 \times 10^{-3} < 2/f_e = 4 \times 10^{-3} \end{cases}$$

La 1^{ère} condition n'étant pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Selon le CBA93, la vérification de la flèche consiste à s'assurer que la flèche calculée soit inférieure à celle admissible. Il s'agirait donc de vérifier la condition suivante :

$$\Delta f = f_v - f_i < f_{adm}$$

Avec :

$$f_i : \text{flèche due aux charges instantanées } f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_v : \text{flèche due aux charges de longue durée. } f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

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

- Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f t_{28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f t_{28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f t_{28}}{4 \delta \sigma_s + f t_{28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d} \end{cases}$$

❖ Suivant le sens y-y :

Tableau III.25: Paramètres de calcul de la flèche (sens y-y).

M_{ser} (kN.m)	As (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
6,94	0,00303	130,81	7,10	2,84	0,0032	30247,20	32542,35	29978,37	0,00303

$$\begin{cases} f_i = 3,25 \text{ mm} \\ f_v = 10,64 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \Delta f = f_v - f_i = 10,64 - 3,25 = 7,39 \text{ mm} = 0,74 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0,74 \text{ cm} < f_{adm} = 0,5 + \frac{705}{1000} = 1,21 \text{ cm}$$

La flèche est donc vérifiée.

❖ Suivant le sens x-x :

Tableau III.26: Paramètres de calcul de la flèche (sens x-x).

M_{ser} (kN.m)	As (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
14,59	3,93	0,0029	275	7,24	2,9	0,31	29210,4	9903,66	16920,19

$$\begin{cases} f_i = 7,89 \text{ mm} \\ f_v = 13,73 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \Delta f = f_v - f_i = 13,73 - 7,89 = 5,84 \text{ mm} = 0,584 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0,584 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{415}{500} = 0,83 \text{ cm}$$

La flèche est donc vérifiée.

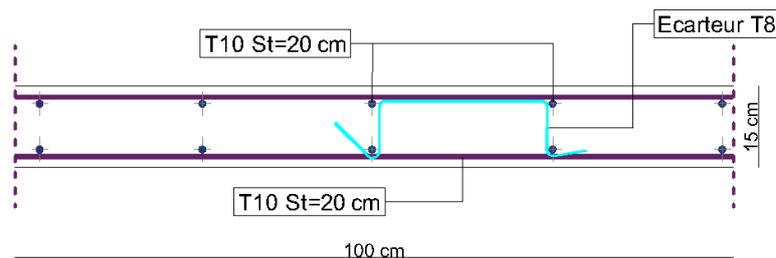


Figure III.31: Coupe du ferrailage pour un lml de dalle pleine.

III.5.3. Dalle machine :

Une dalle machine est une dalle pleine en béton armé destinée à supporter le poids d'équipements industriels lourds, tout en résistant aux sollicitations dynamiques engendrées par le fonctionnement de ces équipements-là.

Ce type de dalle s'applique dans le cas d'ascenseurs, dont la disposition est nécessaire pour les bâtiments ayant plus de 5 étages pour garantir le déplacement aisé des exploitants.

L'ascenseur du bâtiment étudié est d'une superficie de $S = 2.85 \text{ m}^2$.

Le panneau de la dalle machine a les dimensions suivantes :

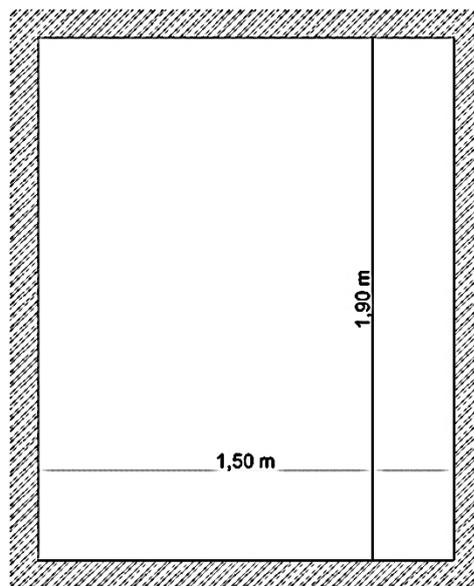


Figure III.32: Panneau de la dalle machine.

Le rapport des portées du panneau est alors :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{190} = 0,8$$

Avec :

L_x : la plus petite portée du panneau.

L_y : la plus grande portée du panneau.

$$0,4 < \alpha = 0,8 < 1$$

Cela indique que la dalle est portée sur les deux sens.

III.5.3.1. Détermination de l'épaisseur du panneau :

L'épaisseur de la dalle dépend des conditions suivantes :

❖ **Résistance au feu :**

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

On retient $e = 15 \text{ cm}$

❖ **Isolation phonique :**

Selon le CBA93, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale à 13cm pour garantir une bonne isolation acoustique. On retient $e = 15 \text{ cm}$

❖ **Résistance à la flexion :**

La condition à vérifier pour une dalle reposant sur trois ou quatre appuis est la suivante :

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

Avec :

Lx : la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

Ce qui donne dans notre cas :

$$\frac{150}{50} = 3 \text{ cm} \leq e \leq \frac{150}{40} = 3,75 \text{ cm}$$

La dalle machine étant destinée à recevoir des charges importantes doit avoir une certaine rigidité et donc une épaisseur relativement importante. On opte alors pour une épaisseur de 20cm.

III.5.3.2. Evaluation des charges et surcharges :• **Charges permanentes :**

Poids de la machine supportée..... 50 kN/m^2

Poids propre de la dalle..... $PP = 0,20 \times 25 = 5 \text{ kN/m}^2$

Ce qui donne : $G = 55 \text{ kN/m}^2$

Il est important de noter que le poids de la machine est une estimation approximative choisie pour effectuer le calcul par manque de donnée concernant la machine de l'ascenseur.

- **Charges d'exploitation :** $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

Ce qui donne les combinaisons de charges suivantes :

- **A l'état limite ultime ELU :** $q_u = 1,35G + 1,5Q = 75,75 \text{ kN/m}^2$
- **A l'état limite de service ELS :** $q_{ser} = G + Q = 56 \text{ kN/m}^2$

A). Calcul des moments :

On calcule les moments de la dalle à partir des moments isostatiques de chaque travée en affectant les coefficients forfaitaires correspondants (selon les conditions d'appui).

D'après le BAEL91 (article E3), les moments isostatiques se calculent par les formules qui suivent :

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

Les coefficients μ_x et μ_y sont obtenus par interpolation à partir du tableau de l'annexe E3 du BAEL91, et ce en fonction du rapport de portées α :

$$\text{Pour } \alpha = 0,78 : \quad \begin{aligned} \text{ELU} \quad & \begin{cases} \mu_x = 0,056 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases} \\ \text{ELS} \quad & \begin{cases} \mu_x = 0,063 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases} \end{aligned}$$

Ce qui donne :

Tableau III.27: Moments isostatiques du panneau de dalle.

Moment isostatique	ELU	ELS
$M_x \text{ [kN.m]}$	9,54	7,94
$M_y \text{ [kN.m]}$	5,68	5,64

❖ A l'état limite ultime ELU :

- Calcul des moments en travées :

$$M_{tx}^u = 0,85M_x = 8,11 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,85M_y = 4,83 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments aux appuis :

$$M_{ax}^u = 0,3M_x = M_{ay}^u = 2,86 \text{ kN.m}$$

❖ **A l'état limite de service ELS :**

- Calcul des moments en travées :

$$M_{tx}^s = 0,85M_x = 6,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty}^s = 0,85M_y = 4,79 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments aux appuis :

$$M_{ax}^s = 0,3M_x = 2,38 \text{ kN.m}$$

B). Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage est calculé en flexion simple à l'ELU pour une bande rectangulaire de 1m de longueur et d'épaisseur de 20cm.

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ;$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \text{ Situation durable}$$

Tableau III.28: Calcul des armatures longitudinales de la dalle.

	Sens	M_u [kN.m]	μ	$\mu < \mu_R$	As' [cm ²]	α	Z [mm]	As [cm ²]	Choix	A_s [cm ²]	S_t [cm]
Travée	x-x	8,11	0,018	Oui	0	0,023	178,34	1,05	5T8	2,51	20
	y-y	4,83	0,011	Oui	0	0,014	178,99	0,62	5T8	2,51	20
Appui		2,86	0,0062	Oui	0	0,008	179,42	0,37	5T8	2,51	20

❖ **Vérification des espacements :**

D'après l'article A.8.2.42 du BAEL91, les espacements entre les armatures longitudinales doivent satisfaire les conditions suivantes :

En travée :

- Sens x-x : $S_t = 20 \text{ cm} < \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$Condition vérifiée.
- Sens y-y : $S_t = 20 \text{ cm} < \min\{4h ; 45 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$Condition vérifiée.

Aux appuis :

$$- S_t = 20 \text{ cm} < \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les espacements sont alors vérifiés suivant les deux portées, en travée et aux appuis.

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

D'après le BAEL91 [article B.7.4], la condition de non-fragilité doit être vérifiée, les sections d'armatures choisies ne doivent pas être inférieures à celles-ci :

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \cdot h \\ A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h \end{cases}$$

Avec :
$$\begin{cases} \rho_0 = 0,0006 & (\text{HA de classe } f_{eE500}) \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,6 \end{cases}$$

Tableau III.29: Vérification de la condition de non fragilité.

Position	Sens	A_x^{min} [cm ²]	A_y^{min} [cm ²]	$A_s^{choisie}$ (cm ²)	Observations
Travée	x-x	1,32	1,20	2,51	Vérifiée
	y-y			2,51	
Appui				2,51	Vérifiée
				2,51	

C). Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL (article A.5.2.2), le calcul des armatures transversales est seulement nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

- La pièce concernée est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur (condition satisfaite).
- $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$

Avec :

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 44,06 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 37,88 \text{ kN}$$

$$\rightarrow T_u^{max} = \max\{T_x ; T_y\} = 44,06 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{44,06 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer les armatures transversales étant donné que les conditions précédentes sont satisfaites.

III.5.3.3. Vérifications à l'ELS :

A). Vérification des contraintes de l'acier :

Dans le cas de fissurations préjudiciables, on doit vérifier que :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

B). Vérification des contraintes du béton :

On doit s'assurer que la condition ci-dessous soit satisfaite :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Pour ce faire, il faudra déterminer la position de l'axe neutre ainsi que le moment d'inertie de la section.

- Position de l'axe neutre : $\frac{b}{2} y^2 + n \cdot A'_s (y - c') - n \cdot A_s (d - y) = 0$
- Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + n \cdot A'_s (y - c')^2 + n \cdot A_s (d - y)^2$

Les paramètres de calcul sont les suivants :

$$n = 15 ; c = c' = 2 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

Ce qui donne les résultats suivants :

Tableau III.30: Vérifications des contraintes du béton dans la dalle pleine.

	Sens	M_{ser} [kN.m]	A_s [cm ²]	Y [cm]	I [cm ⁴]	σ_{bc} [MPa]	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s [MPa]	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	x-x	6,75	2,51	3,33	9333,48	2,41	Oui	159,14	Oui
	y-y	4,79	2,51	3,33	9333,48	1,71	Oui	112,93	Oui
Appui		2,38	2,51	3,33	9333,48	0,85	Oui	56,11	Oui

Les contraintes du béton sont donc vérifiées.

C). Vérification de la flèche :

D'après l'article B.7.5 du BAEL91, le calcul de la flèche est seulement nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \rho = \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

Ce qui donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = \frac{20}{150} = 0,13 > \frac{M_t}{20M_x} = \frac{9,54}{20 \times 8,11} = 0,06 \quad \text{vérifiée} \\ \rho = \frac{2,51}{100 \times 18} = 1,39 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 4 \times 10^{-3} \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

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

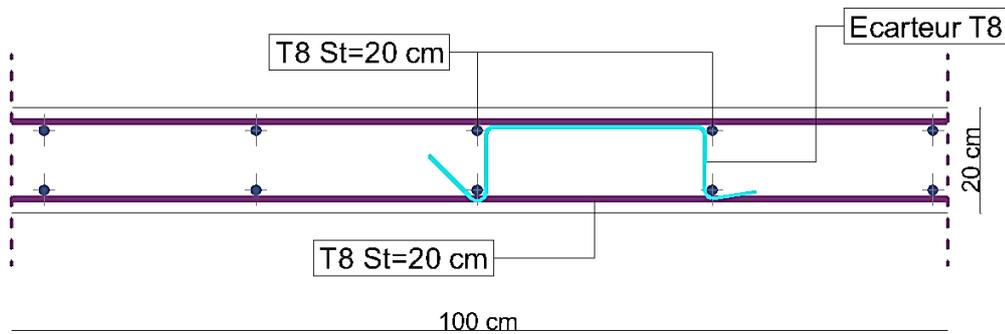


Figure III.33: Schéma de ferrailage de la dalle machine.

**CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE
SISMIQUE**

IV.1. Introduction :

Lors de l'étude d'une structure, il est important de prendre en compte la probabilité d'occurrence d'un séisme car ce dernier pourrait compromettre la stabilité de l'ouvrage et donc la sécurité des usagers. C'est pour ces raisons là que l'étude dynamique s'avère indispensable, elle permet d'évaluer la réponse de la structure face aux secousses et d'assurer une conception apte à préserver la sécurité des personnes tout en minimisant les risques de défaillance.

Ce chapitre est consacré à l'étude dynamique de notre projet à travers la réalisation d'un modèle numérique représentant la structure et soumis à une simulation de sollicitations sismiques, et l'élaboration de divers calculs et vérifications réglementaires.

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené par le biais des trois méthodes suivantes :

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

IV.2.1. Méthode statique équivalente :**A). Principe :**

Dans l'analyse sismique statique équivalente, les forces dynamiques réelles sont remplacées par des forces statiques fictives équivalentes, appliquées selon deux directions horizontales orthogonales. Cette méthode repose sur des hypothèses simplificatrices. Cependant, les forces et déformations obtenues par cette méthode seraient inférieures à celles observées sur la structure sous l'effet d'un séisme majeur.

B). Conditions d'application :

Selon le RPA2024 [1], la méthode statique équivalente est applicable si :

- Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
- Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées précédemment, les conditions complémentaires indiquées au tableau 4.1 du RPA2024 (Pour la zone VI / groupe 2 on a : $h \leq 17m$ et Nombre de niveaux ≤ 5).

La structure étudiée comporte 12 niveaux de plus de 39m de hauteur, et n'est pas régulière en plan/élévation. Les conditions n'étant pas satisfaites dans le cas du présent projet, cette méthode ne peut pas être appliquées

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

A). Principe :

Cette méthode consiste à déterminer, pour chaque mode de vibration, les effets maximaux induits dans la structure par les forces sismiques modélisées à l'aide d'un spectre de réponse. Ces effets sont ensuite combinés afin d'évaluer la réponse globale de la structure.

B). Conditions d'application :

Selon l'article 4.1.3 du RPA [1], la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et, en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Cette méthode convient à toutes les structures, y compris celle étudiée dans ce projet : elle est donc applicable.

IV.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

A). Principe :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes repose sur l'application directe d'enregistrements de séismes réels ou synthétiques au modèle de la structure. Elle permet de simuler son comportement temporel en résolvant, pas à pas, les équations du mouvement. Cette approche offre une représentation réaliste de la réponse sismique.

B). Conditions d'application :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée, au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Suite à cela, cette méthode n'est pas la mieux adaptée à notre étude.

IV.2.4. Conclusion :

Suite à la non-satisfaction des conditions d'application de la méthode statique équivalente, ainsi qu'aux limitations et manque de données appropriées rendant difficile l'usage de la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes, nous choisissons la seconde méthode citée précédemment : nous nous baserons donc sur la méthode d'analyse modale spectrale pour les calculs qui suivent.

IV.2.5. Spectre de réponse :

D'après le RPA2024 [1], l'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < T_4 \end{cases}$$

Avec :

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

A : coefficient d'accélération de calcul du sol pour la période de retour de non-effondrement.

I : coefficient d'importance.

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté.

T_1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

R : coefficient de comportement de la structure.

Q_F : facteur de qualité.

S : coefficient de site.

IV.2.6. Résultante des forces sismiques de calcul :

Le RPA2024 exige que la force sismique totale obtenue par combinaison modale V_t doit représenter au minimum 80 % de la force sismique de référence V , déterminée à partir de la période fondamentale.

$$V_t \geq 0,8V$$

Si V_t est inférieure à ce seuil, tous les résultats de l'analyse (efforts, déplacements, moments, etc.) doivent être majorés proportionnellement, selon le facteur $\frac{(0,80 \times V)}{V_t}$ afin de respecter les exigences de sécurité structurelle.

IV.2.7. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V appliquée à la base de l'ouvrage est calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales par la formule :

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

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 .

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

λ : coefficient de correction, avec :

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

W : poids sismique total du bâtiment, il est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau « i » pour un nombre de niveaux « n ».

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

$W_i = W_{Gi} + \Psi \cdot W_{Qi}$ Pour tout niveau « i » de la structure.

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.
- W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitation.
- Ψ : coefficient d'accompagnement en fonction de la nature et durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.2 du RPA.

IV.3. Définition des paramètres de calcul :

❖ **Coefficient d'accélération de zone A** : (tableau 3.2 [1])

En Zone VI : $A = 0,30$

❖ **Périodes T_1, T_2, T_3 et coefficient de site S** : (tableau 3.3 [1])

Pour un sol meuble S3 : $S = 1,30$ et $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,60 \text{ sec} \\ T_3 = 2,00 \text{ sec} \end{cases}$

❖ **Coefficient de correction d'amortissement visqueux η :**

Ce coefficient se calcule par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$

Avec :

ξ : pourcentage d'amortissement critique obtenu à partir du tableau 3.5 [1].

$\xi = 10\%$ (Voiles en béton armé)

Donc : $\eta = 0,76$

❖ **Coefficient d'importance I :** (tableau 3.10 [1])

Pour le groupe d'importance 2 :

$$I = 1,00$$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure R :** (tableau 3.17 [1])

Ayant un système constitué principalement par des voiles, le coefficient de comportement global de la structure est pris comme suit :

$$R = 4,5^{(b)}$$

❖ **Coefficient d'accompagnement Ψ :** (tableau 4.2 [1])

Pour un bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés :

$$\Psi = 0,30$$

❖ **Facteur de qualité Q_F :**

D'après l'article 3.8 du RPA2024 [1], le facteur de qualité est déterminé par la formule :

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

P_q : pondération à retenir selon la satisfaction ou non du critère de qualité, sa valeur est donnée au cas par cas.

i : nombre total de pondérations.

Tableau IV.1: Facteur de qualité.

Critère q	Pq (x-x) (observé ou non-observé)	Pénalité	Pq (y-y) (observé ou non-observé)	Pénalité
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,20	Non	0,20
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
	Total	0,25	Total	0,25

Donc :

$$Q_F(x) = 1 + 0,05 + 0,20 + 0 + 0 = 1,25$$

$$Q_F(y) = 1 + 0,05 + 0,20 + 0 + 0 = 1,25$$

❖ **Période fondamentale de la structure $T_{empirique}$:**

Selon l'article 4.2.4 du RPA2024 [1], la période fondamentale est calculée par la formule :

$$T_{empirique} = C_t(h_N)^{\frac{3}{4}}$$

h_N : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 39,10m$

C_t : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Sa

valeur est donnée par le tableau 4.3 [1] : $C_t = 0,05$

Donc :

$$T_{empirique} = 0,05(39,10)^{\frac{3}{4}} = 0,78 \text{ s}$$

IV.4. Modèle initial :

Le modèle initial comporte les voiles de la cage d'ascenseur uniquement (indiqués en rouge) :

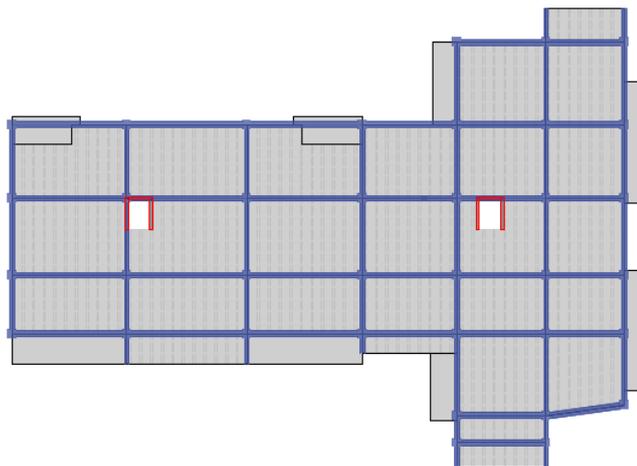


Figure IV.1: Modèle initial.

IV.4.1. Caractéristiques dynamiques du modèle initial :

Les résultats des périodes et participations massiques obtenues à travers l'analyse sur le logiciel ETABS21 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: Périodes et participations massiques (modèle initial).

Mode	Période (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,624	0,0003	0,4846	0,0003	0,4846
2	1,102	0,4641	0,0118	0,4645	0,4964
3	0,972	0,0998	0,0427	0,5642	0,5391
4	0,614	0,0074	0,2168	0,5716	0,7559
5	0,511	0,0164	0,0389	0,588	0,7947
6	0,454	0,2289	0,0006	0,8169	0,7953
7	0,305	0,0071	0,0174	0,824	0,8126
8	0,25	0,0046	0,0298	0,8286	0,8424
9	0,222	0,0508	3,08E-05	0,8794	0,8425
10	0,202	0,0033	0,035	0,8827	0,8774
11	0,175	2,98E-05	0,0102	0,8827	0,8876
12	0,15	0,0001	0,0159	0,8828	0,9035
13	0,146	0,03	0,0095	0,9128	0,9129
14	0,14	0,0187	0,0036	0,9315	0,9165
15	0,108	0,005	0,0037	0,9365	0,9202

On constate que :

- La structure est dotée d'une période $T = 1,624 s$
- La participation massique atteint les 90% à partir du 13^{ème} mode.
- Les 2 premiers modes de la structure sont des modes de translation (le 1^{er} suivant y-y, le 2^{ème} suivant x-x), et le 3^{ème} est un mode de rotation.

IV.4.2. Vérification de la période :

D'après l'article 4.2.4.4 du RPA2024, la valeur de la période T_0 à utiliser dépend du cas :

$$\begin{cases} \text{Si } T_{calcul} < 1,3T_{empirique} & \text{alors : } T_0 = T_{calcul} \\ \text{Si } T_{calcul} \geq 1,3T_{empirique} & \text{alors : } T_0 = 1,3T_{empirique} \end{cases}$$

Les périodes obtenues par la modélisation sur ETABS sont :

$$\begin{cases} T_y = 1,624 s > 1,3T_{empirique} = 1,014 s \\ T_x = 1,102 s > 1,3T_{empirique} = 1,014 s \end{cases} \rightarrow T_0 = 1,3T_{empirique}$$

Donc les périodes à retenir pour les calculs qui suivent sont : $T_y = 1,014 \text{ s}$
 $T_x = 1,014 \text{ s}$

IV.4.3. Calcul de l'action sismique horizontale :

Etant donné que $T_y = T_x$, la valeur de l'action sismique horizontale sera la même pour les deux sens x-x et y-y :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] \quad (\text{Car : } T_2 = 0,6 \text{ s} < T = 1,014 \text{ s} < T_3 = 2 \text{ s})$$

$$\text{Ce qui donne : } \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0,3 \times 1 \times 1,3 \left[2,5 \cdot \frac{1,25}{4,5} \right] \cdot \left[\frac{0,6}{1,014} \right] = 0,160$$

IV.4.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :

Les efforts tranchants à la base de la structure (dynamiques obtenus par le logiciel ETABS) doivent être supérieurs à ceux statiques.

Les efforts tranchants résultants de la modélisation sont :

$$V_y = 4264,03 \text{ kN} \text{ et } V_x = 5385,19 \text{ kN}$$

Pour pouvoir effectuer la comparaison, il faut calculer les résultantes statiques :

A). Calcul des résultantes statiques de l'effort tranchant à la base :

$$V_y^{statique} = V_x^{statique} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 0,85 \times 0,16 \times 52758,1271 = 7175,11 \text{ kN}$$

B). Vérification de la condition :

La vérification est comme suit :

Tableau IV.3: Vérification des efforts tranchants à la base (modèle initial).

Sens	$V_{dynamique}$ [kN]	$V_{statique}$ [kN]	$0,8V_{statique}$ [kN]	$V_{dynamique} > 0,8V_{statique}$
Suivant y-y	4264,03	7175,11	5740,09	Condition non satisfaite
Suivant x-x	5385,19			Condition non satisfaite

La condition n'étant pas vérifiée, l'apport d'une correction r_x ou r_y à tous les paramètres (forces, déplacements...) employés dans les calculs et vérifications qui suivent est nécessaire.

La valeur de cette correction est de :

$$r_x = \frac{0,8V_x^{stat}}{V_x^{dyn}} = 1,07 \text{ suivant x-x} \quad \text{et} \quad r_y = \frac{0,8V_y^{stat}}{V_y^{dyn}} = 1,35 \text{ suivant y-y}$$

IV.4.5. Vérification des déplacements inter-étages :

A). Justification de non effondrement :

D'après l'article 5.10.1 du RPA2024, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage du dessous ne doivent pas dépasser les limites imposées :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$$

Avec :

$\bar{\Delta}_k$: déplacement limite (pour un bâtiment en béton armé : $\bar{\Delta}_k = 0,0015h_k$; h_k étant la hauteur du niveau k).

Δ_k : le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k - 1$, il est calculé par la formule :

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

Où : $\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek}$ $\left(\frac{R}{Q_F} = \frac{4,5}{1,25} = 3,6\right)$

Tableau IV.4: Vérifications de non-effondrement.

Niveau	h (m)	$\bar{\Delta}_k$ (mm)	Sens (x-x)				Sens (y-y)			
			δ_{ek}^x (mm)	$\left(\frac{R}{Q_F}\right) \cdot \delta_k^x$ (mm)	Δ_k^x (mm)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$	δ_{ek}^y (mm)	$\left(\frac{R}{Q_F}\right) \cdot \delta_k^y$ (mm)	Δ_k^y (mm)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$
Toiture	3,23	48,45	76,85	276,68	20,43	Oui	136,94	492,98	36,80	Oui
Terrasse	3,23	48,45	71,18	256,25	28,02	Oui	126,72	456,18	39,03	Oui
10 ^{ème}	3,23	48,45	63,40	228,22	30,41	Oui	115,88	417,16	42,76	Oui
9 ^{ème}	3,23	48,45	54,95	197,81	33,42	Oui	104,00	374,39	46,63	Oui
8 ^{ème}	3,23	48,45	45,67	164,39	32,26	Oui	91,05	327,77	48,57	Non
7 ^{ème}	3,23	48,45	36,70	132,13	29,40	Oui	77,56	279,20	65,59	Non
6 ^{ème}	3,23	48,45	28,54	102,73	18,13	Oui	59,34	213,61	75,17	Non
5 ^{ème}	3,23	48,45	23,50	84,60	19,55	Oui	38,45	138,44	33,09	Oui
4 ^{ème}	3,23	48,45	18,07	65,05	19,35	Oui	29,26	105,34	33,95	Oui
3 ^{ème}	3,23	48,45	12,70	45,70	19,24	Oui	19,83	71,40	32,58	Oui
2 ^{ème}	3,23	48,45	7,35	26,46	17,21	Oui	10,78	38,82	26,92	Oui
1 ^{er}	3,40	51	2,57	9,25	9,25	Oui	3,30	11,90	11,90	Oui

On constate que les déplacements des étages 6, 7 et 8 sont supérieurs aux valeurs limites et ne sont donc pas satisfaites (suivant le sens y-y), cela est probablement dû au décrochement (la répartition des charges change drastiquement en raison de l'architecture).

B). Justification de limitation des dommages :

D'après l'article 5.10.2 du RPA2024, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage du dessous ne doivent pas dépasser les limites imposées :

$$v_A \cdot \Delta_k \leq 0,0075 h_k$$

Avec :

v_A : coefficient réducteur (pris égal à 0,5).

Δ_k : le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k - 1$.

Tableau IV.5: Vérification de limitation des dommages.

Niveau	h (m)	$0,0075h_k$ (mm)	Sens (x-x)			Sens (y-y)		
			Δ_k^x (mm)	$v_A \cdot \Delta_k^x$ (mm)	$v_A \cdot \Delta_k$ $\leq 0,0075h_k$	Δ_k^y (mm)	$v_A \cdot \Delta_k^y$ (mm)	$v_A \cdot \Delta_k$ $\leq 0,0075h_k$
Toiture	3,23	24,225	20,43	10,22	Oui	36,80	18,40	Oui
Terrasse	3,23	24,225	28,02	14,01	Oui	39,03	19,51	Oui
10 ^{ème}	3,23	24,225	30,41	15,21	Oui	42,76	21,38	Oui
9 ^{ème}	3,23	24,225	33,42	16,71	Oui	46,63	23,31	Oui
8 ^{ème}	3,23	24,225	32,26	16,13	Oui	48,57	24,28	Non
7 ^{ème}	3,23	24,225	29,40	14,70	Oui	65,59	32,80	Non
6 ^{ème}	3,23	24,225	18,13	9,07	Oui	75,17	37,59	Non
5 ^{ème}	3,23	24,225	19,55	9,77	Oui	33,09	16,55	Oui
4 ^{ème}	3,23	24,225	19,35	9,67	Oui	33,95	16,97	Oui
3 ^{ème}	3,23	24,225	19,24	9,62	Oui	32,58	16,29	Oui
2 ^{ème}	3,23	24,225	17,21	8,60	Oui	26,92	13,46	Oui
1 ^{er}	3,40	25,5	9,25	4,63	Oui	11,90	5,95	Oui

On constate que les déplacements des étages 6, 7 et 8 sont supérieurs aux valeurs limites et ne sont donc pas satisfaites (suivant le sens y-y), cela est probablement dû au décrochement (la répartition des charges change drastiquement en raison de l'architecture).

Les conditions de vérification des déplacements inter-étages sont satisfaites (vis-à-vis du non-effondrement ainsi que la limitation des dommages).

Cependant en raison de l'architecture assez contraignante du projet, nous choisissons d'augmenter l'épaisseur des voiles de 20cm à 25cm, évitant ainsi la disposition de beaucoup de voiles de contreventement.

IV.5. Modèle final :

Le modèle initial n'étant pas adéquat, la structure est renforcée d'avantage par d'autres voiles de contreventement. Ayant essayé maints arrangements différents des voiles, nous avons opté pour la disposition suivante :

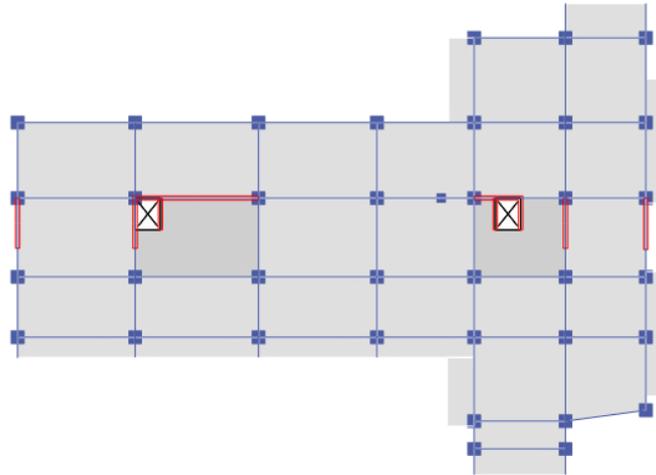


Figure IV.2 : Modèle final.

IV.5.1. Caractéristiques dynamiques du modèle final :

Les résultats des périodes et participations massiques obtenues à travers l'analyse sur le logiciel ETABS21 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Périodes et participation massique (modèle final).

Mode	Période (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,160	0,0175	0,4549	0,0175	0,4549
2	0,836	0,193	0,0064	0,2106	0,4613
3	0,631	0,3596	0,0149	0,5701	0,4762
4	0,431	1,31E-05	2,65E-01	0,5702	0,7415
5	0,306	0,0631	0,0277	0,6332	0,7692
6	0,23	0,0104	0,0271	0,6436	0,7963
7	0,195	0,2037	0,0126	0,8473	0,8089
8	0,136	2,59E-06	0,0062	0,8473	0,8151
9	0,133	0,0143	0,0308	0,8616	0,8459
10	0,115	0,0057	0,0509	0,8673	0,8968
11	0,094	0,0001	0,0155	0,8674	0,9124
12	0,086	0,0643	2,00E-04	0,9317	0,9125
13	0,077	3,40E-03	0,0131	0,9352	0,9256
14	0,063	0,0005	0,0055	0,9356	0,9311
15	0,057	3,06E-02	1,70E-03	0,9662	0,9328

On constate que :

- La structure est dotée d'une période $T = 1,160$ s
- La participation massique atteint les 90% à partir du 12^{ème} mode.
- Les 2 premiers modes de la structure sont des modes de translation (le 1^{er} suivant y-y, le 2^{ème} suivant x-x), et le 3^{ème} est un mode de rotation.

IV.5.2. Vérification de la période :

Les périodes obtenues par la modélisation sur ETABS sont :

$$\begin{cases} T_y = 1,160 \text{ s} > 1,3T_{\text{empirique}} = 1,014 \text{ s} \\ T_x = 0,836 \text{ s} < 1,3T_{\text{empirique}} = 1,014 \text{ s} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_0^y = 1,3T_{\text{empirique}} \\ T_0^x = T_{\text{calcul}} \end{cases}$$

Donc les périodes à retenir pour les calculs qui suivent sont :

$$\begin{aligned} T_y &= 1,014 \text{ s} \\ T_x &= 0,836 \text{ s} \end{aligned}$$

IV.5.3. Calcul de l'action sismique horizontale :

- **Suivant le sens y-y :**

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] \quad (\text{Car : } T_2 = 0,6 \text{ s} < T = 1,014 \text{ s} < T_3 = 2 \text{ s})$$

$$\text{Ce qui donne : } \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0,3 \times 1 \times 1,3 \left[2,5 \cdot \frac{1,25}{4,5} \right] \cdot \left[\frac{0,6}{1,014} \right] = 0,160$$

- **Suivant le sens x-x :**

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] \quad (\text{Car : } T_2 = 0,6 \text{ s} < T = 0,836 \text{ s} < T_3 = 2 \text{ s})$$

$$\text{Ce qui donne : } \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0,3 \times 1 \times 1,3 \left[2,5 \cdot \frac{1,25}{4,5} \right] \cdot \left[\frac{0,6}{0,836} \right] = 0,194$$

IV.5.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :

Les efforts tranchants à la base de la structure (dynamiques obtenus par le logiciel ETABS) doivent être supérieurs à ceux statiques.

Les efforts tranchants résultants de la modélisation sont :

$$V_x = 6787,7727 \text{ kN}$$

$$V_y = 5610,9938 \text{ kN}$$

Pour pouvoir effectuer la comparaison, il faut calculer les résultantes statiques.

A). Calcul des résultantes statiques de l'effort tranchant à la base :

$$V_x^{statique} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W = 0,85 \times 0,194 \times 56302,2893 = 9302,34 \text{ kN}$$

$$V_y^{statique} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W = 0,85 \times 0,160 \times 56302,2893 = 7669,38 \text{ kN}$$

B). Vérification de la condition :

La vérification est comme suit :

Tableau IV.7: Vérification des efforts tranchants à la base (modèle final).

Sens	$V_{dynamique}$ [kN]	$V_{statique}$ [kN]	$0,8V_{statique}$ [kN]	$V_{dynamique} > 0,8V_{statique}$
Suivant x-x	6787,77	9302,34	7441,87	Condition non satisfaite
Suivant y-y	5610,99	7669,38	6135,51	Condition non satisfaite

La condition n'étant pas vérifiée suivant les deux sens, l'apport d'une correction à tous les paramètres (forces, déplacements...) employés dans les calculs et vérifications qui suivent est nécessaire. La valeur de cette correction est de :

$$r_x = \frac{0,8V_x^{stat}}{V_x^{dyn}} = 1,09 \approx 1,1 \text{ suivant x-x}$$

$$r_y = \frac{0,8V_y^{stat}}{V_y^{dyn}} = 1,09 \approx 1,1 \text{ suivant y-y}$$

IV.5.5. Vérification des déplacements inter-étages :**A). Justification de non effondrement :**

Tableau IV.8: Vérifications de non-effondrement.

Niveau	h (m)	$\bar{\Delta}_k$ (mm)	Sens (x-x)				Sens (y-y)			
			δ_{ek}^x (mm)	$\left(\frac{R}{Q_F}\right) \cdot \delta_k^x$ (mm)	Δ_k^x (mm)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$	δ_{ek}^y (mm)	$\left(\frac{R}{Q_F}\right) \cdot \delta_k^y$ (mm)	Δ_k^y (mm)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$
Toiture	3,23	48,45	46,02	165,69	18,81	Oui	86,89	312,80	31,62	Oui
Terrasse	3,23	48,45	40,80	146,88	17,92	Oui	78,10	281,18	32,91	Oui
10 ^{ème}	3,23	48,45	35,82	128,96	17,31	Oui	68,96	248,26	34,70	Oui
9 ^{ème}	3,23	48,45	31,01	111,65	16,28	Oui	59,32	213,56	36,16	Oui
8 ^{ème}	3,23	48,45	26,49	95,37	14,38	Oui	49,28	177,40	35,63	Oui
7 ^{ème}	3,23	48,45	22,50	80,99	16,88	Oui	39,38	141,78	38,71	Oui
6 ^{ème}	3,23	48,45	17,81	64,11	18,83	Oui	28,63	103,06	34,38	Oui
5 ^{ème}	3,23	48,45	12,58	45,28	12,62	Oui	19,08	68,68	18,65	Oui
4 ^{ème}	3,23	48,45	9,07	32,66	11,27	Oui	13,90	50,03	17,47	Oui
3 ^{ème}	3,23	48,45	5,94	21,39	9,63	Oui	9,05	32,57	15,33	Oui
2 ^{ème}	3,23	48,45	3,27	11,76	7,69	Oui	4,79	17,23	11,97	Oui
1 ^{er}	3,40	51	1,13	4,07	4,07	Oui	1,46	5,26	5,26	Oui

Les conditions sont satisfaites.

B). Justification de limitation des dommages :

Tableau IV.9: Vérification de limitation des dommages.

Niveau	h (m)	0,0075h _k (mm)	Sens (x-x)			Sens (y-y)		
			Δ _k ^x (mm)	v _A ·Δ _k ^x (mm)	v _A ·Δ _k ≤ 0,0075h _k	Δ _k ^y (mm)	v _A ·Δ _k ^y (mm)	v _A ·Δ _k ≤ 0,0075h _k
Toiture	3,23	24,225	18,81	9,41	Oui	31,62	15,81	Oui
Terrasse	3,23	24,225	17,92	8,96	Oui	32,91	16,46	Oui
10 ^{ème}	3,23	24,225	17,31	8,66	Oui	34,70	17,35	Oui
9 ^{ème}	3,23	24,225	16,28	8,14	Oui	36,16	18,08	Oui
8 ^{ème}	3,23	24,225	14,38	7,19	Oui	35,63	17,81	Oui
7 ^{ème}	3,23	24,225	16,88	8,44	Oui	38,71	19,36	Oui
6 ^{ème}	3,23	24,225	18,83	9,42	Oui	34,38	17,19	Oui
5 ^{ème}	3,23	24,225	12,62	6,31	Oui	18,65	9,32	Oui
4 ^{ème}	3,23	24,225	11,27	5,64	Oui	17,47	8,73	Oui
3 ^{ème}	3,23	24,225	9,63	4,82	Oui	15,33	7,67	Oui
2 ^{ème}	3,23	24,225	7,69	3,84	Oui	11,97	5,99	Oui
1 ^{er}	3,40	25,5	4,07	2,03	Oui	5,26	2,63	Oui

Les conditions sont satisfaites.

Ainsi, les conditions de vérification des déplacements inter-étages sont satisfaites (vis-à-vis du non-effondrement ainsi que la limitation des dommages).

IV.5.6. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante selon l'article 7.4.3 du RPA2024 :

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

Avec :

N_d : l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur la section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

Tableau IV.10: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Etage	Section du poteau (cm)	B_c (cm^2)	N_d (kN)	ν	$\nu \leq 0,35$	Section du poteau admise (cm)	$\nu_{correcté}$
Terrasse	35x35	1225	231,37	0,076	Oui	55x55	0,031
10 ^{ème}	35x35	1225	492,25	0,161	Oui	55x55	0,065
9 ^{ème}	40x40	1600	799,01	0,200	Oui	60x60	0,089
8 ^{ème}	40x40	1600	1169,42	0,292	Oui	60x60	0,130
7 ^{ème}	45x45	2025	1603,26	0,317	Oui	65x65	0,152
6 ^{ème}	45x45	2025	2067,64	0,408	Non	65x65	0,196
5 ^{ème}	50x50	2500	2542,20	0,407	Non	70x70	0,208
4 ^{ème}	50x50	2500	3026,75	0,484	Non	70x70	0,247
3 ^{ème}	55x55	3025	3551,30	0,470	Non	75x75	0,253
2 ^{ème}	55x55	3025	4081,53	0,540	Non	75x75	0,290
1 ^{er}	60x60	3600	4592,96	0,510	Non	80x80	0,287
RDC	60x60	3600	5081,45	0,565	Non	80x80	0,318

Le critère de l'effort normal réduit n'étant pas vérifié pour certains niveaux, il est donc important de redimensionner les sections des poteaux en les augmentant jusqu'à vérification de la condition.

Les nouvelles sections retenues sont les suivantes :

Tableau IV.11: Sections retenues pour les poteaux.

Niveau	Section choisie (cm)
Attique - 10 ^{ème}	55x55
9 ^{ème} - 8 ^{ème}	60x60
7 ^{ème} - 6 ^{ème}	65x65
5 ^{ème} - 4 ^{ème}	70x70
3 ^{ème} - 2 ^{ème}	75x75
1 ^{er} - RDC	80x80
SS1 - SS2	80x80

IV.5.7. Caractéristiques dynamiques du modèle (après modification des poteaux) :

Tableau IV.12: Périodes et participation massique du modèle (après modification des poteaux).

Mode	Période (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,052	0,0153	0,466	0,0153	0,466
2	0,727	0,2305	0,0129	0,2458	0,4789
3	0,572	0,3294	0,0069	0,5752	0,4858
4	0,393	2,85E-06	2,63E-01	0,5752	0,7487
5	0,277	0,0594	0,0254	0,6346	0,7741
6	0,193	0,0696	0,0136	0,7041	0,7877
7	0,183	0,1416	0,0263	0,8457	0,814
8	0,122	1,42E-02	0,0212	0,8599	0,8352
9	0,113	2,00E-04	0,0355	0,8601	0,8707
10	0,1	0,0074	0,0347	0,8675	0,9054
11	0,083	0,0518	0,0017	0,9193	0,9071
12	0,077	0,0075	2,50E-03	0,9268	0,9096
13	0,071	3,60E-03	0,0173	0,9304	0,9269
14	0,055	0,0285	0,0026	0,9589	0,9295
15	0,052	2,35E-05	1,08E-02	0,9589	0,9403

On constate que :

- La structure est dotée d'une période $T = 1,052 s$
- La participation massique atteint les 90% à partir du 11^{ème} mode.
- Les 2 premiers modes de la structure sont des modes de translation (le 1^{er} suivant y-y, le 2^{ème} suivant x-x), et le 3^{ème} est un mode de rotation.

On passe à présent aux vérifications :

IV.5.8. Vérification de la période :

Les périodes obtenues par la modélisation sur ETABS sont :

$$\begin{cases} T_y = 1,052 s > 1,3T_{empirique} = 1,014 s \\ T_x = 0,727 s < 1,3T_{empirique} = 1,014 s \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_0^y = 1,3T_{emp} \\ T_0^x = T_{calcul} \end{cases}$$

Donc les périodes à retenir pour les calculs qui suivent sont :

$$\begin{aligned} T_y &= 0,727 s \\ T_x &= 1,014 s \end{aligned}$$

IV.5.9. Calcul de l'action sismique horizontale :

- **Suivant le sens x-x :**

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] \quad (\text{Car : } T_2 = 0,6 \text{ s} < T = 0,727 \text{ s} < T_3 = 2 \text{ s})$$

$$\text{Ce qui donne : } \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0,3 \times 1 \times 1,3 \left[2,5 \cdot \frac{1,25}{4,5} \right] \cdot \left[\frac{0,6}{0,727} \right] = 0,224$$

- **Suivant le sens y-y :**

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] \quad (\text{Car : } T_2 = 0,6 \text{ s} < T = 1,014 \text{ s} < T_3 = 2 \text{ s})$$

$$\text{Ce qui donne : } \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0,3 \times 1 \times 1,3 \left[2,5 \cdot \frac{1,25}{4,5} \right] \cdot \left[\frac{0,6}{1,014} \right] = 0,160$$

IV.5.10. Vérification de l'effort tranchant à la base :

Les efforts tranchants à la base de la structure (dynamiques obtenus par le logiciel ETABS) doivent être supérieurs à ceux statiques.

Les efforts tranchants résultants de la modélisation sont :

$$V_x = 7635,0317 \text{ kN} \quad V_y = 6406,7368 \text{ kN}$$

Pour pouvoir effectuer la comparaison, il faut calculer les résultantes statiques.

A). Calcul des résultantes statiques de l'effort tranchant à la base :

- **Suivant le sens x-x :**

$$V_x^{statique} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 0,85 \times 0,224 \times 61740,6905 = 11730,31 \text{ kN}$$

- **Suivant le sens y-y :**

$$V_y^{statique} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 0,85 \times 0,160 \times 61740,6905 = 8410,19 \text{ kN}$$

B). Vérification de la condition :

La vérification est comme suit :

Tableau IV.13: Vérification des efforts tranchants à la base (modèle n° 01).

Sens	$V_{dynamique}$ [kN]	$V_{statique}$ [kN]	$0,8V_{statique}$ [kN]	$V_{dynamique} > 0,8V_{statique}$
Suivant x-x	7635,03	11730,31	9384,25	Condition non satisfaite
Suivant y-y	6406,74	8410,19	6728,15	Condition non satisfaite

La condition n'étant pas vérifiée suivant les deux sens, l'apport d'une correction à tous les paramètres employés dans les calculs et vérifications qui suivent est nécessaire :

$$r_x = \frac{0,8v_x^{stat}}{v_x^{dyn}} = 1,23 \quad \text{suivant x-x} \quad \text{et} \quad r_y = \frac{0,8v_y^{stat}}{v_y^{dyn}} = 1,1 \quad \text{suivant y-y}$$

IV.5.11. Vérification des déplacements inter-étages :

A). Justification de non effondrement :

Tableau IV.14: Vérifications de non-effondrement.

Niveau	h (m)	$\bar{\Delta}_k$ (mm)	Sens (x-x)				Sens (y-y)			
			δ_{ek}^x (mm)	$\left(\frac{R}{Q_F}\right) \cdot \delta_k^x$ (mm)	Δ_k^x (mm)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$	δ_{ek}^y (mm)	$\left(\frac{R}{Q_F}\right) \cdot \delta_k^y$ (mm)	Δ_k^y (mm)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$
Toiture	3,23	48,45	45,44	163,57	16,25	Oui	78,16	281,38	26,06	Oui
Terrasse	3,23	48,45	40,92	147,32	17,53	Oui	70,92	255,32	27,31	Oui
10 ^{ème}	3,23	48,45	36,05	129,80	17,41	Oui	63,34	228,01	29,85	Oui
9 ^{ème}	3,23	48,45	31,22	112,38	16,83	Oui	55,05	198,16	31,75	Oui
8 ^{ème}	3,23	48,45	26,54	95,56	15,15	Oui	46,23	166,41	31,84	Oui
7 ^{ème}	3,23	48,45	22,34	80,41	17,16	Oui	37,38	134,57	35,59	Oui
6 ^{ème}	3,23	48,45	17,57	63,25	16,84	Oui	27,50	98,98	34,60	Oui
5 ^{ème}	3,23	48,45	12,89	46,41	12,64	Oui	17,89	64,39	17,71	Oui
4 ^{ème}	3,23	48,45	9,38	33,77	11,57	Oui	12,97	46,68	16,37	Oui
3 ^{ème}	3,23	48,45	6,17	22,20	9,98	Oui	8,42	30,31	14,33	Oui
2 ^{ème}	3,23	48,45	3,39	12,22	8,09	Oui	4,44	15,99	11,15	Oui
1 ^{er}	3,40	51	1,15	4,13	4,13	Oui	1,34	4,83	4,83	Oui

Les conditions sont satisfaites.

B). Justification de limitation des dommages :

Tableau IV.15: Vérification de limitation des dommages.

Niveau	h (m)	0,0075h _k (mm)	Sens (x-x)			Sens (y-y)		
			Δ_k^x (mm)	$v_A \cdot \Delta_k^x$ (mm)	$v_A \cdot \Delta_k \leq 0,0075h_k$	Δ_k^y (mm)	$v_A \cdot \Delta_k^y$ (mm)	$v_A \cdot \Delta_k \leq 0,0075h_k$
Toiture	3,23	24,225	45,44	8,12	Oui	78,16	13,03	Oui
Terrasse	3,23	24,225	40,92	8,76	Oui	70,92	13,65	Oui
10 ^{ème}	3,23	24,225	36,05	8,71	Oui	63,34	14,92	Oui
9 ^{ème}	3,23	24,225	31,22	8,41	Oui	55,05	15,87	Oui
8 ^{ème}	3,23	24,225	26,54	7,57	Oui	46,23	15,92	Oui
7 ^{ème}	3,23	24,225	22,34	8,58	Oui	37,38	17,79	Oui
6 ^{ème}	3,23	24,225	17,57	8,42	Oui	27,50	17,30	Oui
5 ^{ème}	3,23	24,225	12,89	6,32	Oui	17,89	8,85	Oui
4 ^{ème}	3,23	24,225	9,38	5,78	Oui	12,97	8,18	Oui
3 ^{ème}	3,23	24,225	6,17	4,99	Oui	8,42	7,16	Oui
2 ^{ème}	3,23	24,225	3,39	4,05	Oui	4,44	5,58	Oui
1 ^{er}	3,40	25,5	1,15	2,06	Oui	1,34	2,42	Oui

Ainsi, les conditions de vérification des déplacements inter-étages sont satisfaites (vis-à-vis du non-effondrement ainsi que la limitation des dommages).

IV.5.12. Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$:

Selon le RPA2024 (article 5.9), les effets du 2ème ordre (effets $P - \Delta$) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = \frac{P_k - \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

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

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

V_k : effort tranchant au niveau k : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k - 1$.

h_k : la hauteur du niveau k .

- Suivant le sens x-x :

Tableau IV.16: Vérification des effets de second ordre suivant le sens x-x.

Niveau	H_k (m)	Δ_k (mm)	P_k (kN)	V_k (kN)	θ_k	$\theta_k \leq 0,10$
Toiture	3,23	16,25	726,69	303,70	0,012	Condition vérifiée
Terrasse	3,23	17,53	4083,31	1710,04	0,013	Condition vérifiée
10 ^{ème}	3,23	17,41	7437,37	2889,16	0,014	Condition vérifiée
9 ^{ème}	3,23	16,83	10791,44	3826,18	0,015	Condition vérifiée
8 ^{ème}	3,23	15,15	14221,73	4581,52	0,015	Condition vérifiée
7 ^{ème}	3,23	17,16	17652,03	5198,71	0,018	Condition vérifiée
6 ^{ème}	3,23	16,84	21929,71	5795,37	0,020	Condition vérifiée
5 ^{ème}	3,23	12,64	29537,47	6759,24	0,017	Condition vérifiée
4 ^{ème}	3,23	11,57	37322,67	7686,96	0,017	Condition vérifiée
3 ^{ème}	3,23	9,98	45107,87	8477,73	0,016	Condition vérifiée
2 ^{ème}	3,23	8,09	53236,09	9068,92	0,015	Condition vérifiée
1 ^{er}	3,40	4,13	61740,69	9391,09	0,008	Condition vérifiée

- Suivant le sens y-y :

Tableau IV.17: Vérification des effets du second ordre suivant le sens y-y.

Niveau	H_k (m)	Δ_k (mm)	P_k (kN)	V_k (kN)	θ_k	$\theta_k \leq 0,10$
Toiture	3,23	28,41	726,69	251,26	0,023	Condition vérifiée
Terrasse	3,23	29,82	4083,31	1213,66	0,028	Condition vérifiée
10 ^{ème}	3,23	31,25	7437,37	2007,93	0,034	Condition vérifiée
9 ^{ème}	3,23	32,62	10791,44	2612,54	0,041	Condition vérifiée
8 ^{ème}	3,23	31,47	14221,73	3082,20	0,045	Condition vérifiée
7 ^{ème}	3,23	30,71	17652,03	3466,82	0,056	Condition vérifiée
6 ^{ème}	3,23	23,19	21929,71	3851,60	0,061	Condition vérifiée
5 ^{ème}	3,23	11,42	29537,47	4643,73	0,035	Condition vérifiée
4 ^{ème}	3,23	10,16	37322,67	5533,12	0,034	Condition vérifiée
3 ^{ème}	3,23	8,51	45107,87	6281,10	0,032	Condition vérifiée
2 ^{ème}	3,23	6,43	53236,09	6800,67	0,027	Condition vérifiée
1 ^{er}	3,40	2,89	61740,69	7047,41	0,012	Condition vérifiée

La condition étant satisfaite suivant les deux sens, les effets du second ordre (ou effets $P - \Delta$) sont donc négligeables.

IV.5.13. Justification du coefficient de comportement global :

L'article 3.5 [1] stipule que le système de contreventement « 5 » (système de contreventement constitué principalement par des voiles) est un système dans lequel la résistance des voiles à l'effort tranchant à la base de la structure dépasse 65% de la résistance à l'effort tranchant de l'ensemble de la structure.

Tableau IV.18: Justification du coefficient de comportement global de la structure.

Sens	Effort tranchant repris par les voiles (kN)	Effort tranchant repris par l'ensemble de la structure (kN)	$R = \frac{\text{Effort}_{voiles}}{\text{Effort}_{structure}}$	$R > 65\%$
x-x	6869,956	9433,2195	72,83%	Oui
y-y	5759,8828	7028,7535	81,95%	Oui

Les pourcentages ayant tous les deux dépassé les 65%, le coefficient choisi précédemment est justifié : les voiles de contreventement reprennent plus de 65% de la résistance à l'effort tranchant de l'ensemble de la structure.

IV.6. Conclusion :

Ce chapitre a mis en évidence l'impact significatif du décrochement sur le comportement de la structure sous effets du séisme, et nous a permis de concevoir une disposition adaptée et adéquate des voiles de contreventement. L'analyse dynamique a révélé que les déplacements dans le modèle initial ne sont pas vérifiés aux niveaux affectés par le décrochement, en raison d'une modification de la répartition des charges induite par l'architecture. Pour renforcer la rigidité tout en évitant de mettre beaucoup de voiles, nous avons choisi d'augmenter leur épaisseur de 20 à 25 cm.

Dans le modèle final, on constate que les déplacements aux étages inférieurs restent faibles par rapport aux valeurs limites, une réduction de rigidité pourrait les augmenter, mais cela engendrerait des déplacements excessifs aux étages supérieurs, et ce au-delà des limites admissibles.

Les sections des poteaux ont été redimensionnées pour satisfaire aux conditions liées à l'effort normal réduit.

Enfin, les voiles ont été maintenus continus sur tous les niveaux, sauf aux endroits interrompus par le décrochement, afin de contrôler les déplacements importants observés dans les étages supérieurs.

**CHAPITRE V : ETUDE THERMIQUE DE LA
STRUCTURE**

V.1. Introduction :

Les variations de température influencent directement le comportement des éléments structuraux. Sous l'effet d'une élévation de température, les matériaux subissent une dilatation, tandis qu'un refroidissement engendre un raccourcissement. Ces déformations thermiques peuvent générer des contraintes internes importantes, susceptibles d'affecter la stabilité, la durabilité et l'intégrité de l'ouvrage.

L'article B.5.6 du CBA93 souligne que l'action thermique doit être prise en compte notamment pour les structures dont les dimensions dépassent les 25 mètres (wilayas du Tell, hauts plateaux et de l'Atlas Saharien) ou les 30 mètres (wilayas côtières). Dans ce cas, une vérification doit être effectuée afin de juger si les effets thermiques peuvent être considérés comme négligeables ou s'ils doivent être comptabilisés (une autre solution serait l'introduction d'un joint de dilatation).

Les dimensions de la structure étudiée, implantée à la Wilaya de Blida, dépassent la limite imposée par l'article du CBA93 cité précédemment ($L_x = 43,10\text{ m}$ et $L_y = 28,10\text{ m}$), et pour ces raisons-là, l'étude thermique s'avère indispensable.

Dans le cas de notre projet, nous nous intéresserons au calcul des poutres sous les effets de la température (qui engendrent une flexion composée).

V.2. Dilatation du béton :

La dilatation thermique est le phénomène par lequel un matériau augmente de volume ou de longueur sous l'effet de la chaleur.

Dans le cas du béton armé, ce comportement est quantifié par le coefficient de dilatation thermique, noté α , qui représente l'allongement unitaire d'un matériau par degré Celsius. Selon le CBA 93, ce coefficient est estimé à $\alpha = 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ pour le béton.

V.3. Analyse thermique :

L'analyse a été faite sur le logiciel ETABS21, en introduisant les valeurs de variations de température comme charges d'accompagnement sur les poutres de la périphérie de la structure (qui sont les plus exposées à ces variations de température).

La combinaison à considérer pour les calculs est la suivante :

$$1.35G + 1.5Q + 0.8T$$

L'action thermique est donc réduite de 80%.

L'article A.3.1.3.3 [2] stipule que, pour les constructions situées à l'air libre au nord de l'Algérie, on adopte les variations uniformes de température suivantes : $+35^{\circ}\text{C}$ et -15°C

Les résultats des efforts normaux et moments fléchissants obtenus par le logiciel ETABS21 suite à l'analyse ont permis de calculer les sections de ferrailage des poutres de la terrasse en flexion composée à l'aide du logiciel SOCOTEC pour chacun des cas suivants :

V.3.1. Cas n°01 : $\Delta T = +35^{\circ}\text{C}$

Tableau V.1: Ferrailage des poutres aux combinaisons thermiques (cas n°01).

Poutres Principales 35x55 cm2										
Position	M_{max} (kN.m)	N_{corr} (kN)	Sollicitation	A_s	A'_s	A_{smin}^{RPA} (cm ²)	Choix		$A_s^{choisie}$ (cm ²)	
							As	As'	As	As'
Travée	85,01	-1038,06	SEC	0	0	9,63	5T14	5T14	9,96	9,96
Appui	-133,03	-1038,06	SEC	0	0		5T14	5T14	9,96	9,96
Poutres Secondaires 25x40 cm2										
Travée	12,53	-743,89	SEC	0	0	5	3T16	3T16	6,03	6,03
Appui	-26,96	-743,89	SEC	0	0		3T16	3T16	6,03	6,03

Avec : $A_{smin}^{RPA} = 0,5\%(b \times h)$

V.3.2. Cas n°02 : $\Delta T = -15^{\circ}\text{C}$

Tableau V.2: Ferrailage des poutres aux combinaisons thermiques (cas n°02).

Poutres Principales 35x55 cm2										
Position	M_{max} (kN.m)	N_{corr} (kN)	Sollicitation	A_s	A'_s	A_{smin}^{RPA} (cm ²)	Choix des barres		$A_s^{choisie}$ (cm ²)	
							As	As'	As	As'
Travée	85,09	379,65	SET	8,36	0	9,63	5T14+2T12	5T14	9,96	7,70
Appui	-133,76	379,65	SPC	10,56	0		7T14	5T14	10,78	7,70
Poutres Secondaires 25x40 cm2										
Travée	10,84	314,51	SET	4,35	0	5	3T16	3T16	6,03	6,03
Appui	-27,57	314,51	SET	5,48	0		3T16	3T16	6,03	6,03

V.4. Comparaison des résultats :

Les résultats de l'analyse dynamique établie dans le chapitre IV permettent de calculer les sections de ferrailage à l'état limite ultime (situation durable), ainsi qu'aux combinaisons sismiques (situation accidentelle). La comparaison de ferrailages résultants avec ceux obtenus à travers l'étude thermique permettra de déterminer la combinaison la plus

défavorable, et d'en déduire l'importance de l'influence des effets thermiques (s'ils sont négligeables ou, dans le cas contraire : doivent être pris en compte).

Les résultats des ferrillages obtenus à l'ELU ainsi que sous combinaisons sismiques sont représentés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau V.3: Ferrillage des poutres à l'ELU (1,35G+1,5Q).

Poutres Principales 35x55 cm2								
Position	M_{max} (kN.m)	A_s	A'_s	A_{smin}^{RPA} (cm ²)	Choix		$A_s^{choisie}$ (cm ²)	
					As	As'	As	As'
Travée	120,09	5,58	0	9,63	5T14	5T14	9,96	9,96
Appui	-192,70	9,27	0		5T14	5T14	9,96	9,96
Poutres Secondaires 25x40 cm2								
Travée	50,12	3,3	0	5	3T16	3T16	6,03	6,03
Appui	-77,47	5,29	0		3T16	3T16	6,03	6,03

Tableau V.4: Ferrillage des poutres sous combinaison sismique (G+0,3Q+E1).

Poutres Principales 35x55 cm2								
Position	M_{max} (kN.m)	A_s	A'_s	A_{smin}^{RPA} (cm ²)	Choix		$A_s^{choisie}$ (cm ²)	
					As	As'	As	As'
Travée	154,29	6,19	0	9,63	8T14	4T16	12,31	8,04
Appui	-366,27	15,78	0		8T16	4T14	16,08	6,16
Poutres Secondaires 25x40 cm2								
Travée	157,26	9,87	0	5	3T20	3T20	9,42	9,42
Appui	-253,31	18,03	0		6T20	3T20	18,85	9,42

Tableau V.5: Résultats des ferrillages des poutres sous différentes combinaisons.

Poutres Principales 35x55 cm2						
Position	1,35G + 1,5Q + 0,8T		1,35G + 1,5Q		G + 0,3Q + E ₁	
	As	As'	As	As'	As	As'
Travée	9,96	7,70	9,96	9,96	12,31	8,04
Appui	10,78	7,70	9,96	9,96	16,08	6,16
Poutres Secondaires 25x40 cm2						
Position	1,35G + 1,5Q + 0,8T		1,35G + 1,5Q		G + 0,3Q + E ₁	
	As	As'	As	As'	As	As'
Travée	6,03	6,03	6,03	6,03	9,42	9,42
Appui	6,03	6,03	6,03	6,03	18,85	9,42

V.5. Conclusion :

On constate que la combinaison accidentelle (Combinaison sismique $G + 0,3Q + E_1$) donne des sections de ferrailage plus élevés que celles données par les combinaisons restantes. De ce fait, l'effet thermique est considéré comme négligeable, le calcul des poutres dans le chapitre qui suit sera effectué en flexion simple sans prendre en compte la variation de température.

**CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS
RESISTANTS**

VI.1. Introduction :

Les éléments résistants constituent l'ossature principale de la structure ; ils assurent la résistance face aux différentes sollicitations garantissant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Le ferrailage de chacun de ces éléments (poutres, poteaux et voiles) est réalisé conformément aux prescriptions du RPA2024, CBA 93 ainsi que du BAEL91, qui définissent les règles de calcul, les dispositions constructives minimales et les conditions d'armature nécessaires à une bonne tenue de la structure en tout état.

VI.2. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux assurant la transmission et l'acheminement des charges des poutres et planchers vers les fondations. Ils sont soumis à la flexion composée (effort normal de compression/traction « N » + moment fléchissant « M »), à l'exception des poteaux des sous-sols qui sont soumis à la compression simple (effort N).

VI.2.1. Calcul des poteaux de la superstructure :

Les poteaux de la superstructure sont calculés à la flexion composée, se situant ainsi dans l'un des cas suivants :

- SET : section entièrement tendue.
- SEC : section entièrement comprimée.
- SPC : section partiellement comprimée.

VI.2.1.1. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons à considérer dans les calculs sont les suivantes :

- **En situation durable :**
 - ELU : $1.35G + 1.5Q$
 - ELS : $G + Q$
- **En situation accidentelle :**
 - $G + 0.3Q \pm E_1$ ($E_1 = E_x \pm 0.3E_y$)
 - $G + 0.3Q \pm E_2$ ($E_2 = 0.3E_x \pm E_y$)

Dans le cas de situation accidentelle, plutôt que de calculer les sections de ferrailage résultantes de chacune des combinaisons, nous effectuerons le calcul pour la combinaison la plus défavorable des deux seulement.

A partir des combinaisons d'actions précédentes, nous obtiendrons 3 cas distincts :

- L'effort normal maximal et le moment qui lui correspond ($N_{max}; M_{corr}$).
- Le moment maximal et l'effort normal qui lui correspond ($M_{max}; N_{corr}$).
- L'effort normal minimal et le moment qui lui correspond ($N_{min}; M_{corr}$).

VI.2.1.2. Recommandations et exigences du RPA2024 en zone VI :

L'article 7.4.2 [1] précise que :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales est de 1%.
- Le pourcentage maximal d'armatures longitudinales en zone courante est de 4% .
- Le pourcentage maximal d'armatures longitudinales en zone de recouvrement est de 8% .
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales de diamètre \emptyset_l est de $60\emptyset_l$
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser les 15 cm.

VI.2.1.3. Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul se fait en flexion composée à l'aide du logiciel SOCOTEC (application «BAEL.R», en prenant un enrobage de 3cm).

A). En situation durable : (1.35G + 1.5Q)

En situation durable, le calcul est caractérisé par les paramètres suivants :

- Coefficient de durée d'application des charges : (pour une longue durée +24h)

$$\theta = 1$$

- Coefficient de sécurité du béton :

$$\gamma_b = 1.50$$

- Coefficient de sécurité de l'acier :

$$\gamma_s = 1.15$$

- Contrainte caractéristique du béton à 28j :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

- Limite élastique de l'acier :

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

Tableau VI.1: Sections de ferrailage des poteaux en situation durable (ELU).

$(N_{max} ; M_{corr})$							
Etage	Section (cm^2)	N_{max} (kN)	M_{max} ($kN.m$)	Sollicitation	$A_s/Paroi$ (cm^2)	$A_s'/Paroi$ (cm^2)	$A_{s_{min}}^{RPA}$ (cm^2)
10 ^{ème} et attique	55x55	-544,95	-12,77	SEC	0	0	30,25
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	60x60	-1303,82	15,08	SEC	0	0	36
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	65x65	-2086,34	-24,52	SEC	0	0	42,25
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	70x70	-2897,54	16,98	SEC	0	0	49
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	75x75	-3737,69	18,13	SEC	0	0	56,25
RDC et 1er	80x80	-4769,47	-22,45	SEC	0	0	64
$(M_{max} ; N_{corr})$							
Etage	Section (cm^2)	M_{max} ($kN.m$)	N_{corr} (kN)	Sollicitation	$A_s/Paroi$ (cm^2)	$A_s'/Paroi$ (cm^2)	$A_{s_{min}}^{RPA}$ (cm^2)
10 ^{ème} et attique	55x55	13,50	-517,59	SEC	0	0	30,25
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	60x60	15,08	-1303,82	SEC	0	0	36
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	65x65	-24,52	-2086,34	SEC	0	0	42,25
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	70x70	16,98	-2897,54	SEC	0	0	49
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	75x75	18,13	-3737,69	SEC	0	0	56,25
RDC et 1er	80x80	-22,45	-4769,47	SEC	0	0	64
$(N_{min} ; M_{corr})$							
Etage	Section (cm^2)	N_{min} (kN)	M_{max} ($kN.m$)	Sollicitation	$A_s/Paroi$ (cm^2)	$A_s'/Paroi$ (cm^2)	$A_{s_{min}}^{RPA}$ (cm^2)
10 ^{ème} et attique	55x55	-517,59	13,50	SEC	0	0	30,25
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	60x60	-1271,26	-9,59	SEC	0	0	36
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	65x65	-2048,13	-13,08	SEC	0	0	42,25
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	70x70	-2853,22	-7,89	SEC	0	0	49
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	75x75	-3686,81	-6,02	SEC	0	0	56,25
RDC et 1er	80x80	-4707,91	13,17	SEC	0	0	64

On constate que les sections calculées sont toutes nulles, cela signifie que le béton peut résister aux efforts de compression tout seul sans qu'il y'ait besoin d'armatures, cependant les armatures sont imposées par le règlement et il n'est nullement possible de s'en passer.

On constate également que tous les efforts sont de signe (-), ce sont des efforts de compression. A l'ELU, les poteaux sont tous soumis à un effort de compression (dû aux chargements, à savoir : les charges permanentes et les charges d'exploitation).

B). En situation accidentelle : ($G + 0, 3Q + E_2$)

En situation accidentelle, le calcul est caractérisé par les paramètres suivants :

- Coefficient de durée d'application des charges : (pour une courte durée -1h)
 $\theta = 0.85$
- Coefficient de sécurité du béton : $\gamma_b = 1.20$
- Coefficient de sécurité de l'acier : $\gamma_s = 1.00$

Il est important de rappeler que les sections de ferrailage données par le logiciel SOCOTEC sont relatives à une seule paroi ou face du poteau.

Tableau VI.2: Sections de ferrailage des poteaux en situation accidentelle (combinaison sismique).

$(N_{max} ; M_{corr})$							
Etage	Section (cm^2)	N^{max} (kN)	M^{max} ($kN.m$)	Sollicitation	$A_s/Paroi$ (cm^2)	$A_s'/Paroi$ (cm^2)	A_{smin}^{RPA} (cm^2)
10 ^{ème} et attique	55x55	-732,72	-183,35	SPC	0,26	0	30,25
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	60x60	-1703,82	-272,83	SEC	0	0	36
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	65x65	-2909,36	-359,83	SEC	0	0	42,25
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	70x70	-4152,25	-333,62	SEC	0	0	49
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	75x75	-5430,96	-377,20	SEC	0	0	56,25
RDC et 1er	80x80	-6587,28	-329,27	SEC	0	0	64
$(M_{max} ; N_{corr})$							
Etage	Section (cm^2)	M^{max} ($kN.m$)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	$A_s/Paroi$ (cm^2)	$A_s'/Paroi$ (cm^2)	A_{smin}^{RPA} (cm^2)
10 ^{ème} et attique	55x55	215,83	234,52	SPC	10,95	0	30,25
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	60x60	301,87	415,85	SPC	15,14	0	36
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	65x65	379,91	782,23	SPC	20,53	0	42,25
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	70x70	-333,62	-4152,25	SEC	0	0	49
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	75x75	-377,20	-5430,96	SEC	0	0	56,25
RDC et 1er	80x80	-329,27	-6587,28	SEC	0	0	64

$(N_{min} ; M_{corr})$							
Etage	Section (cm^2)	N^{min} (kN)	M^{max} ($kN.m$)	Sollicitation	$A_s/Paroi$ (cm^2)	$A_s'/Paroi$ (cm^2)	$A_{s,min}^{RPA}$ (cm^2)
10 ^{ème} et attique	55x55	234,52	215,83	SPC	10,95	0	30,25
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	60x60	415,85	301,87	SPC	15,14	0	36
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	65x65	782,23	379,91	SPC	20,53	0	42,25
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	70x70	1132,15	351,61	SET	22,31	0	49
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	75x75	1438,51	376,93	SET	25,31	0	56,25
RDC et 1er	80x80	1555,19	504,37	SET	29,18	0	64

On remarque que les sections de ferrailage sont plus importantes dans le 3^{ème} cas, cela est dû principalement aux efforts de tractions auxquels sont soumis les poteaux.

Le 3^{ème} cas de la situation accidentelle s'avère plus défavorable que les cas restants, et sera donc employé pour le choix des ferrailages.

C). Choix des ferrailages :

Tableau VI.3: Choix des armatures longitudinales des poteaux.

Etage	Section (cm^2)	$A_s/Paroi$ (cm^2)	$A_{s,min}^{RPA}$ (cm^2)	$A_{s,max}^{RPA}$ (Z.C) (cm^2)	$A_{s,max}^{RPA}$ (Z.R) (cm^2)	Choix	$A_s^{adoptée}$ (cm^2)
10 ^{ème} et attique	55x55	10,95	30,25	121	242	20T16	40,21
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	60x60	15,14	36	144	288	16T20	50,27
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	65x65	20,53	42,25	169	338	12T25+4T16	66,95
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	70x70	22,31	49	196	392	12T25+4T20	71,48
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	75x75	25,31	56,25	225	450	12T25+8T20	84,04
RDC et 1er	80x80	29,18	64	256	512	20T25+4T20	110,74

D). Vérifications à l'état limite de service :

Il s'agirait de s'assurer que les contraintes du béton et de l'acier soient inférieures à celles limites.

Ces contraintes sont calculées à l'ELS sous N^{ser} et M^{ser} à l'aide du logiciel SOCOTEC en considérant la situation comme étant préjudiciable.

Tableau VI.4: Vérification des poteaux à l'ELS.

$(N_{ser}^{max}; M_{corr})$									
Etage	Section (cm^2)	N_{ser}^{max} (kN)	M_{ser}^{corr} ($kN.m$)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
Attique 10 ^{ème}	55x55	-397,54	8,57	19,20	250	Oui	1,31	15	Oui
9 ^{ème} 8 ^{ème}	60x60	-951,02	10,98	35,50		Oui	2,39		Oui
7 ^{ème} 6 ^{ème}	65x65	-1521,78	-17,80	47,00		Oui	3,16		Oui
5 ^{ème} 4 ^{ème}	70x70	-2113,62	12,32	55,00		Oui	3,68		Oui
3 ^{ème} 2 ^{ème}	75x75	-2726,61	12,92	61,40		Oui	4,10		Oui
1 ^{er} RDC	80x80	-3471,23	-15,61	66,10		Oui	4,42		Oui
$(M_{ser}^{max}; N_{corr})$									
Etage	Section (cm^2)	M_{ser}^{max} ($kN.m$)	N_{ser}^{corr} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
Attique 10 ^{ème}	55x55	103,97	-156,40	75,90	250	Oui	3,61	15	Oui
9 ^{ème} 8 ^{ème}	60x60	69,49	-447,99	32,90		Oui	2,45		Oui
7 ^{ème} 6 ^{ème}	65x65	71,37	-809,96	36,60		Oui	2,53		Oui
5 ^{ème} 4 ^{ème}	70x70	67,39	-1109,57	38,30		Oui	2,62		Oui
3 ^{ème} 2 ^{ème}	75x75	61,49	-1469,74	39,70		Oui	2,69		Oui
1 ^{er} RDC	80x80	55,14	-2363,09	49,40		Oui	3,32		Oui

E). Vérification de la contrainte de cisaillement :

La vérification de l'effort tranchant s'agirait de s'assurer que la contrainte de cisaillement du poteau ne dépasse pas celle admissible :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

❖ Selon le CBA93 : [article A.5.1.2.1]

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 MPa \right\} = 2,5 MPa$$

❖ Selon le RPA2024 : [article 7.4.3]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

ρ_d est égal à 0,075 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et il est égal à 0,04 dans le cas contraire.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h_c} \text{ ou } \frac{l_f}{b_c} \right)$$

Tableau VI.5: Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux.

Etage	Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA}$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
10 ^{ème} et attique	55x55	102,40	0,38	4,11	0,04	1	2,5	Oui
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	60x60	68,54	0,21	3,77	0,04	1	2,5	Oui
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	65x65	69,06	0,18	3,48	0,04	1	2,5	Oui
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	70x70	60,74	0,14	3,23	0,04	1	2,5	Oui
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	75x75	57,33	0,11	3,01	0,04	1	2,5	Oui
RDC et 1er	80x80	45,31	0,08	2,98	0,04	1	2,5	Oui

VI.2.1.4. Calcul des armatures transversales :

Le calcul de armatures transversales est donné par le CBA93 et le RPA2024 :

❖ Selon le CBA93 : [article A.5.1.2.2]

$$\begin{cases} S_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} \\ \emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_l \right\} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4\text{MPa} \right) \end{cases}$$

A_t : section d'armatures transversales.

b : largeur de la section.

h : hauteur de la section.

\emptyset_t : diamètre des armatures transversales.

\emptyset_l : diamètre des armatures longitudinales.

S_t : espacement des armatures transversales.

❖ Selon le RPA2024 : [article 7.4.2]

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_c \cdot f_e}$$

Avec :

A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.

V_u : effort tranchant de calcul.

h_c : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'armature.

t : espacement des armatures transversales.

ρ_a : coefficient correcteur tenant compte du mode fragile de rupture.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

En zone VI, l'espacement est fixé comme suit :

- En zone nodale : $t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{3} ; 10\text{cm} ; 6\varnothing_l \right\}$
- En zone courante : $t \leq \min \left\{ \frac{b_c}{3} ; \frac{h_c}{2} ; 10\varnothing_l \right\}$

La quantité d'armatures minimale $\left(\frac{A_t}{t \cdot b_c} \right)$ est donné comme suit :

$$\begin{cases} 0,3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau VI.6: Espacements maximums des barres.

Etage	Section (cm ²)	Barres	\varnothing_l (mm)	$S_{t_{max}}^{RPA}$ (cm)	
				ZN	ZC
10 ^{ème} et attique	55x55	20T16	16	10	20
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	60x60	16T20	20	10	20
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	65x65	12T25+4T16	25 et 16	10	16
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	70x70	12T25+4T20	25 et 20	10	20
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	75x75	12T25+8T20	25 et 20	10	20
RDC et 1er	80x80	20T25+4T20	25 et 20	10	20

Tableau VI.7: Choix des armatures transversales des poteaux.

Etage	a (mm)	Lf (mm)	λg	ρa	Tu	Zone	St (mm)	At_{cal} (cm ²)	Choix	$At_{choisie}$ (cm ²)
Attique 10 ^{ème}	550	2261	4,11	2,5	102,40	ZN	100	0,93	6T8	3,02
						ZC	150	1,40	6T8	3,02
9 ^{ème} 8 ^{ème}	600	2261	3,77	2,5	68,54	ZN	100	0,57	6T8	3,02
						ZC	200	1,14	6T8	3,02
7 ^{ème} 6 ^{ème}	650	2261	3,48	2,5	69,06	ZN	100	0,53	6T8	3,02
						ZC	150	0,80	6T8	3,02
5 ^{ème} 4 ^{ème}	700	2261	3,23	2,5	60,74	ZN	100	0,43	6T8	3,02
						ZC	200	0,87	6T8	3,02
3 ^{ème} 2 ^{ème}	750	2261	3,01	3,75	57,33	ZN	100	0,57	6T8	3,02
						ZC	200	1,15	6T8	3,02
1 ^{er} RDC	800	2380	2,98	2,5	45,31	ZN	100	0,28	8T8	4,02
						ZC	200	0,57	8T8	4,02

❖ Longueur de recouvrement :

D'après le RPA2024, la longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales en zone VI est de $60\phi_l$ donc :

- Pour $\phi_l = 16 \text{ mm}$ on aura : $L_r = 96 \text{ cm}$
- Pour $\phi_l = 20 \text{ mm}$ on aura : $L_r = 120 \text{ cm}$
- Pour $\phi_l = 25 \text{ mm}$ on aura : $L_r = 150 \text{ cm}$

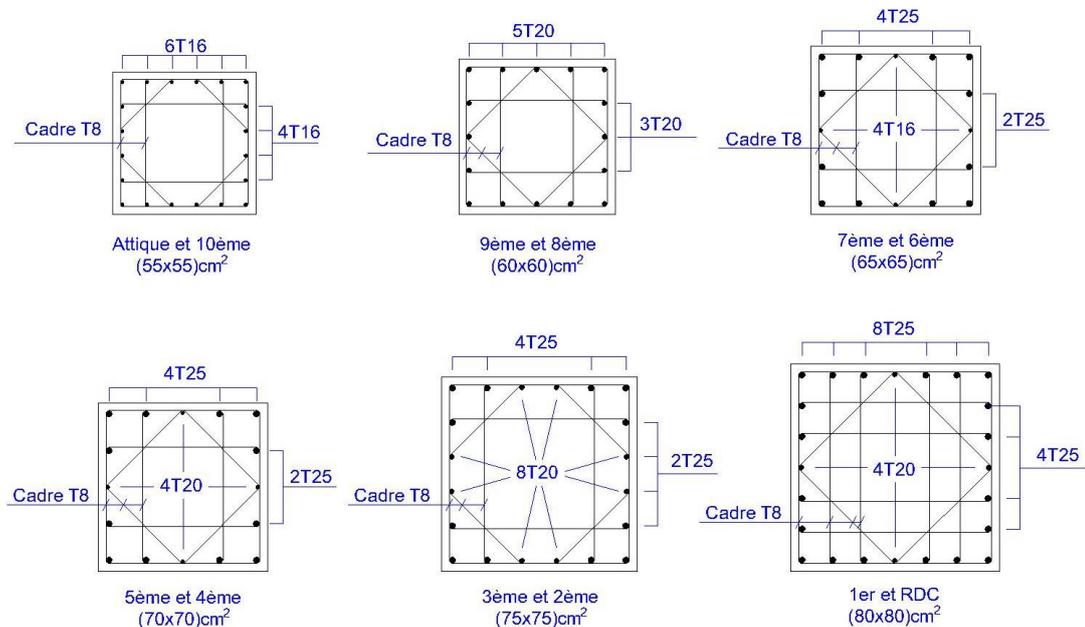


Figure VI.1: Schéma de ferrailage des poteaux de la structure.

VI.2.2. Calcul des poteaux de l'infrastructure :

Les poteaux des sous-sols sont calculés en compression simple, leur ferrailage est donné par la formule qui suit :

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

Avec :

N_U : effort normal ultime de compression simple pondéré.

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

λ : élancement d'Euler ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$)

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : moment d'inertie de la section ($I = \frac{bh^3}{12}$)

B_r : Section réduite du poteau ($B_r = (a - 0,02)^2$)

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

f_e : limite élastique de l'acier ($f_e = 500 \text{ MPa}$)

A_s : section d'acier comprimé pris en compte dans le calcul ($A_s = 1\%B_r$ en zone VI)

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$ en situation durable)

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$ en situation durable)

D'après l'article B.8.4.1 du BAEL91mod99 :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{\left(1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)\right)} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

Pour $\lambda = 35$ on a : $\alpha = 0,708$

A). Calcul de l'effort normal pondéré :

Dans le cas du poteau le plus sollicité au RDC on a : $N_{uRDC} = 4774,03 \text{ kN}$

On doit déterminer le poids revenant au poteau du S.S.1 :

- Poids du plancher..... $6,59 \times 29,67 = 195,53 \text{ kN}$
- Poids propre du poteau..... $(3,23 - 0,15) \times 0,8 \times 0,8 \times 25 = 49,28 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 18,77 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,05 \times (0,40 - 0,25) \times 0,25 \times 25 = 3,80 \text{ kN}$

Alors : $G_{SS1} = 267,38 \text{ kN}$

Tandis que la charge d'exploitation est de : $Q_{SS1} = 2,5 \times 29,67 = 74,175 \text{ kN}$

Ce qui donne : $N_{uSS1} = (1,35G_{SS1} + 1,5Q_{SS1}) + (N_{uRDC}) = 5246,26 \text{ kN}$

Au sous-sol 1 on aura : $N_{uSS1} = 5246,26 \text{ kN}$

On doit déterminer le poids revenant au poteau du S.S.2 :

- Poids du plancher..... $6,59 \times 29,67 = 195,53 \text{ kN}$
- Poids propre du poteau..... $(3,23 - 0,15) \times 0,8 \times 0,8 \times 25 = 49,28 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $7,15 \times (0,55 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 18,77 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $4,05 \times (0,40 - 0,25) \times 0,25 \times 25 = 3,80 \text{ kN}$

Alors : $G_{SS2} = 267,38 \text{ kN}$

Tandis que la charge d'exploitation est de : $Q_{SS2} = 2,5 \times 29,67 = 74,175 \text{ kN}$

Ce qui donne : $N_{uSS2} = (1,35G_{SS2} + 1,5Q_{SS2}) + (N_{uSS1}) = 5718,49 \text{ kN}$

B). Calcul des armatures longitudinales :

Les poteaux du sous-sol sont de section carrée, leur ferrailage longitudinal est calculé en compression simple :

Tableau VI.8: Ferrailage du poteau du sous-sol 2.

i	λ	α	B_r (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s_{min}}^{RPA}$ (cm^2)	Choix des barres	$A_s^{Adoptée}$ (cm^2)
23,09	9,79	0,84	6084	-102,56	64	12T25+4T16	66,95

C). Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversal est déterminé comme suit :

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_{l_{max}}}{3}$$

Donc : $\varnothing_t \geq \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$

En zone VI, l'espacement est fixé comme suit :

- En zone nodale : $t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{3} ; 10 \text{ cm} ; 6\varnothing_l \right\} = 10 \text{ cm}$
- En zone courante : $t \leq \min \left\{ \frac{b_c}{3} ; \frac{h_c}{2} ; 10\varnothing_l \right\} = 25 \text{ cm}$

On opte pour des armatures transversales en T10, avec un espacement de 10cm en zone nodale et 20cm en zone courante.

D). Vérification à l'ELS :

On a : $N_{ser_{SS1}} = 3812,79 \text{ kN}$

Ce qui donne : $N_{ser_{SS2}} = (G_{SS2} + Q_{SS2}) + (N_{ser_{RDC}}) = 4154,35 \text{ kN}$

On doit s'assurer que :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

Ce qui donne :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + \eta \cdot A_s} = \frac{4154,35 \times 10^3}{800^2 + 15 \times 6695} = 5,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, le ferrailage calculé est retenu pour les deux poteaux (SS1 et SS2).

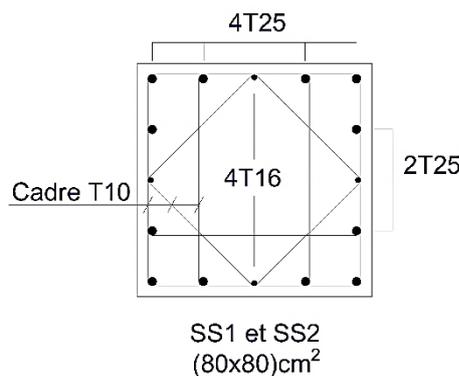


Figure VI.2: Schéma de ferrailage des poteaux des sous-sols.

VI.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux linéaires dont la fonction principale est de supporter les charges entre et au-delà des points d'appuis, ainsi que la transmission et transfert des charges vers les poteaux. On distingue deux types de poutres :

- Les poutres porteuses.
- Les poutres non-porteuses.

VI.3.1. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons à considérer dans les calculs sont les suivantes :

- **En situation durable :**
 - ELU : $1.35G + 1.5Q$
 - ELS : $G + Q$
- **En situation accidentelle :**
 - $G + 0.3Q \pm E_1$ ($E_1 = E_x \pm 0.3E_y$)
 - $G + 0.3Q \pm E_2$ ($E_2 = 0.3E_x \pm E_y$)

Dans le cas de situation accidentelle, plutôt que de calculer les sections de ferrailage résultantes de chacune des combinaisons, nous effectuerons le calcul pour la combinaison la plus défavorable des deux seulement.

VI.3.2. Recommandations et exigences du RPA2024 en zone VI :

L'article 7.4.2 [1] précise que :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales est de 0,5%.
- Le pourcentage maximal d'aciers longitudinaux en zone courante est de 4% .
- Le pourcentage maximal d'aciers longitudinaux en zone de recouvrement est de 6% .
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales de diamètre \emptyset_l est de $60\emptyset_l$.

VI.3.3. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des poutres de la structure se calcule en flexion simple à l'aide du logiciel SOCOTEC, suivant le sens porteur (poutres principales ou porteuses) et le sens non-porteur (poutres secondaires ou non-porteuses).

A). Calcul des armatures longitudinales :

Tableau VI.9: Ferrailages des poutres en SDT et SA.

Cas n°01 : SDT (1,35G+1,5Q)					
Type de poutre	Niveau	Position	M_{max} (Kn.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)
Poutre Principale (35x55)	Terrasse	Travée	120,09	5,58	0
		Appui	-192,70	9,27	0
	1er	Travée	140,19	6,58	0
		Appui	-183,51	8,79	0
Poutre Secondaire (25x40)	Terrasse	Travée	50,12	3,3	0
		Appui	-77,47	5,29	0
	1er	Travée	42,77	2,79	0
		Appui	-42,48	2,77	0
Cas n°02 : SA (G+0,3Q+E1)					
Type de poutre	Niveau	Position	M_{max} (Kn.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)
Poutre Principale (35x55)	Terrasse	Travée	154,29	6,19	0
		Appui	-366,27	15,78	0
	1er	Travée	195,63	7,95	0
		Appui	-214,59	8,78	0
Poutre Secondaire (25x40)	Terrasse	Travée	157,26	9,87	0
		Appui	-253,31	18,03	0
	1er	Travée	170,89	10,79	0
		Appui	-172,42	10,91	0

Le cas n°02 s'avère plus défavorable, le choix de ferrailage se fera donc suivant ce cas-là :

❖ Poutre porteuse : (35x55)cm²

Tableau VI.10: Choix d'armatures longitudinales (poutre porteuse).

Niveau	Position	M_{max} (Kn.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{smin}^{RPA} (cm ²)	A_s^{max} ZC (cm ²)	A_s^{max} ZR (cm ²)	Choix		$A_s^{adoptée}$ (cm ²)	
								A_s	A_s'	A_s	A_s'
Terrasse	Travée	154,29	6,19	0	9,625	77	115,5	8T14	4T16	12,31	8,04
	Appui	-366,27	15,78	0				8T16	4T14	16,08	6,16
1er	Travée	195,63	7,95	0				8T14	4T14	12,31	6,16
	Appui	-214,59	8,78	0				8T14	4T14	12,31	6,16

❖ **Poutre non-porteuse : (25x40)cm²**

Tableau VI.11: Choix d'armatures longitudinales (poutre non-porteuse).

Niveau	Position	M_{max} (Kn. m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_{s_{min}}^{RPA}$ (cm ²)	A_s^{max} ZC (cm ²)	A_s^{max} ZR (cm ²)	Choix		$A_s^{adoptée}$ (cm ²)	
								A_s	A_s'	A_s	A_s'
Terrasse	Travée	157,26	9,87	0	5	40	60	3T20	3T20	9,42	9,42
	Appui	-253,31	18,03	0				6T20	3T20	18,85	9,42
1er	Travée	170,89	10,79	0				8T14	4T14	12,31	6,16
	Appui	-172,42	10,91	0				8T14	4T14	12,31	6,16

B). Condition de non fragilité :

Il s'agirait de vérifier que les sections adoptées soient supérieures à la section minimale suivante :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Pour les poutres porteuses : $A_s^{min} = 1,67 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres non-porteuses : $A_s^{min} = 0,87 \text{ cm}^2$

On remarque que toutes les sections choisies précédemment sont supérieures aux valeurs des sections minimales, la condition de non fragilité est donc satisfaite.

C). Vérification de la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : la contrainte de cisaillement.

T_u : effort tranchant ultime de la section.

b, d : largeur de la section et hauteur utile respectivement.

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Tableau VI.12: Vérification de la contrainte de cisaillement (poutres porteuses).

Position	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse	35x55	185,71	1,07	2,50	Oui
1er		169,00	0,98		Oui

Tableau VI.13: Vérification de la contrainte de cisaillement (poutres non-porteuses).

Position	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse	35x55	185,71	1,07	2,50	Oui
1er		169,00	0,98		Oui

La condition de vérification à l'égard de la contrainte de cisaillement est satisfaite.

D). Vérifications à l'état limite de service :

Il s'agirait de s'assurer que les contraintes du béton et de l'acier soient inférieures à celles limites.

Ces contraintes sont calculées à l'ELS sous N^{ser} suivant l'organigramme de calcul à l'ELS en flexion simple (poutres de section rectangulaire), en considérant la situation comme étant préjudiciable.

Tableau VI.14: Vérification des contraintes des poutres porteuses.

Niveau	Position	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Terrasse	Travée	93,22	4,83	15	Oui	174,26	250	Oui
	Appui	-71,01	3,60		Oui	104,21		Oui
1er	Travée	100,82	5,61		Oui	188,86		Oui
	Appui	-126,64	7,05		Oui	237,23		Oui

Tableau VI.15: Vérification des contraintes des poutres non-porteuses.

Niveau	Position	M_{ser} (kN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Terrasse	Travée	37,19	3,14	15	Oui	129,14	250	Oui
	Appui	-77,09	5,01		Oui	144,76		Oui
1er	Travée	30,52	2,96		Oui	83,81		Oui
	Appui	-29,98	2,91		Oui	82,32		Oui

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées pour les deux types de poutres.

E). Calcul des armatures transversales :

Selon les articles A.5.1.2.3 et A.5.1.2.2 du BAEL [2], les armatures transversales doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \gamma_s \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times K}{0,9 \times f_e} & (K = 1) \\ S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) \end{cases}$$

Tandis que l'article 7.5.2 du RPA2024 [1] exige les conditions qui suivent :

$$\begin{cases} A_t = 0,003 \cdot s \cdot b_0 \\ s = \min\left(\frac{h}{4} ; 24\phi_t ; 17,5 \text{ cm} ; 6\phi_l\right) & \text{en zone critique} \\ s' \leq \frac{h}{2} & \text{hors zone critique} \\ s' = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) & \text{si les armatures comprimées sont nécessaires} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10}\right) \rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Tableau VI.16: Ferrailage transversal des poutres.

Poutre	Section	T_u (MPa)	τ_u (MPa)	S_t (cm)			S_t^{choisi} (cm)		A_t (cm ²)	Choix	$A_t^{\text{Adoptée}}$ (cm ²)
				BAEL	ZC	ZN	ZC	ZN			
PP	35x55	185,71	1,07	40	13,75	8,4	12	8	1,26	4T8	2,01
PS	25x40	91,94	1,02	32,4	10	8,4	10	8	0,75	4T8	2,01

F). Longueur de recouvrement :

D'après le RPA2024, la longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales en zone VI est de $60\phi_l$ donc :

- Pour $\phi_l = 14 \text{ mm}$ on aura : $L_r = 84 \text{ cm}$
- Pour $\phi_l = 16 \text{ mm}$ on aura : $L_r = 96 \text{ cm}$
- Pour $\phi_l = 20 \text{ mm}$ on aura : $L_r = 120 \text{ cm}$

G). Arrêt des barres :

D'après l'article E.1.3 du BAEL91, les arrêts des barres longitudinales sont les suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures supérieures : } h' \geq \begin{cases} \frac{L_{max}}{4} & (\text{Appui en travée de rive}) \\ \frac{L_{max}}{5} & (\text{Appui en travée intermédiaire}) \end{cases} \\ \text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10} \end{array} \right.$$

Où : $L_{max} = \max(L_{droite} ; L_{gauche})$

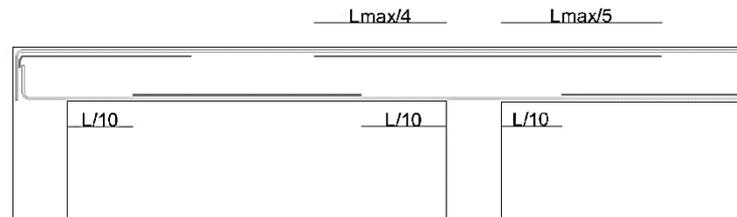


Figure VI.3: Arrêt de barres des poutres.

VI.3.4. Vérification de la flèche :

Selon le CBA93, la vérification de la flèche consiste à s'assurer que la flèche des poutres soit inférieure à celle admissible, à savoir : $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5$ (pour $L > 5m$)

- Pour les poutres principales : $f_{adm} = \frac{730}{1000} + 0,5 = 1,23 \text{ cm} = 12,30 \text{ mm}$
- Pour les poutres secondaires : $f_{adm} = \frac{505}{1000} + 0,5 = 1,01 \text{ cm} = 10,10 \text{ mm}$

Il s'agirait donc de vérifier la condition suivante : $\Delta f = f_v - f_i < f_{adm}$

Avec :

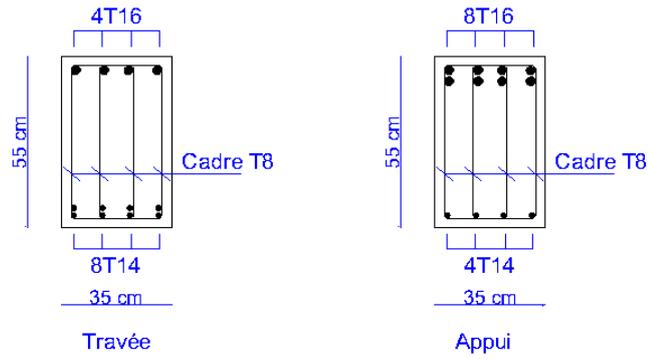
$$f_i : \text{flèche due aux charges instantanées } f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_v : \text{flèche due aux charges de longue durée. } f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

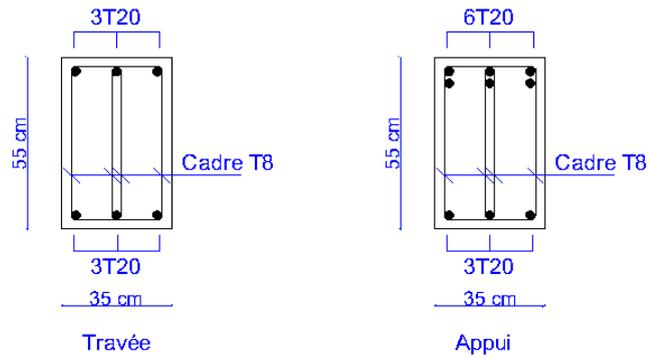
Tableau VI.17: Vérification de la flèche des poutres.

Poutre	M_{ser} (kN.m)	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	$\Delta f \leq f_{adm}$
P.P	100.82	490144,42	221013,28	311045,90	7,56	15,97	8,41	Oui
P.S	37.19	135099,58	75159,93	97131,21	3,92	9,03	5,10	Oui

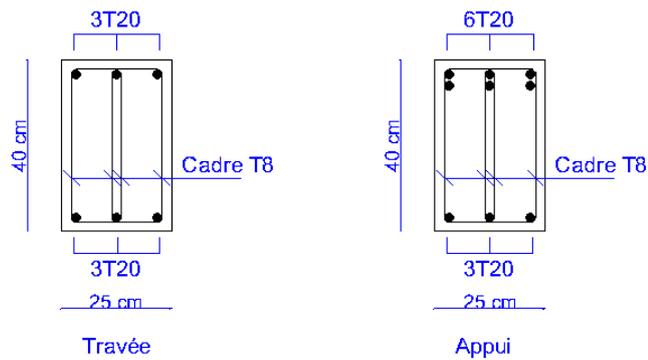
La flèche est donc vérifiée.



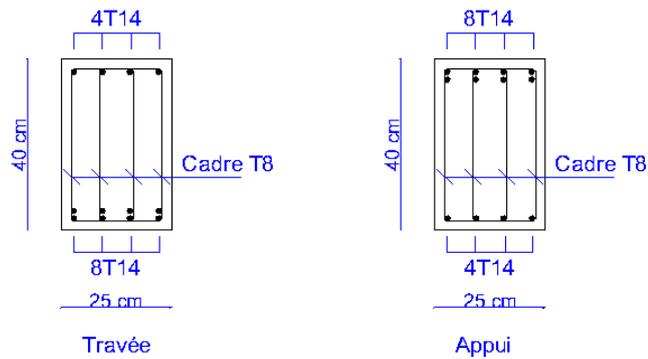
Poutre principale terrasse



Poutre principale 1er étage



Poutre secondaire terrasse



Poutre secondaire 1er étage

Figure VI.4: Schémas de ferrailage des poutres.

VI.4. Les voiles :

Un voile est un élément vertical (mur) en béton armé dont la fonction est de rigidifier et stabiliser la structure à l'égard des différents efforts horizontaux à l'instar des séismes.

Pour le présent projet, nous nous intéresserons au calcul d'un seul voile (le voile Vx1).

VI.4.1. Vérification de l'effort normal réduit :

L'article 7.7.2 [1] stipule que dans le but de limiter ou d'éviter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues aux séismes, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,40$$

Avec :

N_d : effort normal de compression du voile aux combinaisons sismiques.

B_c : surface totale du voile, y compris les éléments de rive.

Dans le cas de notre étude :

$$B_c = 2(0,8 \times 0,8) + (6,5 \times 0,25) = 2,905 \text{ m}^2$$

$$N_d = -12252,6933 \text{ kN}$$

Ce qui donne :

$$V_d = \frac{12252,6933 \times 10^3}{2,905 \times 10^6 \times 25} = 0,17 < 0,40$$

La condition est donc vérifiée.

VI.4.2. Vérification du type de voile :

Un voile est dit élancé si la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 2,0 \quad [1]$$

Avec :

h_w : hauteur totale du voile.

l_w : longueur du voile (y compris les éléments de rive).

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{39,10}{8,1} = 4,83 > 2,0$$

La condition étant vérifiée, le voile calculé est en effet un voile élancé.

VI.4.3. Evaluation du diagramme des moments de calcul :

D'après le RPA2024 (article 7.7.4), le diagramme du moment fléchissant de calcul pour un voile élancé, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire (du diagramme des moments obtenu sur le logiciel ETABS) déplacée verticalement d'une distance égale à la hauteur de la zone critique du voile. Pour ce faire, il faut :

- Obtenir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui du sommet.
- Décaler l'enveloppe précédente verticalement par la hauteur critique h_{cr}

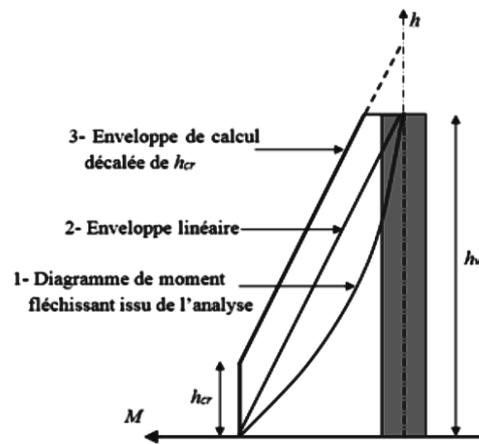


Figure VI.5: Diagramme et enveloppe des moments de calcul du voile.

A). Calcul de la hauteur de la zone critique :

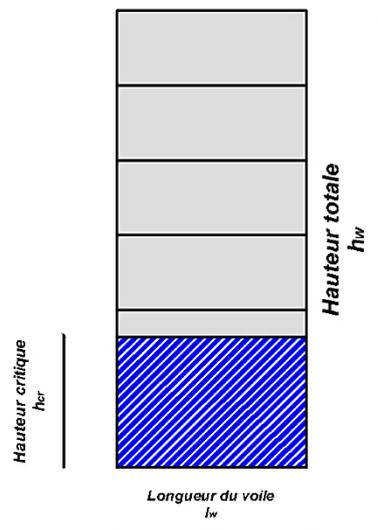


Figure VI.6: Hauteur critique du voile.

La hauteur de la zone critique se calcule comme suit :

$$h_{cr} = \max\left(l_w ; \frac{h_w}{6}\right)$$

Ce qui donne :

$$h_{cr} = \max(8,10 \text{ m} ; 6,52 \text{ m}) = 8,10 \text{ m}$$

On doit s'assurer que :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} h_e & \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h_e & \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Donc :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w = 16,20 \text{ m} & \text{vérifiée} \\ 2.h_e = 6,80 \text{ m} & \text{non - vérifiée} \end{cases}$$

On retient donc : $h_{cr} = 6,80 \text{ m}$

La hauteur critique a permis d'obtenir le diagramme du moment de calcul suivant :

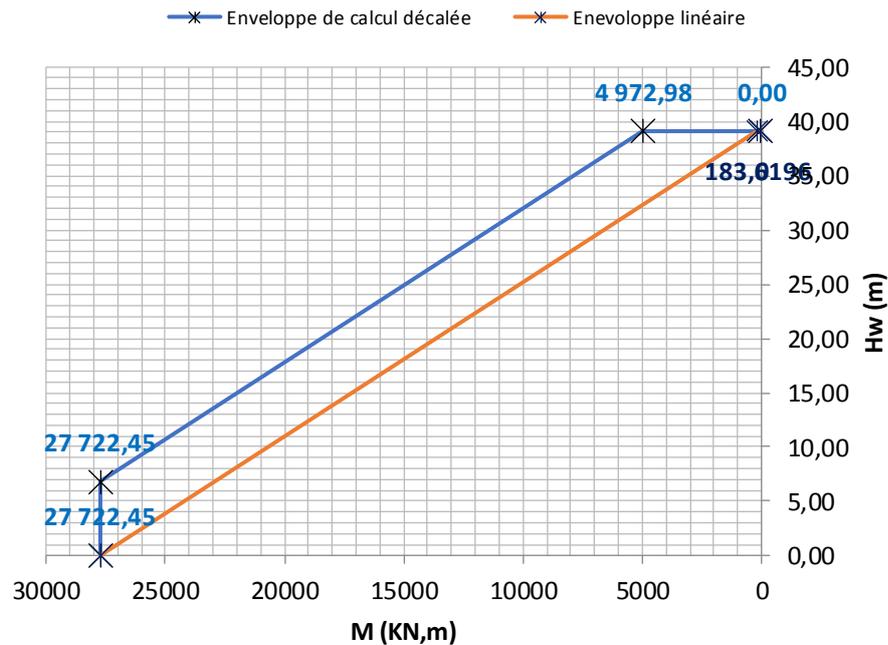


Figure VI.7: Diagramme du moment de calcul du voile.

VI.4.4. Calcul du ferrailage :

A). Calcul de la longueur confinée :

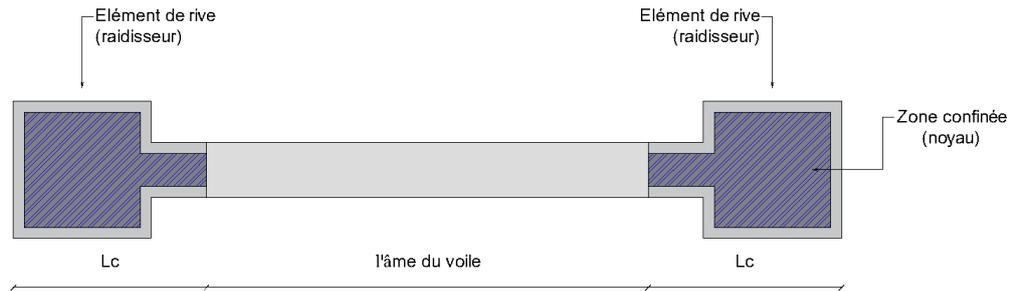


Figure VI.8: Longueur L_c d'un voile avec éléments de rive.

D'après l'article 7.7.4 [1], le béton situé aux extrémités des voiles est confiné sur une longueur l_c , mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à 0,35%.

$$l_c = \max(0,15l_w ; 1,5b_w)$$

Avec :

l_w : longueur du voile.

b_w : largeur de l'âme du voile.

$$l_c = \max(1,22 \text{ m} ; 0,38 \text{ m}) = 1,22 \text{ m}$$

B). Vérification des éléments de rive :

On doit s'assurer que :

$$l_c \geq \max(2b_w ; 0,2l_w)$$

$$\begin{cases} \text{Si : } l_c < \max(2b_w ; 0,2l_w) & b_c \geq \frac{h_e}{15} \\ \text{Si : } l_c \geq \max(2b_w ; 0,2l_w) & b_c \geq \frac{h_e}{10} \end{cases}$$

$$l_c = 1,22 \text{ m} < \max(0,5 \text{ m} ; 1,62 \text{ m}) = 1,62 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b_c \geq \frac{h_e}{15} \rightarrow b_c = \frac{3,4}{15} = 0,23 \text{ m}$$

Alors : $b_c = 0,80 \text{ m} > 0,23 \text{ m} \rightarrow$ condition vérifiée.

La condition étant vérifiée, on retient les dimensions des éléments de rive.

C). Calcul des armatures de confinement :

Le calcul de la section d'armatures verticales se fait en flexion composée, en zone critique, à l'aide du logiciel SOCOTEC (avec un enrobage de 3 cm) :

Tableau VI.18: Calcul des armatures de confinement du voile.

Hauteur critique h_{cr} (m)	6,80
Effort normal de calcul N (kN)	1737,1021
Moment fléchissant de calcul M (kN.m)	27722,4523
Section calculée $A_v^{calculée}$ (cm²)	87,87
$A_s^{min} = 0,5\% S^{confinée}$	37,25
Choix des barres	2x9T25
Section adoptée $A_v^{adoptée}$ (cm²)	2x44,18=88,36

Les armatures verticales des éléments de rive (armatures de confinement calculées ci-dessus) doivent être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical satisfait la condition suivante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12,5 \text{ cm}; 6\phi_l\right)$$

Donc :

$$S_t \leq \min(24,67; 12,5; 15) = 12,5 \text{ cm}$$

On opte pour des cadres avec un espacement de 10 cm.

La section d'armatures confinées doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} A_t \geq 0,09 S_t \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \\ A_t \geq 0,3 S_t \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \end{cases}$$

Où :

$\frac{A_g}{A_c}$ représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

$$\begin{cases} A_t = 3,52 \text{ cm}^2 > 0,09 \times 10 \times 74 \times \frac{25}{500} = 3,33 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3,52 \text{ cm}^2 > 0,3 \times 10 \times 74 \times \left(\frac{7450}{6274} - 1\right) \cdot \frac{25}{500} = 2,08 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$(A_t = 7 \text{ brins de } T8 = 7T8 = 3,52 \text{ cm}^2)$$

D). Calcul des armatures de l'âme :**❖ Les aciers verticaux :**

Le diamètre maximal des armatures d'âme doit respecter la condition :

$$8 \text{ mm} \leq \varnothing_{max} \leq \frac{b_w}{8} = 31,25 \text{ mm}$$

On opte pour des barres : $2 \times 22T10 = 34,76 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm

$$8 \text{ mm} < \varnothing_{max} = 10 \text{ mm} < 31,25 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée.

❖ Les aciers horizontaux :

Le ferrailage nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$$

Avec :

\bar{V} : effort tranchant de calcul ($\bar{V} = 1,4V_u$).

z : distance entre le centre de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$A_h = \frac{\bar{V} \cdot S}{z \cdot f_e} = \frac{5925,78 \times 10^3 \times 100}{1818 \times 500} \times 10^{-2} = 6,50 \text{ cm}^2$$

On opte pour des barres : $6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

VI.4.5. Vérification de la ductilité locale :**A). Vérification du rapport en volume des armatures de confinement :**

D'après l'article 7.7.5 [1], dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement reprises ω_{wd} dans les éléments de rive doit respecter la condition suivante :

$$\alpha \omega_{wd} = 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{syd} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{25} \cdot \frac{1,2}{1} = 24$$

ε_{sy} : valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier donnée comme suit

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{2,1 \times 10^5} = 2,38 \times 10^{-3}$$

E_s : module d'élasticité de l'acier.

v_d : effort normal réduit.

ω_v : pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2 \cdot l_c) b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

A_{sv} : section d'armatures de l'âme du voile.

α : coefficient d'efficacité du confinement égal à $(\alpha_n \cdot \alpha_s)$ avec :

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2 \cdot b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2 \cdot h_0} \right) \end{cases}$$

n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles.

b_i : distance entre des barres maintenues consécutives.

b_0, h_0, t : grandeurs géométriques.

μ_ϕ : valeur requise du coefficient de ductilité en courbure calculé comme suit :

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ed}}{M_{rd}} \right) - 1 & \text{Si : } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \left[2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ed}}{M_{rd}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & \text{Si : } T_0 < T_2 \end{cases}$$

M_{ed} : moment fléchissant issu de l'analyse à la base du voile.

M_{rd} : moment de résistance à la flexion.

❖ **Calcul du pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes :**

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2 \cdot l_c) b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{34,76}{(810 - 244) \cdot 25} \cdot 24 = 0,06$$

❖ **Calcul du coefficient d'efficacité du confinement :**

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \right) = 1 - 18 \left(\frac{14^2}{6 \times 74 \times 74} \right) = 0,89 \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2 \cdot b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2 \cdot h_0} \right) = \left(1 - \frac{10}{2 \times 74} \right) \left(1 - \frac{10}{2 \times 74} \right) = 0,87 \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,89 \times 0,87 = 0,77$$

❖ **Calcul du moment résistant à la flexion :**

Ce dernier peut être calculé à l'aide du logiciel SOCOTEC (application « MR »), le résultat obtenu est le suivant : $M_{rd} = 28632 \text{ kN.m}$

❖ **Calcul du coefficient de ductilité en courbure :**

Pour $T_0 \geq T_2$:

$$\mu_\phi = 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ed}}{M_{rd}} \right) - 1 = 2 \left(\frac{4,5}{1,25} \cdot \frac{27722,4523}{28632} \right) - 1 = 5,97$$

On peut à présent calculer ω_{wd} et effectuer la vérification de la ductilité :

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{498500}{62740000} \cdot 24 = 0,19$$

On doit vérifier que :

$$\omega_{wd} \geq \frac{30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{syd} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035}{\alpha}$$

$$\omega_{wd} = 0,19 > \frac{30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035}{\alpha} = 0,092$$

La condition est vérifiée.

B). Vérification de la longueur comprimée des parties de rive :

On doit s'assurer que :

$$l_{c.calcul} \geq \max(0,15l_w ; 1,5b_w)$$

Avec :

$l_{c.calcul}$: longueur comprimée des parties de rive.

$$l_{c.calcul} = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}} \right)$$

Où :

$\varepsilon_{cu.c}$: raccourcissement limite à la rupture du béton comprimé.

x_u : position de l'axe neutre.

❖ **Calcul du raccourcissement limite :**

$$\varepsilon_{cu.c} = 0,0035 + 0,1\alpha \cdot \omega_{wd} = 0,0035 + 0,1 \times 0,77 \times 0,19 = 0,018$$

❖ **Calcul de la position de l'axe neutre :**

On doit calculer la position de l'axe neutre x_u correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive :

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} = (0,17 + 0,06) \cdot \frac{810 \times 80}{74} = 201,41 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$l_{c.calcul} = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}} \right) = 174,78 \text{ cm} = 1,75 \text{ m}$$

$$l_{c.calcul} = 1,75 \text{ m} > \max(1,22 \text{ m} ; 0,375 \text{ m})$$

La condition est vérifiée.

Les conditions exigées par le RPA2024 sont satisfaites, la ductilité du voile est alors vérifiée.

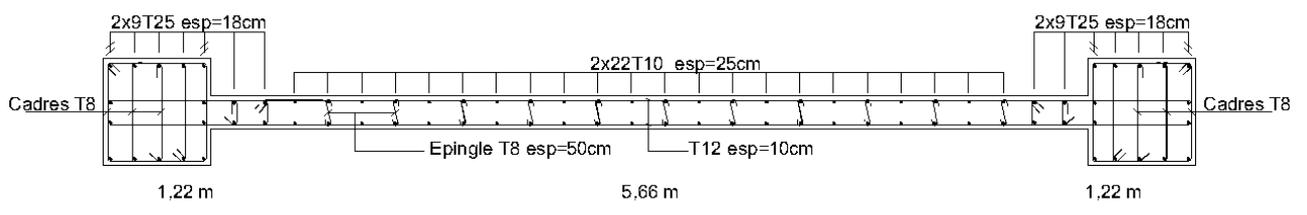


Figure VI.9: Schéma de ferrailage du voile.

VI.5. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'effectuer les calculs des ferrailages des éléments structuraux de l'ouvrage conformément aux exigences réglementaires, suivis des vérifications nécessaires à chaque élément.

Les poteaux ont été étudiés dans deux configurations ou cas distincts : en flexion composée pour les niveaux supérieurs, et en compression simple pour ceux de l'infrastructure.

Le ferrailage des poutres a été mené en flexion simple, où l'on constate que les nouveaux critères du RPA conduisent à un resserrement des espacements des armatures transversales, renforçant ainsi la sécurité en zone sismique.

Concernant les voiles, leur vérification selon le nouveau RPA met un accent particulier sur la ductilité, critère essentiel dans le comportement des structures soumises aux séismes. Toutefois, certaines interrogations subsistent quant à l'interprétation des exigences :

- La longueur L_c mentionnée est-elle à comprendre comme la longueur comprimée ou bien la longueur confinée du voile ?
- Si le ferrailage calculé s'étend uniquement sur la hauteur critique du voile, quelle disposition adopter pour la hauteur restante ?
- Enfin, pour les armatures verticales d'âme, bien qu'un intervalle de diamètres soit proposé, aucune règle claire n'est précisée quant aux critères de choix (sur quelle base doit-on choisir le nombre et diamètre des barres n'ayant calculé aucune section d'armatures, ni de section d'armatures minimales).

Ces constatations soulignent à la fois les avancées réglementaires apportées par le RPA2024, notamment en termes de sécurité et de comportement ductile, mais aussi la nécessité d'un encadrement plus explicite sur certains points d'application essentiels.

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction :

En génie civil, les fondations sont les éléments qui assurent la transmission des charges de la structure au sol.

Leur fonctionnement repose sur une répartition uniforme des efforts pour éviter les tassements différenciés. On distingue deux grandes catégories : les fondations superficielles, adaptées lorsque le bon sol est proche de la surface (comme les semelles isolées, filantes ou les radiers), et les fondations profondes, utilisées quand il faut atteindre un sol résistant en profondeur (pieux, barrettes, puits).

Le choix du type de fondation dépend principalement des charges à reprendre, de la nature du sol et des contraintes spécifiques au projet.

VII.2. Fondations à semelles isolées :

Les semelles isolées sont des fondations superficielles utilisées pour soutenir individuellement les poteaux d'une structure. Leur surface est généralement proportionnelle à celle du poteau qu'elles supportent, afin d'assurer une bonne répartition des charges vers le sol.

On les appelle aussi semelles ponctuelles en raison de leur implantation localisée, indépendante des autres éléments de fondation. Elles sont particulièrement adaptées aux terrains homogènes et aux ouvrages de faible à moyenne importance, et permettent d'ancrer la structure dans le sol.

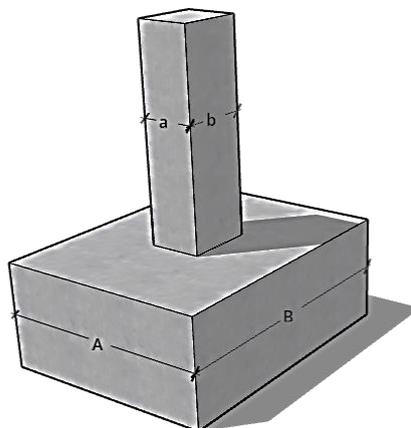


Figure VII.1: Semelle isolée homothétique.

VII.3. Fondations à semelles filantes :

Une semelle filante est une fondation superficielle continue s'étendant en une file sous les voiles et poteaux afin de répartir uniformément les charges sur le sol.

Elle est conçue pour soutenir les efforts transmis par l'ensemble des voiles et poteaux se trouvant sur la même file, en augmentant la surface d'appui.

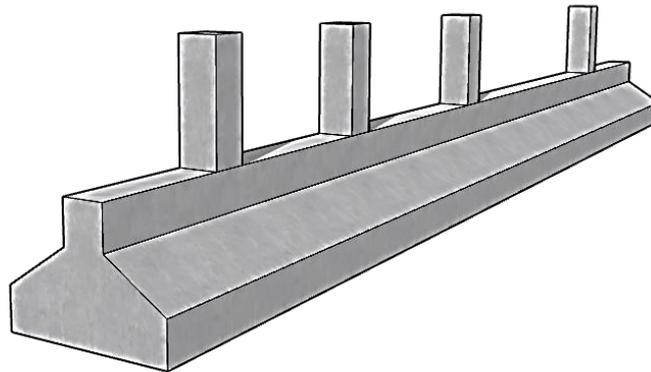


Figure VII.2: Semelle filante.

VII.4. Radier :

Le radier fait également partie des fondations superficielles, il s'agit d'une plateforme ou dalle en béton armé s'étendant sur l'entièreté de la surface d'emprise de la bâtisse.

Contrairement aux semelles isolées ou filantes qui répartissent les charges ponctuellement ou linéairement au sol, le radier répartit les charges sur toute la surface de sa dalle, faisant de lui le type de fondation le mieux adapté dans le cas d'un sol hétérogène, de terrains instables ou même inondables.

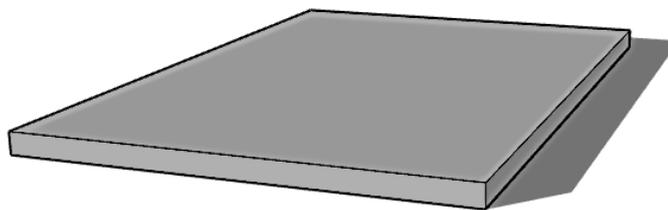


Figure VII.3: Dalle d'un radier.

VII.5. Détermination du type de fondation :

Afin de déterminer le type de fondation adéquat, il est nécessaire d'envisager en premier lieu les fondations à semelles isolées, si celles-ci ne remplissent pas les critères à vérifier, on passe aux fondations à semelles filantes. Si les semelles filantes s'avèrent toujours pas suffisantes, on optera pour un radier.

VII.5.1. Vérification des semelles isolées :

Le projet étudié comporte des voiles ainsi que deux sous-sols, sa partie ancrée au sol est donc renforcé par un voile périphérique. Pour ces raisons-là, il n'est possible d'envisager des semelles isolées que sous les poteaux isolés n'ayant pas de voiles à leurs voisinages.

On opte pour une semelle homothétique, cela signifie que :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Avec :

a, b : dimensions du poteau.

A, B : dimensions de la semelle isolée.

Les poteaux de la structure étant de forme carrée, nous aurons : $a = b$ donc : $A = B$

Ainsi que : $S = A^2 = B^2$

Sachant qu'une fondation est retenue si :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol}$$

σ_{sol} : contrainte admissible du sol ($\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$).

σ_{ser} : contrainte engendrée par la fondation.

N_{ser} : effort normal du poteau à l'état limite de service.

S : surface de la fondation.

Le dimensionnement de la fondation se fera à partir de cette condition, c'est-à-dire :

$$S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow A = B = \sqrt{S}$$

On doit s'assurer qu'il n'y ait pas de chevauchement entre les semelles à travers la condition suivante :

$$L_{min} \geq 1,5A$$

L_{min} étant l'entraxe minimale du poteau.

Tableau VII.1: Dimensionnement des semelles isolées.

Poteau	N (kN)	Surface (m ²)	A (m)	A choisie (m)
C5	-2871,46	14,36	3,79	3,80
C6	-2895,18	14,48	3,80	3,85
C7	-2402,63	12,01	3,47	3,50
C8	-1816,70	9,08	3,01	3,05
C9	-1895,94	9,48	3,08	3,10
C10	-1590,92	7,95	2,82	2,85
C15	-4084,89	20,42	4,52	4,55
C17	-3152,03	15,76	3,97	4,00
C18	-2957,21	14,79	3,85	3,85
C19	-1946,18	9,73	3,12	3,15
C26	-3876,41	19,38	4,40	4,45
C27	-3968,79	19,84	4,45	4,50
C28	-2986,24	14,93	3,86	3,90
C29	-1918,50	9,59	3,10	3,10
C30	-1765,72	8,83	2,97	3,00
C31	-1440,47	7,20	2,68	2,70

$L_{min} = 3,60 \text{ m} < 1,5A = 1,5 \times 4,55 = 6,83 \text{ m}$Condition non vérifiée.

La condition n'est pas vérifiée, cela est un indicateur du chevauchement des semelles, il n'est donc pas possible d'opter pour des semelles isolées.

Le choix de ce type de fondations étant exclu, on passe aux fondations à semelles filantes.

VII.5.2. Vérification des semelles filantes :

Sachant que l'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et voiles se trouvant dans la même ligne ou file, on doit dimensionner la semelle de façon à ce que la condition suivante soit satisfaite :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol}$$

N_{ser} : effort normal de la file.

S : surface de la fondation ($S = B \times L$).

B : largeur de la semelle filante.

L : longueur de la file de fondation (débord inclus).

Le dimensionnement se fera donc comme suit :

$$B \geq \frac{N_{ser}}{L \times \sigma_{sol}}$$

On doit s'assurer qu'il n'y ait pas de chevauchement entre les semelles à travers la condition suivante :

$$L_{min} \geq 2 \times B$$

L_{min} étant l'entraxe minimale du poteau dans le sens de files considéré.

La surface de l'ensemble des fondations à semelles filantes ne doit pas dépasser les 50% de la surface du bâtiment :

$$S_{néc} \leq 50\% S_{bat}$$

Tableau VII.2: Vérification des semelles filantes croisées.

File	N (kN)	L (m)	B (m)	B adoptée (m)	S (m ²)
1	-16308,12	43,44	1,88	1,9	82,54
2	-23837,51	43,4	2,75	2,75	119,35
3	-23166,11	43,4	2,67	2,7	117,18
4	-22954,27	43,4	2,64	2,65	115,01
5	-21208,74	43,4	2,44	2,45	106,33
6	-12990,68	43,4	1,50	1,5	65,10
A	-10669,50	25,5	2,09	2,1	53,55
B	-21655,44	25,5	4,25	4,25	108,38
C	-21025,96	25,5	4,12	4,15	105,83
D	-19470,70	25,5	3,82	3,85	98,18
E	-17499,60	25,5	3,43	3,45	87,98
F	-15337,08	25,5	3,01	3,05	77,78
G	-12724,01	23,2	2,74	2,75	63,80
H	-9564,23	23,2	2,06	2,1	48,72
S_{totale} (m²)					1249,70

Dans le sens x-x :

$$L_{min} = 3,60 \text{ m} < 2 \times B = 2 \times 2,75 = 5,50 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition non-vérifiée.}$$

Dans le sens y-y :

$$L_{min} = 4,75 \text{ m} < 2 \times B = 2 \times 4,25 = 8,50 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition non-vérifiée.}$$

On constate également que la surface nécessaire aux fondations dépasse largement les 50% de celle du bâtiment :

$$S_{néc} = 1249,70 \text{ m}^2 > 50\%S_{bat} = 508,67 \text{ m}^2$$

Nous sommes donc amenés à envisager un radier général comme type de fondation.

VII.5.3. Calcul du radier :

VII.5.3.1. Calcul de la surface nécessaire :

La surface du radier doit être prise de façon à ce que la condition suivante soit vérifiée :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol}$$

N_{ser} : effort normal de la structure + infrastructure.

S : surface du radier.

$$\text{On aura alors : } S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow S_{néc} \geq \frac{98711,96}{200} = 493,56 \text{ m}^2$$

La surface nécessaire étant inférieure à celle du bâtiment, on prend :

$$S_{néc} = S_{bat} = 1017,13 \text{ m}^2$$

❖ Calcul du débordement :

Pour un débord de 50 cm, on obtient la surface suivante :

$$S_{débord} = L_d \times P_{bat} = 0,5 \times 133,19 = 66,595 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = S_{débord} + S_{néc} = 66,595 + 1017,13 = 1083,73 \text{ m}^2$$

VII.5.3.2. Dimensionnement du radier :

A). Dimensionnement de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est déterminée de façon à ce que les conditions suivantes soient satisfaites :

❖ Condition forfaitaire :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec

L_{max} : longueur maximale entre nu des poteaux ($L_{max} = 6,50 \text{ m}$)

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = 32,50 \text{ cm}$$

On prend $h = 35 \text{ cm}$

❖ **Condition de cisaillement :**

D'après la condition de vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_u = \frac{q \times L}{2}$ et $q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{radier}}$

De cette condition, on obtient :

$$h \geq \frac{N_u \times L \times 1 \text{ ml}}{2 \times S_{radier} \times b \times 0,9 \bar{\tau}_u}$$

Avec : $N_u = 135490,083 \text{ kN}$; $L = 6,5 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $S_{radier} = 1083,73 \text{ m}^2$

$$h \geq 18,06 \text{ cm}$$

On prend $h = 20 \text{ cm}$

❖ **Choix de l'épaisseur :**

Pour l'épaisseur de la dalle du radier, on retiendra la hauteur maximale entre celles calculées précédemment suivant la condition forfaitaire et la condition de cisaillement :

$$h = \max(35 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 35 \text{ cm}$$

Le radier aura donc une dalle de 35cm d'épaisseur.

❖ **Condition de non-poinçonnement :**

D'après l'article A.5.2.4.2 du CBA93, on doit s'assurer que :

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : charge de calcul vis-à-vis de l'ELU.

h : épaisseur de la dalle du radier.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 4(a + h)$).

$$N_u = 135490,083 \text{ kN} > 0,045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1207,50 \text{ kN}$$

La condition de non-poinçonnement n'est pas vérifiée, l'une des solutions serait d'augmenter l'épaisseur jusqu'à ce que la condition soit vérifiée (ou de déterminer l'épaisseur nécessaire à partir de la condition de non-poinçonnement). Cependant, ne voulant pas augmenter l'épaisseur du radier, on envisage un radier nervuré tout en gardant l'épaisseur précédente.

B). Dimensionnement des nervures :

❖ Largeur de la nervure :

La largeur de la nervure est déterminée à partir de la condition de coffrage suivante :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = 65 \text{ cm}$$

On opte pour une largeur : $b = 65 \text{ cm}$

Cependant les poteaux sont plus larges, on prend alors : $b = 80 \text{ cm}$

❖ Hauteur de la nervure :

La hauteur de la nervure est déterminée à partir de deux conditions (la condition de la flèche et celle de la raideur), la valeur retenue sera la valeur maximale entre les deux hauteurs obtenues par ces conditions-là.

1) Condition de la flèche :

$$h_N \leq \frac{L_{max}}{10} = 65 \text{ cm}$$

On prend $h_N = 60 \text{ cm}$

2) Condition de la raideur :

La raideur du radier est étudiée par le biais de la notion de la longueur élastique donnée comme suit :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

Où :

a : largeur du poteau.

L_e : longueur élastique donnée par la formule $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I : inertie de la section transversale du radier.

E : module d'élasticité du béton.

b : largeur de la semelle de la nervure.

K : coefficient de raideur du sol ($K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol de densité moyenne).

Tableau VII.3: Choix de la hauteur de la nervure.

h_N (m)	1,50	2,00	2,10	2,20
I (m ⁴)	0,18	0,43	0,50	0,58
L_e (m)	2,75	3,42	3,55	3,67
$\frac{\pi}{2}L_e + a$ (m)	5,13	6,17	6,37	6,57

On prend $h_N = 2,20 \text{ m}$, car : $L_{max} = 6,50 \text{ m} < \frac{\pi}{2}L_e + a = 6,57 \text{ m}$

Après avoir calculé la hauteur de la nervure suivant les deux conditions, on opte pour la hauteur la plus importante entre les deux, c'est-à-dire :

$$h = \max(60 \text{ cm} ; 220 \text{ cm}) = 220 \text{ cm}$$

C). Récapitulatif des dimensions choisies :

Tableau VII.4: Dimensions du radier.

Dalle du radier	
Epaisseur de la dalle (cm)	35
Surface totale (cm²)	1083,73
Nervure du radier	
Largeur de la nervure (cm)	80
Hauteur de la nervure (cm)	220

VII.6. Conclusion :

A travers ce chapitre, nous sommes parvenues à déterminer le type de fondations superficielles adéquat à notre bâtiment, et ce en essayant des semelles isolées, puis des semelles filantes, pour enfin opter pour un radier général.

Le dimensionnement du radier a été conditionné par certaines exigences (forfaitaires, de résistance, et de raideur), donnant finalement les dimensions exposées dans le tableau récapitulatif ci-dessus (voir tab.VII.4).

PARTIE « B »

ETUDE DU BLOC 'B'
INDEPENDAMMENT (SEPRE PAR
DES JOINTS) (R+4)

**CHAPITRE VIII : PREDIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS DE L'OUVRAGE.**

VIII.1. Résultats des prédimensionnements :

Les prédimensionnements des divers éléments de la structure (planchers, poutres, poteaux, voiles), calculés et vérifiés suivant les différentes exigences réglementaires, ont abouti aux résultats suivants :

A). Les planchers :*Tableau VIII.1: Prédimensionnement des planchers.*

Type du plancher	Plancher à corps creux	Plancher en dalle pleine
Epaisseurs adoptées	(20+5) cm	15 cm

B). Les poutres :*Tableau VIII.2: Prédimensionnement des poutres.*

Type	Poutre principale	Poutre secondaire
Hauteur h (cm)	45 cm	40 cm
Largeur b (cm)	30 cm	25 cm

C). Les poteaux :*Tableau VIII.3: Prédimensionnement des poteaux.*

Niveau	Section choisie (cm)
Terrasse – 4 ^{ème}	30x30
3 ^{ème} – 2 ^{ème}	35x35
1 ^{er} – RDC	40x40
SS1 – SS2	45x45

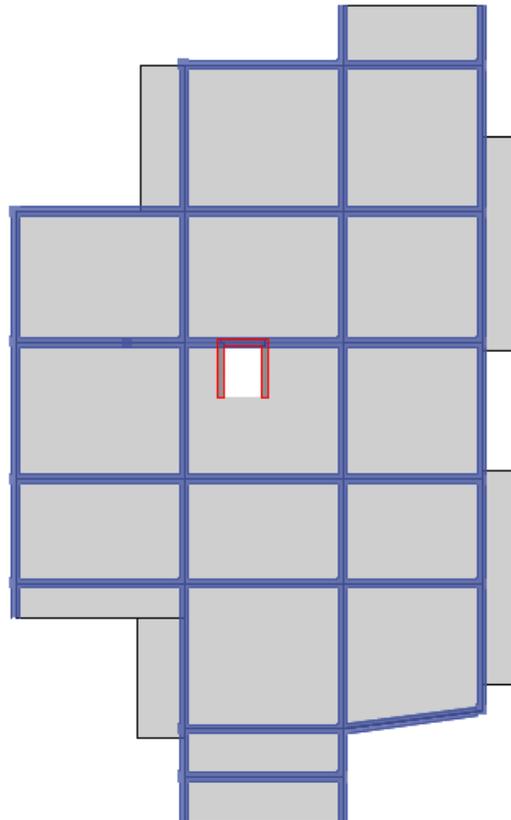
D). Les voiles :*Tableau VIII.4: Prédimensionnement des voiles.*

Hauteur de l'étage	3,40 m
Epaisseur de voile adoptée	20 cm

**CHAPITRE IX : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE
SISMIQUE.**

IX.1. Paramètres de calcul du spectre de réponse :*Tableau IX.1: Paramètres de calcul du spectre de réponse.*

Coefficient d'accélération de zone A		0,30
Périodes (s)	T_1	0,15
	T_2	0,60
	T_3	2,00
Coefficient de site S		1,30
Coefficient de correction d'amortissement η		0,76
Coefficient d'importance I		1,00
Coefficient de comportement global R		4,5 (b)
Facteur de qualité R	Sens x-x	1,25
	Sens y-y	1,25
Période empirique $T_{empirique}$ (s)		0,46

IX.2. Résultats de la modélisation :**IX.2.1. Modélisation initiale :***Figure IX.1: Modèle initial du R+4.*

A). Caractéristiques dynamiques :

Tableau IX.2: Périodes et participation massique (modèle initial).

Mode	Période (Sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,830	0,0588	0,4217	0,0588	0,4217
2	0,746	0,1991	0,2748	0,2579	0,6964
3	0,696	0,4807	0,0128	0,7386	0,7092
4	0,238	0,0261	0,0562	0,7646	0,7655
5	0,201	0,1053	0,0412	0,87	0,8067
6	0,18	0,0163	0,0737	0,8862	0,8804
7	0,172	0,0261	0,0038	0,9123	0,8843
8	0,107	0,0151	0,0215	0,9274	0,9058
9	0,092	0,0444	0,0112	0,9718	0,9171
10	0,075	0,0003	0,0347	0,9721	0,9517
11	0,065	0,0148	0,0069	0,9869	0,9586
12	0,058	0,0074	0,0135	0,9942	0,9721

Tableau IX.3: Remarques et constatations (modèle initial).

Mode	Période (sec)	UX	UY	Type du mode
1	0,830	0,0588	0,4217	Translation suivant y-y
2	0,746	0,1991	0,2748	Translation suivant y-y
3	0,696	0,4807	0,0128	Translation suivant x-x
Participation massique $\geq 90\%$			7 ^{ème} mode	

B). Vérification de la période :

Tableau IX.4: Périodes de calcul (modèle initial).

Sens	$T_{étabs}$ (sec)	$T_{empirique}$ (sec)	Cas	T_0 (sec)
x-x	0,746	0,46	$T_{étabs} > 1,3T_{emp}$	$1,3T_{emp} = 0,598$
y-y	0,830		$T_{étabs} > 1,3T_{emp}$	$1,3T_{emp} = 0,598$

C). Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau IX.5: Vérification de l'effort tranchant à la base (modèle initial).

Sens	$V_{dynamique}$ [kN]	$V_{statique}$ [kN]	$0,8V_{statique}$ [kN]	$V_{dynamique} > 0,8V_{statique}$	Correction ($R = \frac{0,8V_s}{V_d}$)
Suivant y-y	4731,83	7143,18	5714,54	Non	1,208
Suivant x-x	3970,67	7143,18	5714,54	Non	1,44

D). Vérification des déplacements inter-étages :

❖ Justification de non-effondrement :

Tableau IX.6: Justification de non-effondrement (modèle initial).

Niveau	h (m)	$\bar{\Delta}_k$ (mm)	Sens (x-x)				Sens (y-y)			
			δ_{ek}^x (mm)	$\left(\frac{R}{Q_F}\right) \cdot \delta_k^x$ (mm)	Δ_k^x (mm)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$	δ_{ek}^y (mm)	$\left(\frac{R}{Q_F}\right) \cdot \delta_k^y$ (mm)	Δ_k^y (mm)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$
Toiture	3,23	48,45	53,39	192,21	35,18	Oui	74,71	268,95	68,35	Non
Terrasse	3,23	48,45	43,62	157,03	34,40	Oui	55,72	200,60	48,35	Oui
4 ^{ème}	3,23	48,45	34,07	122,63	36,61	Oui	42,29	152,25	48,47	Non
3 ^{ème}	3,23	48,45	23,90	86,02	36,95	Oui	28,83	103,78	46,97	Oui
2 ^{ème}	3,23	48,45	13,63	49,07	32,22	Oui	15,78	56,81	39,11	Oui
1 ^{er}	3,40	51	4,68	16,85	16,85	Oui	4,92	17,70	17,70	Oui

❖ Justification vis-à-vis de la limitation des dommages :

Tableau IX.7: Justification vis-à-vis de la limitation des dommages (modèle initial).

Niveau	h (m)	$0,0075h_k$ (mm)	Sens (x-x)			Sens (y-y)		
			Δ_k^x (mm)	$v_A \cdot \Delta_k^x$ (mm)	$v_A \cdot \Delta_k \leq 0,0075h_k$	Δ_k^y (mm)	$v_A \cdot \Delta_k^y$ (mm)	$v_A \cdot \Delta_k \leq 0,0075h_k$
Toiture	3,23	24,225	35,18	17,59	Oui	68,35	34,17	Non
Terrasse	3,23	24,225	34,40	17,20	Oui	48,35	24,17	Oui
4 ^{ème}	3,23	24,225	36,61	18,31	Oui	48,47	24,24	Non
3 ^{ème}	3,23	24,225	36,95	18,48	Oui	46,97	23,49	Oui
2 ^{ème}	3,23	24,225	32,22	16,11	Oui	39,11	19,56	Oui
1 ^{er}	3,40	25,5	16,85	8,42	Oui	17,70	8,85	Oui

Les déplacements n'étant pas vérifiés pour certains étages, il est nécessaire de modifier la disposition des voiles afin de rigidifier la structure.

IX.2.2. Modélisation finale :

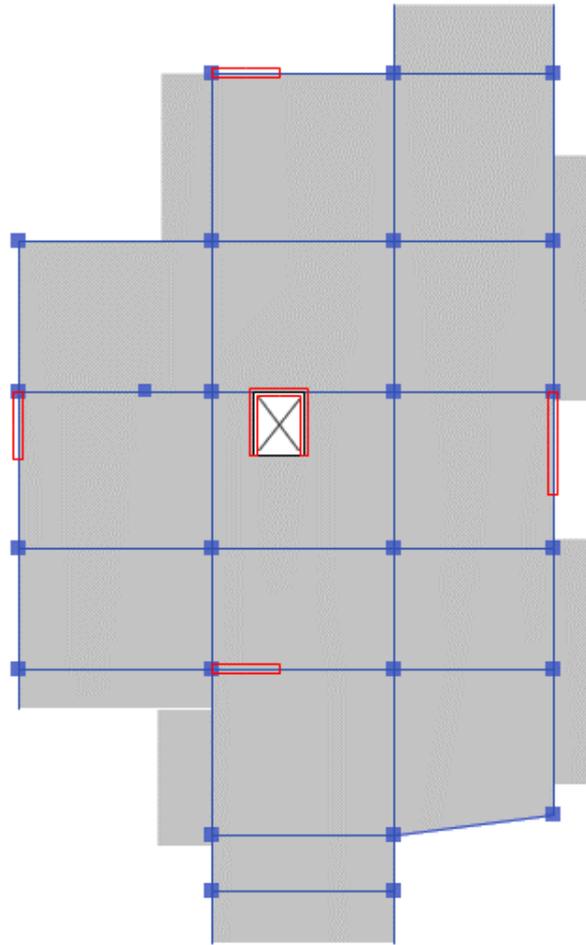


Figure IX.2: Modèle final du R+4.

L'effort normal réduit n'étant pas vérifié pour certains poteaux, leurs sections ont été modifiées et la modélisation a été refaite avec ces sections-là :

Tableau IX.8: Sections des poteaux et efforts normaux réduits.

Nouvelles sections des poteaux (cm)	Bc (mm ²)	Nd (kN)	v	v<0,35
35x35	122500	87,47	0,029	Oui
35x35	122500	187,34	0,061	Oui
40x40	160000	390,97	0,098	Oui
40x40	160000	686,84	0,172	Oui
45x45	202500	1054,53	0,208	Oui
45x45	202500	1468,31	0,290	Oui

A). Caractéristiques dynamiques :

Tableau IX.9: Périodes et participation massique (modèle final).

Mode	Période (Sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,559	0,3254	0,2252	0,3254	0,2252
2	0,534	0,3048	0,4124	0,6302	0,6376
3	0,452	0,0994	0,0705	0,7296	0,7081
4	0,161	0,0713	0,0023	0,8009	0,7104
5	0,135	0,0044	0,1644	0,8053	0,8748
6	0,132	0,0691	0,0002	0,8745	0,875
7	0,113	0,0248	0,013	0,8992	0,888
8	0,065	0,0539	0,0007	0,9531	0,8886
9	0,061	0,0004	0,059	0,9535	0,9476
10	0,05	0,005	0,0008	0,9585	0,9484
11	0,041	0,0223	0,0035	0,9808	0,952
12	0,04	0,0016	0,0262	0,9824	0,9782

Tableau IX.10: Remarques et constatations (modèle final).

Mode	Période (sec)	UX	UY	Type du mode
1	0,559	0,3254	0,2252	Translation suivant x-x
2	0,534	0,3048	0,4124	Translation suivant y-y
3	0,452	0,0994	0,0705	Rotation
Participation massique $\geq 90\%$			9 ^{ème} mode	

B). Vérification de la période :

Tableau IX.11: Périodes de calcul (modèle final).

Sens	$T_{étabs}$ (sec)	$T_{empirique}$ (sec)	Cas	T_0 (sec)
x-x	0,559	0,46	$T_{étabs} < 1,3T_{emp}$	$T_{étabs} = 0,559$
y-y	0,534		$T_{étabs} < 1,3T_{emp}$	$T_{étabs} = 0,534$

C). Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau IX.12: Vérification de l'effort tranchant à la base (modèle final).

Sens	$V_{dynamique}$ [kN]	$V_{statique}$ [kN]	$0,8V_{statique}$ [kN]	$V_{dynamique} > 0,8V_{statique}$	Correction ($R = \frac{0,8V_s}{V_d}$)
Suivant y-y	3208,36	4287,62	3430,10	Non	1,07
Suivant x-x	3263,56	4287,62	3430,10	Non	1,05

D). Vérification des déplacements inter-étages :

❖ Justification de non-effondrement :

Tableau IX.13: Justification de non-effondrement (modèle final).

Niveau	h (m)	$\bar{\Delta}_k$ (mm)	Sens (x-x)				Sens (y-y)			
			δ_{ek}^x (mm)	$\left(\frac{R}{Q_F}\right) \cdot \delta_k^x$ (mm)	Δ_k^x (mm)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$	δ_{ek}^y (mm)	$\left(\frac{R}{Q_F}\right) \cdot \delta_k^y$ (mm)	Δ_k^y (mm)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$
Toiture	3,23	48,45	29,99	107,97	16,31	Oui	32,96	118,65	26,73	Oui
Terrasse	3,23	48,45	25,46	91,66	20,20	Oui	25,53	91,92	21,99	Oui
4 ^{ème}	3,23	48,45	19,85	71,46	21,74	Oui	19,43	69,93	22,68	Oui
3 ^{ème}	3,23	48,45	13,81	49,72	21,83	Oui	13,13	47,26	21,52	Oui
2 ^{ème}	3,23	48,45	7,75	27,88	18,89	Oui	7,15	25,74	17,75	Oui
1 ^{er}	3,40	51	2,50	9,00	9,00	Oui	2,22	7,99	7,99	Oui

❖ Justification vis-à-vis de la limitation des dommages :

Tableau IX.14: Justification vis-à-vis de la limitation des dommages (modèle final).

Niveau	h (m)	$0,0075h_k$ (mm)	Sens (x-x)			Sens (y-y)		
			Δ_k^x (mm)	$v_A \cdot \Delta_k^x$ (mm)	$v_A \cdot \Delta_k \leq 0,0075h_k$	Δ_k^y (mm)	$v_A \cdot \Delta_k^y$ (mm)	$v_A \cdot \Delta_k \leq 0,0075h_k$
Toiture	3,23	24,225	16,31	8,16	Oui	26,73	13,37	Oui
Terrasse	3,23	24,225	20,20	10,10	Oui	21,99	10,99	Oui
4 ^{ème}	3,23	24,225	21,74	10,87	Oui	22,68	11,34	Oui
3 ^{ème}	3,23	24,225	21,83	10,92	Oui	21,52	10,76	Oui
2 ^{ème}	3,23	24,225	18,89	9,44	Oui	17,75	8,87	Oui
1 ^{er}	3,40	25,5	9,00	4,50	Oui	7,99	4,00	Oui

Les déplacements sont vérifiés.

E). Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$:

Tableau IX.15: Justification des effets du second ordre (sens x-x).

Niveau	H_k (m)	Δ_k (mm)	P_k (kN)	V_k (kN)	θ_k	$\theta_k \leq 0,10$
Toiture	3,23	8,16	536,69	228,03	0,01	Condition vérifiée
Terrasse	3,23	10,10	4056,50	1354,11	0,01	Condition vérifiée
4 ^{ème}	3,23	10,87	7621,03	2235,53	0,01	Condition vérifiée
3 ^{ème}	3,23	10,92	11185,56	2870,10	0,01	Condition vérifiée
2 ^{ème}	3,23	9,44	14863,38	3263,45	0,01	Condition vérifiée
1 ^{er}	3,40	4,50	18624,96	3432,95	0,01	Condition vérifiée

Tableau IX.16: Justification des effets du second ordre (sens y-y).

Niveau	H_k (m)	Δ_k (mm)	P_k (kN)	V_k (kN)	θ_k	$\theta_k \leq 0,10$
Toiture	3,23	13,37	536,69	275,19	0,01	Condition vérifiée
Terrasse	3,23	10,99	4056,50	1420,96	0,01	Condition vérifiée
4 ^{ème}	3,23	11,34	7621,03	2263,12	0,01	Condition vérifiée
3 ^{ème}	3,23	10,76	11185,56	2862,73	0,01	Condition vérifiée
2 ^{ème}	3,23	8,87	14863,38	3256,72	0,01	Condition vérifiée
1 ^{er}	3,40	4,00	18624,96	3433,27	0,01	Condition vérifiée

La condition est vérifiée suivant les deux sens, les effets P- Δ sont donc négligeables.

F). Justification du coefficient de comportement global de la structure :

Tableau IX.17 : Justification du coefficient de comportement global de la structure.

Sens	Effort tranchant repris par les voiles (kN)	Effort tranchant repris par l'ensemble de la structure (kN)	$R = \frac{\text{Effort}_{voiles}}{\text{Effort}_{structure}}$	$R > 65\%$
x-x	2723,9212	3496,5083	77,90	Oui
y-y	2950,1624	3371,5669	87,50	Oui

Le coefficient de comportement de la structure est justifié.

**CHAPITRE X : FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX**

X.1. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux en flexion composée a donné les résultats représentés dans les schémas suivants :

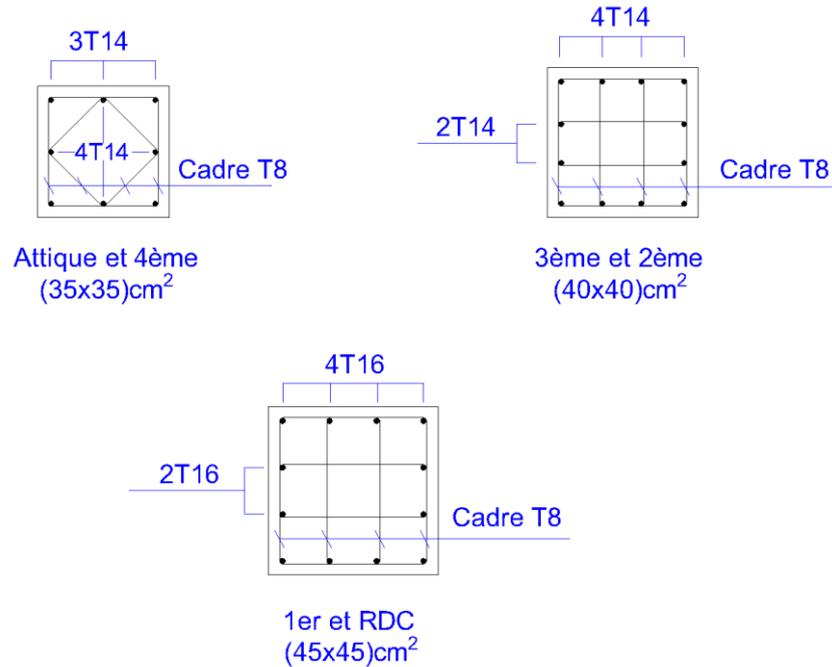
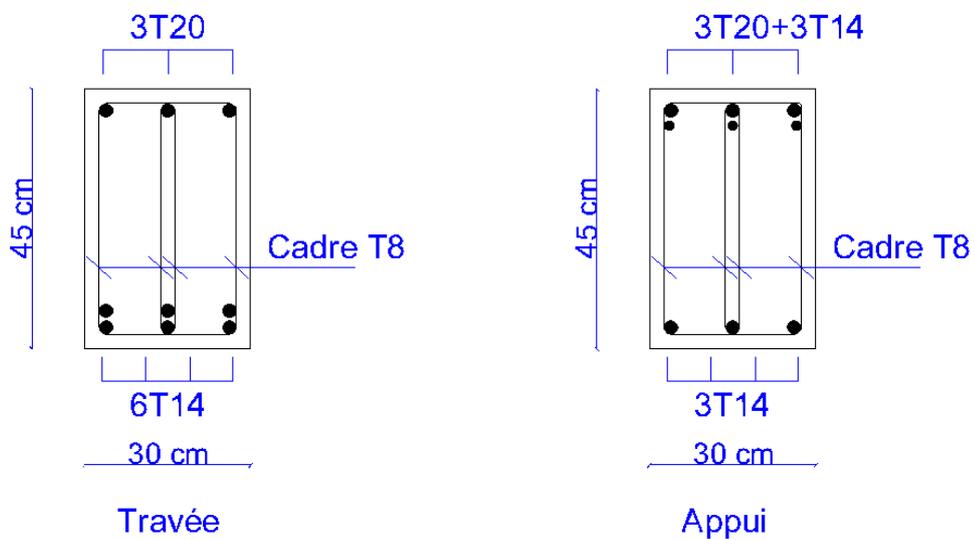


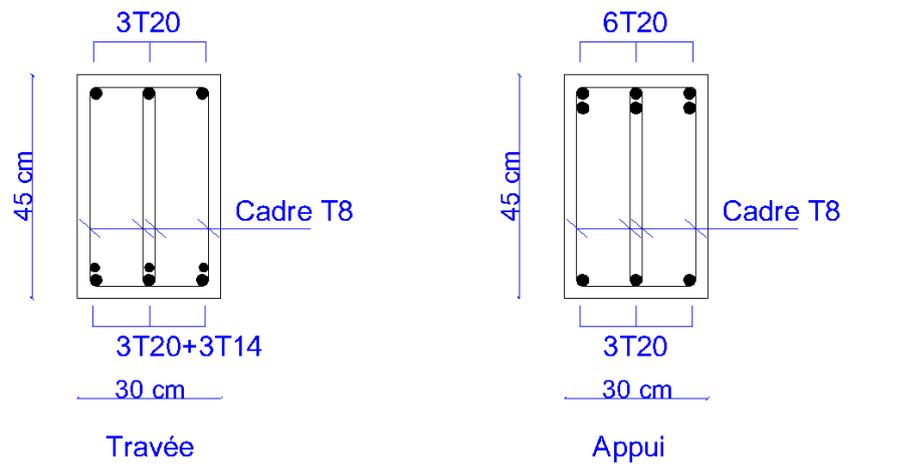
Figure X.1: Schémas de ferrailage des poteaux.

X.2. Ferrailage des poutres :

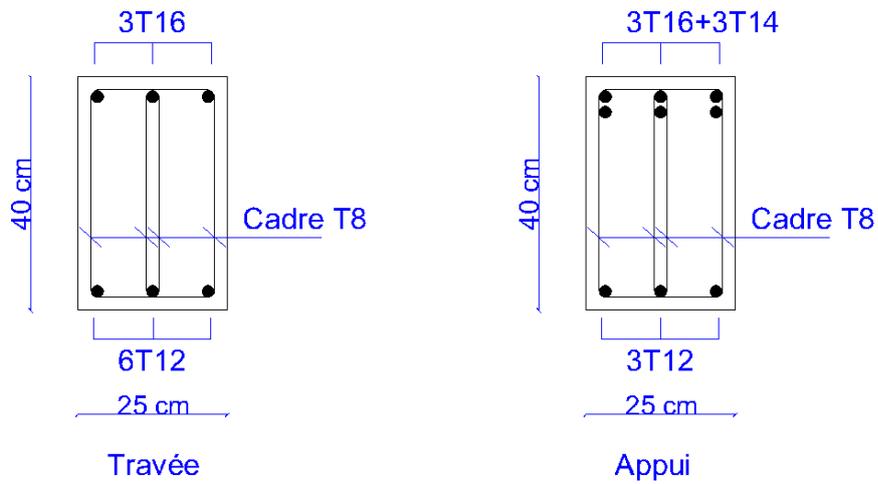
Le ferrailage des poteaux en flexion simple a donné les résultats représentés dans les schémas suivants :



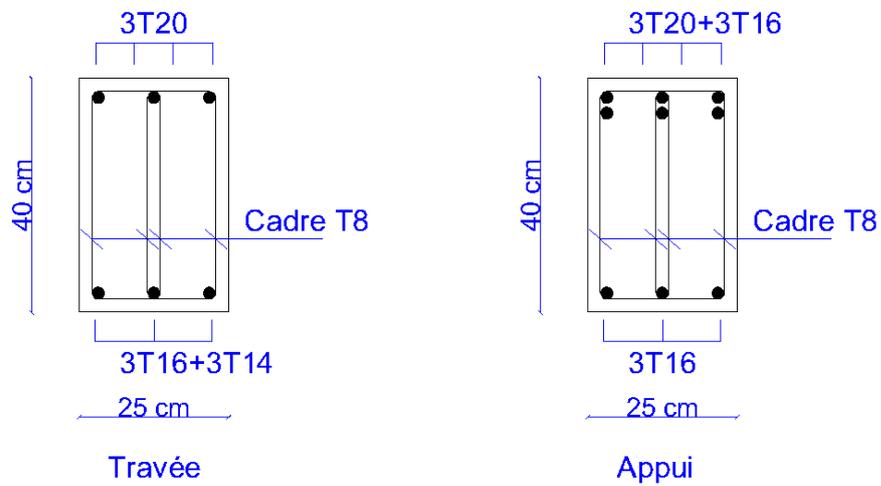
Poutre principale terrasse



Poutre principale 1er étage



Poutre secondaire terrasse



Poutre secondaire 1er étage

Figure X.2: Schémas de ferrailage des poutres.

X.3. Ferrailage des voiles :

Nous nous sommes intéressées au calcul de l'un des voiles de la structure suivant les nouvelles formules et vérifications du RPA2024, ce qui a donné le ferrailage qui suit :

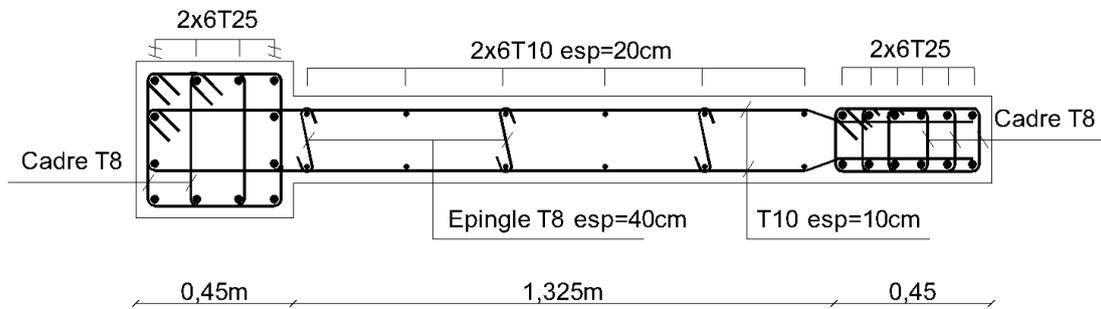


Figure X.3: Schéma de ferrailage du voile.

CHAPITRE XI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

XI.1. Choix du type de fondation :

Comme dans la partie « A », Le projet étudié comporte des voiles ainsi que deux sous-sols, sa partie ancrée au sol est donc renforcé par un voile périphérique. Pour ces raisons-là, il n'est possible d'envisager des semelles isolées que sous les poteaux isolés n'ayant pas de voiles à leurs voisinages.

Après avoir effectué les vérifications nécessaires, il s'est avéré que les semelles isolées pouvaient être choisies pour certains poteaux. Cependant, les semelles filantes sous voiles ne satisfaisaient pas les conditions, c'est pour cette raison -là que nous avons choisi de généraliser les semelles filantes sur toute la structure.

XI.2. Vérification des semelles filantes :

Tableau XI.1: Vérification des semelles filantes.

File	N (kN)	L (m)	B (m)	<i>B</i> _{adoptée} (m)	S (m ²)
1	4700,00	21,15	22,15	1,06	1,10
2	4001,32	21,15	22,15	0,90	0,95
3	5360,00	21,15	22,15	1,21	1,25
4	4324,00	21,15	22,15	0,98	1,00
5	4589,00	21,15	22,15	1,04	1,05
6	4239,11	21,15	22,15	0,96	1,00
A	-2767,40	22,20	23,20	0,60	0,60
B	4894,67	22,20	23,20	1,05	1,10
C	4231,67	24,50	25,50	0,83	0,85
D	5036,99	24,50	25,50	0,99	1,00
E	3892,20	24,50	25,50	0,76	0,80
				<i>S</i> _{totale} (m ²)	247,67

La surface des semelles ne doit pas dépasser les 50% de la surface du bâtiment :

$$S_{tot} \leq 50\%S_{bat}$$

Avec : $S_{bat} = 497,72 \text{ m}^2$

$$S_{tot} = 247,67 \text{ m}^2 < 50\%S_{bat} = 248,36 \text{ m}^2$$

La condition est satisfaite.

On doit s'assurer qu'il n'y a pas chevauchement des semelles donc :

Dans le sens x-x :

$$L_{min} = 3,60 \text{ m} > 2 \times B = 2 \times 1,25 = 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens y-y :

$$L_{min} = 4,75 \text{ m} > 2 \times B = 2 \times 1,10 = 2,20 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les fondations à semelles filantes sont donc retenues pour le bloc « B ».

**CHAPITRE XII : JOINTS DE RUPTURE ET DE
DILATATION**

XII.1. Introduction :

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons mené une étude comparative portant sur un bâtiment composé initialement de deux blocs distincts, séparés par des joints de rupture. L'étude a été scindée en deux phases principales :

- La première consiste en une étude du bâtiment dans sa globalité, avec une suppression volontaire des joints présents initialement, afin d'observer les conséquences structurelles d'une telle configuration continue, notamment en présence d'un décrochement important entre les deux blocs.
- La seconde phase s'est focalisée exclusivement sur le bloc B, analysé comme entité indépendante, séparée par un joint de rupture conformément à la configuration initiale du projet.

Ce chapitre vise ainsi à revenir sur l'importance des joints de rupture et de dilatation, tant du point de vue de leur rôle fonctionnel que de leur impact direct sur la conception des fondations. À travers l'analyse comparative des résultats obtenus dans les deux cas de figure, nous mettrons en évidence comment l'absence ou la présence de ces dispositifs influe non seulement sur la stabilité et le comportement structurel du bâtiment, mais également sur le type et la dimension des fondations à adopter. Cette réflexion permettra de souligner la nécessité, voire l'inévitabilité, des joints dans certaines configurations architecturales complexes, comme celle présentée ici.

XII.2. Joint de dilatation :

A). Définition :

Un joint de dilatation est un dispositif mis en œuvre dans une structure afin de permettre et de maîtriser les mouvements induits par les variations de température. Ces mouvements, bien que souvent peu perceptibles, peuvent engendrer des efforts internes significatifs lorsqu'ils sont contraints, menant à des désordres structuraux tels que des fissures, des déformations, ou dans certains cas, des ruptures.

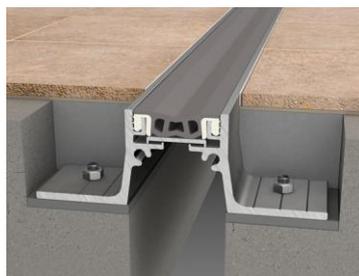


Figure XII.1: Joint de dilatation.

B). Principe de fonctionnement :

Le principe de fonctionnement du joint de dilatation est assez simple, l'espace qu'il crée entre deux blocs mitoyens permet aux éléments de la structure de se dilater ou de se contracter (sous l'effet des variations de température) librement sans engendrer de contraintes internes importantes pouvant compromettre la stabilité et résistance de la structure.

Cet espace peut être comblé par divers matériaux ou produits, à l'instar du mastic, des mousses...etc. Ce type de joints peut être dissimulé par des couvre-joints, pour un aspect esthétique plus soigné.

C). Usages :

Les joints de dilatation s'avèrent nécessaires dans le cas de :

- Bâtiments ayant des dimensions importantes, dépassant les 25 ou 30 mètres de longueur ou de largeur (selon les régions).
- Bâtiments ou autres ouvrages exposés à des variations de température ou des gradients thermiques importants.
- Chaussées et rails des ponts, des routes et des voies ferrées.

D). Avantages et désavantages :

Les joints de dilatation présentent de nombreux avantages, parmi eux on cite :

- La préservation de l'intégrité structurelle du bâtiment.
- La prévention des dégâts dus aux variations thermiques tels que les fissurations et ruptures des éléments en béton armé en offrant un espace de dilatation.
- La séparation de la structure en deux blocs distincts (ou plus), allégeant ainsi la structure (réduction du poids en désolidarisant la structure en divers blocs).

Bien qu'ils offrent plusieurs avantages, ces joints peuvent également présenter certains désavantages, entre autres :

- Aspect inesthétique en raison de la visibilité du joint coupant la structure.
- Coûts et frais supplémentaires d'achat et d'installation des couvre-joints, ainsi que le traitement des joints de dilatation.
- Nécessité de maintien et entretien régulier car leur durée de vie est variable.

XII.3. Joint de rupture :

A). Définition :

Un joint de rupture, également appelé « joint de fractionnement », semblablement au joint de dilatation, est un dispositif de désolidarisation créant un vide entre deux structures mitoyennes, ce vide allant jusqu'aux fondations. Le but de cette séparation étant de soulager les contraintes des éléments de la structure (le retrait par exemple), amortissant ainsi les fissurations et prévenant les dommages et désordres qui en résultent.



Figure XII.2: Joint de rupture.

B). Principe de fonctionnement :

Le joint de rupture vient couper le bâtiment jusqu'aux fondations en deux blocs voisins, permettant ainsi aux éléments en B.A de se mouvoir sous l'effet de la température (comme pour les joints de dilatations), ou d'autres effets (séismes...etc.).

C). Usages :

Les joints de ruptures sont utilisés dans les cas de :

- Sols hétérogènes où des tassements différentiels peuvent avoir lieu.
- Présence de décrochements importants.
- Zones à sismicité élevée (le joint de rupture favorise le comportement sismique indépendant de chaque bloc réduisant ainsi les désordres en cas de séismes).

D). Avantages et désavantages :

Les joints de fractionnement présentent de nombreux avantages, entre autres :

- Prévention des désordres et fissurations.
- Favorisation du comportement sismique indépendant de deux blocs mitoyens.
- Préservation de l'intégrité de la structure.
- Réduction de l'impact des décrochements en découpant la structure.

Tout comme les joints de dilatation, les joints sismiques s'avèrent légèrement désavantageux du point de vue :

- Architectural (en raison de l'esthétique ainsi que la coupure des espaces).
- Economique (coûts et frais supplémentaires).

XII.4. Différence entre les joints de rupture et les joints de dilatation :

Bien que ces deux types de joints soient souvent confondus ou considérés comme similaires, ils sont en effet différents :

- Le joint de rupture est prolongé jusqu'aux fondations, tandis que le joint de dilatation ne l'est pas.
- Un joint de rupture peut assurer la fonction de joint de dilatation. Toutefois, l'inverse n'est pas possible.
- Leurs mises en œuvre diffèrent, tout comme leurs fonctions.

La figure suivante démontre parfaitement la différence entre le découpage des joints de dilatation et des joints de rupture au niveau des fondations :

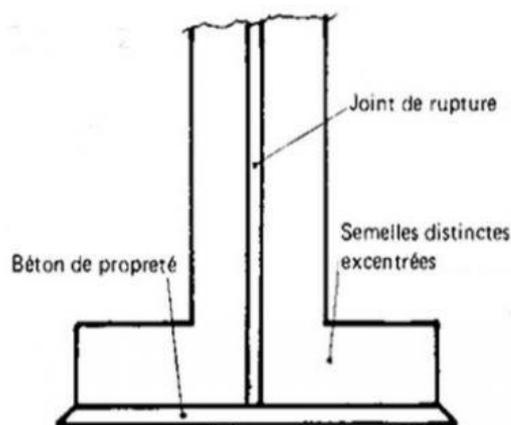


Fig. 3.2

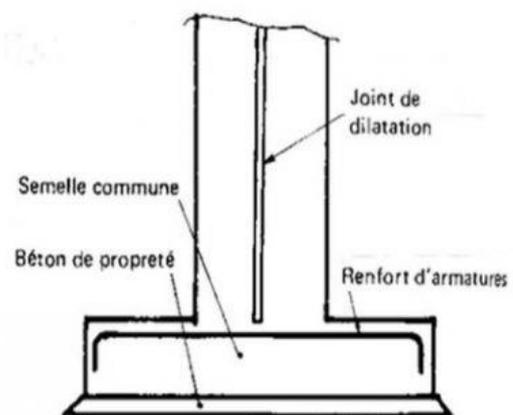


Fig. 3.3

Figure XII.3: Joints de rupture et dilatation.

XII.5. Conclusion :

Dans le cas du présent projet, on constate que l'impact du décrochement en hauteur représenté par la différence de 6 niveaux (nous avons une partie qui s'élève en R+10 et une autre en R+4) est amplifié ou mis en évidence principalement à travers l'étude de l'infrastructure.

Les blocs A et B, étudiés en continuité dans la partie « A », ont nécessité un radier en infrastructure. Cependant, le bloc B, étudié indépendamment dans la partie « B », a nécessité des fondations à semelles isolées, qui sont plus économiques et moins importantes qu'un radier.

De ce fait, nous pouvons dire que plus le décrochement est important, plus le joint de rupture s'avère nécessaire. En effet, le décrochement et la différence de niveaux induisent une répartition de charges qui n'est pas forcément uniforme sur tout le terrain d'assise. Le côté plus élevé, et donc plus lourd, aura une charge bien plus importante que le côté à moins de niveaux, augmentant le risque de tassement différentiel.

Par ailleurs, l'évaluation des sollicitations thermiques exercées sur les poutres de la périphérie de l'ouvrage a permis de conclure que les variations de température ne génèrent pas de déformations suffisamment importantes pour nécessiter la mise en place d'un joint de dilatation.

Dans ce contexte, la mise en œuvre d'un joint de rupture se révèle pleinement justifiée, tant sur le plan structurel que fonctionnel, car elle permet non seulement de réduire les dimensions et donc coûts de certains éléments de la structure, mais aussi de favoriser un comportement sismique indépendant et donc plus efficace de chacun des blocs.

REMARQUES ET CONSTATATIONS

Suite à la partie « B », quelques remarques et constatations assez pertinentes doivent être soulevées :

- Les prédimensionnements des éléments de la structure ont donné les mêmes types de planchers, des poutres et poteaux de sections plus faibles, et des voiles moins importants (de par leur nombre). Il est de même pour le calcul des ferrailages : les sections sont moins importantes. Ceci indique un allègement de cette partie de la structure qui, isolée du bloc « A », est devenue moins lourde.
- L'étude dynamique de la structure a donné des déplacements assez faibles au niveau des planchers inférieurs, cependant les arranger en réduisant la rigidité des voiles serait aux dépens des planchers des étages supérieurs, qui eux présentent des déplacements proches de la limite. Cette réduction causerait donc la non-satisfaction des critères de déplacement inter-étages (vérification de non-effondrement et limitation des dommages).
- La période obtenue par la modélisation de la structure est plus petite que celle obtenue initialement (partie « A »), l'indépendance du bloc du reste de la structure a permis de réduire la période. On en déduit que la séparation des deux blocs favorise un comportement sismique indépendant et maîtrisable plus facilement.
- L'étude des fondations a abouti à un type de fondations moins important que celui obtenu dans la partie « A » : on a été amenées à choisir des semelles filantes, contrairement au radier obtenu précédemment (cas des deux blocs réunis).

CONCLUSION GENERALE

A travers ce projet de fin d'étude s'est présenté une immense opportunité d'apprentissage et d'acquisition de compétences et connaissances approfondies dans l'étude des bâtiments en béton armé. Cette étude nous a permis de dimensionner, de vérifier, et de ferrailer de nombreux éléments importants de la structure suivant les exigences réglementaires, mais aussi d'analyser le comportement de cette dernière face aux différentes sollicitations (sismiques et thermiques).

L'idée principale derrière ce thème d'étude était d'évaluer l'effet du décrochement architectural en élévation sur la structure et son influence sur la nécessité ou non des joints de rupture ou de dilatation. Cela a été mis en évidence à travers le 7^{ème}, le pénultième et l'ultime chapitre, de par la différence de type de fondation nécessité dans chacun des blocs étudiés.

À la lumière de ces résultats, il apparaît pertinent de tirer une leçon générale : lorsqu'un ouvrage présente un décrochement important ou une discontinuité marquée dans sa configuration, la mise en place d'un joint de rupture s'impose comme une solution structurale incontournable, permettant à la fois de d'alléger la structure et d'optimiser son comportement sismique.

A travers les calculs des ferrailages des éléments structuraux, nous nous sommes initiées au nouveau RPA, et avons constaté un resserrement des espacements des cadres pour les poutres, ainsi qu'une augmentation des sections minimales et maximales d'aciers pour les poteaux. Quant aux voiles, bien que la ductilité soit mieux encadrée, plusieurs articles, formules et définitions restent flous, notamment la définition de L_c , le calcul du ferrailage au-delà de la hauteur critique, et le choix des armatures verticales d'âme du voile.

L'étude dynamique quant à elle a montré des déplacements excessifs au droit du décrochement en élévation. Pour y remédier, la disposition des voiles a été modifiée. Les poteaux ont été redimensionnés suite à la vérification de l'effort normal réduit. Le modèle final présente des déplacements maîtrisés en bas, mais sensibles en haut, limitant ainsi toute réduction de rigidité (et donc réduction de la longueur, le nombre, et l'épaisseur des voiles).

En rétrospective, ce projet de fin d'étude a permis non seulement de consolider nos connaissances théoriques en génie civil, mais également de développer une réflexion critique sur la logique de conception, l'interprétation du comportement des bâtiments, et le choix de solutions adaptées à chaque problème rencontré lors des différentes étapes de l'étude.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] D.T.R - B.C.2.48 Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024, C.G.S.

[2] BAEL 91 modifié 99 - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites,

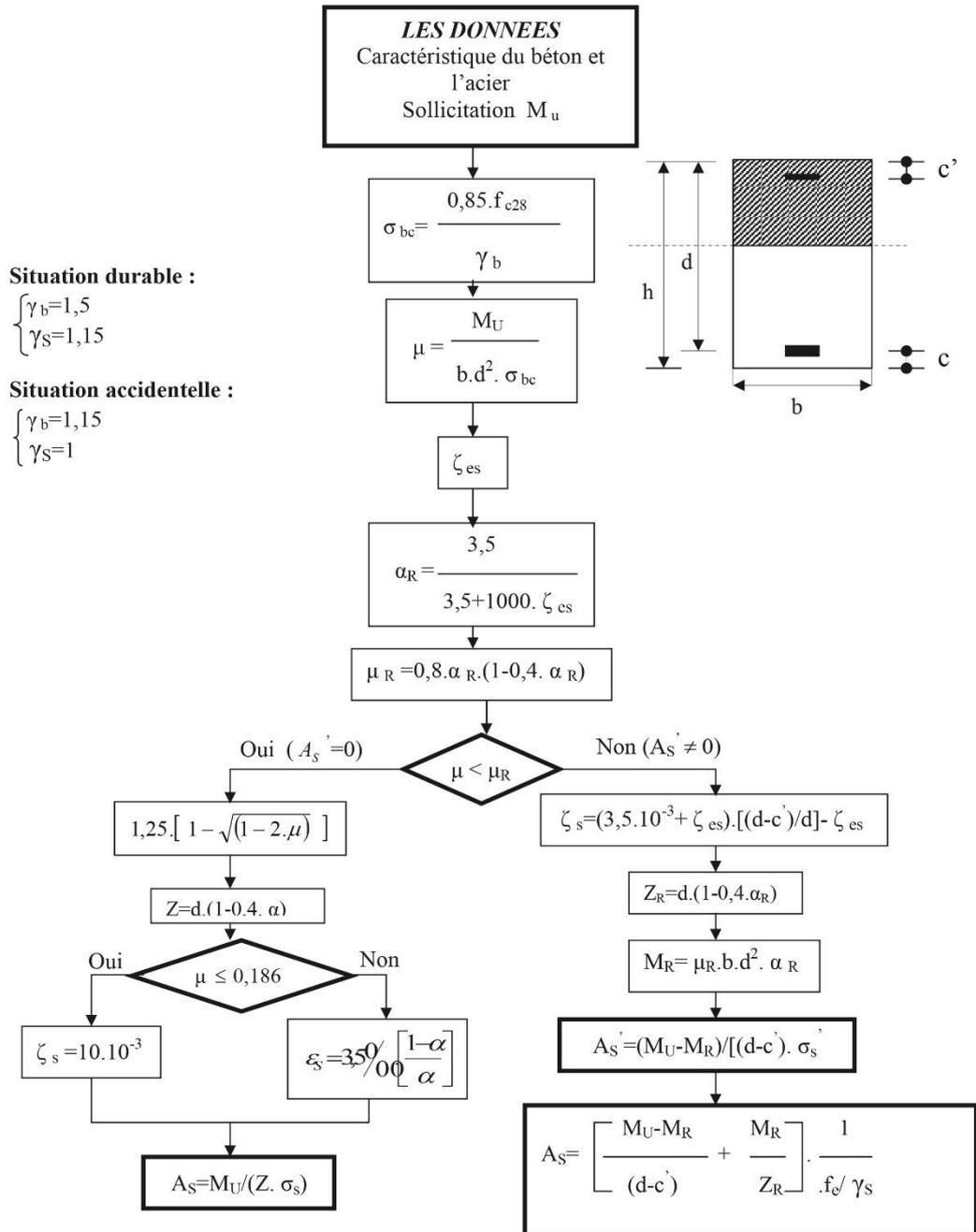
[3] D.T.R – B.C.2.41 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93, C.G.S.

[4] D.T.R- B.C.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation, C.G.S.

ANNEXES

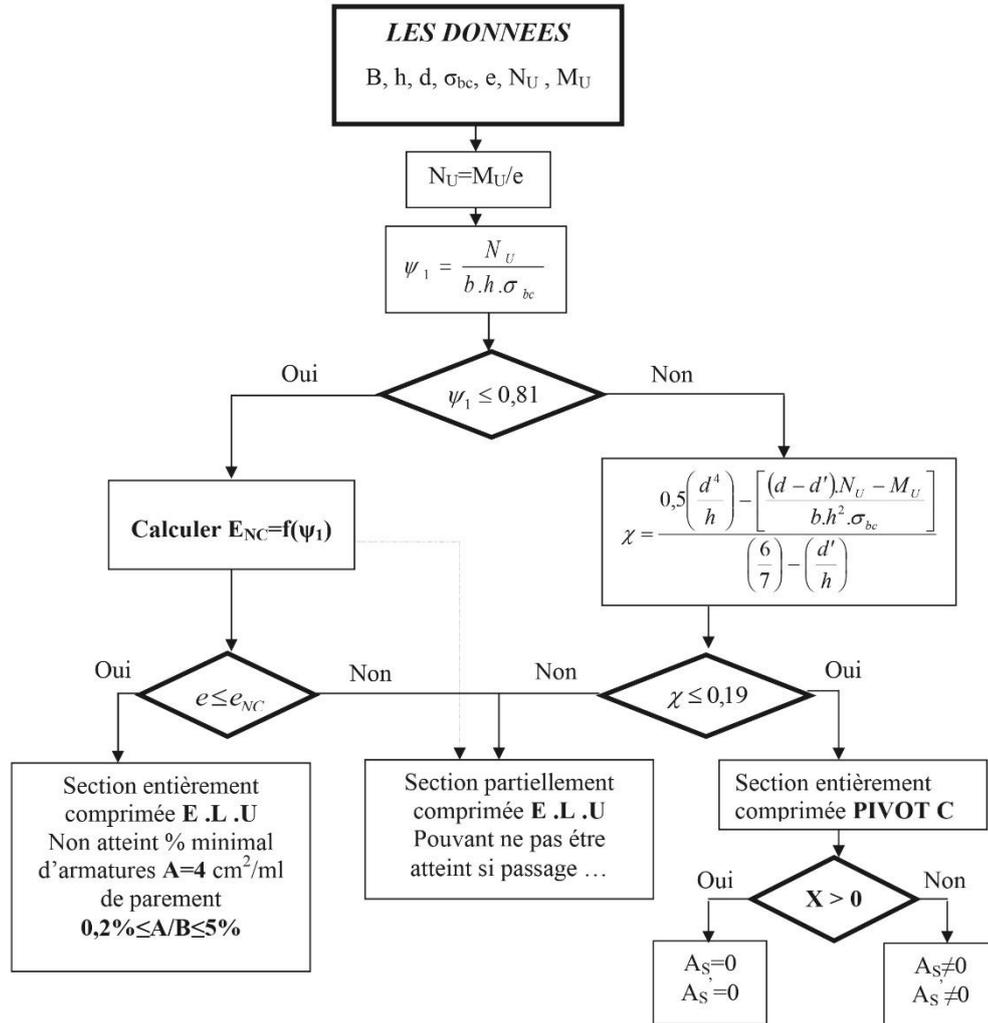
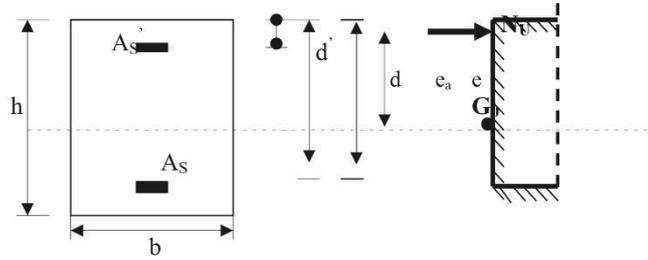
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



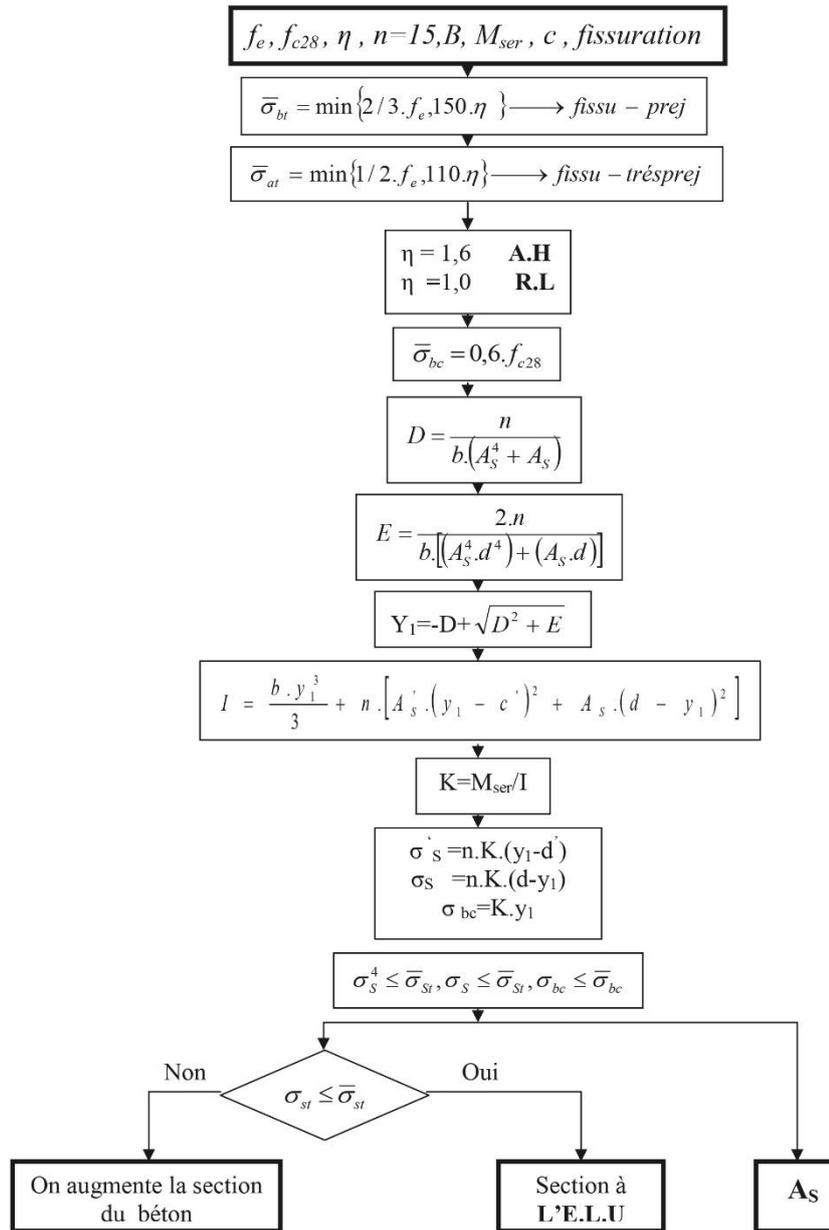
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

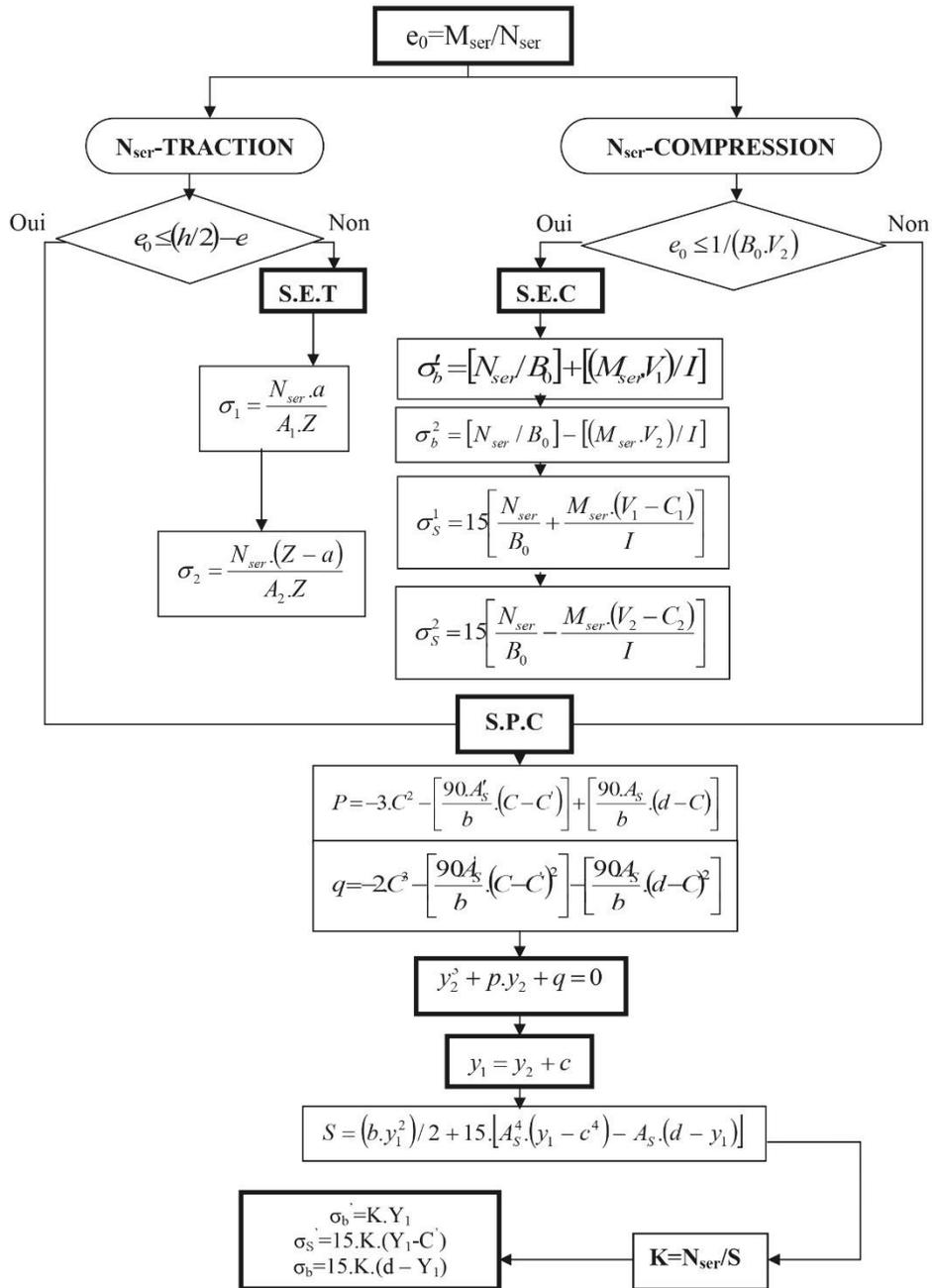


ORGANIGRAMME -III-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

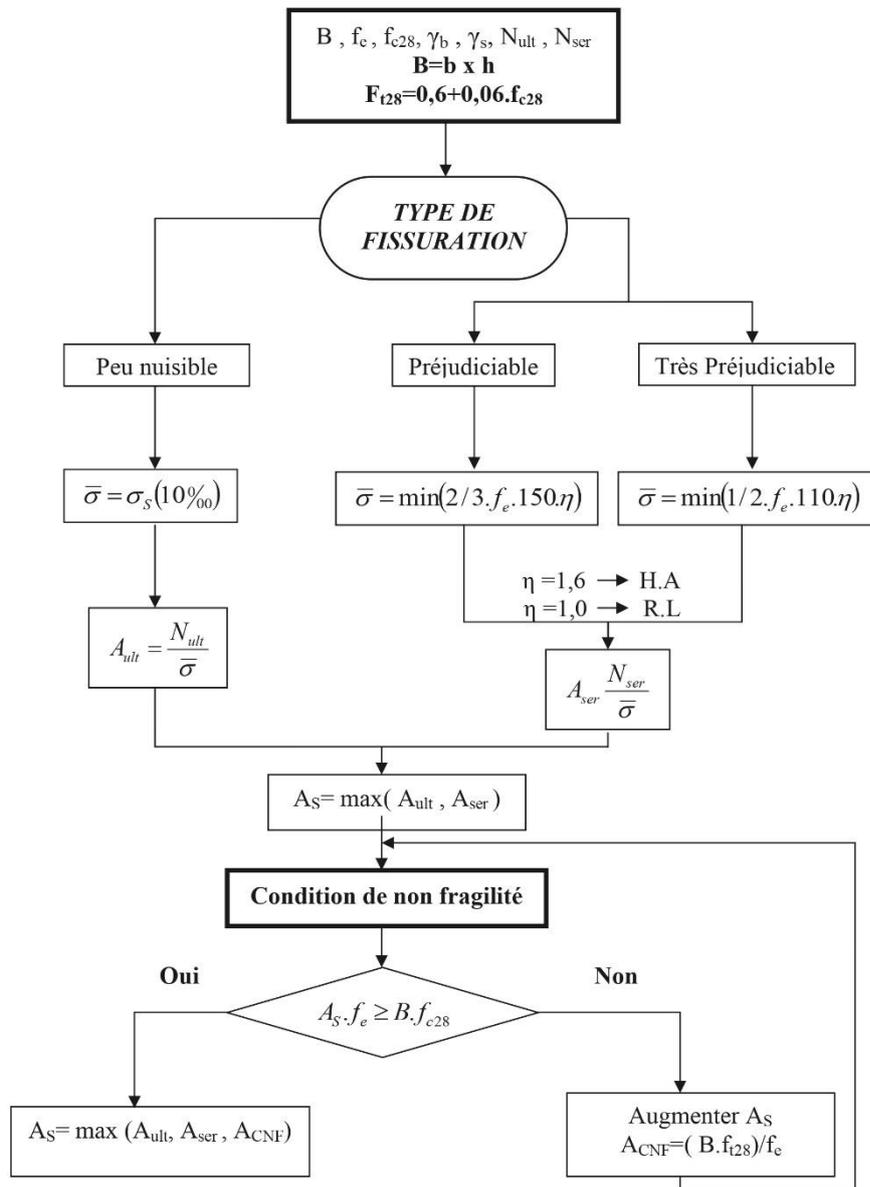


ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



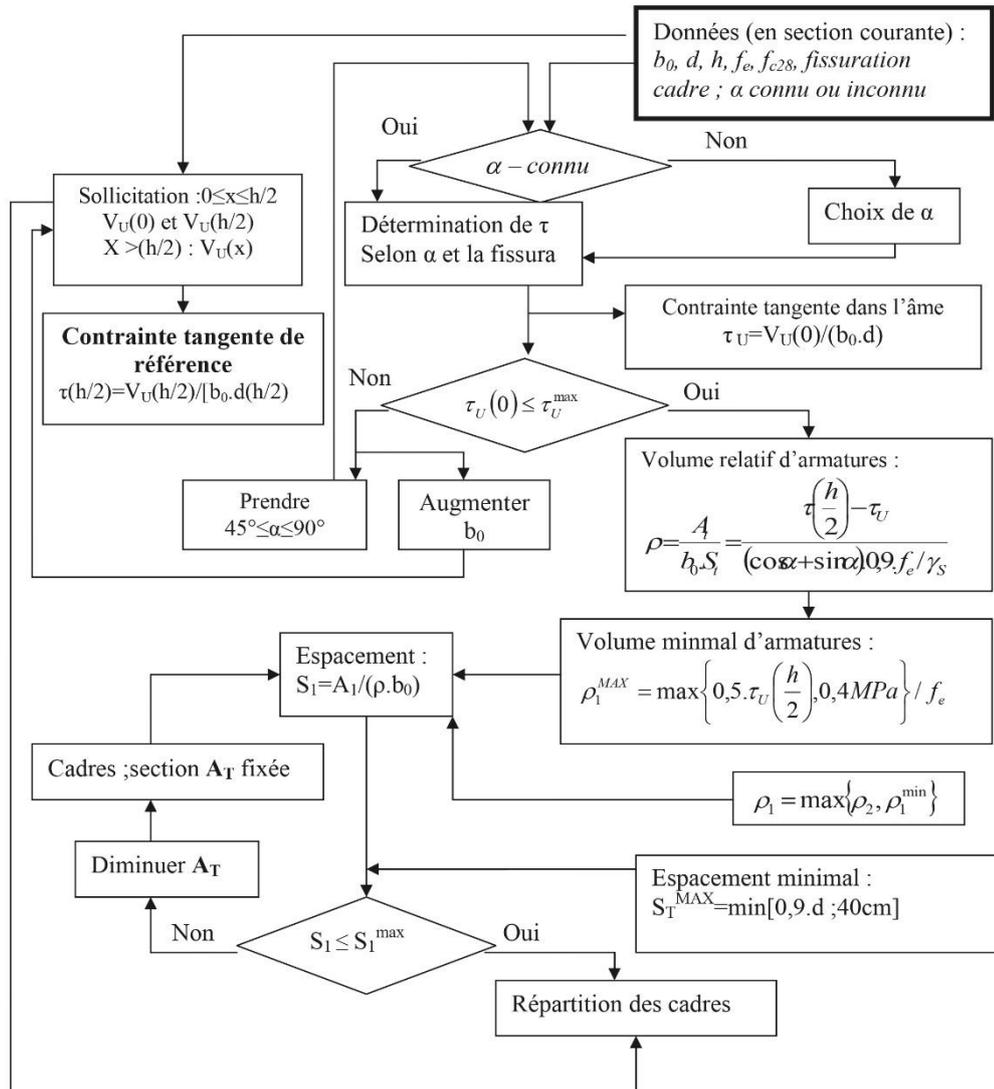
ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Section (en cm²) de 1 à 20 armatures “HA” de diamètre “Ø” (en mm)

		Diamètre des barres Ø (en mm)										
		5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Nombre de barres	1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
	2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
	3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
	4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
	5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
	6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
	7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
	8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
	9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
	10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
	11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
	12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
	13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
	14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
	15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
	16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
	17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
	18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
	19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.55	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
	20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33