REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DE

L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structure**

Thème

Étude d'un bâtiment à usage d'habitation en SS +RDC+ 7 étages selon le RPA2024

Présenté par

KARA Zohra

TOUAK Imane

Proposé et dirigé par

Dr. BENTEGRI Imane

Promotion Juillet 2025

Remerciement

Tout d'abord, nous exprimons notre profonde gratitude à Allah, le Tout-Puissant, qui nous a accordé le courage et la détermination nécessaires pour atteindre notre objectif et accomplir ce modeste travail.

Nous souhaitons exprimer notre sincère gratitude à notre promoteur, Dr. Bentegri Imane, pour l'encadrement de ce mémoire, ses précieux conseils, sa patience et la confiance qu'il nous a témoignées. Nous tenons également à exprimer notre reconnaissance à l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil de l'Université de Médéa, ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué à notre formation.

Nous exprimons notre gratitude à Dr. Khelladi Mohammed pour son accompagnement et ses précieux conseils tout au long de ce travail.

Nous ne manquerons pas de remercier les membres du jury, dont l'honneur et l'engagement ont permis de présider et d'examiner ce modeste travail. Enfin, nous exprimons notre gratitude à toutes les personnes, directes ou indirectes, qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire.



Dédicace

Ce modeste travail est dédié à ma mère et à mon père

Ce mémoire s'est construit sur l'amour, le soutien et les encouragements que vous m'avez prodigués.

Votre foi en moi a été une source d'inspiration et de courage à chaque étape.

À mes sœurs Touha, Saida et Wahiba, ainsi qu'à mes frères Mohammed et Houssin.

Et bien sûr, une pensée tendre pour les enfants de mes sœurs, dont la joie et l'innocence m'inspirent chaque jour.

et à toute ma précieuse famille Kara : votre amour et votre soutien constant ont été

Une source inestimable de force et d'encouragement.

Je suis infiniment reconnaissante d'avoir une famille aussi exceptionnelle.

Cette réussite est aussi la vôtre. Merci de tout cœur.

Je souhaite également adresser mes sincères remerciements à mon binôme Imane,

Pour avoir été à mes côtés tout au long de ce chemin académique, dans les moments de doute

Comme dans les instants de réussite.

En clôturant ce travail, nous adressons nos remerciements les plus sincères à notre encadrante, Dr. Bentegri Imane, pour son soutien précieux, ses conseils éclairés et ses encouragements tout au long de cette expérience.

Zahra



Dédicace

C'est avec une profonde émotion que je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus Chères après mon Dieu, en reconnaissance de leurs sacrifices.

À mes chers parents, je vous remercie sincèrement pour tous les sacrifices que vous avez faits pour nous permettre d'achever nos études.

À mes sœurs Sara et Fairrouz, ainsi qu'à mon frère Ahamed, pour vos encouragements et l'amour inestimable que vous m'avez donné.

Je vous envoie toute mon affection et mes vœux les plus sincères de réussite.

En concluant ce modeste travail, nous tenons à adresser nos sincères remerciements à notre encadrante, le Dr. Bentegri Imane, pour ses encouragements.

Imane.

ملخص

يتعلق هذا المشروع بدراسة مبنى (طابق تحت أرضي + طابق أرضي + 7 طوابق) من الخرسانة المسلحة، مخصص للسكن، سيتم إنجازه في ولاية تيبازة (بلدية تيبازة)، المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي (المنطقة VI) يتم ضمان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والعمودية بواسطة نظام إطاري مدعم بجدران. تم تحديد أبعاد وتسليح جميع العناصر المقاومة وفقًا للتنظيم الجزائري المعمول به (RPA نسخة 2024) والوثيقة التقنية CBA93 وقد تم إجراء الدراسة الزلزالية اعتمادًا على الطريقة الرقمية المستندة إلى طريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج Robot2025 وفي الأخير، قمنا بدراسة البنية التحتية من خلال حساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية :الهيكل، التسليح، الخرسانة المسلحة، الأساسات، الدراسة الزلزالية

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment (Sous-sol + RDC+07 étages) en béton armé, à usage habitation qui sera implanté à la wilaya de Tipaza (commune de Tipaza), classée comme une zone de forte sismicité (zone *V*I). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles. Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement algérien en vigueur (RPA version 2024) et le document technique CBA93. L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (Robot2025). En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Mots clés : structure, ferraillage, béton armé, fondation, étude sismique

Abstract

This project involves the study of a reinforced concrete building (Basement + Ground Floor + 7 Floors) intended for residential use, to be located in the wilaya of Tipaza (Tipaza municipality), which is classified as a high seismic risk zone (Zone VI). The structure's resistance to horizontal and vertical loads is ensured by a frame system braced with shear walls. The sizing and reinforcement design of all structural elements were carried out in accordance with the current Algerian regulations (RPA 2024 version) and the technical document CBA93. The seismic study was conducted using a numerical method based on the finite element method, via the software Robot2025. Finally, the infrastructure was analyzed by calculating the foundations.

Keywords: structure, reinforcement, reinforced concrete, foundation, seismic study

SOMMAIRE

Remerciement……

Résumer……..

Sommaire ……..

Liste des tableaux …….

Listes des figures……..

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Description de l'ouvrage.....2

I.2 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage..... .2

I.3 Réglementation utilisée 2

I.4 Les élements de l'ouvrage 5

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments résistants

II.1 Introduction 17

II.2 Pré dimensionnement des plancher 17

II.2.1 Plancher dalle pleine 18

II.3 Evaluation des charges permanents et surcharge d'exploitation 18

II.3.a Charges permanentes..... 18

II.3.a.1 Maçonnerie 18

II.3.a.2 Plancher à corps creux 19

II.3.a.2.2 Plancher courant..... 20

II.3.a.3 Plancher à dalle pleines 21

II.3.b Charges d'exploitation..... 22

II.3 Prédimensionnement des poutres..... 22

II.4 Prédimensionnement des poteaux..... 23

II.4.1 Etape de prédimensionnement 24

II.4.2 Calcul de l'effort normale admissible 25

II.4.3 Le choix du poteau plus sollicité..... 25

II.4.4 Descente des charges..... 26

II.4.5 .a surcharge d'exploitation 26

II.4.5.b Détermination des charges permanentes 27

II.4.6 Vérification selon le RPA99 version 2024 28

II.4.7 Vérification aux zones nodales 29

II.5 Prédimensionnement des voiles 29
II.6 conclusions 31

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Calcul de l'acrotère 33
III.2 L'acrotère 33
III.2.1 Introduction 33
III.2.2 Principe de calcul 33
III.2.3 Evaluation des charges et surcharges 34
III.2.4 Calcul de ferraillage 34
III.2.4.1 A L'ELU 35
III.2.4.2 A L'ELS 36
III.2.5 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton 36
III.2.6 Vérification de l'acrotère au séisme 37
III.3 Calcul des plancher 37
III.3.1 Calcul des plancher à corps creux 37
III.3.2 Calcul des poutrelles 38
III.4 Calcul du ferraillage 48
III.4.1 Vérification préliminaire de la flèche 50
III.5 Escalier 51
III.5.1 Prédimensionnement 51
III.5.2 Calcul de ferraillage 53
III.5.3 Calcul de la poutre palière 55
III.5.4 Ferraillage de la poutre palière 56
III.6 Les dalles pleines 57
III.6.1 Méthode de calcul 57
III.6.2 Déterminations des sollicitations 59
III.6.3 Calcul du ferraillage 60
III.7 Dalle machine 62
III.7.1 Introduction 62
III.7.2 Pré dimension de la dalle 62
III.7.3 Détermination des charges et surcharges 62
III.7.4 Détermination des sollicitation 63
III.7.5 Calcul du ferraillage à l'ELU 63
III.7.6 Vérification de l'effort tranchant à l'ELU 65
III.7.7 Vérification des contraintes à l'ELS 65
III.7.8 Vérification de la flèche 66

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction 68
IV.2 Caractéristiques géométriques de la structure 68
IV.2.1 Centre de rigidité 68
IV.2.2 Centre de masse 68
IV.2.3 Calcul de Centre de masse 70
IV.2.3.1 Proposition de la disposition des voiles des contreventements 70
IV.2.4 Calcul d'excentricité 73
IV.2.4.1 Excentricité théorique et admissible 73
IV.3 Critère de classification par RPA Version2024 74
IV.3.1 Classification des zones sismiques 74
IV.3.2 Classification des ouvrages selon leur importance 75
IV.4 Choix de la méthode de calcul 75
IV.4.1 Introduction 75
IV.4.2 Méthode dynamique modale spectrale 76
IV.5 Résultat de l'analyse dynamique 78
IV.5.1 Vérification de comportement des 3 premier modes 78
IV.5.2 Justification vis-à-vis la dissipation massique 80
IV.5.3 Vérification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble 81
IV.5.4 Justification de la largeur des joints sismiques 82
IV.5.5 Justification vis-à-vis de l'effet de P-Delta 83
IV.5.6 Vérification du déplacement en tête 85
IV.5.7 Justification vis-à-vis des déplacement inter-étages 86
IV.5.8 Vérification de cisaillement des éléments 88
IV.5.9 Vérification du cisaillement des poutres 88
IV.5.10 Vérification du cisaillement des poteaux 89
IV.5.11 Vérification du cisaillement des voiles 90
IV.6 Conclusion 91

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1 Introduction 92
V.2 Ferraillage des poutres 92
V.2.1 Ferraillage longitudinales des poutres 93
V.2.2 Vérification des contraintes à l'ELS 94
V.2.3 Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants 96
V.2.5 Calcul des armatures transversale 97
V.2.6 Vérification de la flèche 98

V.3 Ferraillage des poteaux 101
V.3.1 Armatures longitudinales 101
V.3.1.1 Recommandation selon les règlements 101
V.3.1.2 Sollicitation extrême pour le ferraillage 102
V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS 103
V.4 Ferraillage des voiles 110
V.4.1 Ferraillage des voiles des trumeaux 110
V.4.1.2 Etablissement de l'enveloppe du voile V01 du bloc A 114
V.4.1.3 Exigence de ductilité pour la zone critique 115
V.4.1.3.a Calcul de Lc des voiles des bloc A et bloc B 116
V.4.1.4 Vérification du pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rives 118
V.4.1.5 Calcul d'armatures verticales 118
V.4.1.6 Vérification des contraintes à l'LS 121
V.4.1.7 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou l'ACC 123
V.4.1.8 Calcul des armatures horizontales dans lame du voile 123
V.5 Conclusion ..... …….125

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction 128
VI.1.2 Type de la fondation 128
VI.2 Caractéristiques du sol 128
VI.3 Choix du type de fondation 128
VI.4.1 Méthode de calcul 128
VI.4.1.1 Semelle isolée sous poteaux 128
VI.4.1.2 Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles 131
VI.4.1.1 Les semelles isolée 133
VI.4.1.2 Vérification des contraintes 133
VI.4.2 Semelle filante sous voile et poteaux 134
VI.4.2.1 Dimension des semelles filantes sous voiles et poteaux 135
VI.4.2.2 Vérification des contraintes 136
VI.4.2.3 Vérification de la stabilité de renversement 137
VI.4.2.4 Ferraillage de semelle filantes sous voiles et poteaux 138
VI.4.3 Dimension de semelle filante sous plusieurs poteaux 139
VI.4.3.1 Vérification des contraintes 140
VI.4.3.2 Vérification de la stabilité de reversement 141
VI.4.3.3 Vérification de poinçonnement de semelle sous plusieurs poteaux 142

VI.4.3.4 Ferraillage de semelles filantes sous plusieurs poteaux 142
VI.5 Poutre de libage..... 144
VI.5.1 Dimensionnement de la poutre de libage..... 144
VI.5.2 Vérification de poinçonnement de la poutre de libage..... 144
VI.5.3 Vérification de cisaillement de la poutre de libage..... 145
VI.5.4 Ferraillage poutre de libage..... 146
VI.5.5 Armatures calculer en travée et appui..... 146
VI.5.6 Vérification des contraintes normales à l'ELS 147
VI.5.7 Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU 147
VI.5.8 Vérification de la flèche à l'ELS 148
VI.6 Ferraillage des longrines..... 149
VI.6.1 Prédimensionnement..... 149
VI.6.2 Calcul le ferraillage à l'ELU ou l'ACC 150
VI.6.3 Vérification des contraintes à l'ELS..... 150
VI.7 Ferraillage des voiles périphérique..... 152
VI.7.1 Calcul de la poussée de terre de libage 153
VI.7.2 Calcul de ferraillage à l'ELU 153
VI.7.3 Vérification des contraintes normales à l'ELS 154
VI.7.4 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU..... 155
Conclusion générale.....159
Références bibliographiques.....160

Listes des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique de matériaux

Figure I.1: Caractéristique d'un ascenseur 6

Figure I.2: Coupe d'un escalier droit 7

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structurants

Figure II.1: Dimensionnement de plancher corps creux. 18

Figure II.2: Coupe verticale du mur extérieurs. 19

Figure II.3: Planche type terrasse 20

Figure II.4: Plancher étage courante 21

Figure II.5: Le poteau le plus sollicité 26

Figure II.6: (a) :spécification pour les nœuds poteau poutres (b) :Epaisseur minimum en fonction des différents configuration (c) :prise en compte des voiles de retour 30

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1: L'acrotère 34

Figure III.2: Schéma statique de l'acrotère 34

Figure III.3: Les dimensions de l'acrotère 35

Figure III.4: Section de béton armé à l'ELU 35

Figure III.5: Ferraillage de l'acrotère ..... .37

Figure III.6: Schématisation de la poutrelle avant coulage 39

Figure III.7: Schéma statique de la poutrelle 40

Figure III.8: disposition des étaiements. 41

Figure III.9 : Les sections considèrent pour le calcul de ferraillage ……..48

Figure III.10: Ferraillage des poutrelles 51

Figure III.11: Terminologie d'un escalier 51

Figure III.12: Disposition de ferraillage de la poutre palière 58

Figure III.13: Ferraillage des escalier 58

Figure III.14: Dalle pleins rectangulaire encastré sur 2 cotés 60

Figure III.15: Les différents étapes de calcul sur la dalle. 61

Figure III.16: ferraillage des dalles pleines 64

Figure III.17: Les encastrements et les dimensions de la dalle machine ..... .65

Figure III.18: La vérification de poinconnement 70

Figure III.19: Ferraillage de la dalle machine..... 70

Chapitre IV : Étude dynamique

Figure IV.1: Inertie des voiles et des poteaux. 70

Figure IV.2: Disposition des voiles bloc A.....71

Figure IV.3: Disposition des voiles bloc B 71

Figure IV.4: Disposition de centre de masse et centre de rigidité avec voiles bloc A 72

Figure IV.5: Disposition de centre de masse et centre de rigidité avec voiles bloc B 73

Figure IV.6: Spectre de réponse suivante (X) et (Y) bloc A.....76

Figure IV.7: Spectre de réponse suivante (X) et (Y) bloc B 77

Figure IV.8: Effet P-delta 87

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Figure V.1 : Disposition des armatures des poutres principales bloc A et B 101

Figure V.2 : Disposition des armatures des poutres secondaires blocA et B 101

Figure V.3 : Détaille de la zone nodales 102

Figure V.4 : La section d'armatures des poteaux bloc A et B 109

Figure V.5: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant 111

Figure V.6 : Zone critique à la base du voile..... 111

Figure V.7 : Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte 114

Figure V.8: Enveloppe de calcul des moments pour le calcul du ferraillage 115

Figure V.9 : Epaisseur minimale des éléments de rive confinés 117

Figure V.10 : schéma de ferraillage du voile type 1 128

Figure V.11 : schéma de ferraillage du voile type 2 128

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Figure VI.1 : Semelle isolée 129

Figure VI.2 : Les bulles de pression..... 132

Figure VI.3 : Les bulles de pression sous la semelle blocA..... 132

Figure VI.4 : Les bulles de pression sous la semelle bloc B..... 133

Figure VI.5 : Schéma semelle filante 135

Figure VI.6 : Schéma présenté les semelles filantes bloc A et B..... 135

Figure VI.7 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité bloc A..... 152
Figure VI.8 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité bloc B..... 153
Figure VI.9 : Les lignes de ruptures dans le panneau bloc A 153
Figure VI.10 : Les lignes de ruptures dans le panneau bloc B..... 153
Figure VI.11 : Ferraillage du voile périphérique bloc A 157
Figure VI.12 : Ferraillage du voile périphérique bloc B..... 157

Liste des tableaux

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1: Charges permanentes des murs intérieurs (simple cloison) 19

Tableau II.2: Charge permanente des murs extérieurs (double cloison) 19

Tableau II.3: Charge permanent du plancher à corps creux. 20

Tableau II.4: Charge permanent du plancher courant corps creux. 20

Tableau II.5: Charge permanent du plancher terrasse dalles pleines. 21

Tableau II.6: Charge permanent du plancher étage courant dalles pleines. 22

Tableau II.7: Charge d'exploitation 22

Tableau II.8: Prédimensionnements des poutres. 23

Tableau II.9: Calcul de l'effort N_{adm} 25

Tableau II.10: Détermination des charges d'exploitation 27

Tableau II.11: Détermination des charges permanents de chaque niveau. 27

Tableau II.12: Détermination de l'effort N_u de chaque niveau 28

Tableau II.13: Vérification vis-à-vis du RPA2024. 28

Tableau II.14: Vérification aux zones nodales. 29

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments secondaires

Tableau III.1: Combinaison des charges de l'acrotère 34

Tableau III.2: Les efforts à l'ELS et l'ELU 34

Tableau III.3: Les données de calcule 35

Tableau III.4: Ferraillage de l'acrotère 36

Tableau III.5: La vérification à l'ELS 36

Tableau III.6: Les données de calcul F_{PK} 37

Tableau III.7: Détermination du nombre d'étaiements. 40

Tableau III.8: Calcul des sollicitations des poutrelles à 4 travées 44

Tableau III.9: Calcul des sollicitations des poutrelles à 3 travées 45

Tableau III.10: Calcul des sollicitations des poutrelles à 2 travées 46
Tableau III.11: Calcul des sollicitations des poutrelles à 6 travées 46
Tableau III.12: Récapitulations des efforts interne..... 48
Tableau III.13: calcul et vérification des armatures des poutrelles.....49
Tableau III.14: Ferraillage longitudinales des poutrelles.....50
Tableau III.15: Vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELU.....50
Tableau III.16: Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles 51
Tableau III.17: Vérification de la flèche pour la dalle pleine..... ...51
Tableau III.18: Évaluation des charges permanents de la paillasse.....53
Tableau III.19: Évaluation des charges permanents du palier de repos de l'escalier.....53
Tableau III.20: Combinaison des charges de l'escalier 54
Tableau III.21: Les données. 54
Tableau III.22: Calcul des sections d'acier de l'escalier.....54
Tableau III.23: Espacement d'acier de l'escalier 54
Tableau III.24: Vérification de l'espacement.....55
Tableau III.25: Vérification du ferraillage de l'escalier à l'ELS.....55
Tableau III.26: Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU.....55
Tableau III.27: Vérification de la flèche d'escalier 56
Tableau III.28: prédimensionnement de la poutre palière 56
Tableau III.29: Calcul des efforts de la poutre palière.....57
Tableau III.30: Ferraillage de la poutre palière.....57
Tableau III.31: Vérification à l'ELS de la poutre palière 57
Tableau III.32: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU de la poutre palière 57
Tableau III.33: Charges et surcharges appliquées à la dalle pleine 61
Tableau III.34: Les efforts interne (1 ére type) 61
Tableau III.35: Les efforts interne (2 éme type) 62
Tableau III.36: Résultat ferraillage à l'ELU 63
Tableau III.37: Vérification de la contrainte à l'ELS 63

Tableau III.38: Vérification de la contrainte de cisaillement 61

Tableau III.39: Poids de la machine 65

Tableau III.40: Détermination des charges…..……..……...65

Tableau III.41: sollicitation de la dalle machine.....66

Tableau III.42: Calcul des sections d'acier de la dalle 66

Tableau III.43: Vérification de l'effort tranchante 67

Tableau III.44: Calcul de M_{ser}.....68

Tableau III.44: Vérification à l'ELS……..……68

Chapitre IV : Étude dynamique

Tableau IV.1: Calcul du centre de masse et centre de rigidité de la structure bloc A……..71

Tableau IV.2: Calcul du centre de masse et centre de rigidité de la structure bloc B…….……72

Tableau IV.3: Excentricité théorique admissible bloc A…….……73

Tableau IV.4: Excentricité théorique admissible bloc B.....74

Tableau IV.5: Valeur de coefficient d'importance.....75

Tableau IV.6: Détermination du facteur de qualité Q de la structure.....78

Tableau IV.7: Vérification de comportement des trois premiers modes bloc A.....79

Tableau IV.8: Vérification de comportement des trois premiers modes bloc A.....80

Tableau IV.9: Vérification de comportement des trois premiers modes bloc B.....81

Tableau IV.10: Vérification de comportement des trois premiers modes bloc B.....81

Tableau IV.11: Vérification de participation massique bloc A.....83

Tableau IV12: Vérification de participation massique bloc A.....83

Tableau IV.13: Vérification de renversement direction X bloc A.....84

Tableau IV.14: Vérification de renversement direction Y bloc A.....84

Tableau IV.15: Vérification de renversement direction X bloc B.....85

Tableau IV.16: Vérification de renversement direction Y bloc B.....85

Tableau IV.17: Calcul du joint sismique entre bloc A et B.....86

Tableau IV.18: Vérification de l'effet de delta bloc A.....87

Tableau IV.19: Vérification de l'effet de delta bloc B.....88

Tableau IV.20: Vérification des déplacement et tête bloc A.....88

Tableau IV.21: Vérification des déplacement et tête bloc B.....89

Tableau IV.22: Valeurs limites des déplacement inter-étages.....89

Tableau IV.23: Vérification des déplacement inter-étages suivantes X bloc A.....89

Tableau IV.24: Vérification des déplacement inter-étages suivantes X bloc B.....90

Tableau VI.25: Vérification des déplacement inter-étages suivantes Y bloc B.....90

Tableau VI.26: Vérification du cisaillement des éléments bloc A suivante X.....91

Tableau VI.27: Vérification du cisaillement des éléments bloc A Suivante Y.....91

Tableau VI.28: Vérification du cisaillement des éléments bloc B suivante X.....91

Tableau VI.29: Vérification du cisaillement des éléments bloc B suivante Y.....92

Tableau VI.30: Vérification du cisaillement du voile bloc A.....92

Tableau VI.31: Vérification du cisaillement du voile bloc B.....92

Tableau VI.32: Dimensionnements finales des élemnts.....93

Tableau VI.33: Vérification du cisaillement du voile bloc A.....93

Tableau VI.34: Vérification du cisaillement du voile bloc B.....93

Tableau VI.35: Vérification de l'effort normale réduit du poteau bloc A.....94

Tableau VI.36: Vérification de l'effort normale réduit du poteau bloc B.....95

Tableau VI.37: Dimensionnement finales des élements….....95

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Tableau V.1: Les données de calcul.....92

Tableau V.2: La section calculée et choisie d'armature des poutres bloc A.....93

Tableau V.3: La section calculée et choisie d'armature des poutres bloc B.....93

Tableau V.4: La section choisie d'armature des poutres bloc A.....93

Tableau V.5: La section choisie d'armature des poutres bloc B.....94

Tableau V.6: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (Appui) bloc A.....94

Tableau V.7: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (Travée) bloc A.....94

Tableau V.8: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (Appui) bloc B.....95

Tableau V.9: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (Travée) bloc B.....95

Tableau V.10: Vérification de section d'armature bloc A.....95
Tableau V.11: Vérification de section d'armature bloc B..... 96
Tableau V.12: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres bloc A.....96
Tableau V.13: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres bloc B.....97
Tableau V.14: Calcul des armatures transversales et leur espacement bloc A.....98
Tableau V.15: Calcul des armatures transversales et leur espacement bloc B.....98
Tableau V.16: Vérification de la flèche des poutres bloc A.....99
Tableau V.17: Vérification de la flèche des poutres bloc B.....99
Tableau V.18: Vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres bloc A.....100
Tableau V.19: Vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres bloc B.....100
Tableau V.20: La section d'armature des poteaux bloc A.....103
Tableau V.21: La section d'armature des poteaux bloc B.....103
Tableau V.22: La section d'armature des poteaux bloc A (ELS).....105
Tableau V.23: La section d'armature des poteaux bloc B (ELS).....105
Tableau V.24: La section d'armature transversales des poteaux bloc A.....107
Tableau V.25: La section d'armature transversales des poteaux bloc B.....108
Tableau V.26: Valeur de hcr des voiles du bloc A et B selon l'équation 7.22…….....112
Tableau V.27: Valeur de hcr des voiles du bloc A et B selon l'équation 7.23.....112
Tableau V.28: Valeurs finales de hcr des voiles du bloc A et B…….....113
Tableau V.29 : Les nouveaux moment pour le calcul du ferraillage…….....115
Tableau V.30: Valeur de lc du voile bloc A…….....116
Tableau V.31: Valeur de lc du voile bloc B. …….....116
Tableau V.32: Exigence de ductilité pour la zone critique des voiles bloc A.....117
Tableau V.33: Exigence de ductilité pour la zone critique des voiles bloc B.....117
Tableau V.34: La section calculée d'armatures verticales des voiles selon Nmax bloc A……..….119
Tableau V.35: La section calculée d'armatures verticales des voiles selon Nmax bloc A.....119

Tableau V.36: La section calculée d'armatures verticales des voiles selon Mmax bloc A.....119

Tableau V.37: La section calculée d'armatures verticales des voiles selon Mmax bloc B.....120

Tableau V.38: La section calculée d'armatures verticales des voiles selon Nmin bloc A.....120

Tableau V.39: La section calculée d'armatures verticales des voiles selon Nmin bloc B.....121

Tableau V.40: Vérification des contraintes normales des voiles bloc A…….122

Tableau V.41: Vérification des contraintes normales des voiles bloc B…….122

Tableau V.42: Vérification des contraintes de cisaillements des voiles bloc A…….123

Tableau V.43: Vérification des contraintes de cisaillements des voiles bloc A…….123

Tableau V.44: La section calculée et choisie armatures horizontales des voiles bloc A…….124

Tableau V.45: La section calculée et choisie armatures horizontales des voiles bloc B…….....124

Tableau V.46: Choix finales des armatures verticales bloc A…….125

Tableau V.47: Choix finales des armatures verticales bloc B…….126

Tableau V.48: Choix finales des armatures verticales et horizontales bloc A…….126

Tableau V.49: Choix finales des armatures verticales et horizontales bloc B…….127

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Tableau VI.1: Dimension des semelles isolées à l'ELS bloc A……130

Tableau VI.2: Dimension des semelles isolées à l'ELS bloc B……130

Tableau VI.3: Vérification de chevauchement des semelles isolées bloc A……..131

Tableau VI.4: Vérification de chevauchement des semelles isolées bloc B.....131

Tableau VI.5: Vérification des contraintes des semelles isolées bloc A.....134

Tableau VI.6: Vérification des contraintes des semelles isolées bloc B.....134

Tableau VI.7: Dimensionnement des semelles filantes sous voile bloc A.....136

Tableau VI.8: Dimensionnement des semelles filantes sous voile bloc B.....136

Tableau VI.9: Vérification des contraintes des semelles bloc A.....137

Tableau VI.10: Vérification des contraintes des semelles bloc B 137
Tableau VI.11: Vérification de renversement des semelle filantes sous voiles bloc A.....137
Tableau VI.12: Vérification de renversement des semelle filantes sous voiles bloc B.....138
Tableau VI.13: Choix de méthode de calcul bloc A.....138
Tableau VI.14: Choix de méthode de calcul bloc B.....138
Tableau VI.15: Ferraillage des semelles filantes sous voiles bloc A.....138
Tableau VI.16: Ferraillage des semelles filantes sous voiles bloc B.....139
Tableau VI.17: Ferraillage des semelles filantes sous voiles bloc A..... 139
Tableau VI.18: Ferraillage des semelles filantes sous voiles bloc B..... 139
Tableau VI.19: Dimensionnements des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc A.....140
Tableau VI.20: Dimensionnements des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc B 140
Tableau VI.21: Vérification des contraintes des semelles bloc A.....140
Tableau VI.22: Vérification des contraintes des semelles bloc B.....140
Tableau VI.23: Vérification de renversement des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc A 141
Tableau VI.24: Vérification de renversement des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc A 141
Tableau VI.25: Vérification de poinçonnement bloc A..... 141
Tableau VI.26: Vérification de poinçonnement bloc A..... 141
Tableau VI.27: Choix de méthode de calcul bloc A..... 142
Tableau VI.28: Choix de méthode de calcul bloc B.....142
Tableau VI.29: Ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc A 143
Tableau VI.30: Ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc B.....143
Tableau VI.31: Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc A 143
Tableau VI.32: Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc B 143
Tableau VI.33: Dimensionnement poutre de la poutre de libage bloc A.....144
Tableau VI.34: Dimensionnement poutre de la poutre de libage bloc A.....144
Tableau VI.35: Vérification de poinçonnement bloc A.....145
Tableau VI.36: Vérification de poinçonnement bloc B.....145
Tableau VI.37: Vérification de cisaillement de la poutre de libage bloc A.....145
Tableau VI.38: Vérification de cisaillement de la poutre de libage bloc B.....146
Tableau VI.39: Détermination des valeurs de F de la poutre de libage bloc A.....146

Tableau VI.40: Détermination des valeurs de F de la poutre de libage bloc B……..…146
Tableau VI.41: Ferraillage longitudinales de la poutre de libage bloc A…….……...….147
Tableau VI.42: Ferraillage longitudinales de la poutre de libage bloc B……..……...…….147
Tableau VI.43: Vérification des contraintes à l'ELS bloc A……147
Tableau VI.44: Vérification des contraintes à l'ELS bloc A……148
Tableau VI.45: Vérification de cisaillement de la poutre de libage bloc A à l'ELU…….……..148
Tableau VI.46: Vérification de cisaillement de la poutre de libage bloc B à l'ELU……...148
Tableau VI.47: Armatures transversales de la poutre de libage bloc A……...……149
Tableau VI.48: Armatures transversales de la poutre de libage bloc B……149
Tableau VI.49: Vérification préliminaire de la flèche bloc A……..149
Tableau VI.50: Vérification préliminaire de la flèche bloc B……..149
Tableau VI.51: Choix finales des armatures……150
Tableau VI.52: Ferraillages des longrines bloc A……151
Tableau VI.53: Ferraillages des longrines bloc A……151
Tableau VI.54: Vérification des contraintes normales des longrines bloc A……152
Tableau VI.55: Vérification des contraintes normales des longrines bloc B……152
Tableau VI.56: Tableau des données bloc A et B……154
Tableau VI.57: Ferraillage verticales et horizontales de voile périphérique bloc A……..154
Tableau VI.58: Ferraillage verticales et horizontales de voile périphérique bloc B…….155
Tableau VI.59: vérification des contraintes normales de voile périphérique bloc A……155
Tableau VI.60: vérification des contraintes normales de voile périphérique bloc B……156
Tableau VI.61: vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique bloc A……...…156
Tableau VI.62: vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique bloc B……...…156

Notation :

❖ **Majuscules romaines**

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}: Section d'acier maximale

A_{min} : Section d'acier minimale

A_t : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d'armatures horizontales.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures peau).

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t: Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsion elle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalente.

M : Moment fléchissant.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

❖ **Minuscules romaines**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

i : Rayon de giration.

L_f : Longueur de flambement,

S_t: Espacement de cours d'armature transversale.

$S_{rép}$: Espacement de répartition.

S_{ZN} : Espacement dans la zone nodale.

S_{ZC} : Espacement dans le courant.

ml : Mètre linéaire.

❖ **Majuscules grecques**

Δ : Variation.

Σ : Sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : Poids.

❖ **Minuscules grecques**

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de Poisson.

ρ : Rapport de deux dimensions.

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

❖ **Autres notations**

BA: Béton armé.

FeE : Nuance de l'acier.

HA : Haut adhérence.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-de-chaussée.

EC : Etage courant

Introduction générale

La conception d'une structure parasismique constitue un défi complexe, car elle doit concilier les exigences de sécurité dictées par les réglementations avec les impératifs économiques liés à l'augmentation des coûts de construction.

La capacité d'une structure à résister aux sollicitations horizontales repose essentiellement sur son système de contreventement. Dans le cas des structures en béton armé, ce système est composé de cadres, de voiles, ou d'une combinaison des deux.

Ce projet consiste en la conception et l'étude d'une tour à usage mixte, combinant des espaces de bureaux et des logements (sous-sol + RDC + 07étages), Située à Tipaza, cette région est classée en zone de sismicité élevée (zone VI).

La stabilité de la structure, face aux charges horizontales et verticales, est assurée par un système mixte composé de portiques contreventés par des voiles. L'étude de ce projet sera conduite selon le plan de travail suivant :

Le premier chapitre présente l'ouvrage ainsi que ses principales dimensions.

Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des différents éléments porteurs, à savoir les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires ainsi que les vérifications nécessaires qui y sont associées.

Le quatrième chapitre est consacré à l'analyse dynamique de la structure du bloc à l'aide du logiciel de calcul « ROBOTV25 ». Il débute par la présentation des différentes caractéristiques géométriques de la structure influençant sa réponse dynamique.

Les résultats obtenus, notamment les efforts maximaux, sont utilisés pour le calcul du ferraillage des éléments résistants, tels que les portiques et les voiles. Ce calcul constitue l'objet du cinquième chapitre.

Le sixième chapitre traite du calcul de l'infrastructure (fondations), réalisé en conformité avec le rapport géotechnique du sol.

Enfin, le travail se conclura par une synthèse générale.

Chapitre I
Présentation de l'ouvrage



Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I .1. Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'une structure en (SS+RDC+7) à usage d'habitation. L'ouvrage est de groupe d'usage 2 il sera implantée à TIPAZA, classée comme étant une zone de sismicité élevée Zone VI **(Table3.1)** selon les règlements utilisés **(RPA 2024, CBA93, Charges permanents et charges d'exploitations).**

La structure est composée de :

- Rez-de chaussée et sous-sol.
- 7 étages courants à usage d'habitation
- Une terrasse inaccessible.

I.2. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Il est indispensable à l'ingénieur en génie civil de respecter les caractéristiques de l'ouvrage lors de la réalisation.

- Longueur totale : 27.75 m
- Largeur totale : 16.85m
- Hauteur totale sans acrotère : 25.2m
- Hauteur d'étage : 3.06m
- Hauteur de RDC : 3.78m
- Hauteur de l'acrotère : 0.6m

I.3. Réglementation utilisée :

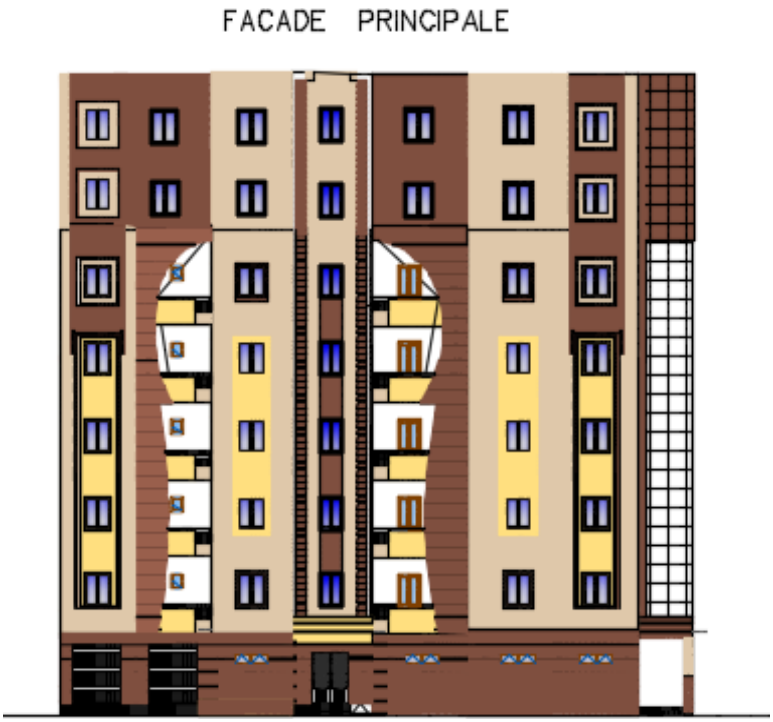
L'étude se fera conformément aux règles suivantes :

- Règlement parasismique Algériennes (RPA 2024).
- Document technique règlementaire (DTR B.C2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93).
- Document technique Réglementaire (DTR B.C 2.2) : charges permanentes et charge d'exploitation.

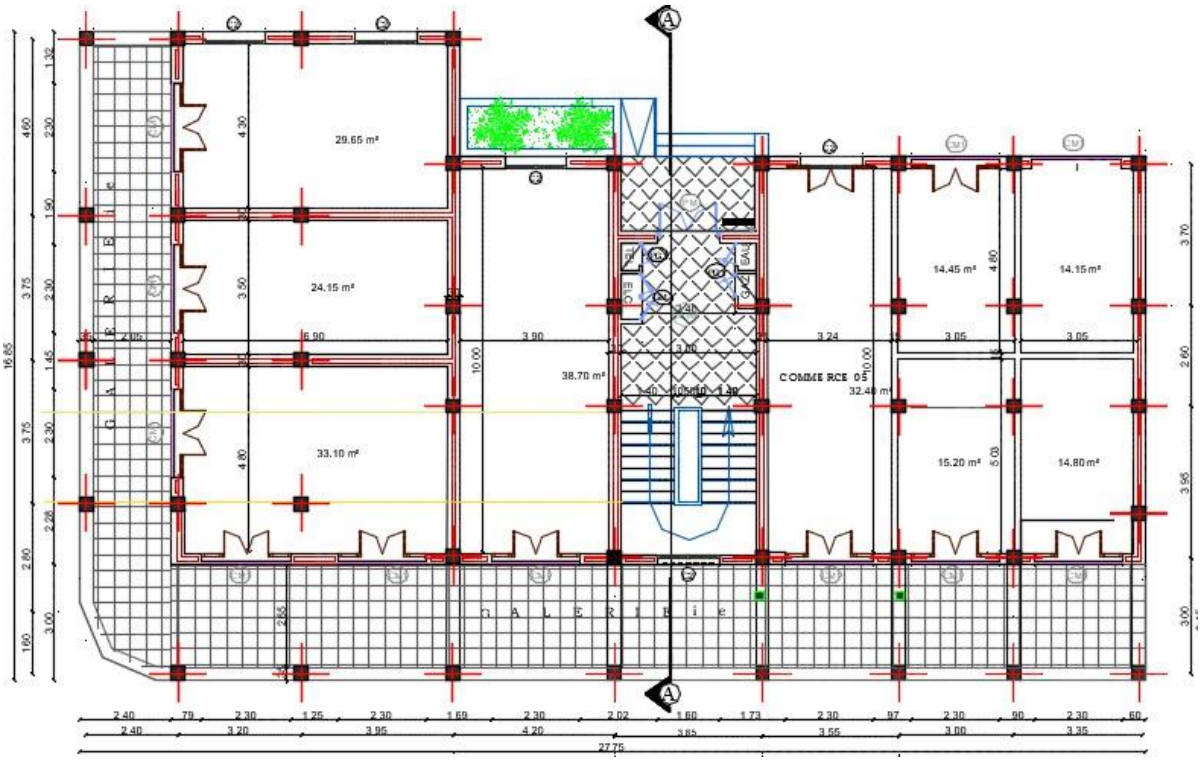
➢ **Caractéristique mécanique du sol :**

Le calcul des fondations est en fonction du rapport géotechnique du sol et des recommandations du centre de Génie Parasismique (CGS)

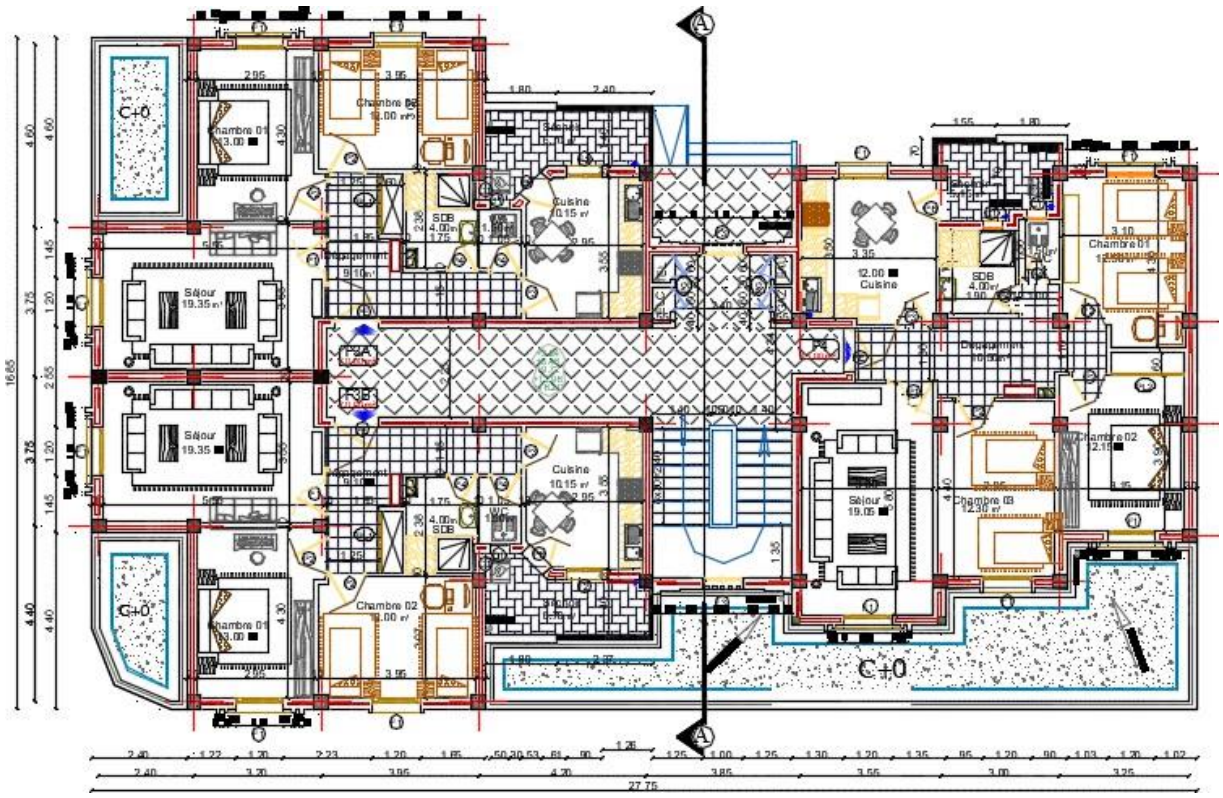
- La contrainte admissible du sol d'assise est $\bar{\sigma}_{\bar{s}}$ **= 2bars** , et sa raideur **K= 4× 10^{-2}kg/cm** selon le rapport géotechnique
- Aucune présence de nappe phréatique



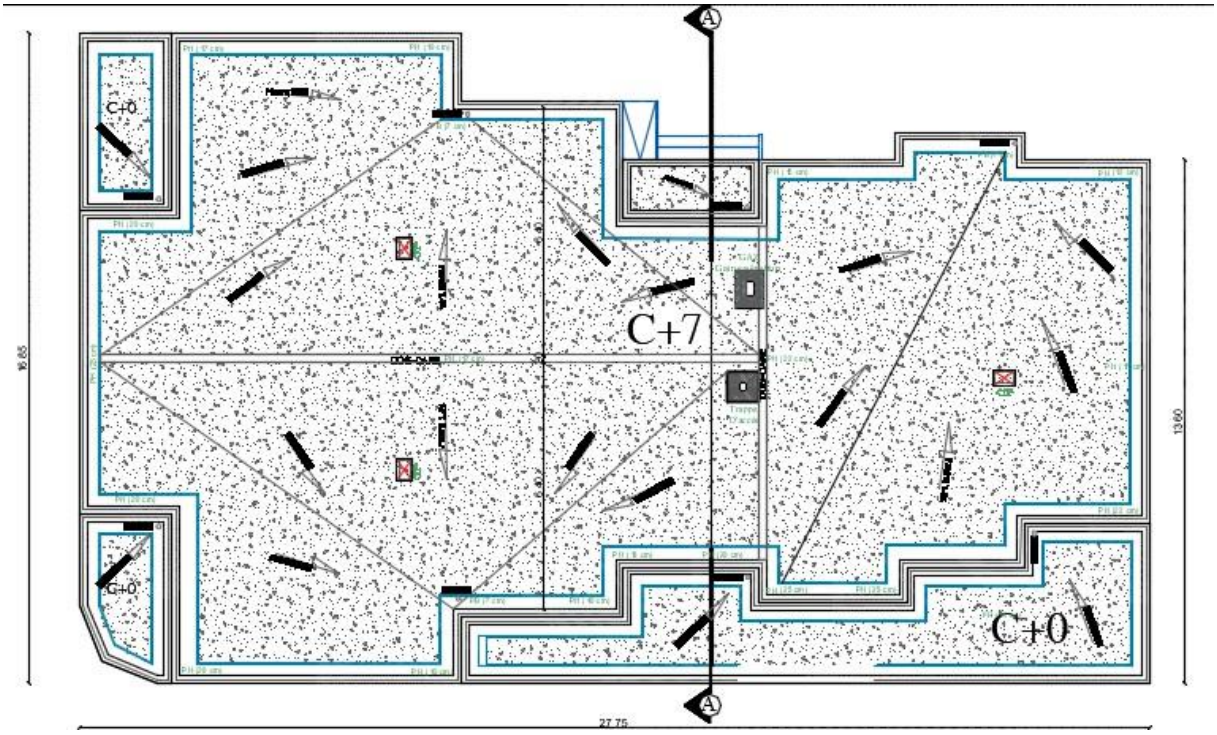
Plan de façade



Plan de Rez de Chaussé



Plan d'étage courante



Plan de terrasse

I.4. Les éléments de l'ouvrage :

I.4.1. Superstructure :

- **Les plancher :** un plancher est une surface horizontale souvent en bois, en béton ou en carrelage, situé à l'intérieur d'un bâtiment sur laquelle on marche, on pose des meubles ou on effectue des activités. Il sépare les différents niveaux d'une construction et contribue à la solidité et à la stabilité de l'édifice.

  Dans notre bâtiment on a deux types de plancher :

✓ Plancher en corps creux : est un type de plancher en béton qui utilise des éléments creux pour réduire le poids tout en conservant une bonne résistance. Ces éléments sont généralement des blocs ou des modules en béton, terre cuite….

✓ Plancher en dalle plain : est un type de plancher constitué d'une dalle monolithique en béton armé, coulée directement sur place ou préfabriquée. Il est caractérisé par l'absence de vides ou de creux, ce qui lui conféré une grande résistance et rigidité.

- **L'ossature :** l'ossature désigne l'ensemble des élément structuraux qui forment le squelette porteur d'une construction ou d'un ouvrage. Elle assure la stabilité et la transmission des charges vers les fondations. Selon les matériaux et les techniques de construction, il existe différents types d'ossature :

✓ **Ossature en bois :** utilisé dans la maison à colombages, les structures en panneaux CLT (Crouss Laminated Timber) ou les constructions traditionnelles.

✓ **Ossature en acier :** fréquemment utilisée pour les bâtiments industriels, commerciaux ou gratte-ciels.

✓ **Ossature en béton armé :** très courante dans les bâtiments modernes résidentiels et publics.

✓ **Ossature mixte :** combine plusieurs matériaux pour tirer parti de leurs avantages respectifs (acier-béton, bois-béton)

- **Cage d'ascenseur :** est une structure verticale dans un bâtiment conçue pour abriter et permettre le fonctionnement sécurisé d'un ascenseur. Elle est essentielle pour guider la cabine d'ascenseur et fournir un espace dédié à l'ensemble du mécanisme.

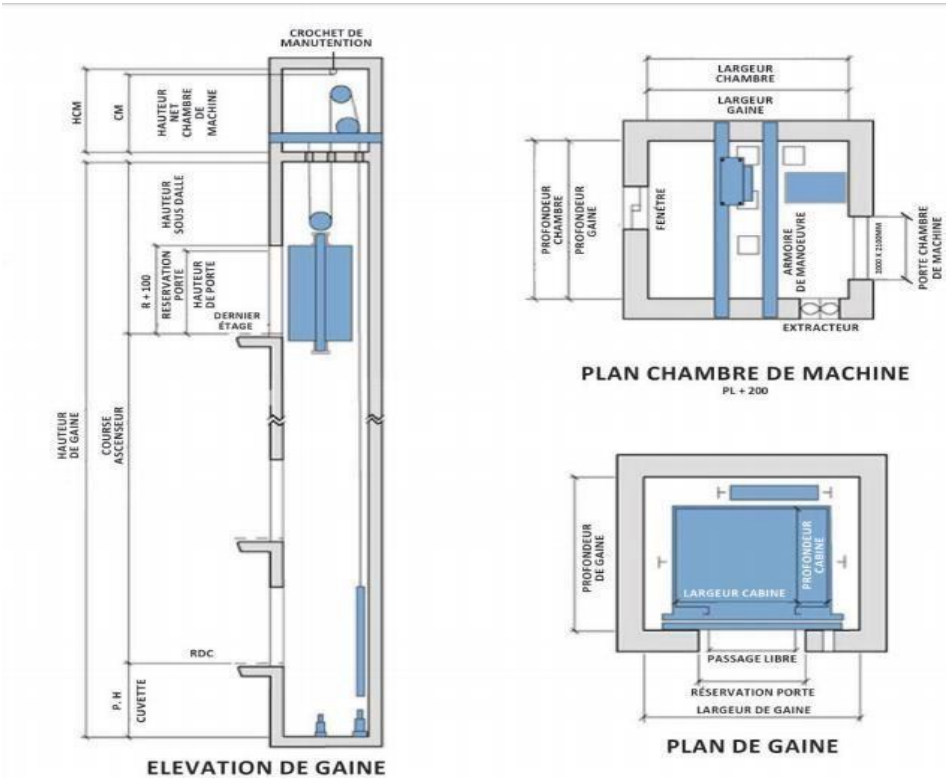


Figure I.1 : Caractéristique d'un ascenseur.

- **Les escaliers :** est une structure composée de marches permettant de relier différents niveaux d'un bâtiment ou d'un espace. Elle a un rôle fonctionnel en facilitant le déplacement vertical, esthétique en contribuant au design, sécuritaire comme voie d'évacuation, et parfois symbolique dans certaines cultures.

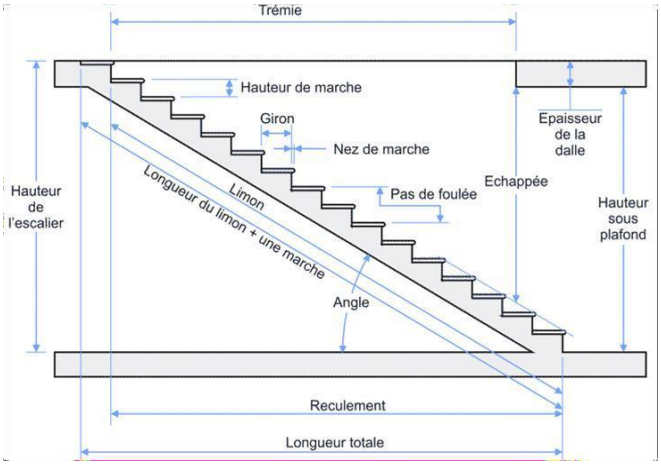


Figure I.2 : Coupe d'un escalier droit.

- **L'acrotère :** l'acrotère est une sorte de mur ou de barrière qui se trouve tout en haut d'un bâtiment, surtout sur les toits plats .il sert à deux choses principales : la protection et l'esthétique.
- **Revêtement :** désigne une couche de matériaux applique sur une surface pour la protéger. On utilisera dans l'ouvrage les éléments suivantes :

✓ Revêtement vertical : concerne les matériaux ou traitement appliqué sur les surfaces verticales comme les murs intérieurs, extérieur et parfois les cloisons.

✓ Revêtement horizontale : fait référence tout type de matériaux ou de produit appliqué sur une surface horizontale, comme les sols, les plancher. Ces revêtements sont choisis en fonction de leur résistance de leur esthétique et leur capacité à répondre aux besoins spécifiques d'un espace.

- **Les consoles :** est un élément structurel en porte à faux, c'est-à-dire qu'elle est ancrée ou encastrée à une extrémité et libre à l'autre. Elle est souvent utilisée dans les ouvrages d'ingénierie et d'architecture pour soutenir des charges sans nécessiter de ponts d'appui intermédiaire.
- **La maçonnerie :** est l'ensemble des travaux de construction réaliser avec des matériaux tels que la pierre, la brique, le béton et le ciment ou le parpaing. On distingue deux types de murs :

✓ Mur extérieurs : est un mur situé à l'extérieur d'un bâtiment, servant à délimiter l'espace à protéger l'intérieur contre les intempéries (pluie, vent, froids…)

✓ Mur intérieur : est un mur situé à l'intérieur d'un bâtiment, servant principalement à diviser les espaces ou les pièces.

I.4.2. Infrastructure :

- **Les fondations :** désignent la partie d'un bâtiment qui repose sur le sol et qui transmet le poids de la structure au sol, afin d'assurer la stabilité et la sécurité de l'ensemble. On distingue trois types de fondations :

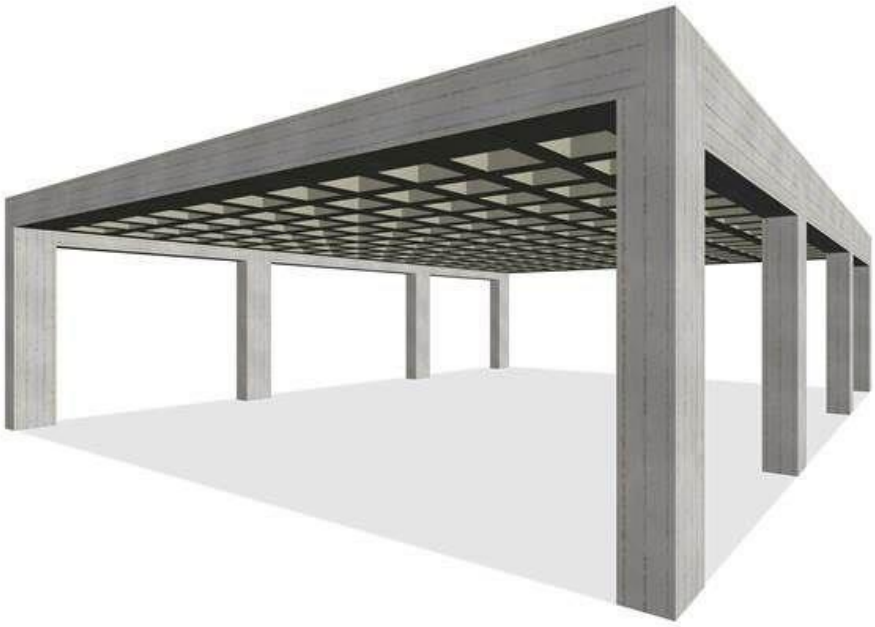
✓ Fondation superficielle : situé près de la surface du sol (semelle isolée, semelle filante ou radier générale).

✓ Fondation profonde : utilisée lorsque le sol de surface est insuffisamment résistant (elles comprennent les pieux).

I.5. Conclusion :

En résume, nous avons analysé les composants de notre structure et les caractéristiques des matériaux à utiliser en conformité avec les normes telles que le CBP93 et le règlement parasismique Algérienne RPA2024 afin d'assurer la conformité et la sécurité du projet.

Chapitre II
Prédimensionnement des éléments structuraux



II.1. Introduction :

Le prédimensionnement est une étape essentielle dans le processus de conception des structures et des éléments de construction. Il consiste à effectuer une première estimation des dimensions et des caractéristiques des structurels (comme les poutres, poteaux, dalles, voiles, planchers.) avant une analyse détaillée. Cette phase intervient généralement au début du projet et vise à établir une base de travail cohérente pour le dimensionnement final, tout en respectant les contraintes techniques, économiques et normatives.

II.2. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers désignent les surfaces horizontales qui forment les étages d'un bâtiment, servant de support pour les occupants et les meubles. Ils peuvent être constitués de divers matériaux composites. Les planchers peuvent être de type sol (au niveau inférieure) ou plafond (au niveau supérieure), selon leur emplacement dans le bâtiment. Il joue un rôle essentiel dans la structure du bâtiment en offrant la stabilité, isolation et sécurité.

Notre bâtiment contient deux types de planchers :

- Plancher corps creux.
- Planchers dalle pleine.

II.2.1. Plancher corps creux :

Ces planchers sont composés de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes :

$$ht \geq \frac{Lmax}{22.5}$$

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

Avec :

L_{max} : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis. Pour notre structure, nous avons : $L_{max} = 4.60m$

ht : L'épaisseur du plancher.

$\frac{460}{25} \leq ht \leq \frac{460}{20}$ → 18.4cm≤ ht ≤ 23cm.

et $ht \geq \frac{460}{22.5}$ → ht ≥20cm.

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

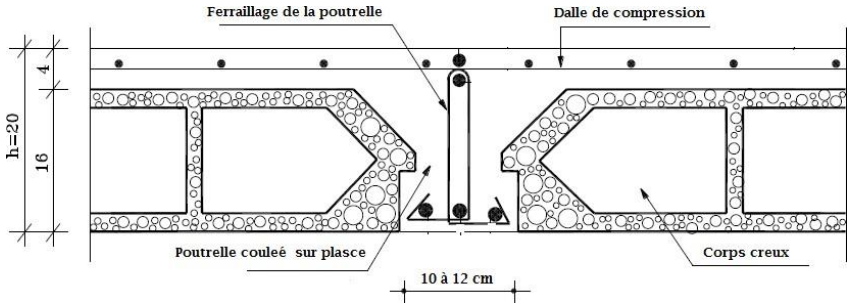


Figure II-1 : dimensionnement de planchers corps creux

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

On a : ht=20 cm ≥16cm ..... condition vérifiée.

II.2.1. Plancher dalle pleine :

Une dalle pleine est une structure de plancher horizontal en béton, généralement sans éléments vides ou creux, réalisée sur une surface plane et continue.

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

II.2.1.a. Critère de résistance :

Dalle reposant sur deux appuis $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$

Avec :

L : la plus petite portée entre nus des appuis. Pour notre structure nous avons : L=4.20 m

e : épaisseur de la dalle.

$\frac{420}{35} \leq e \leq \frac{420}{30}$ 12cm ≤ e ≤ 14cm

II.2.2.b Sécurité contre l'incendie :

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

Condition d'isolation acoustique :

Pour la dalle pleine on adoptera : $\mathbf{e_p = 15cm}$

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

II.3.a. Charges permanentes :

II.3.a.1. Maçonnerie :

II.3.a.1.1. Murs intérieurs (simple cloisons) :

Tableau II.1. Charge permanente du mur intérieur

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN /m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.1	90	0.9
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Totale				***1.62***

II.3.a.1.2. Murs extérieurs (mure double cloisons) :

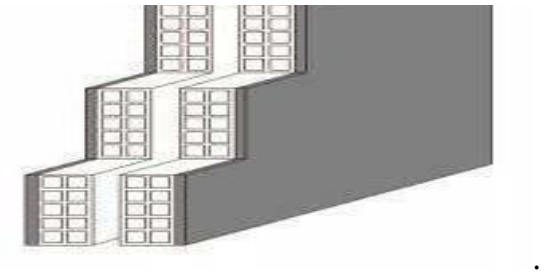


Figure II-2 : coupe verticale du mur extérieures.

Tableau II.2. Charge permanente du mur extérieur.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN /m^2)
1	Enduit extérieur	0.01	10	0.36
2	Brique creuse	0.1	90	0.9
3	L'âme d'aire	-	9	-
4	Brique creuse	0.1	90	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Totale				***2.52***

Calcul de la charge G total du mur :

$$\boldsymbol{G\,mur, tot = G\,mur\,x\,h = 2.52x\,(3.78 - 0.3) = 8.77KN/ml}$$

II.3.a.2. Plancher à corps creux :

II.3.a.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher à corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m^3)	Poids surfacique (KN /m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.14	22	3.08
5	Filme polyane	-	-	0.01
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Totale				***7.48***

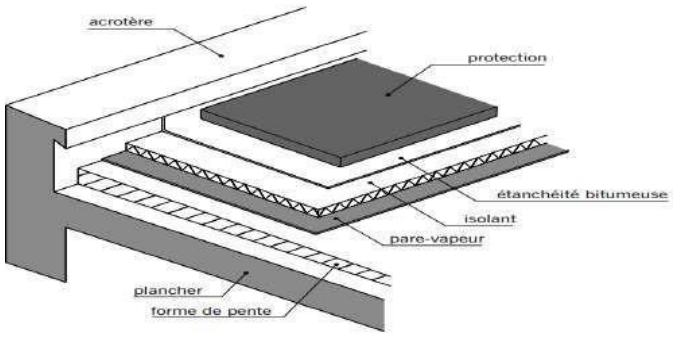


Figure II.3 : Planche type terrasse.

II.3.a.2.2. Plancher courant :

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant corps creux.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lite de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20

6	Cloisons légères	0.10	-	1.62
Totale				***5.96***

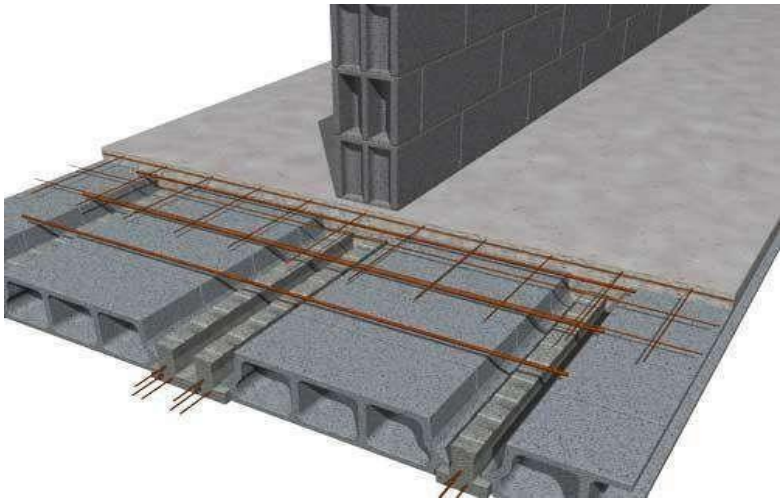


Figure II.4 : Plancher étage courant.

II.3.a.3. Plancher à dalles pleines :

II.3.a.3.2. Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.5. Charges permanentes du plancher terrasse dalles pleines.

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Filme polyane	-	-	0.01
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Totale				***7.35***

II.3.a.3.3. Planchers étages courante :

Tableau II.6. Charges permanentes du plancher étage courant dalles pleines.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lite de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (dalle pleine)	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Murs simple cloison	0.10	-	1.62
Totale				***6.91***

II.3.b. Charges d'exploitation :

On a résumé toutes les charges d'exploitation dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Charges d'exploitations.

Désignation	Charges Q (KN/m^2)
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant	1.50
Acrotère	1.00
Escalier	2.50

II.3. Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structurels allongés conçu pour supporter des charges et transférer les efforts vers des point d'appuis (poteaux, murs, fondations). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de la résistance et de la flèche, imposée par les règles (CBA 93).

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

- $\frac{Lmax}{15} \leq h \leq \frac{Lmax}{10}$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- L_{max} : la plus grande portée mesurée à nus d'appuis.

- h : hauteur totale de la poutre.
- b : largeur de la base de la poutre.

Les dimensions minimales des poutres exigées par le Règlement RPA Version 2024 en Zone VI sont :

- $b \geq 25cm$
- $h \geq 30cm$
- $b_{max} \leq (1.5h+b_1)$

Ou : h peut être ramenée à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles. (RPA 2024.7.5.1)

Tableau II.8. Pré dimensionnement des poutres.

	Poutres secondaires	Poutres principale
Conditions de résistance	L_{max}=4.20m 28cm ≤ h ≤ 42cm **→ on adopte h=35cm** 10.5cm ≤b≤ 24.5cm **→ on adopte b=30cm**	L_{max}=4.60m 27cm ≤h ≤46cm **→on adopte h=40cm** 12cm≤b≤28cm **→on adopte b=30cm**
Vérification selon la RPA 2024	h=35cm ≥30cm b= 30cm ≥25cm h /b=1.16	h=35cm ≥30cm b= 30cm ≥25cm h /b=1.33
Condition de rigidité (h /L ≥ 1/16)	(h /L=0.088) ≥ (1 /16=0.0625) Conditions vérifiée.	(h /L=0.095) ≥ (1 /16=0.0625) Conditions vérifiée.
Conclusion	h=35 ; b=30	h=40cm ; b=30cm

Conclusion :

D'après les règles de CBA93, les vérifications selon le RPA2024 on prend les sections de poutres principales et de poutres secondaires suivantes :

- ✓ Poutres principales : (30×40) cm^2.
- ✓ Poutres secondaires : (30×35) cm^2.

II.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux conçus pour supporter des charges et les transmettre aux fondations. Ils jouent un rôle essentiel dans la stabilité des constructions en prenant les efforts verticales et parfois horizontales.

Pour le pré dimensionnement de poteaux on utilise un calcule basé sur la capacité portante ($N_u \leq N_{adm}$) et la descente des charges d'exploitations à l'état limite ultime :

($N_u = 1.35G+1.5Q$).

Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.
[Art B.1.1].

II.4.1. Etape de pré dimensionnement :

- Sélection du poteau le plus sollicité.
- Evaluation de la surface supportée par les poteaux le plus sollicité.
- Identification des charges permanentes et d'exploitations attribuées à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA 2024. Art 7.4.1

  Pour les poteaux rectangulaires :

  Min (b1, h1) ≥ 30cm

  Min (b1, h1) ≥ ($\frac{he}{20}$) **(Zone VI)**

  $\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$

  Selon le CBA93 **[Art B.8.4.1]** on doit effectuer la vérification suivante : $N_u \leq N_{adm}$

$$N_u \leq \left(\frac{Br.fc28}{0.9\gamma b} + \frac{A.fe}{\gamma s} \right) \alpha$$

Avec :

- A : la section d'acier comprimé à prendre à prendre en compte dans le calcul A=B/1000
- Br : section réduite du poteau obtenu en déduisent de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie. Br = (b-2cm)*(h-2cm).
- γ_b : 1.5 coefficient de sécurité du béton (situation durable).
- γ_s : 1.15 coefficient de sécurité de l'acier (situation durable).
- F_{c28} =30MPa résistance caractéristique du béton et de l'acier.
- F_e = 500MPa
- α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

$\alpha = 0.85 / 1+0.2 (\lambda / 35)^2$ pour $\lambda \leq 50$

$\alpha = 0.6\,(50 / \lambda)^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

- $L_f = 0.7 l_0$.

$\lambda = L_f / i$ et $i = b/\sqrt{12}$ pour la section rectangulaire.

Où : i : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

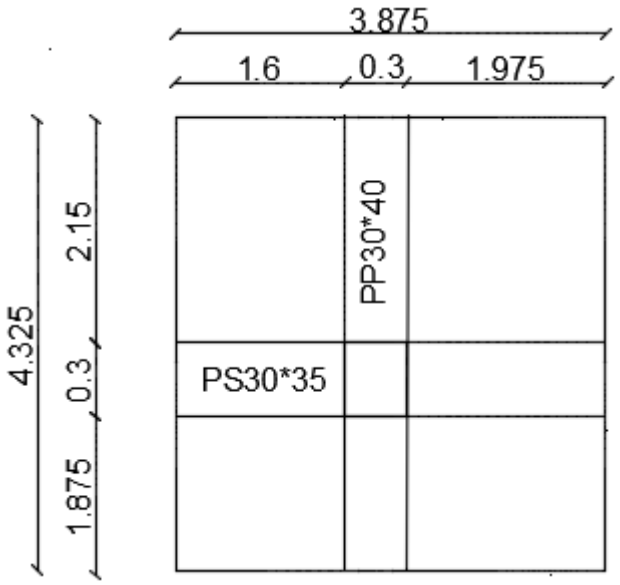
II.4.2. Calcul de l'effort normale admissible :

On calcul les charges permanentes et d'exploitation reprisent par le poteau intermédiaire et le plus sollicité à chaque niveau. Cela permet d'ajuster ses dimensions si elles s'avèrent insuffisants ou excessives.

Tableau II.9 : calcul de l'effort N_{adm} .

Niveau	Dimension (m^2)	$B_r(cm^2)$	L_0(m)	α	$B(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	λ	N_{adm}(KN)
7	40×40	1444	3.06	0.805	1600	1.6	18.63	3284.94
6	40×40	1444	3.06	0.805	1600	1.6	18.63	3284.94
5	45×45	1849	3.06	0.814	2025	2.025	16.48	4252.46
4	45×45	1849	3.06	0.814	2025	2.025	16.48	4252.46
3	45×45	1849	3.06	0.814	2025	2.025	16.48	4252.46
2	50×50	2304	3.06	0.820	2500	2.500	14.88	5337.13
1	50×50	2304	3.06	0.820	2500	2.500	14.88	5337.13
RDC	50×50	2304	3.78	0.806	2500	2.500	18.33	5337.13
S-S	50×50	2304	3.78	0.806	2500	2.500	18.33	5337.13

II.4.3. Le choix du poteau le plus sollicité :



FigureII.5: Le poteau le plus sollicité.

- La surface du plancher supportée par le poteau S_T :

  S_t = (1.6+0.3+1.975) *(2.15+0.3+1.875)

  S_t = 16.759 m^2

- La surface sans poutre S_P :

  S_p = (1.6+1.975) *(2.15+1.875)

  S_p = 14.389 m^2

II.4.4. Descente des charges : [Art 6.3]

On calcule les charges d'exploitation et les charges permanentes en prenant comme référence le poteau intermédiaire le plus sollicité. Cela permet d'ajuster ses dimensions si celles initialement prévues s'avèrent insuffisantes ou excessives.

II.4.5. a. surcharge d'exploitation :

Étant donné qu'il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique la loi de dégression, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage lors de leur détermination (de 10 % jusqu'à 0.5Q). (annexe 1)

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

Avec :

- n : Nombre d'étage on d'mare de haut en bas (le premier étage est « 0 ».

- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2….. Q_n : Les charges d'exploitations des plancher respectifs.

Tableau II.10: détermination des charges d'exploitation.

Niveau	Q (KN/m^2)	S_T (m^2)	Q (KN)		(3+n)/2*n	Q_{cum}(KN
7	1	18.439	Q_0	16.759	/	16.759
6	1.5		Q_1	25.138	1	41.897
5	1.5		Q_2	25.138	0.95	65.778
4	1.5		Q_3	25.138	0.9	88.778
3	1.5		Q_4	25.138	0.85	88.402
2	1.5		Q_5	25.138	0.8	109.769
1	1.5		Q_6	25.138	0.75	129.879
RDC	1.5		Q_7	25.138	0.7	148.732
S.S	$\frac{1.5}{5}$		Q_8	25.138	0.65	182.668

II.4.5.b. Détermination des charges permanentes :

Tableau II.11 : détermination des charges permanents de chaque niveau.

Niveau	$G_{plancher}$(KN)	G_{pot} (KN)	G_{PP} (KN)	G_{PS} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
7	105.79	10.64	12.5	11.025	139.605	139.605
6	99.428	10.64	12.5	11.025	133.243	272.848
5	99.428	13.213	12.5	11.025	135.816	408.664
4	99.428	13.213	12.5	11.025	135.816	544.48
3	99.428	13.213	12.5	11.025	135.816	680.296
2	99.428	16	12.5	11.025	138.816	818.899
1	99.428	16	12.5	11.025	138.603	957.502

RDC	99.428	20.5	12.5	11.025	143.603	1100.605
S.S	99.428	20.5	12.5	11.025	143.103	143.708

Tableau II.12 : détermination de l'effort ultime Nu de chaque niveau.

Niveau	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (KN)	NU (KN)	1.1.NU (KN)	NU (KN)	Vérification
Terrasse	139.605	16.759	213.605	234.965	2639.15	cv
7	272.848	41.897	431.190	474.309	2639.15	cv
6	369.452	52.763	501.149	633.120	2010.89	cv
5	408.664	65.778	650.363	715.954	3416.30	cv
4	544.48	88.402	867.651	954.416	3416.30	cv
3	680.296	109.769	1083.049	1191.354	3416.30	cv
2	818.899	122.879	1083.049	1191.354	4287.53	cv
1	957.502	148.732	1289.832	1418.815	4287.53	cv
RDC	1243.708	182.668	1515.726	1667.298	4214.33	cv
S.Sol	1593.120	196.253	1735.237	1980.760	4214.33	cv

II.4.6. Vérification selon le RPA 2024 : [Art 7.5.1]

D'après le RPA99V2024, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

$$\sum \begin{cases} \min(b_c, h_c) \geq 30cm \\ \min(b_c, h_c) \geq \frac{l_{cl}}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_c}{h_c} < 4 \end{cases} \quad \text{[Art 7.4.a]}$$

Tableau II.13 : vérification vis-à-vis du RPA99V2024.

Niveau	Application des conditions	Vérifications
7+6	Min (40,40)=40cm≥30cm Min(40,40) ≥ $\frac{266}{20}$=13.3cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_c}{h_c} = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	CV CV CV

5+4+3	Min(45,45)=45cm≥30cm Min(40,40) $\geq \frac{266}{20}$=13.3cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_c}{h_1} = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	CV CV CV
2+1+RDC+SS	Min(50,50)=50cm≥30cm Min(50,50) $\geq \frac{266}{20}$=13.3cm $\frac{1}{4} \leq \frac{b_c}{h_c} = \frac{50}{50} = 1 \leq 4$	CV CV CV

II.4.7. Vérification aux zones nodales : [Art 7.5.1]

$$b_{max} \leq 1.5\, h_1 + b_1$$

$$d \leq \max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$$

Tableau II.14: Vérification aux zones nodales.

Niveau	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq$ 1.5h1+b1	$\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}$ max (cm)	d≤max $\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$
7+6	30	40	40	Vérifié	20	Vérifié
5+4+3	30	45	45	Vérifié	22.5	Vérifié
2+1+RDC+SS	30	50	50	Vérifié	25	Vérifié

II.5. Prédimensionnement des voiles :[RPA 2024. Art 7.7.1]

Un voile en béton armé est un mur mince coulé sur place ou préfabrique, renforcé par des armatures en acier, servant d'élément structurel dans un bâtiment ou une infrastructure. Sont considérés et pris en compte comme voiles de contreventement, au sens du présent document technique réglementaire, les éléments de contreventement satisfaisant la condition exprimée par l'équation suivante (Figure II.6 (a)) :

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

Où :

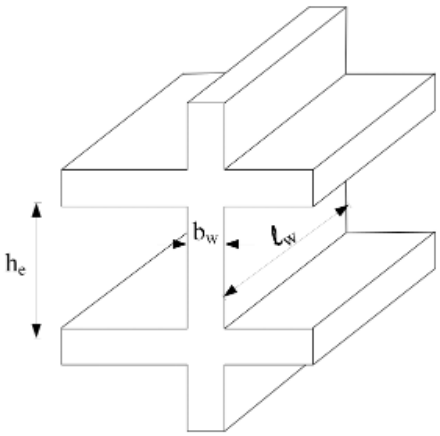
l_w Représente la longueur du voile.

- Dans notre cas $L_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3},\ 4b_w,\ 1m\right) = 1{,}26m$

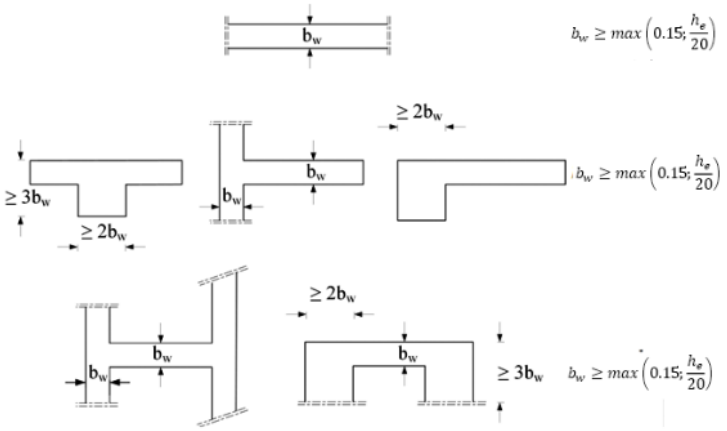
L'épaisseur minimale (b_w) doit respecter la condition suivante : $b_w \geq max\ (15\ cm, he/20\ )$

Par ailleurs, en plus des résultats donnés par les calculs de dimensionnement, ou de vérification requis, et pour des considérations de stabilité de forme (non flambement), l'épaisseur doit être déterminée en fonction de h_e, la hauteur libre du niveau, et des conditions de rigidité aux extrémités, FigureII.6 (b).

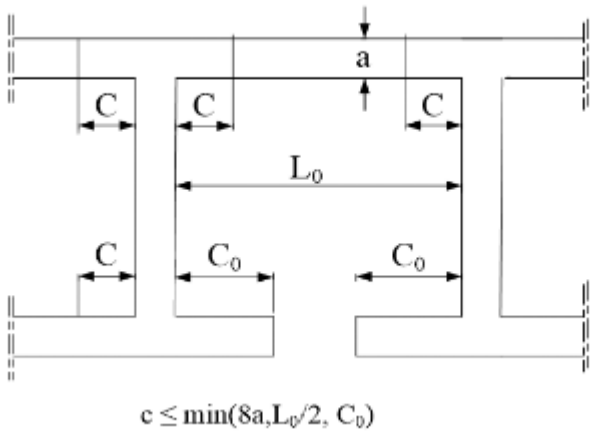
Pour les calculs de l'inertie des voiles, il est admis de considérer l'influence des voiles perpendiculaires. La longueur du voile, prise en compte de chaque côté, devrait être la plus petite des valeurs indiquées par FigureII.7(c).



(a)



(b)



(c)

FigureII.6 : (a) Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres, (b) : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations ; (c) : Prise en compte des voiles de retour

Dans notre cas :

$H_e = 378 - 30 = 348$ cm.

$b_w \geq max\left(15\ cm, \frac{348}{20}\right) = 17.4cm$

Donc : on optera :

- Longueur minimale des voiles= 1.26 m.
- Épaisseur de voile de contreventement : a= 20 cm .

II.6. Conclusion :

Dans ce chapitre, après avoir effectué tous les calculs et les vérifications nécessaires conformément aux règlements en vigueur, il est possible de conclure que les éléments résistants dimensionnés comme suit :

- ✓ Le plancher corps creux : (16+4) cm
- ✓ Plancher dalle pleine : (15) cm
- ✓ Les poutres principales : (30×40) cm
- ✓ Les poutres secondaires : (30 × 35) cm
- ✓ Les poteaux :
- (40×40) : 7+6 étages.
- (45×45) : 5+4+3 étages.
- (50×50) : 2+1+R.D.C+S.Sol étages.
- ✓ Les Voiles : a = 20cm

Chapitre III
Calcul des éléments secondaires











CHAPITR III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires désignent les composantes d'une structure qui ne sont pas des porteurs principaux. Ils contribuent à la sécurité et à l'esthétique de l'ouvrage. Ils sont généralement dimensionnés en tenant compte des charges permanentes et des charges d'exploitation. Ils doivent également être conformes au règlement parasismique.

Dans ce chapitre, nous allons traiter le calcul des éléments secondaires suivants :

- L'acrotère.
- Les planches à corps creux (poutrelle et dalle de compression).
- Les escaliers.
- Les dalles pleines.
- La dalles machine.

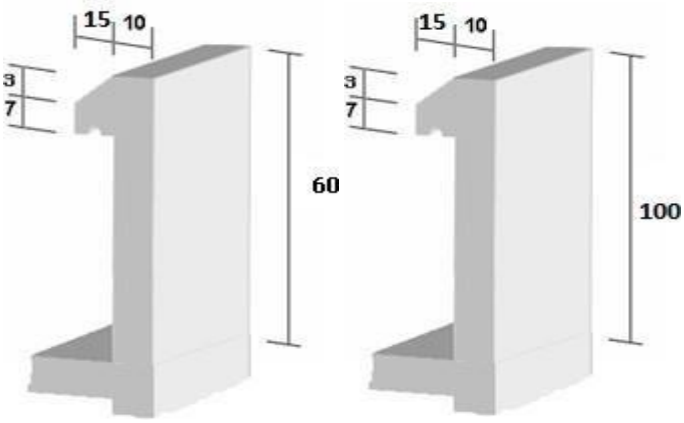
III.2. L'acrotère :

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé, constitué d'un volume en béton armé intégré à la poutre de la terrasse. Il garantit la sécurité et facilite l'évacuation des eaux. Son ferraillage est conçu pour résister aux efforts de flexion et aux contraintes normales générés par son poids propre ainsi que par un effort de renversement de 1 kN/ml.

III.2.2. Principe de calcul :

Dans le dimensionnement, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher de la terrasse, supportant son propre poids ainsi qu'une surcharge de 1 kN/m due à la main courante. Le ferraillage est calculé pour une bande de 1 m de largeur, avec une épaisseur de 10 cm et une hauteur de 60 cm (ou 100 cm selon le cas). La fissuration est jugée nuisible en raison de l'exposition aux intempéries.



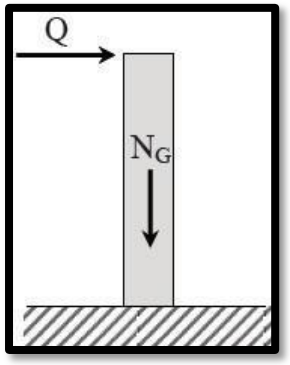


Figure III.1 : L'acrotère

Figure III.2 : Schéma statique de L'acrotère

III.2.3. Evaluations des charges et surcharges :

Tableau III.1 : Combinaison des charges de l'acrotère.

Poids propre G(KN)
G = [(0.6 × 0.1) +(0.15× 0.07) +(0.12× 0.03)/2)]x25 = 1.875
Surcharge d'exploitations Q (KN)
Q = 1KN

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

	L'ELS	L'ELU
Moment d'encastrement (KN.m)	M_u = 1.5 ×Q×h $M_u = 0.9$	$M_{ser} = Q \times h$ $\{M_{ser} = 0.6$
L'effort normal (KN)	N_u = 1.35 × G N_u =0.587	N_{ser1} = G N_{ser1} =0.435

III.2.4. Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage s'effectue sur une section rectangulaire de 100x10 cm², soumise à une flexion composée dans des conditions de service durables.

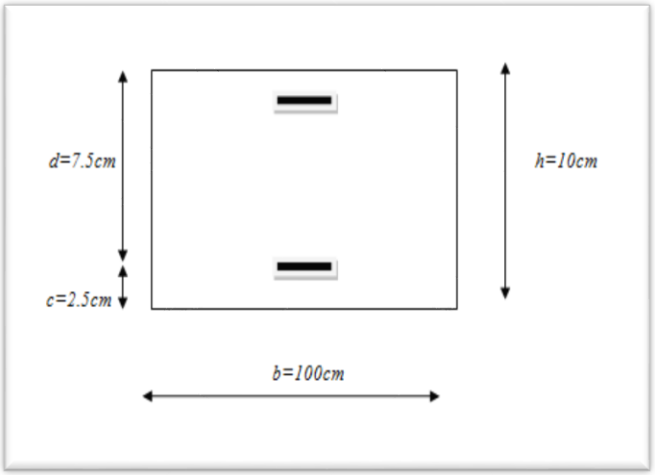


Figure III.3 : Les dimensions de l'acrotère.

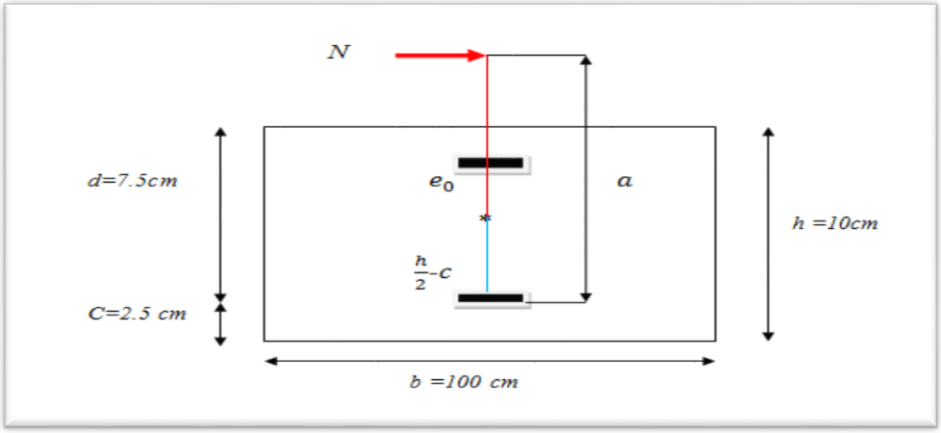


Figure III.4 : Section de béton armé à l'ELU.

Tableau III.3 : Les données de calcule.

h=60cm	l=100cm	b=100cm	C_1=C_2=2.5cm	F_e= 500MPA	f_{c28}=30MPA
σ_s=435MPa	μ_l=0.372	σ_b=17 MPa	L_0 =h	$L_f = 2L_0$ $= 2m$	$L_f = 2L_0$ $= 1.2m$

III.2.4.1.A L'ELU :

- **Espacement :**

S_t = 25cm ≤ S_{min} = min [3h = 30 cm; 33 cm] = 30 cm.

$S_{rép}$ = 15 cm ≤ S_{min} = min [4h = 40 cm ; 40 cm] = 40 cm

Tableau III.4 : Ferraillage de l'acrotère.

Section de calcul (cm^2)	A_1 (cm^2)	A_2 (cm^2)	$A_{1choisi}$ (cm^2)	$A_{2choisi}$ (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	S_t (cm)	$S_{trép}$ (cm)
100× 10	0.275	0.275	4HA8=2.01	4HA8=2.01	4HA8=2.01	30	40

III.2.4.2. Vérification à l'ELS :

Il convient de vérifier ces trois conditions : $\begin{cases}\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{\bar{b}} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s\end{cases}$

- On a Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min[\frac{2}{3}.f_e; 110\sqrt{n.f_{tj}} = 215.56\ MPa\ et:\ \overline{\sigma_b} = 0.6.f_{c28} = 18\ MPa$$

Tableau III.5: La vérification à L'ELS.

Type d'acrotère (cm)	σ_b (MPA)	σ_s (MPA)	$\bar{\sigma}_{\bar{b}}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_s$ (MPA)	Vérification
100× 10	0.12	24.7	18	215.56	C.V

- Donc : on adoptera la section à L'ELU.

III.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On va vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_{\bar{u}}$.

Telles que : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \Longrightarrow \tau_u = \frac{1.5\times10^3}{1000\times75}$ = 0.02 MPa

Et : $\bar{\bar{\tau}}_u = \min[0.15\frac{f_{w28}}{\gamma_b}; 4\text{MPA}]$ = 3 MPA.

Alors : $\tau_u = 0.02$ MPA $\leq \bar{\bar{\tau}}_{\bar{u}} = 3.75$MPA $\Longrightarrow$ C.V

- Par conséquent, l'effort de cisaillement est repris uniquement par le béton, rendant les armatures transversales superflues.

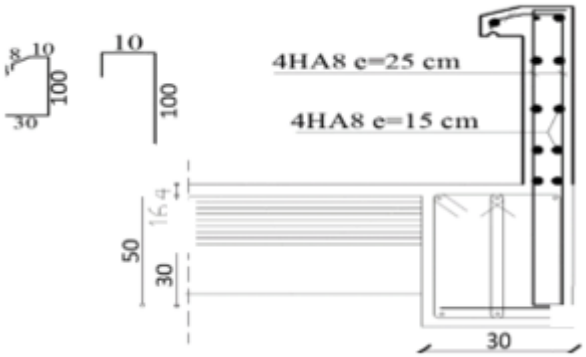


Figure III.5 : Ferraillage de l'acrotère

III.2.6. Vérification de l'acrotère au séisme :

Les forces horizontales de calcul, Fpk, agissant sur les éléments non-structuraux, du niveau k, sont calculées suivant Eqn. (6.3) :

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

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))
- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3. 10))
- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
- Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))
- WP : Poids de l'élément considère
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base
- hz : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base La force horizontale de calcul, Fpk, s'applique au centre de gravité de l'élément. La distribution de ces forces doit être faite comme pour Jes forces de gravite se rapportant a

Tableau III.6: Les données de calcul F_{PK}

A	I	C_P	S	W_P	H	h_Z
0.3	1	0.8	1.2	1.72 KN	25.20 m	3.78 m

AN :

$$F_{PK} = (0.3\times 1 \times 1.2) \times 0.8 \times (1 + \frac{3\times 3.78}{25.2}) \times 1.72 = \mathbf{0.718\ KN}$$

III.3. Les plancher :

III.3.1. Calcul des planchers à corps creux :

a) Dalle de compression :

Le plancher de notre projet est construit avec des corps creux d'une épaisseur totale de 24 cm.il se compose de poutrelle en forme T espacées de 65cm, de corps creux servant de

coffrage perdu et d'isolation phonique et thermique de 20cm de hauteur, ainsi que d'une dalle de compression en béton armée avec un quadrillage de treillis soudé de nuance TLE520 d'une épaisseur de 4cm.

D'après le [BAEL B.6.8.423], La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4cm et être renforcé par un quadrillage de barres. Ces renforcements visent à réduire les risques de fissuration dus au retrait et à supporter les charges appliquées et assurer une répartition efficace des charges ente les poutrelles adjacentes.

b) Armatures perpendiculaires aux poutrelles [BAEL 91/B.6.8,423] :

$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \Longrightarrow$ pour : $\mathbf{l \leq 50}\boldsymbol{cm}$

$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \Longrightarrow$ pour : $\mathbf{50cm \leq l \leq 80}\boldsymbol{cm}$

Avec :

- $A_{\perp}$: cm^2 par mètre linéaire.
- L : entre axe des poutrelles [cm].
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisée [MPA].

Pour notre cas on a : L= 405 cm et f_e = 520 MPA.

D'où : $A_{\perp} = \frac{200}{520} \Longrightarrow \mathbf{A_{\perp} = 0.38\ cm^2/ml}$

On choisi pour : **4HA5=0.78 cm^2/ml**, avec un espacement de 20 cm.

c) Armatures parallèles aux poutrelles :

$\mathbf{A_{//} = \frac{A}{2} = \frac{0.72}{2} \Longrightarrow A_{//} = 0.39\ cm^2/ml.}$

On adopte pour : **4HA5 = 0.78 cm^2/ml**, avec un espacement de 20cm.

III.3.2 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments structurels en forme de poutres rectangulaires de dimensions $12 \times 4\ cm^2$, simplement appuyées aux deux extrémités. Elles sont soumises à une flexion simple et conçues pour supporter non seulement leur propre poids, mais aussi celui des corps creux et de la main-d'œuvre.

- **Placement des poutrelles :**

L'installation des poutrelles respecte deux critères particuliers :

- **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont alignées dans le sens de la petite portée.

- **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont des dimensions équivalentes, les poutrelles sont placées parallèlement aux sens comportant le plus grand nombre d'appuis. Les poutrelles sont dimensionnées comme des poutres en T.

- **Leurs calculs se fait en deux étapes :**

- Avant que la dalle de compression ne soit coulée.
- Après que la dalle de compression ne soit coulée.

- **Dimensionnements des poutrelles :**

L_p : distance entre axe des poutrelles = 60-12 = 48cm.

b_0 : largeur de la nervure. = 12cm.

b : distance entre axe de poutrelle.

h : hauteur du plancher en corps creux = 20+4.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression = 4cm.

b_1 : est le débord.

Avec : $b_1 = \frac{b-b0}{2} = \frac{60-12}{2}$ = **24cm.**

➢ **1ére étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

On suppose que la poutrelle repose simplement sur les deux poutres principales qui doivent la soutenir.

- Le poids du corps creux évalué à 1 [KN/ml].
- La surcharge de l'ouvrier évaluée à 1 [KN/ml].

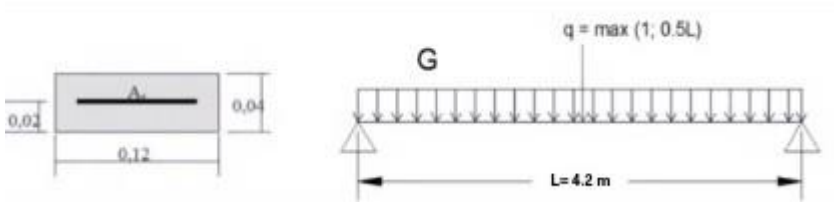


Figure III.6: schématisation de la poutrelle avant coulage.

❖ **Chargement :**

- Poids propre de la poutrelle :

$G_{poutrelle} = b \times h \times \rho = 0.12 \times 0.04 \times 25$ $\Longrightarrow$ $\boldsymbol{G_{poutrelle} = 0.12\ KN/ml}$

- Poids du corps creux : $G_{cc} = 1 \times \rho_{cc} = 0.60 \times 1$ $\Longrightarrow$ $\boldsymbol{G_{cc} = 0.60\ KN/ml}$

Avec : l= 60 cm $\Longrightarrow$ longueur de l'hourdis.

- On a : G = $G_{poutrelle} + G_{cc}$ = 0.12 + 0.60 $\Longrightarrow$ $\boldsymbol{G_1 = 0.72\ \ KN/ml}$

- **Charge permanente : G_1 = 0.72 KN/ml**

- **Charge d'exploitation : Q_1 = 1 KN/ml**

❖ **Calcul du ferraillage à l'état limite ultime :**

Le calcul sera effectué pour la travée la plus critique (la plus étant déterminée par 4.20m).

$q_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = (1.35 \times 0.72) + (1.5 \times 2.03)$ $\Longrightarrow$ **q_u = 4.017 KN/ml.**

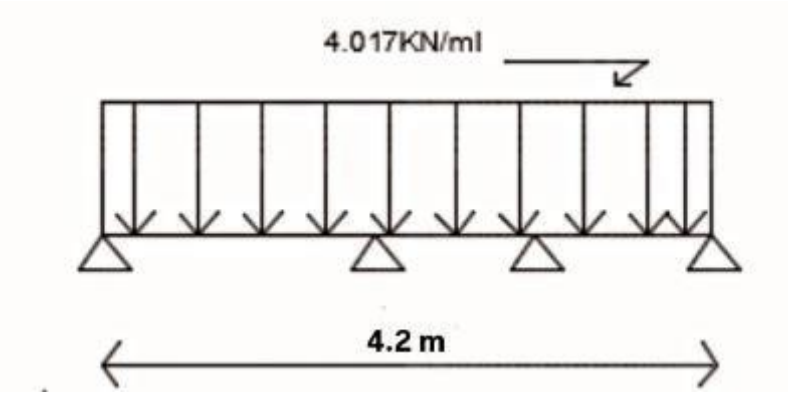


Figure III.7: Schéma statique de la poutrelle.

❖ **<u>Remarque :</u>**

Les dimensions restreintes de la poutrelle (12 × 4) ne permettent pas d'installer deux rangées d'armatures. C'est pourquoi des étançons intermédiaire, espacés de 80 à 120 cm, doivent être prévus pour renforcer sa capacité à supporter les charges qui lui sont appliquées.

Espacement entre étais :

❖ **Calcul des étaiements :**

- Vérification de la flèche :

$f < \bar{f}$

$f = \frac{2.05(1.35G+1.5Q).L^4}{348.E.I}$ (Pour la poutre continue).

- $f = \frac{L}{500}$

Si : $L \leq 5m$ (on a : $T_{travée}$ = 4.20).

Tableau III.7 : Détermination du nombre d'étaiements

N° des Etaiement	f_{Adm}	f_{Max}	L_{max}	Q	$f < \bar{f}$
0	8.4	97.42	4200	2.1	C.N.V
1	4.2	54.19	2100	1.05	C.N.V
2	2.8	11.08	1400	1	C.V

Il faut prévoir **2** étaiements de long de travée espacée de **1.5 m** pour que la poutrelle supporte la charge avant le coulage de la dalle de compression.

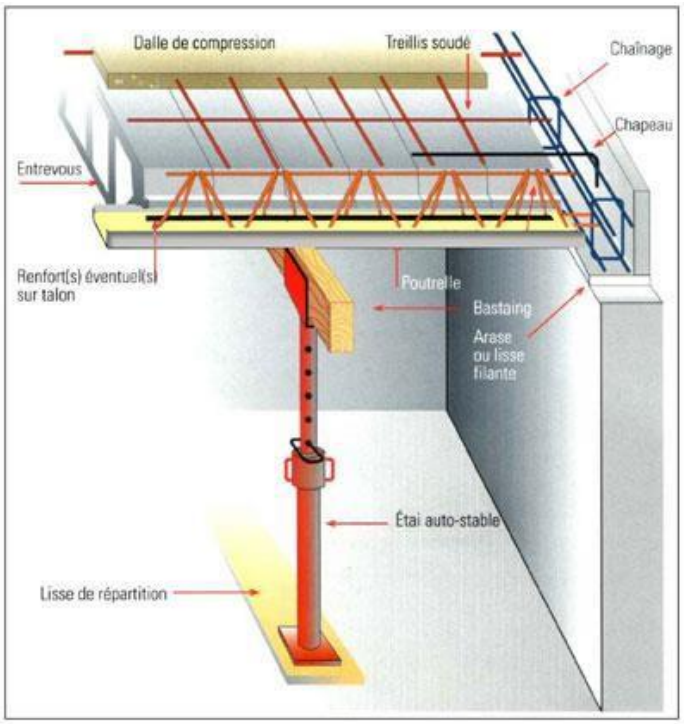


Figure III.8: disposition des étaiements.

- **2éme étape : Après coulage de la dalle de compression :**

Une fois la dalle de compression coulée, il faudra procéder au calcul de la poutrelle en la traitant comme une poutre en Té continue reposant sur plusieurs appuis. Cette poutrelle sera semi-encastrée à ses deux extrémités et subira une flexion simple sous la charge uniformément répartie « q_u » (incluant les charges et surcharges combinées).

CHAPITR III : Calcul des éléments secondaires

❖ **Chargement :**

▪ **Plancher terrasse inaccessible :**

- Poids propre de plancher : G = 6.9 × 0.60 = **4.14 KN/ml**.
- Surcharge d'exploitation : Q = 1 × 0.6 = **0.6 KN/ml.**

▪ **Plancher étage courant :**

- Poids propre de plancher : G = 6.46 × 0.60 = **3.876 KN/ml**.
- Surcharge d'exploitation : Q = 1.5 × 0.60 = **0.9 KN/ml**.

❖ **Combinaison des charges :**

▪ **Plancher terrasse inaccessible :**

▪ ELU : q_u =1.35G +1.5Q = (1.35× 6.9) +(1× 0.6) = **9.915 KN/ml.**

▪ ELS : q_u = G+Q = 6.9 + 1 = **7 KN/ml.**

▪ **Plancher étage courant :**

ELU : q_u =1.35G +1.5Q = (1.35× 6.9) +(1.5× 1.5) = **11.565 KN/ml**.

ELS : q_u = G+Q = 6.9 + 1.5 = **8.4 KN/ml.**

❖ **Remarque :**

La charge supportée par l'étage principale est plus élevée que celle de la terrasse inaccessible, il est donc nécessaire de calculer **les charges pour l'étage principale en priorité**.

❖ **Chois de la méthode :**

Les efforts internes sont définis en fonction des types de plancher à l'aide des méthodes suivantes :

a) Méthode Forfaitaire.
b) Méthode de Caquot minorée.
c) Méthode des trois moments.

a) Méthode Forfaitaire.

En complément de la condition spécifiée dans [l'art B.2.1] pour les constructions courantes $\mathbf{Q} \leq min\,(2G\,;\,5\ KN/ml)$, cette méthode s'applique uniquement aux éléments fléchis (poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) qui satisfont les critères suivants :

- Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques sur toutes les travées en continuité.

- Par ailleurs, la fissuration n'affecte pas la résistance du béton armé ni celle de ses revêtements.
- Les portées successives sont dans un rapport allant de 0,8 à 1,25.

- $2G = 2 \times 7.35 = 14.7$ KN/ml avec : Q = 0.6 KN/ml

  Donc : Q =0.6 KN/ml ≤ min (14.7 ; 5 KN/ml)
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie (section transversale).
- La fissuration est non préjudiciable.
- Les portées successives ont un rapport variant entre 0.8 et 1.25.

Remarque :

La dernière condition n'étant pas remplie, **la méthode forfaitaire ne peut pas être utilisée**. Conformément à l'Annexe E2 du CBA 93, si l'une des conditions n'est pas remplie, une autre méthode doit être appliquée. Ainsi, dans ce cas, le calcul sera réalisé selon la méthode de Caquot minorée.

b) Méthode de Caquot minorée :

- On adopte la même condition que celle de la méthode forfaitaire : **Q** ≤ min (2G ; 5 KN/ml).
- Selon le [BAEL91/99 Art B.6.2, 210], la méthode de Caquot minorée consiste à appliquer la méthode de Caquot avec une modification simple. Il suffit de réduire la charge permanente G et de la remplacer par G' = 2/3G, mais uniquement dans le calcul **des moments aux appuis**.

- **Evaluation des moments :**
- **Moments sur appuis :**

Pour la charge répartie : $M_a = \frac{q_w.L_w^{3\prime} + q_e.L_e^{3\prime}}{8.5(L\prime_w + L\prime_e)}$

Pour la charge concentrée :

$$M_q = \frac{\left(K_g.q_g.l_g^{'}\right) + (K_d.q_d.l_d^{'}}{l_g^{'} + l_g^{'}}$$

Avec :
l'_d et l'_g longueur fictive.

- q_d et q_g chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.
- l' = 1 travée de rive
- l' = 0.8 travée intermédiaire.

- **Evaluation des efforts tranchants :** $V(x) = V_0(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$

$V_w = V_{0w}(x) + \frac{M_e - M_w}{l_i}$

$V_e = V_{0e}(x) + \frac{M_e - M_w}{l_i}$

Avec : $V_0(x) = q_u \times \frac{l_i}{2} - q_u \times x$

Si en remplace : $x = 0 \Longrightarrow V_{0w}(x) = q_u \times \frac{l_i}{2}$

$x = l_i \Longrightarrow V_{0e}(x) = -q_u \times \frac{l_i}{2}$

Avec : $V_0(l_i) = q_u \times \frac{l_i}{2} - q_u \times l_i = q_u \times (\frac{l_i - 2l_i}{2}) \Longrightarrow V_0(l_i) = -q_u \times \frac{l_i}{2}$

Et pour : $V(x) = 0 \Longrightarrow V_0(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} = 0 \Longrightarrow q_u \times \frac{l_i}{2} - q_u \times x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} = 0$

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

- **Moments en travée :**

$M_t(x) = v5x) + M_i(1 - \frac{x}{L}) + M_{i+1} \times \frac{x}{L}$

$\Longrightarrow M_t(x) = \frac{q_u \times x}{2}(1-x) + M_w(1 - \frac{x}{L}) + M_e \times \frac{x}{L}$

Avec :

- M_w :La valeur du moment en appui de gauche de la travée.
- M_e : La valeur du moment en appui de droite de la travée considérée.
- V_{0e}, V_{0w} : effort tranchant sur les appuis des travées de référence en valeur algébrique.
- L : La portée de la travée considérée.

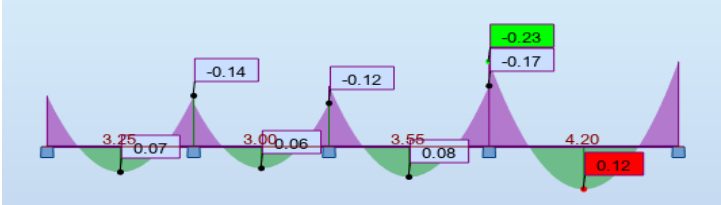
Note :

- $q_u^{réduit} = 1.35 \times (\frac{2}{3}G) + 1.5 \times Q$
- $q_u^{réduit} = 1.35G + 1.5Q$

Tableau III.8: Calcul des sollicitations des poutrelles.

Poutrelle à quatre travées



Etat	Sollicitation	Valeurs						
ELU	Moment d'appuis (KN.m)		-0.14		-0.12		-0.23	
	Moment en travée (KN.m)	0.07		0.06		0.08		0.12
	Diagramme de moment							

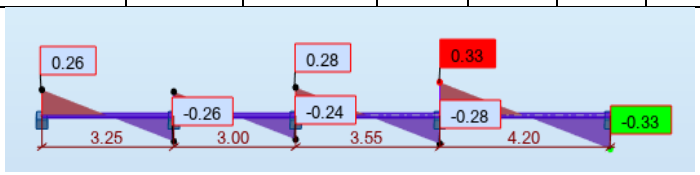
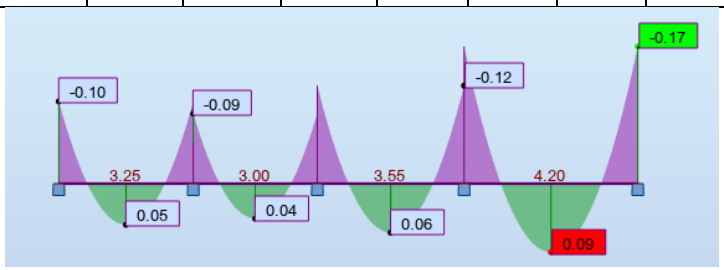
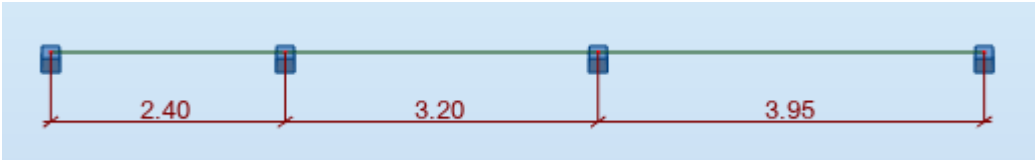
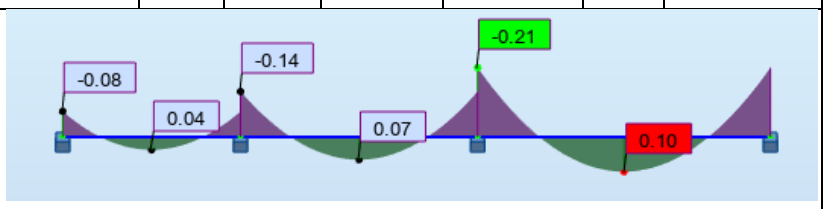
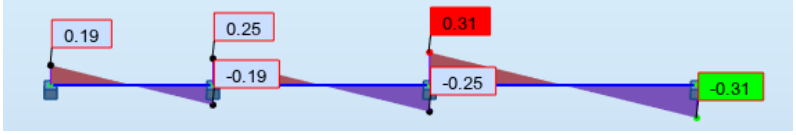
	Effort tranchant (KN)	0.26	-0.26	0.28	-0.24	0.33	-0.28	-0.33
	Diagramme d'effort tranchant (KN)							
ELS	Moment d'appuis (KN.m)	-0.10		-0.09			-0.12		-0.17
	Moment en travée (KN.m)		0.05		0.04	0.06		0.09	
	Diagramme de moment							

Tableau.III.9 : Calcul des sollicitations des poutrelles .

Poutrelle à trois travées								
								
Etat	Sollicitation	Valeurs						
ELU	Moment d'appuis (KN.m)	-0.08		-0.14		-0.21		-
	Moment en travée (KN.m)		0.04		0.07		0.1	-
	Diagramme de moment							
	Effort tranchant (KN)	0.19	0.25	-0.19	0.31	-0.25	-0.31	-
	Diagramme d'effort tranchant (KN)							
ELS	Moment d'appuis (KN.m)	-0.10		-0.09			-0.12		-0.17

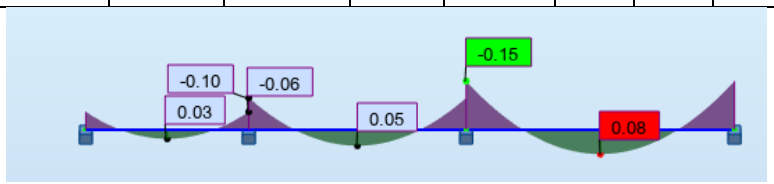
	Moment en travée (KN.m)		0.05		0.04	0.06		0.09	
	Diagramme de moment								

Tableau III.10: Calcul des sollicitations des poutrelles.

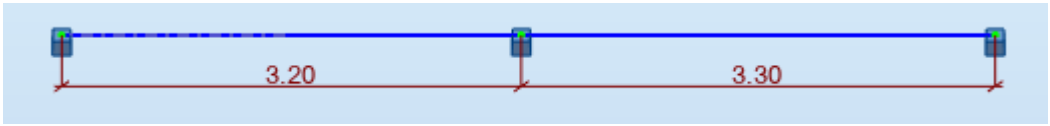
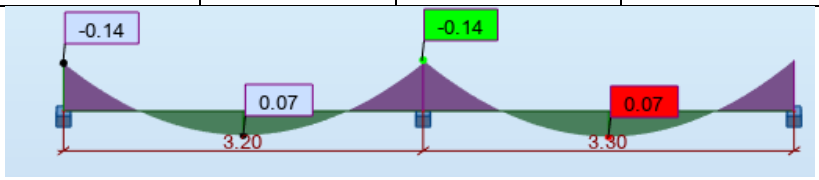
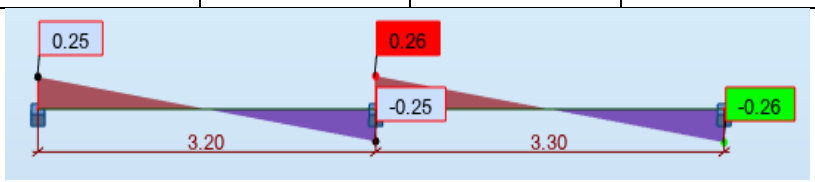
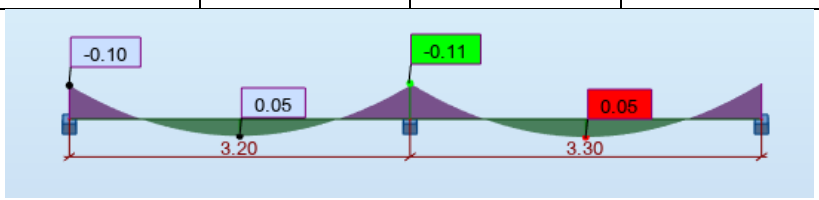
Poutrelle à deux travées 					
Etat	Sollicitation	Valeurs			
ELU	Moment d'appuis (KN.m)	-0.14		-0.14	
	Moment en travée (KN.m)		0.07		0.07
	Diagramme de moment				
	Effort tranchant (KN)	0.25	-0.25	0.26	-0.26
	Diagramme d'effort tranchant (KN)				
ELS	Moment d'appuis (KN.m)	-0.10		-0.11	
	Moment en travée (KN.m)		0.05		0.05
	Diagramme de moment				

Tableau III.11: Calcul des sollicitations des poutrelles.

Poutrelle à six travées

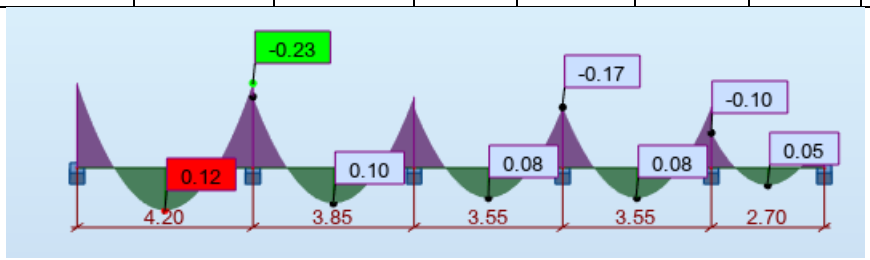
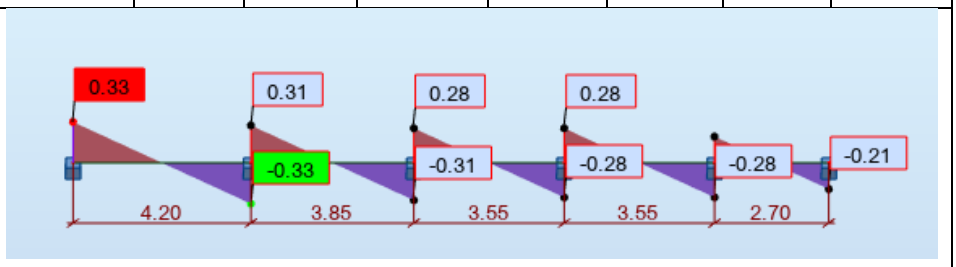
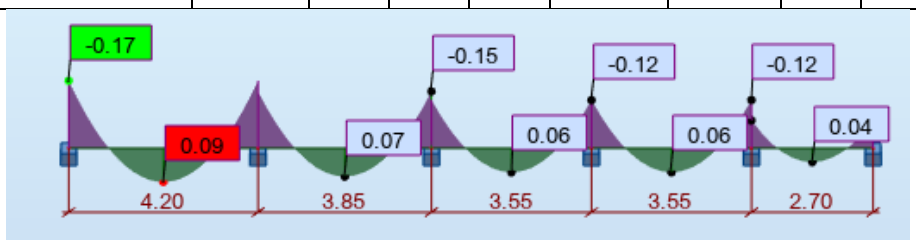
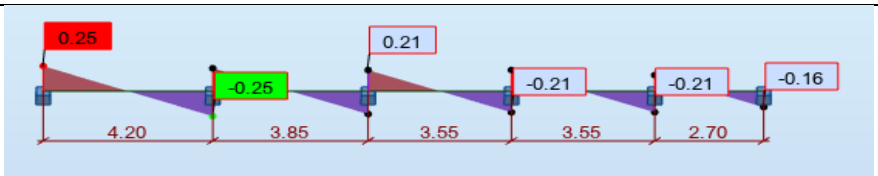
Etat	Sollicitation	Valeurs							
E L U	Moment d'appuis (KN.m)		-0.23			-0.17		-0.1	
	Moment en travée (KN.m)	0.12		0.1	0.08		0.08		0.05
	Diagramme de moment								
	Effort tranchant (KN)	0.33	-0.33	-0.31	0.28	-0.28	0.28	-0.28	-0.21
	Diagramme d'effort tranchant (KN)								
E L S	Moment d'appuis (KN.m)	-0.17			-0.15		-0.12		-0.12
	Moment en travée (KN.m)		0.09	0.07		0.06		0.06		0.04
	Diagramme de moment								
	Effort tranchant (KN)								

	Diagramme d'effort tranchant (KN)	

III.2. Calcul du ferraillage :

Armatures longitudinales

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

➢ Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

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

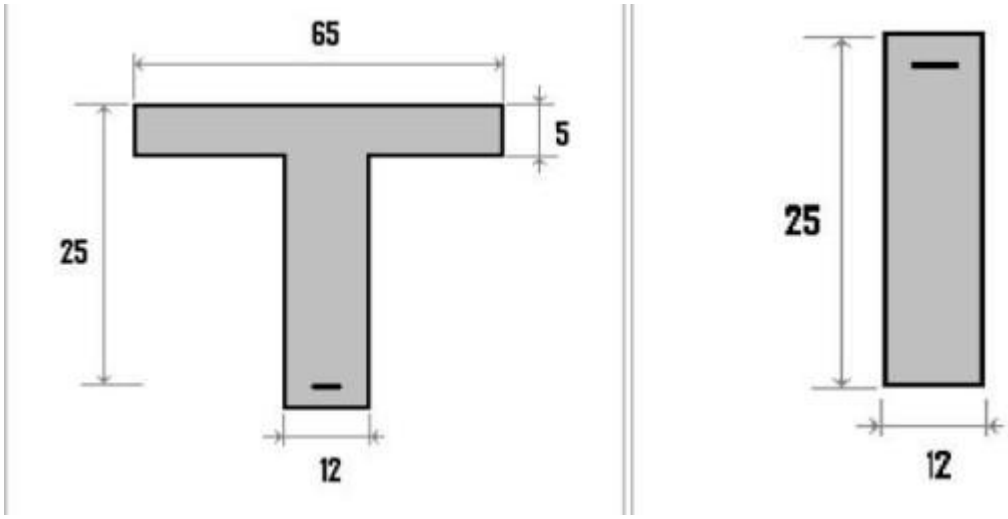


Figure III.9: Les sections considèrent pour le calcul des ferraillages.

Tableau III.12: Récapitulation des efforts internes.

	ELU			ELS	
	M_{au} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_u (KN)	$M_{a\ ser}$ (KN.m)	$M_{t\ ser}$ (KN.m)
Sollicitation	-0.23	-0.21	0.33	-0.17	0.09
Reference	Poutrelle à 4 Travée	Poutrelle à 3 travée	Poutrelle à 5 travée	Poutrelle à 5 travée	Poutrelle à 5 travée

Tableau III.13 : Calcul et vérification des armatures de poutrelle.

		En travée	Aux appuis
ELU	Mu (kN.m)	-0.21	-0.23
	M0 (kN.m)	M_0 =b.h_0. $\bar{\bar{\sigma}}_b$. $(d-\frac{h_0}{2})$; M_0 = 65.280 $KN.m$	
		Mu< M_0⇒ axe neutre est situé dans la table.⇒ étude d'une section rectangulaire(b*h)=(60*20) ⇒calcul en flexion simple	Mu< M_0⇒ axe neutre est situé dans la table. ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*20) ⇒ calcul en flexion simple
	µ	0.029	0.121
	µl	0.372	
	µ< µl	C.V	C.V
	β	0.986	0.936
	A (cm²)	1.54	1.28
	A_{min}(cm²)	1.2	0.24
	A >A_{min}	C.V	C.V
	A_{choisi}	**3HA10= 2.35 cm²**	**3HA10= 2.35 cm²**
ELS	Mser (kN.m)	0.069	-0.17
	$\bar{\sigma}_{\bar{b}}$ (MPa)	17	
	y1 (cm)	3.82	3.70
	IG (cm4)	7358.157	6061.250
	K (N/cm3)	117.312	113.392
	σb (MPa)	4.48	4.19
	$\sigma b \leq \bar{\sigma}_{\bar{b}}$	**C.V**	**C.V**

Une fois les calculs de flexion simple effectués, les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau III.14: Ferraillage longitudinaux de poutrelles.

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	3HA10=2.35 cm^2	3HA10=2.35cm^2

- **Armatures transversales :**

En choisissant une inclinaison des armatures transversales de α = 90°, la section des armatures transversales et leur espacement sont les suivants :

❖ Diamètre des armatures transversales φ_t :

On a : $\varphi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1\right] = \min[8.57 ; 30 ; 16mm] \Longrightarrow \varphi_t = 8$ mm.

at $= \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 50.24$

on a : $n_t = 2 \Longrightarrow A_t = a_t.n_t = 100.48\ mm^2$

❖ Espacement St :

St≤ min [0.9d ;40cm] = 16.2 cm

donc : St = 16 cm

❖ Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU « CBA93 Article 5.1.2.1 »

Tableau III.15: Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU.

Etage	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{\bar{u}}$(MPa)	Vérification
Terrasse	11.355	0.52	4	C.V

III.3. Vérification préliminaire de la flèche “annexe A”:

Tableau III.16: Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles.

1ére condition	2ème condition
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_0}$	$\rho = \frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
$\frac{h}{l} = 0.049 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = 0.056$	$\rho = 0.01 \geq \frac{3.6}{500} = 0.0072$
C.N.V	C. V

On a la première condition n’est pas vérifier donc il faut calculer la flèche.

Tableau III.17: Vérification de la flèche pour la dalle pleine.

M_{ser}	A (cm^2)	Y (cm)	ρ	β_1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
0.069	2.07	6.493	0.960	0.862	268.757	0.669	5.01	2.04
I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L (m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
37874.653	9573.778	17617.905	4.05	4.376	13.123	8.752	8.9	C.V

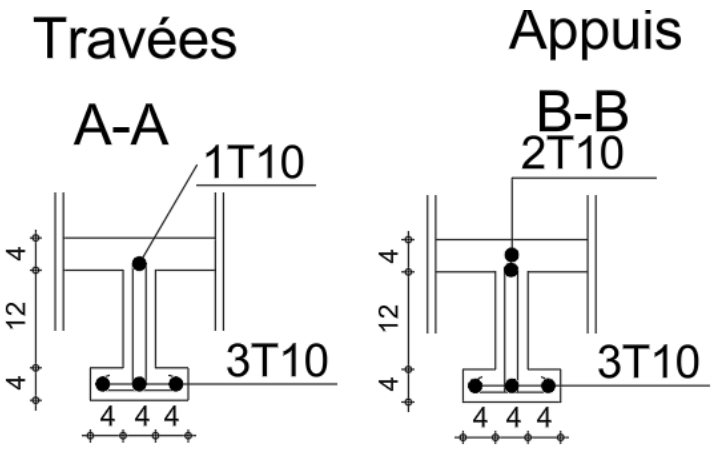


Figure III.10: ferraillage des poutrelles

III.5. Escalier :

Un escalier est un ensemble de surfaces horizontales disposées en gradins, permettant le passage à pied d'un niveau à un autre.

Il existe différent type d'escalier : escalier droit, escalier tournant, escalier suspendu, escalier hélicoïdale.

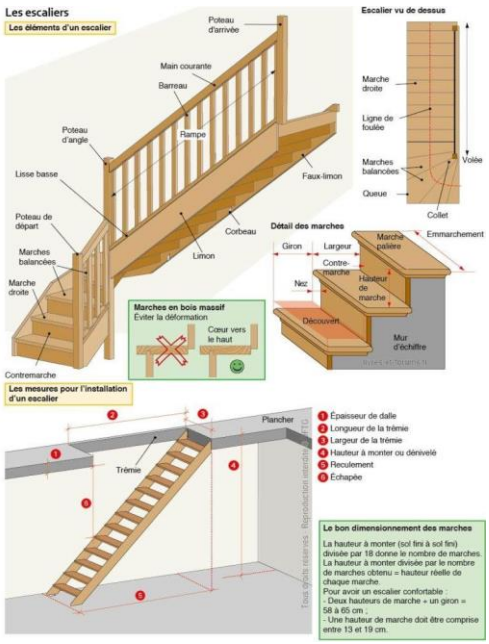


Figure III.11: Terminologie d'un escalier.

III.3.1. Prédimensionnement :

✧ Calcule de l'angle d'inclinaison :

$\tan \alpha = \frac{1.70}{2.88} = 0.59 \implies \alpha = 30.55^{o}$

✧ Calcul de longueur de la paillasse :

$L_{paillasse} = \frac{L}{COS\alpha} = \frac{2.88}{\cos(30.55)} \implies L_{0} = 3.34m$

$L_{totale} = 3.34+1.40 \implies L_{totale} = 4.74m$

- Le giron : g=30cm
- La hauteur de contre marche : h=17cm
- Le nombre de contre marche : n= 10
- Le nombre de marche : n=9
- L'épaisseur de la paillasse e_p :

$\frac{L}{35} \leq e_p \leq \frac{L}{30}$ Avec : L=4.74m

$\frac{474}{35} \leq e_p \leq \frac{474}{30}$; $13.54 \leq e_p \leq 15.8$; Donc : **e_p=16cm**

III.5.1. Évaluation des charges permanentes

III.5.1.1. Charge permanentes :

Tableau III.18: Évaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N	Composante	Épaisseur	Poids volumique (KN/m^2)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la marche	0.17/2	25	2.13
5	Poids propre de la paillasse	0.16/cosα	25	4.65
6	Enduit en ciment	0 .02	18	0.36
TOTALE				**8.48**

Tableau III.19 : Évaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N	Composante	Épaisseur	Poids volumique (KN/m^2)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	La dalle	0.15	25	3.75
TOTALE				**5.09**

III.5.1.1.2 Surcharge d'exploitations :

- Le palier : $Q=2.5KN/m^2$
- La paillasse : $Q=2.5KN/m^2$

III.5.2.1.3. Détermination des sollicitations :

- à l'ELU : Pser=1.35G+1.5Q

- à l'ELS: Pu=G+Q

Les résultats sont résumés dans le tableau suivants :

Tableau III.20 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	P_u (KN/ml)	P_{ser} (KN/ml)
Palier	5.09	2.5	10.62	7.59
Paillasse	8.48	2.5	15.19	8.2

III.5.2 Calcule de ferraillage :

Tableau III.21: Les données de calcules.

Béton	f_{c28}=30MPa	γ_b=1.5	σ_{bc}=18MPa	c =2.5cm
	f_{t28}= 2.4MPa	b=100cm	h=15cm	d =12.5cm
Acier	FeE500	f_e =500	γ_s =1.15	σ_s=435MPa

Tableau III.22: Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{dopte} (cm^2)
En travée	26.16	0.093	0.952	5.05	0	5HA12=5.65
En appuis	14.78	0.052	0.973	2.79	0	4HA10=3.14

Tableau III.23: Espacement d'acier de l'escalier.

	St(cm)	St(cm)	St(cm) <St(cm)
En travée	St=25cm	min [3h =45cm; 33cm]=33cm	CV
En appuis	St=25cm	min [4h=60cm ; 45cm]=45cm	CV

III.5.2.1. Condition de non fragilité :

On vérifie que : A ≥ Amin=$\frac{B}{100}$

En travée : A= 5.65 cm^2 ≥ Amin= $\frac{100\times15}{1000}$ = 1.5 cm^2 (condition vérifiée)

En appuis : A= 3.14cm^2 ≥ Amin= $\frac{100\times15}{1000}$ = 1.5 cm^2 (condition vérifiée)

III.5.2.2. Armature de répartition :

Tableau III.24: Vérification de l'espacement

	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$(cm^2)	St (cm)	St(cm)	St(cm) < St (cm)
En travée	$\frac{A}{4}=\frac{4.52}{4}=1.13$	4HA8=2	30	33	Condition vérifiée
En appuis	$\frac{A}{4}=\frac{3.14}{4}=0.78$	4HA8=2	30	45	Condition vérifiée

III.5.2.3 Vérification des contraintes normales « C.B.A93 Article A.4.5.3 » :

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

On : $\sigma = \frac{M_{ser}}{I}.Y$ et : $\overline{\sigma_b}$ 0.6. $fc28$ = 18 MPa

Tableau III.25: Vérification du ferraillage de l'escalier à l'ELS

	En travée	En appuis
A(cm^2)	5.65	3.14
Mser (kN.m)	20.23	11.9
Y(cm)	4.34	2.99
I (cm^4)	7162.61	5150.75
$\bar{\sigma}$b(MPa)	18	
$\sigma_b(MPa)$	11.95	6.91
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}$b	C.V	C.V

III.5.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU « C.B.A Article A.5.1 »

Type de fissuration peu nuisible.

Tableau III.26: Vérification des contraintes de cisaillement de l'escalier à l'ELU.

Section	T(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
100×15	35.22	0.20	4	C.V

III.5.2.5 Vérification de la flèche « C.B.A93 B.6.5 » :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si la condition ci-après est vérifiée :

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12.5} = 0.0045 \leq \frac{2}{500} = 0.004 \text{ (C.V)}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche, Il faut avoir :
(ANNEXE 4) Élément à l'ELU « C.B.A Article A.5.1 »

Tableau III.27 : Vérification de la flèche d'escalier.

M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	ρ	β_1	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
20.23	5.65	8.21	0.0036	0.972	215.30	0.320	8.33	6.45
I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	L (m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
34732.38	15216.60	18501.40	4.74	7.60	15.80	8.2	9.48	C.V

III.5.3 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour fonction de supporter le poids des escaliers ; elle sera dimensionnée en flexion simple.

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ $\Rightarrow$ 0.3h≤ b≤ 0.7h

Tableau III.28 : Pré dimensionnement de la poutre palière.

	Poutre palière
Condition de résistance	Lmax =3.85m⇒25.67≤h≤38.50 On adopte: h=35cm $\Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5$cm on adopte b=30cm
Vérification selon le RPA 2024	h=35cm≥ $30cm$ $b = 30cm \geq 25cm$ $\frac{h}{b} = 1.166 \leq 4$ (condition vérifiée)
Condition de rigidité (h/L≥ $1/16$)	(h/L=1.166) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifiée)
Conclusion	h=35cm ; b=30cm

III.5.3.1 Evaluation des charges :

Tableau III.29 : Calcul des efforts des poutres palières

Poutre palière	
R_{AU} (KN)	45.15
R_{AS} (KN)	31.74
L (m)	3.85
G_{pp} (KN/ml)	2.625
P_u (KN/ml)	64.49
P_{ser} (KN/ml)	34.36
M_{max} appui à ELU (KN.m)	14.13
M_{max} travée à ELU (KN.m)	7.06
M_{max} appui à ELS (KN.m)	13.56
M_{max} travée à ELS (KN.m)	6.78

III.5.4. Ferraillage de la poutre palière :

❖ **Calcul des armatures longitudinal :**

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

Tableau III.30: Ferraillage de la poutre palière.

	M_u (KN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Obs
En travée	7.06	0.61	0	0.9	2HA12=2.26	C.V
En appuis	14.13	1.22	0	0.9	2HA12=2.26	C.V

Tableau III.31: Vérification à l'ELS de la poutre palière.

	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
En travée	6.78	2.35	4.96	18	C.V
En appuis	13.56	2.35	9.94	18	C.V

Tableau III.32: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU de la poutre palière.

Section (cm^2)	T_u (KN)	τ_u (MPa)	τ_{uadm} (MPa)	$\tau_u < \tau_{uadm}$	φ (mm)	A_t (cm^2)
30*35	35.22	0.27	4	C.V	8	4HA8=2.01

III.5.4.1 Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas requis si les trois conditions suivantes sont satisfaites.

Le calcul de la flèche n'est pas requis si les trois conditions suivantes sont satisfaites.

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{35}{385} = 0.090 \geq 0.0625$ .....c.v

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_a} \quad \Rightarrow \quad 0.090 \geq 0.05$ .....c.v

$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad 0.02 \leq 0.008$ .....c.v

Les trois conditions du CBA étant satisfaites, la flèche est donc conforme.

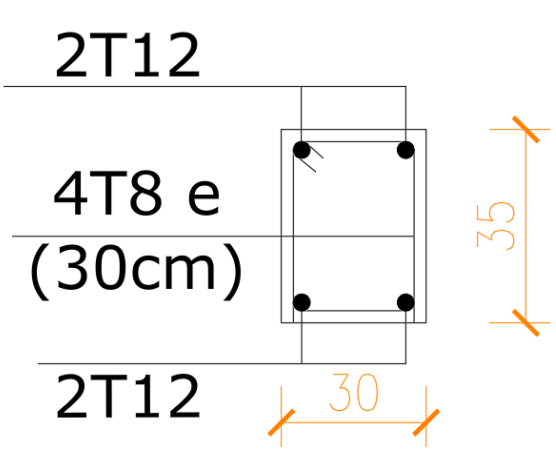


Figure III.12 : Dispositions de ferraillage de la poutre palière.

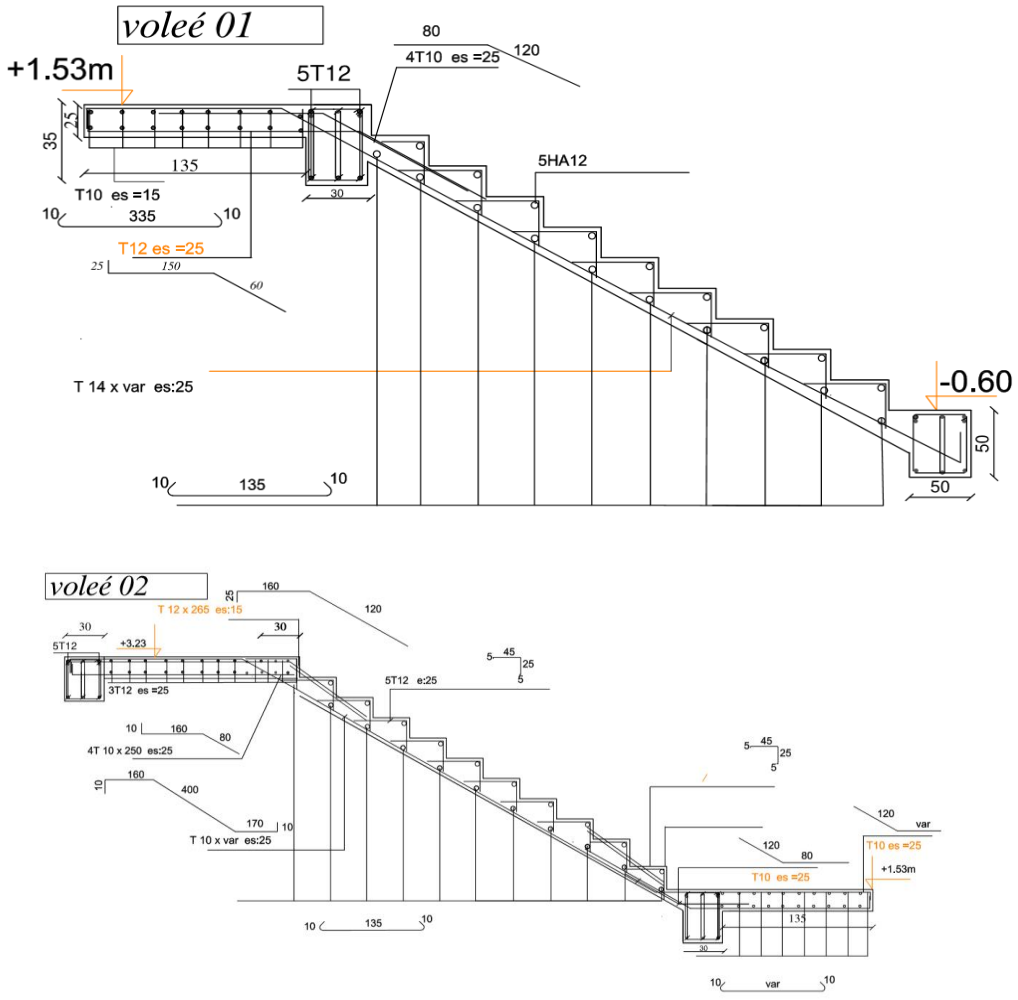


Figure III.13 : ferraillage des escalier

III.6. Dalle plein :

La dalle pleine constitue un plancher en béton armé réalisé par coulage sur un coffrage horizontal. Le dimensionnement des armatures longitudinales (diamètre et nombre) dépend à la fois des caractéristiques géométriques de la dalle et des sollicitations qu'elle est appelée à reprendre. Le calcul s'effectue généralement en flexion simple. Ce type de plancher est largement utilisé dans les structures, en particulier lorsqu'elles présentent une configuration géométrique complexe ou irrégulière.

III.6.1. Méthode des lignes de rupture :

La méthode des lignes de rupture, qui s'applique uniquement à l'état limite ultime, repose sur le mécanisme des fissures. Elle est plus précise que la méthode forfaitaire et prend en compte les matériaux dans leur état limite élasto-plastique. Les fissures sont prévues en fonction du type de charge et des conditions d'appui. Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

a) La ligne de rupture sépare la dalle en plusieurs zones, appelées régions rigides, qui sont supposées demeurer planes.
b) Les lignes de rupture sont des segments droits qui se terminent toujours sur le contour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces dernières.
d) L'axe de rotation se situe toujours le long du support.
e) La ligne de rupture négative se prolonge toujours le long de l'axe de rotation de la région rigide.
f) Les lignes de rupture générées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Celles causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

III.6.1.1. Principe de calcul :

Le calcul repose sur le principe du travail virtuel, qui consiste à égaler le travail externe au travail interne.

a) Travail externe :

Il dépend de la charge, des dimensions du panneau de la dalle et de la flèche maximale.

T_{ext} = P.f (cas d'une charge concentrée).

$T_{dext} = \iint q.y.d_s$ = P×S× f_{cdg} (cas d'une charge répartie).

P : charge totale.

S : surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

Travail interne :

Il dépend du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide en rupture.

$T_{int} = M.L.\theta$

M : Moment de flexion.

L : projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

θ : Angle de rotation.

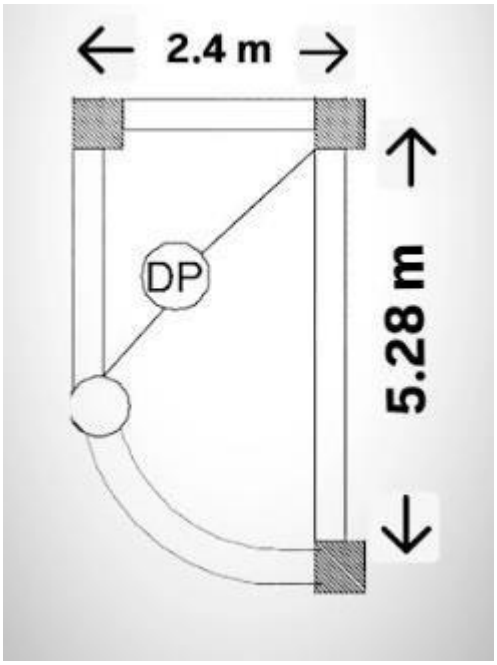


Figure III.14: Dalle pleins rectangulaire encastrée sur 2 cotés.

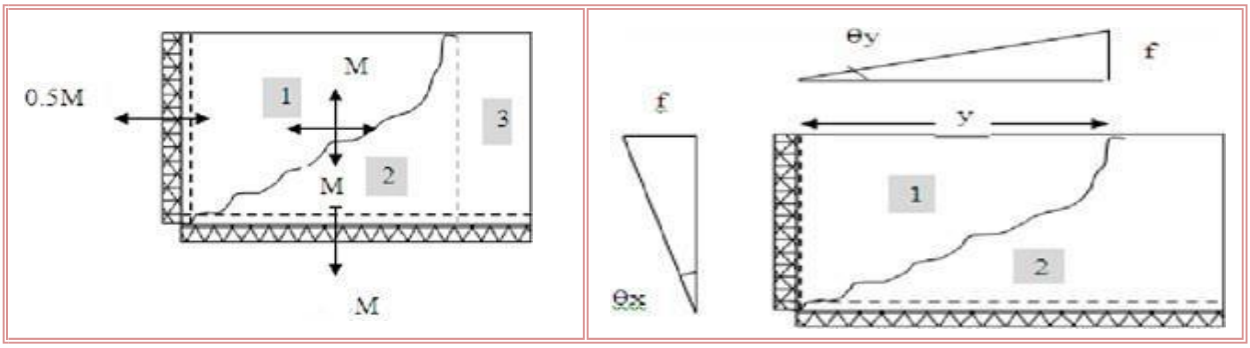


Figure III.15: Les différentes étapes de calcul sur la dalle.

Dans notre cas, on distingue un seul type de dalle pleine :

- Type 1 : dalles dalle de forme irrégulière encastrées sur deux côtés (ep = 15 cm).

III.6.2 Déterminations des sollicitations :

Tableau III.33: charges et surcharges appliquées à la dalle pleine.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m^2)	P_{Ser} (KN/m^2)
Plancher à dalle pleine (terrasse inaccessible)	7.35	1	11.42	8.35

Nous allons analyser les deux cas présentés sur la Figure III.24 en utilisant la méthode des lignes de rupture pour l'état limite ultime (ELU) et la méthode forfaitaire pour le calcul des moments à l'état limite de service (ELS). Ensuite, nous adopterons les moments les plus défavorables pour le dimensionnement du ferraillage. Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

III.6.2.1 : Les déférentes types des dalles pleins :

III.6.2.1.1. 1ére type (dalle repose sur deux appuis) :

Tableau III.34: Les efforts interne.

Type des dalles	ELU	ELS

<table>
<tr><td rowspan="6">Dalle encastrée à deux cotes</td><td rowspan="2">Qu = 3M($\frac{5.52-0.8y}{\frac{2.4}{y}+.=3.83}$)</td><td colspan="2">$M_x = \mu_x . P_{ser} . L_x^2$
$M_y = \mu_y . M_x$</td></tr>
<tr><td colspan="2">M_{ser} = 8.35 KN</td></tr>
<tr><td>q_u = 11.47 KN</td><td>ρ</td><td>μ_x= 0.0974
μ_y = 0.3853</td></tr>
<tr><td>y = 1.54 m
M_u = 0.265 q</td><td colspan="2">M_x = 4.68 KN.m
M_y = 1.80 KN.m</td></tr>
<tr><td rowspan="2">$M_{tx}= M_{ty} = 0.265 \times 11.47$
$M_{ax}= M_{ay} = -0.5 . M_{tx}$
$M_{ax}= M_{ay} = -1.519$ KN. M</td><td colspan="2">$M_{tx} = 0.85 M_x$=3.98KN.m
M_{ty} = 1.53KN.m
$M_{ax} = M_{ay}$ = -0.3× 4.68
$M_{ax} = M_{ay}$ =-1.404 KN.m
$M_{ax} = M_{ay}$ = -0.5× 4.68
$M_{ax} = M_{ay}$ = -2.34 KN.m</td></tr>
<tr><td colspan="2">M_0=(P_{ser}×Lx^2)/10
M_0= 6.249 KN.m
M_t = 4.999 KN.m</td></tr>
</table>

III.6.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage est effectué en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur et 15 cm d'épaisseur, en tenant compte d'une fissuration préjudiciable.

Tableau III.35: Résultat ferraillage à l'ELU

Position	M_{max}(KN.m)	$A_{calculée}$(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	S_t (cm)	$\overline{S_t}$(cm)	$S_t \leq \overline{S_t}$
En travée	4.228	0.94	4HA10=3.14	25	33	C.V
En appuis	2.114	0.45	4HA10=3.14	25	33	C.V

- **Condition de non fragilité :**

On va vérifier que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{100}$

En travée et aux appuis : $A = 1.41\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1.5\ cm^2$ ..... C.V

III.6.3.1. Condition d'espacement :

(Appuis et travée) : $S_t \leq \overline{S}_t = min\ (3h = 45cm; 33cm) = 33cm$

- **Armature de répartitions**

$A_{rep} \leq \frac{A_{principale}}{4}$

$A_{rep} = 0.785$

$\emptyset_{rep} \leq \emptyset_{principal} \Rightarrow \emptyset_{rep} = 8mm; A_{rep} = 4HA8 = 2{,}01cm^2$

III.6.3.2 Vérification à l'ELS :

La vérification à l'ELS, selon l'annexe D, considère une fissuration peu nuisible. Ainsi, on vérifie que $\sigma b \leq (\overline{\sigma}b)$.

Tableau III.36: Vérification de la contrainte à l'ELS.

	M (KN.m)	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_b (MPA)	$\bar{\bar{\sigma}}\bar{\bar{b}}$ (MPA)	$\sigma b \leq (\overline{\sigma}b)$
En travée	4.999	1.41	2.09	2596.29	3.10	18	C.V
En appuis	3.06	1.41	2.09	2596.29	2.06	18	C.V

III.6.3.3 Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :

On va vérifie : $\tau < \bar{\tau}$

Tableau III.37: Vérification e la contrainte de cisaillement.

Section	T(KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau < \bar{\tau}$
100×15	16.07	0.071	1.4	C.V

III.6.3.4 Vérification de la flèche :

$\frac{h}{L_x} = \frac{150}{240} = 0.625 \geq \frac{M_t}{20.M_x} = 0.012$ ..... C.V

$\frac{A_x}{b.d_x} = 0.011 \leq \frac{2}{F_{eE}} = \frac{2}{500} = 0.004$ ..... C.V

Lorsque les deux conditions sont remplies, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

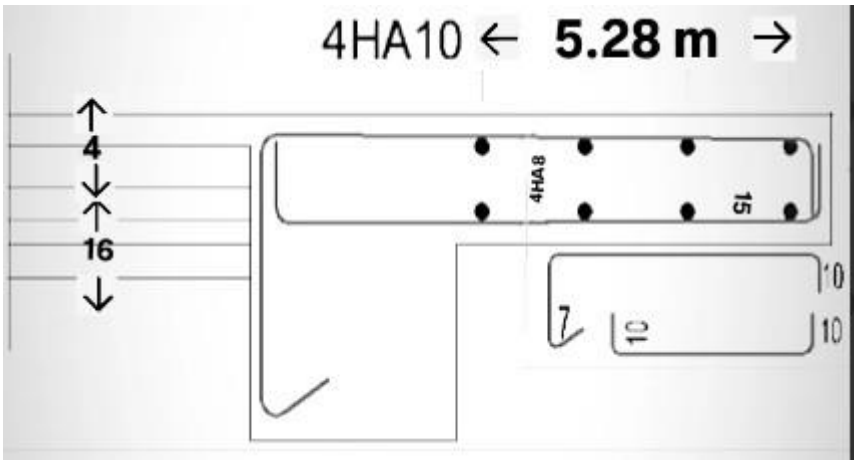


Figure III.16: Ferraillage des dalles pleines.

III.7 Dalle machine :

III.7.1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine conçue pour supporter une charge plus importante que les autres dalles de la structure. Cette exigence est liée au mouvement de l'ascenseur et à son poids, tout en prenant en compte la variation des effets de la machine sur la dalle.

III.7.2. Pré dimensionnement de la dalle :

On a deux conditions à vérifiées :

Critère L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) recommande une épaisseur minimale de 25 cm pour la dalle machine. Ainsi, on adopte e = 25 cm.

III.7.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

On a un seul type d'ascenseurs à étudier.

- **Charges permanentes :**

a) de résistance :

Pour une dalle soutenue par trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

L_x : la plus petite portée de la dalle mesurée entre nus des appuis [L_{max}= 4.60 m]

e : l'épaisseur de la dalle.

Donc : $\frac{285}{45} \leq e \leq \frac{285}{40} \quad \rightarrow \quad 6.33 \leq e \leq 7.12$

b) Condition de L'E.N.A :

Tableau III.38: Poids de la machine.

P								
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
8400	3200	200	600	800	1250	700	1100	1000

- **Poids de la machine supportée :**

$q = \frac{\sum Pi}{S} = \frac{17300}{2.85 \times 2} = 3035.09$ KN/m^2= 30.35 KN/m^2

- **Poids propre de la dalle :** 0.25×25= 6.25 KN/m^2

- **Charge d'exploitation :**

Q =650 Kg/m^2 =6.5 KN/m^2

Q = 1.85 KN

Tableau III.39: Détermination des charges.

G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Pu (KN/m^2)	Pser (KN/m^2)
36.2	6.5	58.62	42.7

III.7.4. Détermination des sollicitations :

Nous utiliserons la méthode des lignes de rupture (annexe C) pour déterminer les moments à l'ELU et la méthode forfaitaire (annexe D) pour les moments à l'ELS.



Figure III.17: Les encastrements et les dimensions de la dalle machine.

Tableau III.40: Sollicitations de la dalle machine.

Cas	M (KN.m)		M_t (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
ELU	$0.213P_u$	12.48	12.48	6.024	12.48

Avec : $M_{travée} = M$ et : $M_{appui} = 0.5M$.

III.7.5. Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le calcul du ferraillage est réalisé pour une bande de 1m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Hauteurs utiles :{ $d_x = h_t - C - \frac{1}{2} = 25 - 2 - 0.5 = 22.5\ cm$

$$d_y = 22.5 - \frac{1+1}{2} = 21.5\ cm$$

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

Tableau III.41: Calcul des sections d'acier de la dalle.

Sens		M_u(KN.m)	μ	β	A(cm^2)	A'(cm^2)	A_{min}(cm^2)
Sens X	E_t	41.60	0.975	4.36	4.36	0	2.5
	E_a	20.8	0.988	2.15	2.15	0	2.5
Sens Y	E_t	41.60	0.053	0.973	4.57	0	2.5
	E_a	20.8	0.026	0.987	2.25	0	2.5

❖ **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25\times100}{1000} = 2.5\ cm^2$

Donc on adopte les sections : { $A_x = 6HA10 = 4.71\ cm^2$ / $A_y = 6HA10 = 4.71\ cm^2$

❖ Condition d'espacement :

S_t = Min [2h=50 cm ; 22 cm]

On adopte : S=25 cm.

III.7.6. Vérification de l'effort tranchant à l'ELU:

Tableau III.42: Vérification de l'effort tranchante.

	Suivante X	Suivante Y
V	$\frac{P_u.L_x.L_y}{2L_y+L_x}$=42.13 KN	$\frac{P_u.L_x.L_y}{2L_y+L_x}$=37.94 KN
τ_u (MPa)	$\frac{42 \times 10^3}{1000 \times 25} = 0.187$	$\frac{37.94 \times 10^3}{1000 \times 25} = 0.176$
$\bar{\tau}_{\bar{u}}$ (MPa)	$\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 30}{1.2} = 1.75$	
$\tau_u \leq \bar{\tau}_{\bar{u}}$	C.V	C.V

III.7.7. Vérification des contraintes à l'ELS :

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y \leq \overline{\sigma_{bc}}$=0.6.fc$_{28}$ =18 MPa
Acier : La fissuration est non préjudiciable.

Tableau III.43: Calcul de M_{Ser}.

		M_{Ser} (KN.m)
Sense X	Travée	$0.107 \times q_{ser} = 4.45$
	Appuis	$0.5 \times M_t = 2.225$
Sence Y	Travée	$0.107 \times M_t = 4.45$
	Appuis	$0.5 \times M_t = 2.225$

❖ **Détermination de la valeur de y :**

On a : $50x^2 + 70.65x - 1589.63 = 0$

Et le moment d'inertie : $I = \frac{b.y^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

Les résultats obtenus en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.44: Vérification à l'ELS.

		M_{Ser} (KN.m)	A_S (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_b}$
Sens X	Travée	4.45	4.71	4.97	25802.93	0.895	0.857	C.V
	Appuis	2.225	4.71	4.97	25802.93	0.447	0.429	C.V
Sens Y	Travée	4.45	4.71	4.85	23388.57	0.917	0.923	C.V
	Appuis	2.225	4.71	4.85	23388.57	0.458	0.461	C.V

III.7.8. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions mentionnées si dessous sont simultanément remplies :

Les trois conditions étant remplies, si le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

h

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20.M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_x}{b.d_x} \leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{A_y}{b.d_y} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} \frac{0.25}{2} \geq \frac{0.85}{20*56.91} & C.V \\ 0.25 \geq 0.037 \text{ à } 0.028 & C.V \\ \frac{4.72}{100*22.5} \leq 0.004 & C.V \\ \frac{4.72}{100*21.5} \leq 0.004 & C.V \end{cases}$$

Donc : les conditions sont vérifiées, alors la vérification de la flèche n'est pas n 'nécessaire.

❖ **Conclusion :**

La flèche est vérifiée.

III.7.9. Vérification au Poinçonnement :

Si la condition suivante est rempliée, aucune disposition supplémentaire n'est requise.

$$P_u \leq 0.045. Uc. h. \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Le calcul se fait pour la force concentrée maximale seulement.

P_u = Max (P1 ; P2 ; P3 ; P4 ; P5 ; P6 ; P7) $\Longrightarrow$ P1 = 84 KN .

$$\begin{cases} U = a + 2(e + \frac{h}{2}) \\ V = a + 2(e + \frac{h}{2}) \end{cases}$$

U_c = 2a+2b+4+8e+4h Avec : a=b=e=0

U_c= 4h = 100 cm

$$\mathbf{P_u = 84\ KN} \leq 0.045\times 100\times 250\times \left(\frac{500}{1.5}\right) = \mathbf{2250\ kN} \Longrightarrow \text{C.V}$$

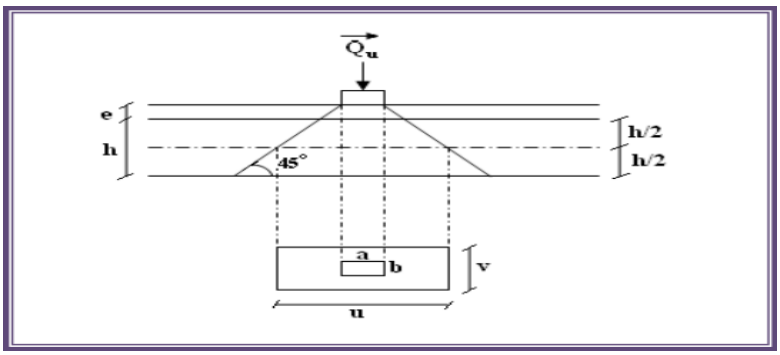
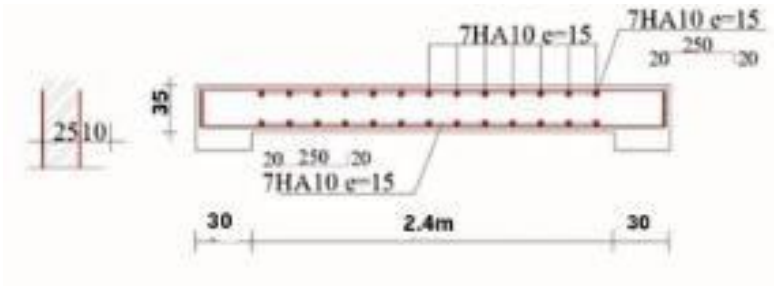
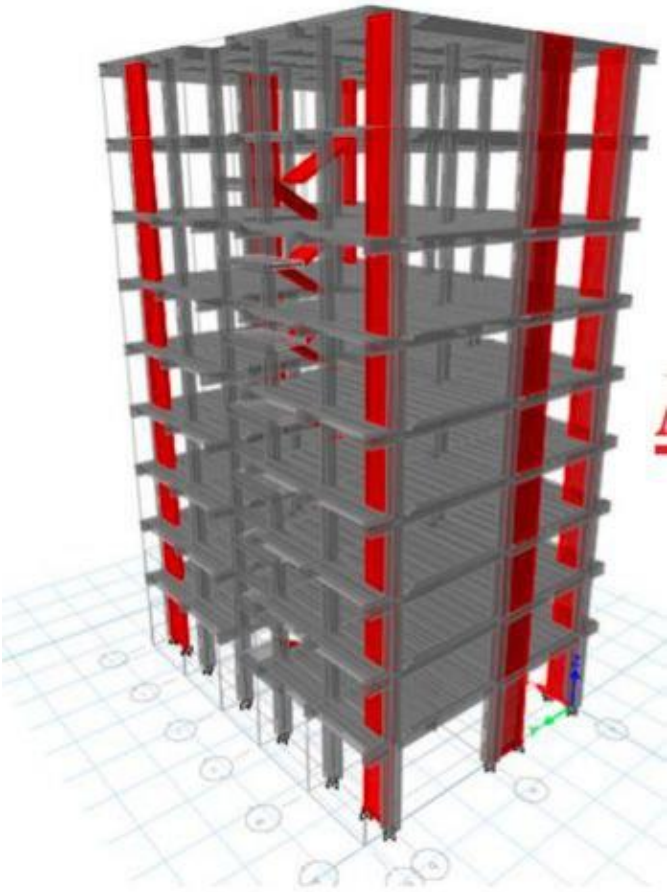


Figure III.18: La vérification de poinçonnement.



Figures III.19: Ferraillage de la dalle machine.

Chapitre IV
Étude dynamique



IV.1. Introduction :

L'analyse dynamique des structures constitue un volet fondamental dans le dimensionnement des bâtiments exposés à des actions sismiques. Elle permet de mieux comprendre le comportement global de l'ouvrage face aux sollicitations vibratoires en tenant compte des effets inertiels, des déformations temporelles et de l'interaction entre masses et rigidités. Contrairement à l'analyse statique traditionnelle, l'approche dynamique offre une représentation plus réaliste des sollicitations induites par un séisme, notamment dans le cas des bâtiments de grande hauteur ou irréguliers.

Dans ce chapitre, nous présentons l'étude dynamique d'un bâtiment en béton armé modélisé et analysé à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis, conformément aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA 2024). Après une brève présentation du modèle structurel adopté (géométrie, matériaux, conditions aux limites), nous décrivons la méthode de calcul dynamique utilisée (analyse modale spectrale) ainsi que les paramètres sismiques introduits. Les résultats obtenus — notamment les périodes propres, les déplacements maximaux et les efforts internes — sont analysés pour évaluer le comportement de la structure face aux sollicitations sismiques, et pour vérifier sa conformité aux exigences réglementaires.

IV.2. Caractéristique géométrique de la structure :

IV.21. Centre de rigidité :

C'est le centre de torsion de la structure. À cet égard, l'objectif est de placer ce point aussi près que possible du centre de masse.

Note : Notre bâtiment présente une forme irrégulière, ce qui fait que le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité, entraînant ainsi un risque de torsion autour de l'axe vertical. Pour réduire ce risque, des portiques contreventés par des voiles sont envisagés.
Le calcul du centre de torsion s'effectue à l'aide des formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum R_{xi} . R_i}{\sum R_{xi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum R_{yi} . R_i}{\sum R_{yi}}$$

Avec :

- X_R et Y_R c'est les coordonnées du centre de torsion du niveau "j".
- Et : X_i , Y_i les coordonnées de l'élément "i" par rapport au repère adopte.
- R(x) et R(y) la rigidité de la section transversale par rapport à l'axe [OX, OY] de manière respective.

IV.22. Centre de masse :

Les masses sont supposées être concentrées au niveau des planchers, ce qui rend indispensable la connaissance des centres de masse, lesquels correspondent aux points d'application des forces

sismiques latérales. Le centre de masse (G) sera calculé pour chaque étage en prenant en compte l'ensemble des éléments influençant la stabilité du bâtiment, tels que les poteaux, poutres, murs, escaliers, et voiles, selon la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i} \quad , \quad X_G = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) au niveau considéré.
- X_i , Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au système de coordonnées global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au système de coordonnées global.

Il convient de rappeler que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) coïncide avec son centre de gravité.
- Pour un voile plein composé ayant un centre de symétrie, le centre de torsion coïncide avec ce centre de symétrie.
- Les moments d'inertie sont déterminés à l'aide des formules suivantes :
  - Pour les poteaux : Ix = $\frac{b.h^3}{12}$; Iy = $\frac{b.h^3}{12}$
  - Pour les voiles pleinsc : Ix = $\frac{L.e^3}{12}$; Iy = $\frac{L.e^3}{12}$
  - Pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n.I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0(\alpha.s)}{\alpha^2}+1}$

Avec :

- a_n : Coefficient fonction du nombre de niveaux.

  Si : n ≤ 11 $\Longrightarrow a_n = (\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} + \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}) \frac{20}{11}$

  Si : n ≥11 $\Longrightarrow a_n = 1$
- I : Inertie globale du refend.
- E : Module d'élasticité du matériau formant le refend.
- m : Moment statique de chaque trumeau par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

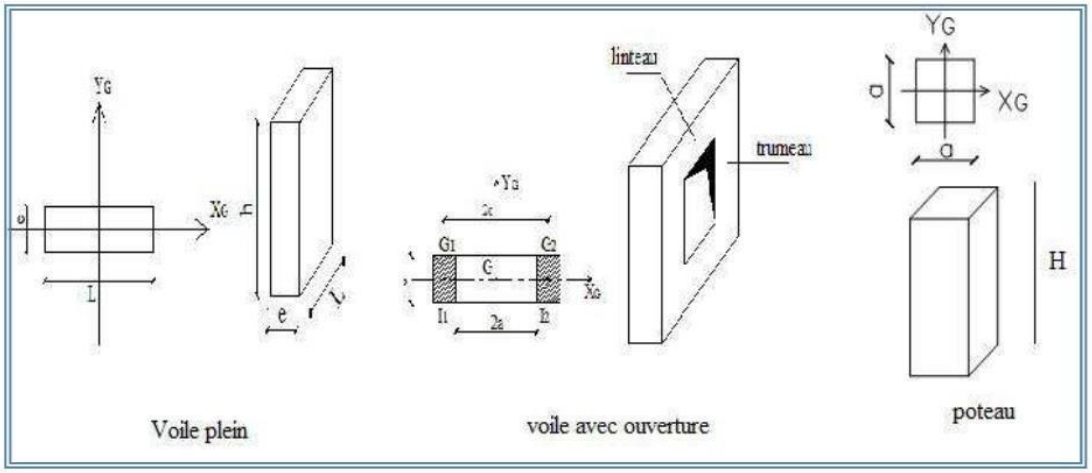


Figure IV.1: Inerties des voiles et des poteaux.

IV.2.3. Calcul de centre de masse :

IV.2.3.1 Proposition de la disposition des voiles des contreventements

- **La Disposition des voiles proposées**

Une bonne disposition des voiles est essentielle pour garantir **la stabilité et la performance sismique** d'une structure. En effet, une répartition judicieuse permet d'assurer un comportement global régulier du bâtiment, en minimisant les effets de torsion, en équilibrant les efforts horizontaux et en optimisant le cheminement des forces vers les fondations. Elle contribue également à renforcer la rigidité latérale et à limiter les déplacements différentiels entre les étages, facteurs cruciaux pour la sécurité des occupants et la durabilité de l'ouvrage.

Dans le cadre de notre projet, nous avons étudié **plusieurs configurations possibles** en tenant compte des exigences réglementaires, de la symétrie en plan, de la continuité verticale et de l'intégration fonctionnelle des espaces. Après analyse, nous avons retenu **la disposition la plus adaptée,** qui **répond efficacement à ces critères** tout en s'intégrant harmonieusement à l'architecture du bâtiment. Cette solution constitue donc, selon notre étude, la meilleure disposition des voiles pour garantir l'équilibre et la résistance sismique de la structure.

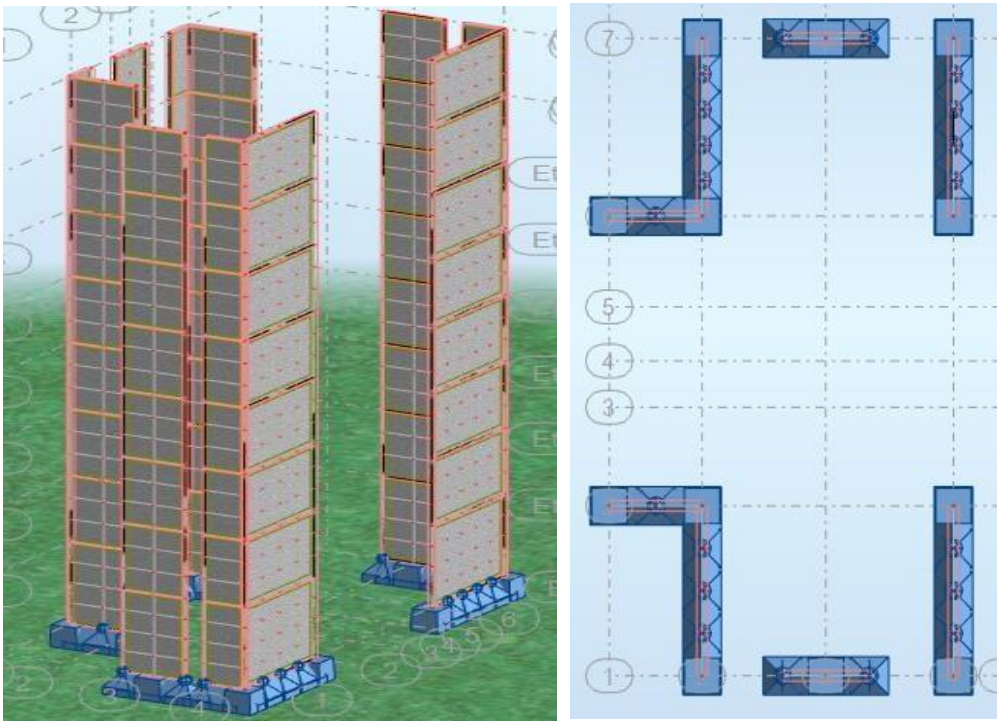


Figure IV.2: Disposition des voiles Bloc A.

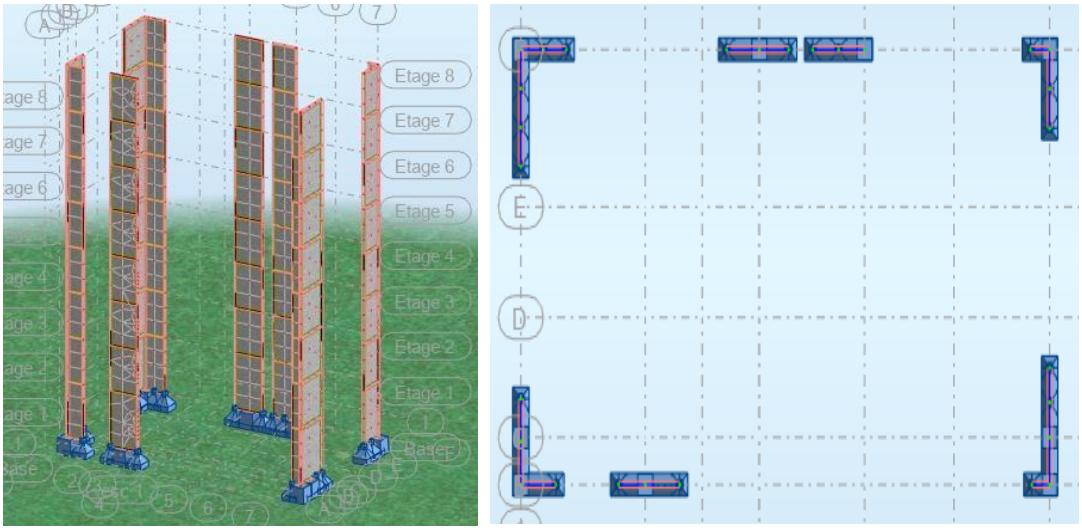


Figure IV.3: Disposition des voiles Bloc B.

Tableau IV.1.: calcul du centre de masse et centre de rigidité de la structure bloc A .

Niveau	**Poids et centre de masse**			**Rigidités et centre de rigidité**	
	Poids (KN)	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**X_R (m)**	**Y_R (m)**
3.78	308536.90	4.563	8.235	5.642	8.197
6.84	269444.09	4.796	8.235	5.642	8.202
9.90	269444.09	4.796	8.235	5.642	8.202
12.96	262536.20	4.793	8. 236	5.644	8.202

16.02	262536.20	4.793	8. 236	5.644	8.197
19.08	262536.20	4.793	8.236	5.644	8.197
22.14	256355.46	4.790	8.237	5.645	8.197
25.20	214619.34	4.946	8.239	5.645	8.197

Tableau IV.2.: calcul du centre de masse et centre de rigidité de la structure bloc B .

Niveau	**Poids et centre de masse**			**Rigidités et centre de rigidité**	
	Poids (KN)	**X_G (m)**	**Y_G (m)**	**X_R (m)**	**Y_R (m)**
3.78	4837.29	8.54	7.29	8.67	8.62
6.84	4069.96	8.28	8.14	8.66	8.80
9.90	4069.96	8.28	8.14	8.66	8.80
12.96	3982.70	8.26	8.14	8.64	8.83
16.02	3982.70	8.26	8.14	8.64	8.83
19.08	3982.70	8.26	8.14	8.64	8.83
22.14	3982.70	8.24	8.14	8.63	8.85
25.20	2956.26	8.54	8.21	8.63	9.45

a) La position de centre de masse et centre de rigidité avec voiles :

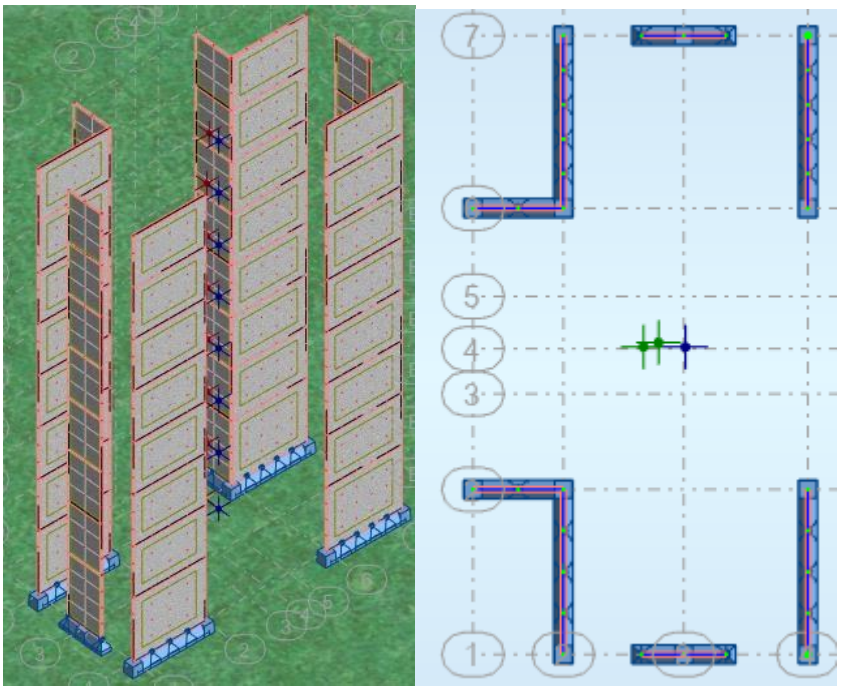


Figure IV.4: Disposition de centre de masse et centre de rigidité avec voiles Bloc A.

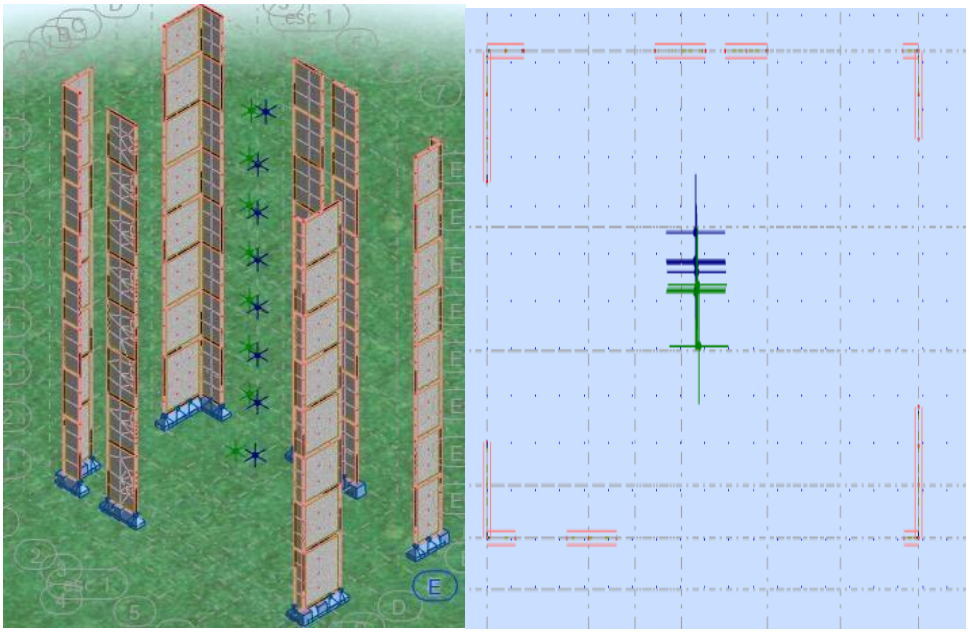


Figure IV.5: Disposition de centre de masse et centre de rigidité avec voiles Bloc B.

IV.2.4 Calcul d'excentricité :

Pour chaque niveau et chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne doit pas dépasser 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique prise en compte.

* **Dimension du bâtiment :**

Longueur du bâtiment : 27.75 m

Largeur du bâtiment :16.85 m

IV.2.4.1 Excentricité théorique (statique) et admissible :

Excentricité suivante L_x = 15 % . L_{XA} = 8.90 m et L_{XB} = 15.85 m

Excentricité suivante L_y = 15 % . L_{YA} = 16.50 m et L_{YB} = 15.04 m

- **Excentricité théorique (statique) :**

Il s'agit de la distance entre le centre de masse et le centre de torsion selon les deux axes, calculée de la manière suivante :

$$E_x = |X_R - X_G| \quad , \quad E_y = |X_R - X_G|$$

Tableau IV.3.: Excentricité théorique et admissible bloc A.

Niveau (m)	Théorique +accidentelle		Admissible		$E_x \leq \bar{E_x}$ $E_y \leq \bar{E_y}$
	$E_x = \lvert X_R - X_G \rvert$ (m)	$E_y = \lvert Y_R - Y_G \rvert$ (m)	$\bar{E_x}$=15%L_x (m)	$\bar{E_y}$ =15%L_y (m)	
25.20	1.078	0.038	1.335	2.475	C.V
22.14	0.846	0.038	1.335	2.475	C.V

19.08	0.846	0.038	1.335	2.475	C.V
16.02	0.851	0.039	1.335	2.475	C.V
12.96	0.851	0.039	1.335	2.475	C.V
9.90	0.851	0.039	1.335	2.475	C.V
6.84	0.855	0.040	1.335	2.475	C.V
3.78	0.699	0.042	1.335	2.475	C.V

Tableau IV.4: Excentricité théorique et admissible bloc B.

Niveau (m)	Théorique +accidentelle		Admissible		$E_x \leq \bar{E_x}$ $E_y \leq \bar{E_y}$
	$E_x = \lvert X_R - X_G \rvert$ (m)	$E_y = \lvert Y_R - Y_G \rvert$ (m)	$\bar{E_x}$=15%L_x (m)	$\bar{E_y}$ =15%L_y (m)	
25.20	0.13	1.33	2.377	2.256	C.V
22.14	0.38	0.66	2.377	2.256	C.V
19.08	0.38	0.66	2.377	2.256	C.V
16.02	0.38	0.69	2.377	2.256	C.V
12.96	0.38	0.69	2.377	2.256	C.V
9.90	0.38	0.69	2.377	2.256	C.V
6.84	0.39	0.71	2.377	2.256	C.V
3.78	0.09	1.24	2.377	2.256	C.V

IV.3. Critère de classification par RPA 2024 :

IV.3.1. Classification des zones sismiques : [Art 3.1]

Le territoire national est réparti en sept (07) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité cf.Figure (3.1) et table (3.1), et l'annexe A qui précise cette répartition par wilaya et par commune soit :

- Zone 0 : Sismicité très faible.
- Zone 1 : Sismicité faible.
- Zone 2 : Sismicité faible à moyenne.
- Zone 3 : Moyenne.
- Zone 4 : Moyenne à élevée.
- Zone 5 : Élevée.
- Zone 6 : Élevée.

IV.3.2. Classification des ouvrages selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un bâtiment dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectif de protection fixés par la collective. Ainsi, les bâtiments sont classés en groupes d'importance. Les groupe d'importance sont caractérises par défirent coefficient d'importance, I, décris aux § 1.2 et § 3.1 et donnés par Eqn (1.2).

- Groupe 1A : Bâtiments d'importance vitale.
- Groupe 1B : Bâtiments de grande importance.
- Groupe 2 : Bâtiments d'importance moyenne.
- Groupe 3 : Bâtiments de faible importance.
- Groupe 1A : Bâtiments d'importance

Les valeurs du coefficient d'importance, I, pour les groupes d'importance 1A , 1B, 2et 3 sont données dans le tableau (3.11), (cf.Eqn. (1.2) et Tableau (I.1)).

Tableau VI.5: Valeurs du coefficient d'importance.

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
I	1A	1B	2	3
	1.40	1.20	1	0.80

IV.4. Choix de la méthode de calcul

IV.4.1. Introduction :

On suppose systématiquement que les efforts horizontaux agissent au niveau des planchers. Pour les analyser, on a recourt généralement à deux méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre bâtiment, la régularité en plan est confirmée avec une hauteur supérieure à 23 m. Par conséquent, conformément à l'article 4.1.2 du RPA 2024, nous adopterons la méthode dynamique modale spectrale.

De plus, afin d'assurer un comportement optimal de la structure en cas de séisme, nous avons décidé d'introduire **un joint sismique**, permettant de diviser le bâtiment en deux blocs structurellement indépendants et réguliers, dénommés **bloc A** et **bloc B**, comme illustré ci-dessus. Cette disposition vise à garantir une meilleure régularité en plan pour chaque bloc, condition essentielle pour une bonne réponse sismique.

IV.2. Méthode dynamique modale spectrale

a) Principe

Cette méthode consiste à déterminer, pour chaque mode de vibration, l'amplitude maximale des effets générés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Les effets ainsi obtenus sont ensuite combinés pour déterminer la réponse globale de la structure.

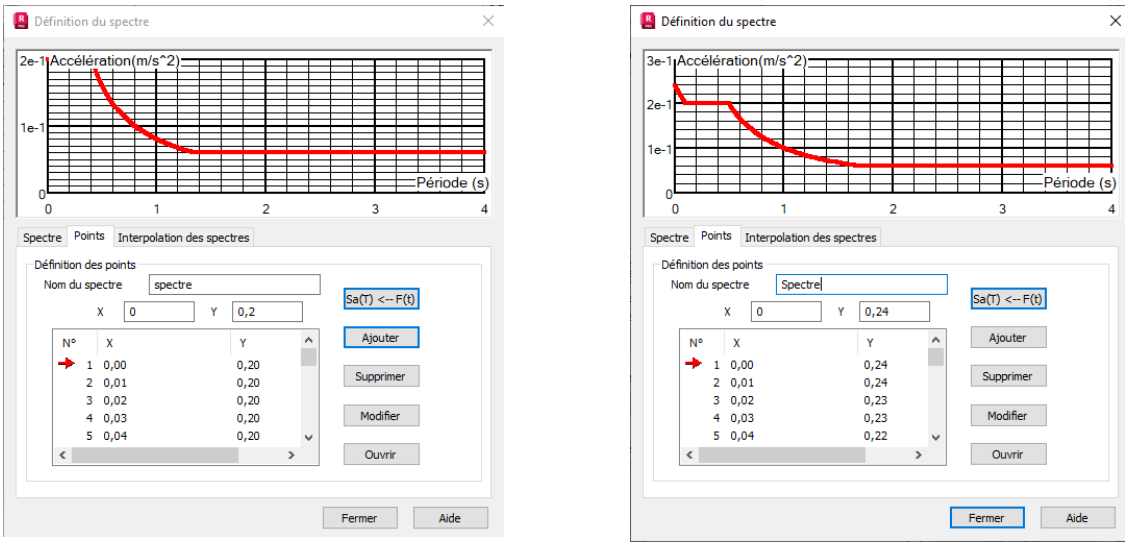
b) Modélisation

Le modèle utilisé pour la modélisation dans "Robot2025" repose sur le diaphragme, où la théorie du plancher rigide est représentée par le biais du nœud maître. En raison de la concentration de la masse, le mouvement de la structure est dicté par le mouvement du nœud maître. Les autres nœuds situés sur le même plancher suivent ce mouvement et sont donc désignés comme nœuds esclaves.

c) Le spectre de réponse de calcul

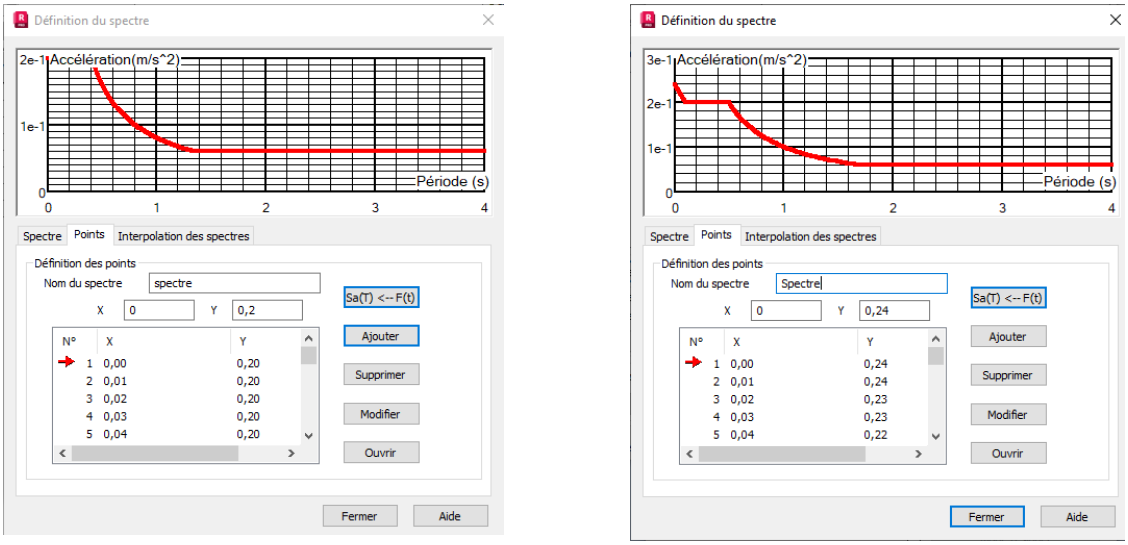
L'action sismique est modélisée à l'aide du spectre de réponse élastique ((Selon le RPA2024)(3.15) suivant:

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



(x) **(y)**

Figure IV.6: Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y) bloc A



(x) **(y)**

Figure IV.7: Spectre de réponse suivant l'axe (X) et l'axe (Y) bloc B.

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre d calcul suivante :

➢ Pour notre cas on applique :

$$A.I.S.[2.5\frac{Q_F}{R}].[\frac{T_2}{T}] \qquad Si\ T_2 \leq T \leq T_3$$

- **Coefficient d'accélération A** selon RPA 2024 tableau (4.1):

➢ L'ouvrage est du « groupe 2 »

➢ L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de de Tipaza, commune TIPAZA. (Zone VI).

Donc : A=0.30

- **Coefficient d'importance I** selon RPA 2024 Tableau (3.11) : I = 1

(groupe2)

- **Classification du site** Selon le RPA 2024 (cf. § 3.2.1 &3.2.3): S= 1.2

(site S2, Spectre type 1)

- **Coefficient de comportement R** selon RPA 2024 tableau (3.18) : Selon le tableau « Système de contreventement constitué par des voiles » Donc : R = 4.5.

Poids sismique total du bâtiment W selon le RPA 2024 (4.3) :

W = $\sum_1^n W_i$ d'après le Robot V 2025 on a :

$W_{bloc\ A}$ = 3148405.14 Kg = 31484.05 KN

$W_{bloc\ B}$ = 2155240.89 Kg = 21552.40 KN

- Facteur de qualité Q_f selon le RPA 2024 :

$Q_f = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q = 1 + 0.2 = 1.2$

Tableau IV.6: Détermination du facteur de qualité Q de la structure.

		Suivant X		Suivant Y		Suivant Z	
	Critère	Observé	Valeur	Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de Contreventement	Oui	0	Oui	0	-	-
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0	-	-
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0	-	-
4	Régularité en élévation	-	-	-	-	0.2	Non
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0	-	-
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0	-	-
Totale		**0.20**					
Q		**1.20**					

En synthèse, les résultats montrent que:

$Q_x = 1 + 0.2 = 1.2$

$Q_y = 1 + 0.2 = 1.2$

IV.5. Résultat de l'analyse dynamique :

- ✓ Justifications vis-à-vis le comportement des 3 premiers modes
- ✓ Justifications vis-à-vis la dissipation massique
- ✓ Justifications vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble
- ✓ Justifications de la largeur des joints sismiques
- ✓ Justifications vis-à-vis l'effet P-Δ
- ✓ Justifications vis-à-vis des déplacements en tête.
- ✓ Justifications vis-à-vis des déplacements inter-étages
- ✓ Vérification de cisaillement des éléments

IV.5.1 vérifications du comportement des 3 premiers modes :

La vérification des trois premiers modes de déplacement d'un bâtiment est une étape essentielle dans l'analyse dynamique modale, notamment pour valider l'efficacité de la disposition des voiles adoptée. Conformément aux exigences du RPA 2024, le nombre de modes de vibration

de translation à considérer dans chaque direction d'excitation doit satisfaire l'un des deux critères suivants :

1- la somme des masses modales effectives des modes retenus doit représenter au moins 90 % de la masse totale de la structure,
2- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale doivent être pris en compte.

Par ailleurs, un **minimum de trois (03) modes dans chaque direction doit être retenu**, quelle que soit la configuration. Cette vérification permet d'assurer que la réponse dynamique du bâtiment est correctement modélisée, en intégrant l'influence des modes dominants sur le comportement sismique.

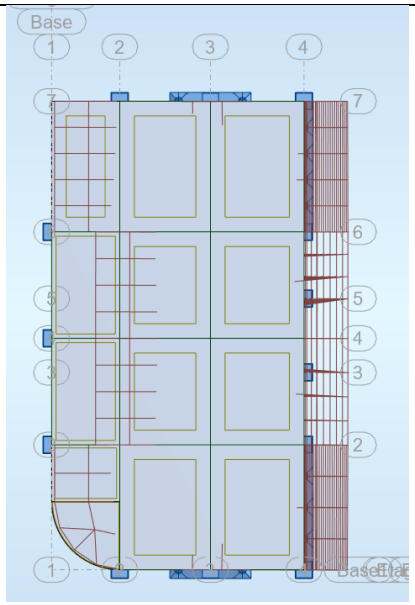
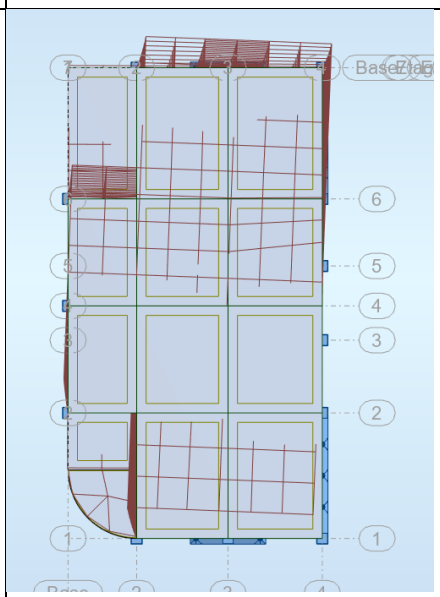
Par ailleurs, **la période fondamentale** de la structure, extraite du premier mode de translation, constitue un paramètre clé dans le dimensionnement sismique car elle détermine le coefficient d'accélération spectrale à appliquer. Une bonne disposition des voiles influe directement sur cette période : elle permet de maîtriser la rigidité latérale de la structure et d'éviter une période trop longue (structure trop souple) ou trop courte (structure trop rigide), ce qui pourrait entraîner une amplification défavorable des efforts sismiques.

Dans notre projet, l'analyse des modes propres a montré que la disposition retenue des voiles permet d'obtenir des formes modales représentatives des translations selon les deux directions principales et de la torsion, avec une répartition modale conforme aux critères du RPA 2024. Cette validation confirme que notre configuration de voiles garantit non seulement la stabilité globale de la structure, mais également une réponse dynamique fidèle aux exigences réglementaires.

Tableau IV.7 : Vérification de comportement des trois premiers modes Bloc A.

Les modes	Période (s)	U_X %	U_Y%
1^{ér} mode	0.65	70.92	0.00
2^{éme} mode	0.41	0.00	68.63
3^{éme} mode	0.38	0.00	3.78

Tableau IV.8 : Vérification de comportement des trois premiers modes Bloc B.

Les modes		Période (s)	U_X %	U_Y%
1^{ér} mode		0.65	70.92	0.00
2^{éme} mode		0.41	0.00	68.63

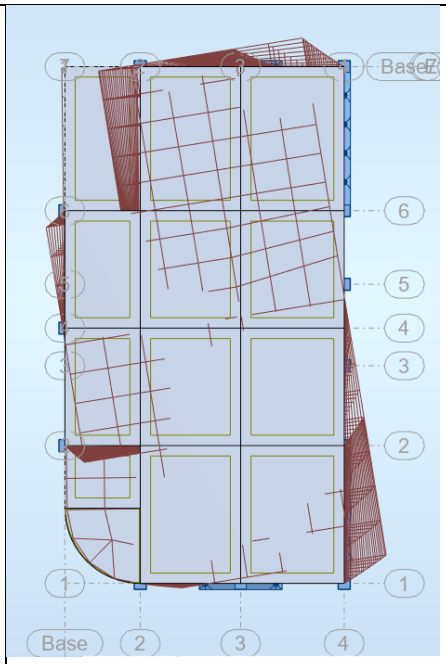
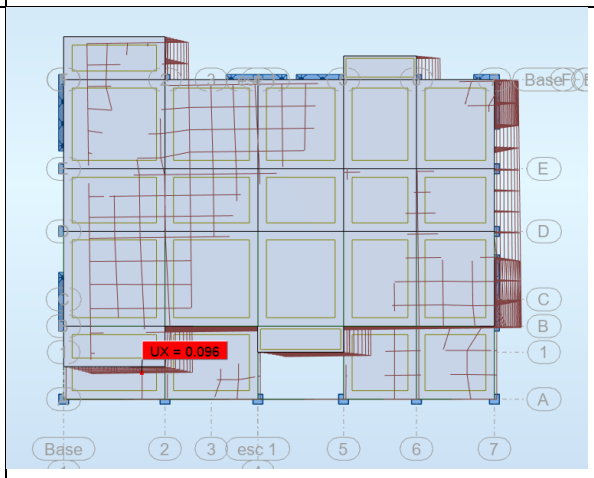
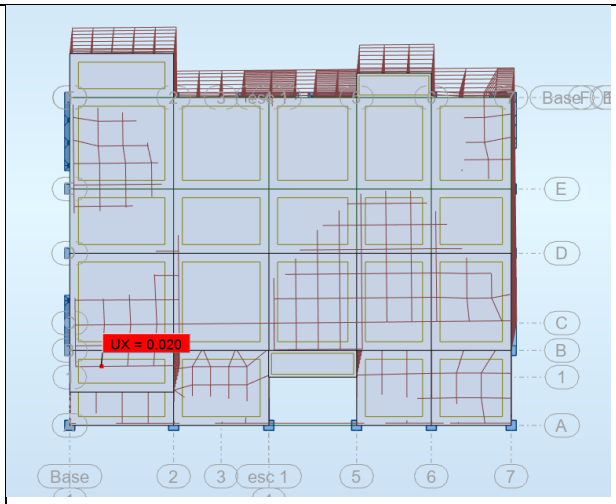
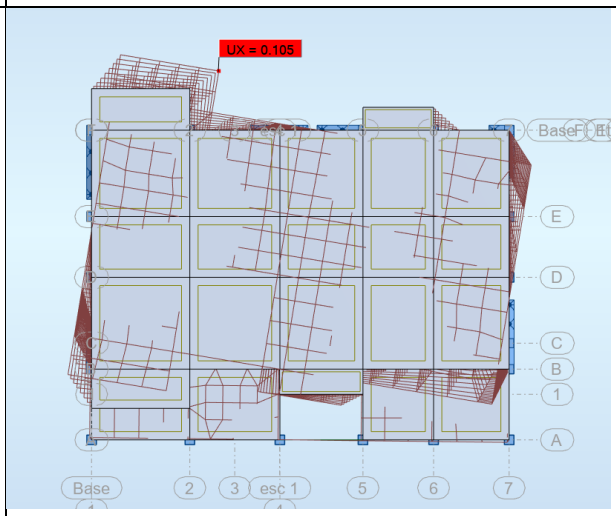
3éme mode		0.38	0.00	3.78

Tableau IV.9 : Vérification de comportement des trois premiers modes Bloc B.

Les modes	Période (s)	U_X %	U_Y%
1ér mode	0.74	72.23	1.88
2éme mode	0.69	1.79	71.73
3éme mode	0.51	0.40	0.18

Tableau IV.10 : Vérification de comportement des trois premiers modes Bloc B.

Les modes		Période (s)	U_X %	U_Y%
1ér mode		0.74	72.23	1.88

2éme mode		0.69	1.79	71.73
3éme mode		0.51	0.40	0.18

IV.5.2. Justifications vis-à-vis la dissipation massique :

Tableau IV.11: Vérification de participation massique bloc A.

Les modes	Période (s)	U_X %	U_Y%	Sum Ux %	Sum U_Y %
Mode 1	0.65	70.92	0.00	70.92	0.00
Mode 2	0.41	0.00	68.63	70.92	68.63
Mode 3	0.38	0.00	3.78	70.92	72.42
Mode 4	0.17	17.22	0.00	88.14	72.42
Mode 5	0.11	0.00	0.00	88.14	72.42
Mode 6	0.09	0.00	20.56	88.14	92.98
Mode 7	0.08	6.11	0.00	94.25	92.98
Mode 8	0.06	0.00	0.00	94.25	92.98
Mode 9	0.05	2.61	0.00	96.87	92.98
Mode 10	0.05	0.00	5.76	96.87	98,74

Tableau IV.12: Vérification de participation massique bloc B.

Les modes	Période (s)	U_X %	U_Y%	Sum U_x %	Sum U_Y %
Mode 1	0.74	72,23	1,88	72,23	1,88
Mode 2	0.69	1,80	69,85	74,03	71,73
Mode 3	0.51	0,58	0,19	74,61	71,92
Mode 4	0.22	13,23	0,20	87,84	72,12
Mode 5	0.20	0,17	15,42	88,01	87,54
Mode 6	0.14	0,19	0,16	88,2	87,7
Mode 7	0,12	4,95	0,20	93,15	87,9
Mode 8	0.11	0,21	5,12	93,36	93,02
Mode 9	0.08	0,28	1,92	93,64	94,94
Mode 10	0.08	2,27	0,32	95,91	95,26

IV.5.3. Justifications vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

Le moment de renversement est : $M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

- F_{ix} : La distribution de la force en hauteur le long de l'axe x
- h_i : La hauteur de l'étage mesurée depuis la base
- Le moment de stabilité égale à :

$M_{tX} = X_G \times W_i$; $M_{tY} = Y_G \times W_i$

Tableau IV.13: Vérification de renversement direction X bloc A.

Étage	V_X (KN)	H (m)	W (KN)	X_G (m)	F_X (KN)	M_r (KN.m)	M_s(KN.m)	Vérification $\frac{MS}{Mr} \leq 1.3$
1	1963.55	3.78	20877.364	4.563	89.51	338.347	227314.841	C.V
2	1874.01	6.84			138.8	949.870		
3	1735.17	9.9			173.1	1712.997		
4	1562.14	12.96			198.0	2566.468		
5	1364.,11	16.02			230.2	3687.964		
6	1133.90	19.08			288.4	5504.007		
7	845.43	22.14			396.0	8767.882		
8	449.41	25.2			449.4	11325.132		

Tableau IV.14: Vérification de renversement direction y bloc A.

Étage	V_Y (KN)	H (m)	W (KN)	Y_G (m)	F_Y (KN)	M_r (KN.m)	M_s (KN.m)	Vérification $\frac{MS}{Mr} \leq 1.3$
1	2935.14	3.78	20877.364	8.235	92.85	350.973	227314.841	C.V
2	2842.29	6.84			165.41	1131.104		
3	2676.88	9.9			233	2306.7		
4	2443.88	12.96			301.8	3911.328		
5	2142.08	16.02			385.16	6170.263		
6	1756.92	19.08			487.65	9304.362		
7	1269.27	22.14			631.95	13991.373		
8	637.32	25.2			637.32	16060.464		

Tableau IV.15: Vérification de renversement direction X bloc B.

Étage	V_X (KN)	H (m)	W (KN)	X_G (m)	F_X (KN)	M_r (KN.m)	M_S (KN.m)	Vérification $\frac{MS}{Mr} \leq 1.3$
1	1827,04	3.78	31484.05	8.54	370.78	1401.548	227314.841	C.V
2	2197,82	6.84			538.38	3685.597		
3	1658.99	9.9			227.93	2256.507		
4	1431.06	12.96			190.3	2466.288		
5	1240.76	16.02			11.51	184.390		
6	1229.25	19.08			317	6048.36		
7	912.25	22.14			337.88	4751.465		
8	1250.13	25.2			1250.13	28396.872		

Tableau IV.16: Vérification de renversement direction Y bloc B.

Étage	V_X (KN)	H (m)	W (KN)	Y_G (m)	F_Y (KN)	M_r (KN.m)	M_S (KN.m)	Vérification $\frac{MS}{Mr} \leq 1.3$
1	3411.82	3.78	31484.05	7.22	43.78	165.488	227314.841	C.V
2	345.,6	6.84			201.39	1377.507		
3	3254.21	9.9			372.31	3685.869		
4	2881.9	12.96			382	4950.720		
5	2499.9	16.02			474.61	7603.252		
6	2025.29	19.08			558.18	10650.074		
7	1467.11	22.14			340.25	4803.937		
8	1126.86	25.2			1126.86	31503.276		

IV.5.4. Justification de la largeur des joints sismiques :

Étant donné que nous avons décidé de diviser notre bâtiment en deux blocs distincts afin d'assurer une meilleure régularité en plan et un comportement sismique plus favorable, il est impératif de prévoir un joint sismique entre les deux parties. Conformément aux dispositions du RPA 2024 version 2024, la vérification de la largeur minimale de ce joint est obligatoire afin d'éviter tout risque de chocs ou de "pounding" entre les deux blocs lors d'un séisme. Cette largeur doit être déterminée en tenant compte des déplacements relatifs maximaux attendus entre les deux structures adjacentes, calculés à partir de l'analyse dynamique. Chaque bloc étant libre de vibrer

indépendamment, la largeur du joint doit être suffisante pour absorber ces déplacements sans interaction, ce qui est essentiel pour préserver l'intégrité des structures et garantir la sécurité des occupants. Ainsi, la vérification de cette largeur fait partie intégrante de notre étude, en conformité avec les exigences du RPA 2024 comme suit :

Les deux blocs doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} \geq Max \begin{cases} \sqrt{(\delta_1^2 + \delta_2^2)} \\ 40\ mm \end{cases}$$

δ1 et δ2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon § 4.5.2, au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

$d_{x,min} \geq \max(\sqrt{1.523^2 + 1.02^2} = 18.33\ donc : dx, \min = 40mm$

$d_{y,min} \geq \max(\sqrt{0.863^2 + 2.15^2} = 23.16\ donc : dy, \min = 40mm$

Tableau IV.17 : calcul du joints sismique entre le bloc A et bloc B

	$\delta_{réél,\ bloc\ A}$ (cm)	$\delta_{réél,\ bloc\ B}$ (cm)	d_{min}(cm)
δ_X	1.523	1.02	4
δ_Y	0.863	2.15	4

Cette vérification nous a permis de déterminer la largeur minimale du joint sismique à prévoir entre les deux blocs afin d'éviter tout contact lors d'un séisme (4cm). Ainsi, en tenant compte des déplacements relatifs attendus dans la direction considérée, et conformément aux recommandations du règlement, nous concluons que la largeur du joint sismique à prévoir est de 5 cm, valeur suffisante pour garantir la sécurité et l'indépendance des deux blocs en cas d'action sismique.

IV.5.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du second ordre (effet P-Δ) peuvent être négligés pour les bâtiments lorsque la Condition suivante est vérifiée à tous les niveaux : $\theta_k = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K . h_K} \leq 0.10$

Avec :

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 », défini comme :

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

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k»

$$P_K = \sum_{i=k}^{n} (G_i - \psi Q_i)$$

V_K : effort tranchant au niveau de l'étage 'k'.

$$V_K = \sum_{i=k}^{n} F_i$$

h_K : hauteur de l'étage situé au niveau 'k'.

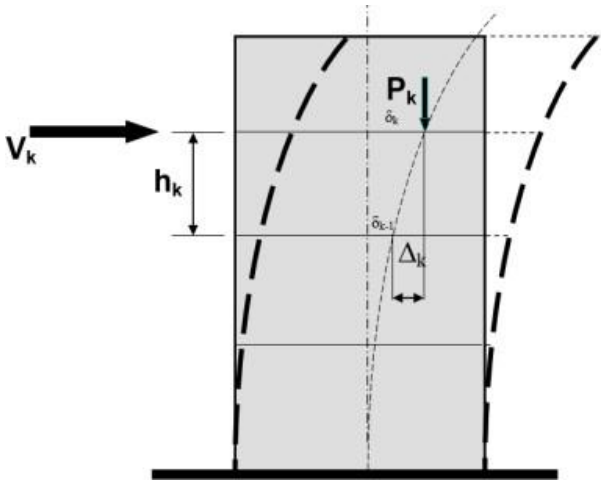


Figure IV.8: Effet P-Δ

Tableau IV.18 : Vérification de l'effet de Δ bloc A.

h_i (m)	P_K (KN)	Δ_{KX} (m)	V_{KX} (KN)	Δ_{KY} (m)	V_{KY} (KN)	h_K (m)	θ_{KX}	θ_{KY}	$\theta \leq 0.1$
3,78	7054,43	0,0043125	2371,77	0,00075	2305,96	3,78	0,04848532	-0,0070209	C.V
6,84	6109,91	0,0064125	2278,23	0,0009975	2210,88	3,06	0,06500645	0,00843537	C.V
9,9	5244,43	0,007725	2125,3	0,0011925	2059,93	3,06	0,0720557	0,00929021	C.V
12,96	4378,95	0,0085125	1922,31	0,00129	1863,06	3,06	0,07329857	-0,009278	C.V
16,02	3513,47	0,0086625	1675,22	0,00129	1618,77	3,06	0,06867512	0,00856766	C.V
19,08	2648	0,0084	1376,31	0,001215	1311,97	3,06	0,06109038	0,00750398	C.V

22,14	1782,52	0,0079875	1004,66	0,001125	930,43	3,06	0,05356955	0,00659515	C.V
25.20	917,04	0,0072375	520,48	0,0009525	459,77	3,06	0,04820195	0,00581345	C.V

Tableau IV.19 : Vérification de l'effet de Δ bloc B.

h_i (m)	P_K (KN)	Δ_{KX} (m)	V_{KX} (KN)	Δ_{KY} (m)	V_{KY} (KN)	h_K (m)	θ_{KX}	θ_{KY}	$\theta \leq 0.1$
3,78	14006,71	0,0106875	1827,04	0,0085875	3411,82	3,78	0,309710557	0,13326269	C.V
6,84	11977,9	0,0153	2197,82	0,0128625	3455,6	3,06	0,255153435	0,136428163	C.V
9,9	10232,4	0,0171375	1658,99	0,015225	3254,21	3,06	0,323446633	-0,146490905	C.V
12,96	8489,27	0,0167076	1431,06	0,016575	2881,9	3,06	0,303282952	-0,149405437	C.V
16,02	6742,88	0,0163125	1240,76	0,016275	2499,9	3,06	0,271268645	-0,134327588	C.V
19,08	4994,74	0,014325	1229,25	0,0151875	2025,29	3,06	0,178110173	-0,114612869	C.V
22,14	3249,15	0,012375	912,25	0,0142875	1467,11	3,06	0,134872225	-0,096824387	C.V
25.20	1519,08	0,0099	1250,13	0,0124125	1126,86	3,06	0,036811379	-0,051202524	C.V

Commentaires :

L'effet P-Δ est considéré comme négligeable pour la structure étudiée.

IV.5.6 Vérification du déplacement en tête :

Pour le calcul des déplacements en tête, la structure est assimilée à une console encastrée à sa base et soumise à une force verticale représentant l'action sismique. Le déplacement en tête est ensuite vérifié en le comparant à la flèche admissible de cette console. [Art B.6.5.3]

Avec : $\delta_{adm} = \frac{h}{250}$

h : La hauteur totale des étages

δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure.

Tableau IV.20: Vérification déplacement et tête bloc A.

	$\delta_{Théorique}$ (cm)	R	$\delta_{réél}$ (cm)	$\delta_{adm} = \frac{h}{250}$	$\delta_{réél} \leq \delta_{adm}$
δ_X	1.078	4.5	1.523	10.08	C.V
δ_Y	0.038	4.5	0.863	10.08	C.V

Tableau IV.21: Vérification déplacement et tête bloc B.

	$\delta_{Théorique}$ (cm)	R	$\delta_{réél}$ (cm)	$\delta_{adm} = \frac{h}{250}$	$\delta_{réél}$
δ_X	0.13	4.5	1.02	10.08	C.V
δ_Y	1.40	4.5	2.15	10.08	C.V

Commentaire :

Le déplacement en tête de la structure doit rester inférieur au déplacement admissible.

IV.5.7 Justifications vis-à-vis des déplacements inter-étages :

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon l'ARTC§ 4.5.2 réduits en fonction du groupe d'importance au travers du coefficient réducteur ν, ne doivent pas dépasser les limites, Δk, données dans le Tableau de la Figure IV.8 et Eqn., i.e.:

$$\Delta k \leq \bar{\bar{\Delta}}k$$

Tableau.22 : Valeurs limites des déplacement inter-étages.

Type de structure	Déplacement limite $\bar{\bar{\Delta}}k$
Bâtiment en Acier	0.0200 h_K
Bâtiment en Béton armé	0.0150 h_K
Bâtiment en PAF	0.0100 h_K
Bâtiment en Bois	0.0150 h_K
Bâtiment en Maçonnerie Chainée	0.0100 h_K
Légende : h_K est la hauteur du niveau « K »	

- Suivant X :

Tableau IV.23: Vérification des déplacement inter-étage suivant X bloc A.

Niveau (k)	$H_{K.étage}$	Δ_{KX} (m)	Δ_K (m)*0.5	$\bar{\bar{\Delta}}k = 0.0150\ h_k$	Δ_X (m) $<\bar{\bar{\Delta}}k$
3.78	3.78	0.0043125	0.00215625	2.835	C.V
6.84	3.06	0.0064125	0.00320625	2.295	C.V
9.9	3.06	0.007725	0.0038625	2.295	C.V
12.96	3.06	0.0085125	0.00425625	2.295	C.V
16.02	3.06	0.0086625	0.00433125	2.295	C.V

19.08	3.06	0.0084	0.0042	2.295	C.V
22.14	3.06	0.0079875	0.00399375	2.295	C.V
25.2	3.06	0.0072375	0.00361875	2.295	C.V

- Suivant Y :

Tableau IV.24: Vérification des déplacement inter-étage suivant Y bloc A.

Niveau (k)	$H_{K,étage}$	Δ_{KY} (m)	Δ_{Ky} *0.5(m)	$\bar{\bar{\Delta k}} = 0.015\ h_k$	Δ_X (m) <$\bar{\bar{\Delta k}}$
3.78	3.78	0.00075	0.000375	2.835	C.V
6.84	3.06	0.0009975	0.00049875	2.295	C.V
9.9	3.06	0.0011925	0.00059625	2.295	C.V
12.96	3.06	0.00129	0.000645	2.295	C.V
16.02	3.06	0.00129	0.000645	2.295	C.V
19.08	3.06	0.001215	0.0006075	2.295	C.V
22.14	3.06	0.001125	0.0005625	2.295	C.V
25.2	3.06	0.0009525	0.00047625	2.295	C.V

- Suivant X :

Tableau IV.25: Vérification des déplacement inter-étage suivant X bloc B.

Niveau (k)	$H_{K,étage}$	Δ_{KX} (m)	Δ_K (m)*0.5	$\bar{\bar{\Delta k}} = 0.015\ h_k$	Δ_X (m) <$\bar{\bar{\Delta k}}$
3.78	3.78	0.0106875	0.00534375	2.835	C.V
6.84	3.06	0.0153	0.00765	2.295	C.V
9.9	3.06	0.0171375	0.00856875	2.295	C.V
12.96	3.06	0.0167076	0.0083538	2.295	C.V
16.02	3.06	0.0163125	0.00815625	2.295	C.V
19.08	3.06	0.014325	0.0071625	2.295	C.V
22.14	3.06	0.012375	0.0061875	2.295	C.V
25.2	3.06	0.0099	0.00495	2.295	C.V

- Suivant Y :

Tableau IV.26: Vérification des déplacement inter-étage suivant Y bloc B.

Niveau (k)	$H_{K,étage}$	$\Delta_{K,Y}$ (m)	$\Delta_{K,Y}$ *0.5(m)	$\bar{\Delta}\bar{k} = 0.075\ h_k$	Δ_X (m) <$\bar{\Delta}\bar{k}$
3.78	3.78	0.0085875	0.0081375	2.835	C.V
6.84	3.06	0.0128625	0.00759375	2.295	C.V
9.9	3.06	0.015225	0.00714375	2.295	C.V
12.96	3.06	0.016575	0.00620625	2.295	C.V
16.02	3.06	0.016275	0.0082875	2.295	C.V
19.08	3.06	0.0151875	0.00759375	2.295	C.V
22.14	3.06	0.0142875	0.00714375	2.295	C.V
25.2	3.06	0.0124125	0.00620625	2.295	C.V

IV.5.8 Vérification de cisaillement des éléments :

Conformément au CBA, l'objectif est d'éviter ou de limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous l'effet de différentes combinaisons de charges.

IV.5.9 Vérification du cisaillement des Poutres :

$\tau_{max} = \frac{T}{b.d}$, et $\bar{\tau} = \min[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ Mpa]$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.27: Vérification du cisaillement des éléments bloc A

Section	B	H	T (KN)	Combinaison	τ (Mpa)	τ_{adm}(Mpa)	Vérification
P.P	30	40	158.99	G+ψ.Q+Ex∓0.3EY	1.413	5	C.V
P.S	30	35	78.60	G+ψ.Q+Ex∓0.3EY	0.698	5	C.V

Tableau IV.28: Vérification du cisaillement des éléments bloc B

Section	B	H	T (KN)	Combinaison	τ (Mpa)	τ_{adm}(Mpa)	Vérification
P.P	30	40	113.88	1.35G+1.5Q	1.168	5	C.V
P.S	30	35	78.42	1.35G+1.5Q	0.697	5	C.V
P Palier	30	30	127.15	G+ψ.Q+Ex∓0.3EY	1.541	5	C.V

Commentaire :

Toutes les poutres sont vérifiées et jugées suffisantes pour résister aux contraintes de cisaillement.

IV.5.10 Vérification du cisaillement des poteaux :

$\tau \leq \bar{\tau}$, $\tau = \frac{T}{B.d}$

$\bar{\tau} = \min [0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ Mpa]$ Fissuration peu nuisible.

Tableau IV.29: Vérification du cisaillement des éléments bloc A suivante X.

Section	B	H	L_f (m)	T (KN)	Combinaison	τ (Mpa)	τ_{adm}(Mpa)	Vérification
Pot 50*50	50	50	3.06	2671.88	G+ψ.Q+Ex∓0.3EY	1.068	5	C.V
Pot 45*45	45	45	3.06	760.54	G+ψ.Q+Ex∓0.3EY	0.375	5	C.V
Pot 40*40	40	40	3.06	166.20	G+ψ.Q+Ex∓0.3EY	0.103	5	C.V

Tableau IV.30: Vérification du cisaillement des éléments bloc A suivante Y

Section	B	H	L_f (m)	T (KN)	Combinaison	τ (Mpa)	τ_{adm}(Mpa)	Vérification
Pot 50*50	50	50	3.06	94.98	G+ψ.Q+Ex∓0.3EY	0.037	5	C.V
Pot 45*45	45	45	3.06	47.98	G+ψ.Q+Ex∓0.3EY	0.023	5	C.V
Pot 40*40	40	40	3.06	34.71	G+ψ.Q+Ex∓0.3EY	0.021	5	C.V²

Tableau IV.31: Vérification du cisaillement des éléments bloc B suivante X.

Section	B	H	L_f (m)	T (KN)	Combinaison	τ (Mpa)	τ_{adm}(Mpa)	Vérification
Pot 50*50	50	50	3.06	3183.71	G+ψ.Q+Ex∓0.3EY	1.273	5	C.V
Pot 45*45	45	45	3.06	856.38	G+ψ.Q+Ex∓0.3EY	0.422	5	C.V
Pot 40*40	40	40	3.06	331.21	G+ψ.Q+Ex∓0.3EY	0.207	5	C.V

Tableau IV.32: Vérification du cisaillement des éléments bloc B suivante Y.

Section	B	H	L_f (m)	T (KN)	Combinaison	τ (Mpa)	τ_{adm}(Mpa)	Vérification
Pot 50*50	50	50	3.06	158.58	G+ψ.Q+Ex∓0.3EY	0.063	5	C.V
Pot 45*45	45	45	3.06	91.33	G+ψ.Q+Ex∓0.3EY	0.045	5	C.V
Pot 40*40	40	40	3.06	44	G+ψ.Q+Ex∓0.3EY	0.027	5	C.V

Commentaire :

Tous les poteaux sont suffisamment dimensionnés pour résister aux contraintes de cisaillement.

IV.5.11 Vérification du cisaillement des voiles :

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement est réalisée en considérant l'effort tranchant à la base du voile, majoré de 40 %. La contrainte de cisaillement correspond alors à :

$\tau = \frac{1.4.V_u}{b.d}$ avec :

V_u : L'effort tranchant, b :l'épaisseur des voiles, d = 0.9.h , $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$

Tableau IV.33: Vérification du cisaillement du voile bloc A.

	Les voils	B (cm)	L (cm)	Combinaison	Vu (KN)	τ(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivante X	Voile 1	20	2.25	1.35G+1.5Q	424,94	1.46	6	C.V
	Voile 2	20	2.4	1.35G+1.5Q	352,43	1.14	6	C.V
	Voile 3	20	2.4	1.35G+1.5Q	327,56	1.06	6	C.V
	Voile 4	20	2.25	1.35G+1.5Q	432,87	1.49	6	C.V
Suivante Y	Voile 1	20	4.4	1.35G+1.5Q	663,53	1.17	6	C.V
	Voile 2	20	4.6	1.35G+1.5Q	695,20	1.44	6	C.V
	Voile 3	20	4.6	1.35G+1.5Q	758,21	1.57	6	C.V
	Voile 4	20	4.4	1.35G+1.5Q	664,32	1.17	6	C.V

Tableau IV.34: Vérification du cisaillement du voile bloc B.

	Les Voils	B (cm)	L (cm)	Combinaison	Vu (KN)	τ(Mpa)	$\bar{\tau}$(Mpa)	$\tau \leq \bar{\tau}$
	Voile 1	20	0.65	1.35G+1.5Q	94,22	1.12	6	C.V

Suivante X	Voile 2	20	0.60	1.35G+1.5Q	146,16	1.89	6	C.V
	Voile 3	20	1.8	1.35G+1.5Q	562,43	2.85	6	C.V
	Voile 4	20	2	1.35G+1.5Q	496,02	1.87	6	C.V
	Voile 5	20	1.53	1.35G+1.5Q	578,93	3.26	6	C.V
	Voile 6	20	1.18	1.35G+1.5Q	417,98	1.74	6	C.V
	Voile 7	20	2.06	1.35G+1.5Q	905,51	2.56	6	C.V
Suivante Y	Voile 1	20	2.75	1.35G+1.5Q	447,34	1.26	6	C.V
	Voile 2	20	1.86	1.35G+1.5Q	329,02	1.37	6	C.V
	Voile 3	20	2.75	1.35G+1.5Q	879,17	2.48	6	C.V
	Voile 4	20	1.97	1.35G+1.5Q	640,79	2.52	6	C.V

IV.5.11. Vérification de l'effort normale réduit du poteau :

Afin d'éviter le risque de rupture fragile de l'ensemble sous l'effet des sollicitations sismiques, le RPA 2024 impose la vérification de l'effort normal réduit de compression, lequel doit respecter la condition suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.35$

N_d : L'effort normale de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : aire de cette dernière.

f_{cj} : La résistance caractérisée du béton à jours.

Tableau IV.35: Vérification de l'effort normale réduit du poteau bloc A.

Niveau	Section	N_d (N)	B_c(mm^2)	$B_c . f_{cj}$	ν	vérification
RDC	50×50	22840500	250000	7500000	3,05	C.V
1 ére	50×50	2046200	250000	7500000	0,27	C.V
2 éme	50×50	1399400	250000	7500000	0,19	C.V
3 éme	45×45	842760	202500	6075000	0,14	C.V
4 éme	45×45	502110	202500	6075000	0,08	C.V
5 éme	45×45	354780	202500	6075000	0,06	C.V
6éme	40×40	236150	160000	4800000	0,05	C.V
7 éme	40×40	118660	160000	4800000	0,02	C.V

Tableau IV.36: Vérification de l'effort normale réduit du poteau bloc B.

Niveau	Section	N_d (N)	B_c (mm^2)	$B_c.f_{cj}$	ν	Vérification
RDC	50×50	1948720	250000	7500000	0,26	C.V
1 ére	50×50	1184320	250000	7500000	0,16	C.V
2 éme	50×50	1026940	250000	7500000	0,14	C.V
3 éme	45×45	768560	202500	6075000	0,13	C.V
4 éme	45×45	531180	202500	6075000	0,09	C.V
5 éme	45×45	336180	202500	6075000	0,06	C.V
6éme	40×40	272310	160000	4800000	0,06	C.V
7 éme	40×40	175090	160000	4800000	0,04	C.V

IV.6 Conclusion :

À l'issue de ce chapitre consacré à l'étude dynamique de la structure, les dimensions des éléments suivants ont été déterminées :

Tableau IV.37: Dimensionnement finales des éléments.

Éléments		Section initiales (cm^2)	Section choisie
Poutre principales		30×40	30×40
Poutre secondaires		30×35	30×35
Poutre Paliere		30×40	30×40
Poteaux	6éme et 7 éme	40×40	40×40
	3 éme +4 éme et 5 éme	45×45	45×45
	SS+RDC + 1ére+2éme	50×50	65×65

Chapitre V

Ferraillage des éléments résistants



V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments porteurs doit respecter les réglementations en vigueur, notamment le 'CBA 93'et le 'RPA 2024.

Les combinaisons dépendant du type de sollicitations, et nous identifions la combinaison suivante :

❖ Les combinaisons données par les règles du CBA 93 :

ELU: 1,35G +1,5Q

ELS : G+Q

❖ Les combinaisons données par les règles du RPA 2024 :

$G+\psi \cdot Q + E_1$

$G+\psi \cdot Q + E_2$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations, non pondérées.

E : charges sismiques.

Ψ: Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitations et donnée par le tableau (4.2)

Et :

$E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y$

$E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y$

V.2 Ferraillage des poutres

Les poutres sont armées pour résister à la flexion simple à l'état limite ultime, en prenant en compte les moments les plus défavorables.

Leur dimensionnement s'effectue conformément aux réglementations en vigueur dans deux situations distinctes.

Tableau V.1: Les données de calcule.

Situations durable		Situations accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.2$	$\gamma_s = 1$
f_{c28}=30MPa	FeE500	f_{c28}=30MPa	FeE500
$\bar{\sigma}_{\bar{b}}$ =18	$\bar{\sigma}_s$= 435Mpa	$\bar{\sigma}_{\bar{b}}$= 18 MPa	$\bar{\sigma}_s$= 500MPa

V.2.1 Ferraillages longitudinaux des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence FeE500.

Tableau V.2: La section calculée et choisie d'armature des poutres bloc A.

Les éléments	b×h (cm²)	Localisation		M_t (KN.m)	Combinaison	A_{s1} (cm²)
Poutres Principale	30× 40	Ap	+	301.75	G+ψ.Q+Ex±0.3EY	26.13
			-	-322.04		28.32
		Travée		165.28		11.47
Poutres Secondaire	30 ×35	Ap	+	286.43	G+ψ.Q+Ex±0.3EY	26.19
			-	-249.17		24.56
		Travée		97.84		6.34

Tableau V.3: La section calculée et choisie d'armature des poutres bloc B.

Les éléments	b×h (cm²)	Localisation		M_t (KN.m)	Combinaison	A_{cal} (cm²)
Poutres Principale	30× 40	Ap	+	312.23	G+ψ.Q+Ex±0.3EY	27.23
			-	-347.86		29.61
		Travée		150.29		10.07
Poutres Secondaire	30 ×35	Ap	+	243.71	G+ψ.Q+Ex±0.3EY	24.86
			-	-266.24		25.71
		Travée		109.41		7.42

Tableau V.4: La section choisie d'armature des poutres bloc A.

Elément	Section	Section calculée			Section choisie
		A_{cal}(cm²)			A_{choisie}(cm²)
Poutres Principales	30× 40	Appui	A	26.13	10HA20= 31.42
			A'	28.32	10HA20= 31.42
		Travée	A	11.47	5HA20= 15.71
			A'	0	
Poutres Secondaires	30 ×35	Appui	A	26.19	10HA20= 31.42
			A'	24.56	10HA20= 31.42
		Travée	A	6.34	5HA20= 15.71
			A'	0	

Tableau V.5: La section choisie d'armature des poutres bloc B.

Elément	Section	Section calculée			Section choisie
		A_{cal}(cm²)			$A_{choisie}$(cm²)
Poutres Principales	30× 40	Appui	A	27.23	10HA20= 31.42
			A'	29.61	10HA20= 31.42
		Travée	A	10.07	5HA20= 15.71
			A'	0	
Poutres Secondaires	30 ×35	Appui	A	24.86	10HA20= 31.42
			A'	25.71	10HA20= 31.42
		Travée	A	7.42	5HA20= 15.71
			A'	0	

V.2.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V.6: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (Appui) bloc A.

	$M_{tmax\ ser}$ (KN. m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ'_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{\bar{b}}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{\bar{b}}$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}\ s$
Poutres principales	-47.79	7.9	194.3	-	18	215.55	Condition vérifiée
Poutres secondaires	-22.50	4.7	176.8	-	18	215.55	Condition vérifiée

Tableau V.7: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (travée) bloc A.

	$M_{tmax\ ser}$ (KN. m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{\bar{b}}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{\bar{b}}$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}\ s$
Poutres principales	24.16	5.1	189.8	-	18	215.55	Condition vérifiée
Poutres secondaires	13.30	2.1	21.7	-	18	215.55	Condition vérifiée

Tableau V.8: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (Appui) Bloc B.

	$M_{tmax\ ser}$ (KN. m)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_s' (MPa)	$\bar{\sigma}_{\bar{bc}}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{\bar{st}}$ (MPa)	Vérification
Poutres Principales	-64.46	9.9	212.4	34	18	215.66	Condition vérifiée
Poutres Secondaires	-11.00	1.7	71.2	16	18	215.66	Condition vérifiée

Tableau V.9 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (travée) bloc B.

	$M_{tmax\ ser}$ (KN. m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s' (MPa)	$\bar{\sigma}_{\bar{b}}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}\, b$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}\, s$
Poutres principales	34.34	6.2	138.4	-	18	215.55	Condition vérifiée
Poutres secondaires	4.56	0.7	74.6	-	18	215.55	Condition vérifiée

- **Section minimale**

Amin= 0.5b.h (cm²) « RPA 2024 Article 7.5.2.1 »

Tableau V.10: Vérification de section d'armature bloc A.

Elément	Section	Localisation	A	A'	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	Vérification
Poutres principale	30× 40	Appui	31.42	31.42	6	Condition vérifiée
		Travée	15.71	15.71		
Poutres secondaires	30× 35	Appui	31.42	31.42	5.25	Condition vérifiée
		Travée	15.71	15.71		

Tableau V.11**:** Vérification de section d'armature bloc B.

Elément	Section	Localisation	A	A'	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	Vérification
Poutres principale	30× 40	Appui	31.42	31.42	6	Condition vérifiée
		Travée	15.71	15.71		
Poutres secondaires	30× 35	Appui	31.42	31.42	5.25	Condition vérifiée
		Travée	15.71	15.71		

V.2.3. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement dans le béton s'exprime par la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

Les résultats sont synthétisés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.12: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres bloc A.

Poutres		Vu (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_{\bar{u}}}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_{\bar{u}}}$
PP (30×40)	Appuis	78.60	G+ψ.Q+Ex±0.3EY	0.692	5	C.V
	Travée	71.89	G+ψ.Q+Ex±0.3EY	0.639	5	C.V
PS (30×35)	Appuis	158.99	G+ψ.Q+Ex±0.3EY	1.63	5	C.V
	Travée	129.20	G+ψ.Q+Ex±0.3EY	1.32	5	C.V

Tableau V.13: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres bloc B.

Poutres		Vu (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_{\bar{u}}}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_{\bar{u}}}$
PP (30×40)	Appuis	212.72	G+ψ.Q+Ex±0.3EY	1.89	5	C.V
	Travée	112.06	G+ψ.Q+Ex±0.3EY	0.99	5	C.V
PS 01 (30×40)	Appuis	794.33	G+ψ.Q+Ex±0.3EY	0.814	5	C.V
	Travée	757.03	G+ψ.Q+Ex±0.3EY	0.776	5	C.V

V.2.4. Calcul des armatures transversales :

L'acier utilisé est un rond lisse de nuance FeE500.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit correspondre à la valeur minimale autorisée.

$\emptyset_t \leq Min[\frac{h}{35}; \frac{h}{10}; \emptyset_l]$ Selon le CBA93 [ArtA.6.4.2]

- $t \leq \min(\frac{b_0}{3}; 10cm; 6\varphi)$
- $A_t = 0.003.S.b$

D'après RPA 2024 :

- $S \leq \min(\frac{h}{4}; 24\varphi_t; 17.5cm; 6\varphi_l)$ [Art7.5.2] (7.7)

En dehors de la zone critique:

$$S' \leq \frac{h}{2} \; ; Ou : S' \leq \min(\frac{h}{4}; 12\varphi_l)$$

{ si les armatures comprimées sont nécessaires

D'après CBA 93 :

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(cos\alpha+sin\alpha)}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm)$$

$$\frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\ MPa$$

Tableau V.14: Calcul des armatures transversales et leur espacement bloc A.

Élément			CBA93	RPA 2024			$S_{t\ adopté}$ (cm)		A_t choisie (cm^2)
Section		τ_u (Mpa)	S_t (cm)	S (ZN)(cm)	S' (ZN)(cm)	A_t (cm)	S (ZN)(cm)	S' (ZN)(cm)	
PP (30×40)	Travée	0.692	33.75	9.6	20	0.864	10	20	4HA8=2.01
	Appuis	0.639	33.75	9.6	20	0.864	10	20	4HA8=2.01
PS (30×35)	Travée	1.63	29.25	8.75	17.5	0.787	10	20	4HA8=2.01
	Appui	1.32	29.25	8.75	17.5	0.787	10	20	4HA8=2.01

Tableau V. 15: Calcul des armatures transversales et leur espacement bloc B.

Élément			CBA93	RPA 2024			$S_{t\ adopté}$ (cm)		A_t choisie (cm^2)
Sec tion		τ_u (Mpa)	S_t (cm)	S (ZN)(cm	S' (ZN)(cm	A_t (cm	S (ZN)(cm)	S' (ZN)(cm)	
PP 30×40	Travée	1.89	33.75	9.6	20	0.864	10	20	4HA8=2.01
	Appui	0.99	33.75	9.6	20	0.864	10	20	4HA8=2.01
PS 01 30×40	Travée	0.814	29.25	8.75	17.5	0.787	10	20	4HA8=2.01
	Appui	0.776	29.25	8.75	17.5	0.787	10	20	4HA8=2.01

V.2.5 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois inégalités sont vérifiées :

(Annexe B).

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{20.M_0} \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2h}{fe.L} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \end{cases}$$

Avec : $M_t = K \times M_0$: est un coefficient rédacteur (0.75 ≤K≤ 0.85), on prend K=0.75.

Tableau V.16 : Vérification de la flèche des poutres bloc A.

Poutres	Section (cm²)	L (m)	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	Les Conditions
PP	30×40	4.60	0.068	0.062	0.869	0.001	0.0084	C.V
PS	30×35	2.80	0.068	0.062	1.428	0.002	0.0084	C.V

Tableau V.17 : Vérification de la flèche des poutres bloc B.

Poutres	Section (cm²)	L (m)	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	Les Conditions
PP	30×40	4.20	0.068	0.062	0.952	0.001	0.0084	C.V
PS	30×35	3.70	0.068	0.062	1.25	0.002	0.0084	C.V

V.2.6 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u" sera déterminée à l'aide de la formule prescrite par le règlement CBA 93.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

T_u : Effort tranchant

Pour les fissurations peu nuisibles, on a :

$\overline{\tau_u}$= min [0.2$\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$; 5 MPa] avec : f_{cj}=30MPa.

- $\bar{\tau}_{\bar{u}}$= 3MPa (situation durable)
- $\bar{\tau}_{\bar{u}}$=5MPa (situation accidentelle)

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.18: Vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres b bloc A.

Section (cm²)	Situation	T_u (KN)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}_{\bar{u}}$(MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_{\bar{u}}$ (MPa)
PP 30×40	Accidentelle	116.36	0.103	5	C.V
PS 30×35	Accidentelle	129.20	0.132	5	C.V

Tableau V.19 : Vérification des contraintes de cisaillement pour les poutres bloc B.

Section (cm²)	Situation	T_u (KN)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}_{\bar{u}}$(MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_{\bar{u}}$ (MPa)
PP 30×40	Accidentelle	212.72	0.189	5	C.V
PS 30×35	Accidentelle	794.33	0.814	5	C.V

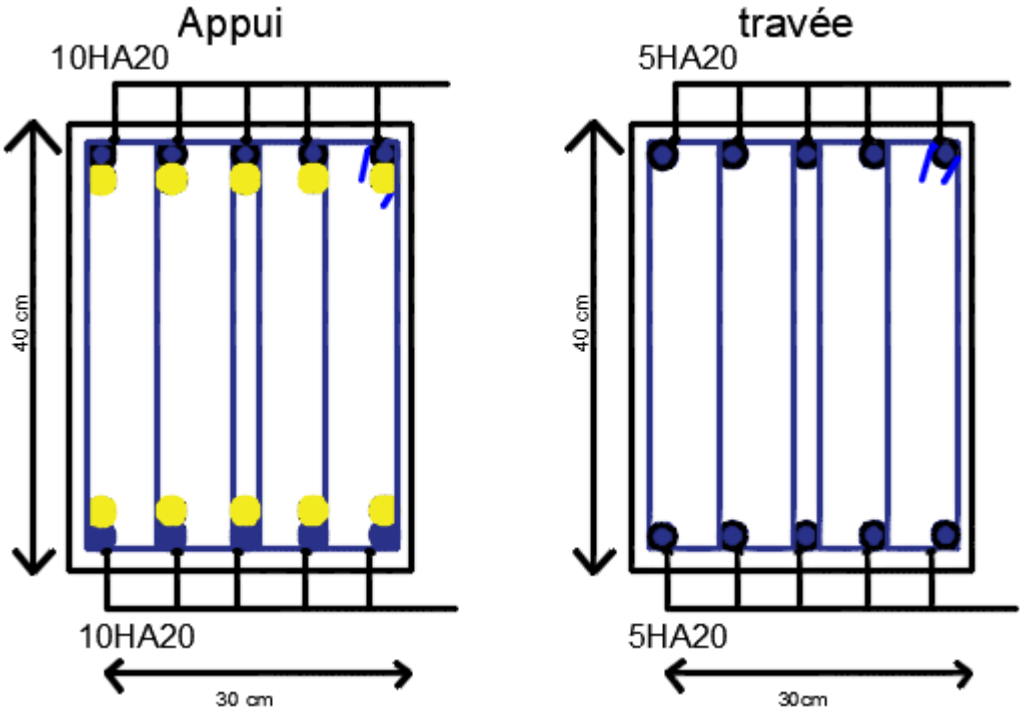


Figure V.1 : Disposition des armatures des poutres principales bloc A et B.

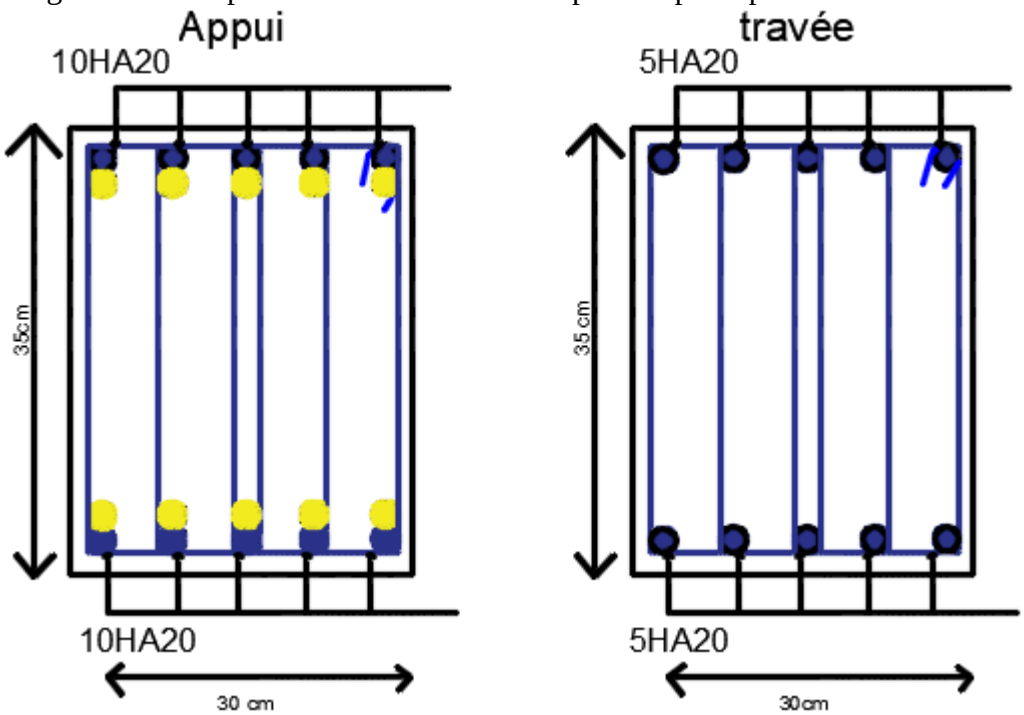


Figure V.2 : Disposition des armatures des poutres secondaires bloc A et B.

V.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux, calculés pour la flexion composée, subissent des efforts de compression axiale N et de flexion (M) dans les deux directions (longitudinale et transversale).

Le dimensionnement des armatures se fait à l'état limite ultime, en considérant les sollicitations les plus critiques dans chaque direction.

V.3.1. Armatures longitudinales

V.3.1.1 Recommandation selon les règlements

Selon le CBA93 :

$$A_1 = \text{Min}\left\{ \begin{array}{c} 4cm^2\ par\ mètre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0{,}1\% \leq \frac{A_1}{B} \leq 5\%\ Section\ de\ béton\ comprimée \end{array} \right\}$$

Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

Selon le RPA2024 « Art 7.4.2 »

- Les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone VI par :

$1{,}0\% \leq \frac{A_1}{b \times h} \leq 4\%$ (Zone de recouvrement)

$1{,}0\% \leq \frac{A_1}{b \times h} \leq 8\%$ (Zone courant)

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 60Ø en zone VI :
- La distance maximale entre deux barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser : 15 cm en zone VI.

- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

  $h' = \text{Max}\left[\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right]$

  h_e: La hauteur d'étage.

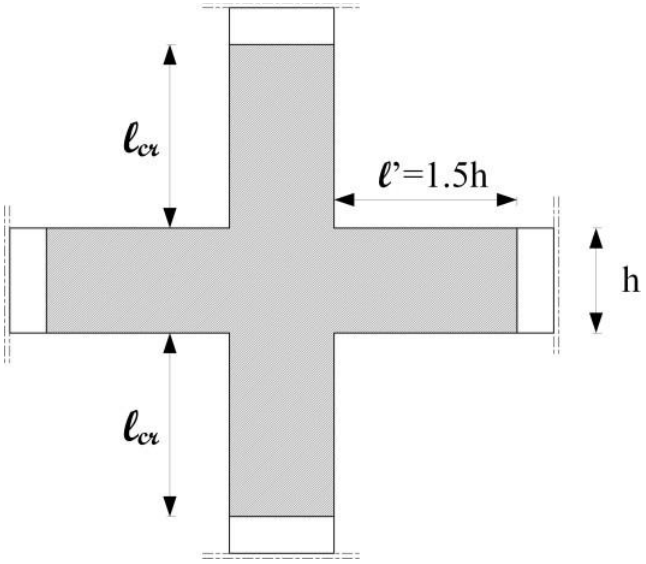


Figure V.3 : Détail de la zone nodale.

V.3.1.1. Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivants :

1) N_{max} et N_{corr}
2) M_{max} et M_{corr}
3) N_{min} et M_{corr}

Avec : Signe «−» correspond à un effort de compression.

Signe «+» correspond à un effort de traction.

Tableau V.20 : La section d'armature des poteaux bloc A.

Section (cm^2)	Combinaison						$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{Min} RPA(cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Sous sol, RDC ,1er,	N_{max}	2264.75	$M_{X\ Corr}$	0.98	$M_{Y\ Corr}$	-94.12			
2 éme	$M_{X\ Max}$	108.57	$M_{Y\ Corr}$	108.57	$N_{Y\ Corr}$	-2671.88			36.19
3émé, 4émé,5émé	N_{max}	-760.54	$M_{X\ Corr}$	0.91	$M_{Y\ Corr}$	-10.58	29.47	20.25	14HA16=24.12
	N_{min}	601.97	$M_{X\ Corr}$	-1.54	$M_{Y\ Corr}$	11.89			
	$M_{X\ Max}$	-4.34	$M_{Y\ Corr}$	54.26	$N_{Y\ Corr}$	-1287.35			
6émé ,7émé	N_{max}	-166.20	M_{XCorr}	0.71	M_{YCorr}	-2.77	8.8	16	10HA16= 20.10
	N_{min}	143.79	M_{XCorr}	0.71	M_{YCorr}	-3.39			
	M_{Xmax}	-2.36	M_{YCorr}	22.60	N_{YCorr}	7669			

Tableau V.21**:** La section d'armature des poteaux bloc B.

Section (cm^2)	Combinaison						$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{Min} RPA(cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Sous sol, RDC ,1er, 2éme, 50×50	N_{max}	3183.71	M_{XCorr}	-0.37	M_{YCorr}	-171.79	62.8	25	20HA20= 62.82
	N_{min}	-2456.88	M_{XCorr}	-0.37	M_{YCorr}	154.65			
	M_{Xmax}	16.28	M_{YCorr}	-56.65	N_{YCorr}	469.82			

3éme, 4éme,5éme	N_{max}	856.38	M_{XCorr}	8.42	M_{YCorr}	-107.57	35	20.25	18HA16= 36.19
	N_{min}	-460.54	M_{XCorr}	-0.92	M_{YCorr}	60.79			
	M_{Xmax}	8.42	M_{YCorr}	-26.54	N_{Corr}	342.76			
6éme ,7éme	N_{max}	331.21	M_{XCorr}	1.16	M_{YCorr}	34.89	18.4	16	10HA16= 20.10
	N_{min}	-179.48	M_{XCorr}	-0.44	M_{YCorr}	-47.50			
	M_{Xmax}	4.31	M_{YCorr}	-11.34	N_{Corr}	160.91			

V.3.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Une fois les armatures longitudinales choisies, en respectant les sections minimales exigées par les règlements, on procède à la vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS), sous les sollicitations Mser et Nser, conformément aux règles du CBA 93.

Il convient de vérifier les contraintes dans le béton et l'acier en les comparant aux contraintes admissibles suivantes :

La contrainte admissible du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_{\bar{b}}$ = 18 MPa

La fissuration est considérée : Peu Préjudiciable. $\bar{\sigma}_s = f_e$ = 500 MPa

Tableau V.22: La section d'armature des poteaux bloc A.

Section (cm^2)	Combinaison						Contraintes		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
							σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	
Sous sol, RDC ,1er, 2^{éme}, 50×50	N_{max}	714.48	M_{XCorr}	-0.01	M_{YCorr}	-0.07	1.8	42.3	C.V
	N_{min}	75.19	M_{XCorr}	0.12	M_{YCorr}	-1.02	0.4	32.1	
	M_{Xmax}	-1.44	M_{YCorr}	-5.28	N_{YCorr}	154.78	0.9	39.5	
3^{émé}, 4^{émé},5^{émé}	N_{max}	434.00	M_{XCorr}	0	M_{YCorr}	-1.62	1.2	31.7	C.V
	N_{min}	25.11	M_{XCorr}	-0.11	M_{YCorr}	7.72	0.8	14.6	
	M_{Xmax}	-0.18	M_{YCorr}	-0 .07	N_{Corr}	77.28	2.3	29.4	
6^{émé} ,7^{émé}	N_{max}	171.96	M_{XCorr}	-0	M_{YCorr}	-2.63	1.7	28.4	C.V
	N_{min}	-4.91	M_{XCorr}	-0.02	M_{YCorr}	7.52	0.6	12.6	
	M_{Xmax}	-0.32	M_{YCorr}	-2.35	N_{Corr}	2.81	2.2	24.3	

Tableau V.23: Vérification des contraintes à l'ELS bloc B.

Section (cm^2)	Combinaison						Contraintes		$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
							σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	
Sous sol, RDC ,1er, 2^{éme}, 50×50	N_{max}	1307.53	M_{XCorr}	-0.78	M_{YCorr}	-2.07	2.2	42.3	C.V
	N_{min}	29.24	M_{XCorr}	0.08	M_{YCorr}	-8.02	1.3	32.1	
	M_{Xmax}	-35.83	M_{YCorr}	-1.90	N_{YCorr}	635.75	1.7	39.5	

3émé, 4émé,5émé	N_{max}	749.78	M_{XCorr}	0.14	M_{YCorr}	-8.67	1.9	31.7	C.V
	N_{min}	46.88	M_{XCorr}	0.29	M_{YCorr}	-3.08	1.2	14.6	
	M_{Xmax}	-2.69	M_{YCorr}	2,81	N_{Corr}	285.29	2.8	29.4	
6émé ,7émé	N_{max}	268.23	M_{XCorr}	0.09	M_{YCorr}	-0.43	1.9	28.4	C.V
	N_{min}	-25.75	M_{XCorr}	0.09	M_{YCorr}	0,13	1.2	12.6	
	M_{Xmax}	-41.34	M_{YCorr}	0.18	N_{Corr}	55.42	2.9	24.3	

V.3.1.4 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le « RPA 2024 Article7.4.1 » :

$$\frac{A_T}{t} = \frac{\rho_a . V_u}{h_1 . f_e}$$

Avec :

- A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.
- V_u : effort tranchant de calcule.
- h_1 : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant ; il est pris égal à 2.50, si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieure ou égale à 5 et égale à 3.75 dans le cas contraire.
- t : espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par Par ailleurs, la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

- dans la zone nodale (zone critique) :

$t \leq \min (b_0/3.10\text{cm}, 60\emptyset_l)$ en zones IV, V et VI

Avec :

- b_0: Dimension minimale du noyau béton (à l'intérieure des armatures de confinement).
- $\emptyset_l$: diamètre minimale des barres longitudinales .

- dans la zone courante :

$t' \leq \min(b_1/2; h_1/2; 10\emptyset_l)$

Où : $\emptyset_l$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale($\frac{A_t}{t \cdot b_1}$) en % est donnée comme suit :

0.3% si :$\lambda_g \geq 5$

0.8% si : $\lambda_g \leq 3$

Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si : $3 < \lambda_g < 5$

Où : λ est l'élancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou : $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

Avec :

A et b : dimension de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée.

l_f: Longueur de flambement du poteau.

Tableau V.24: La section d'armatures transversales des poteaux bloc A.

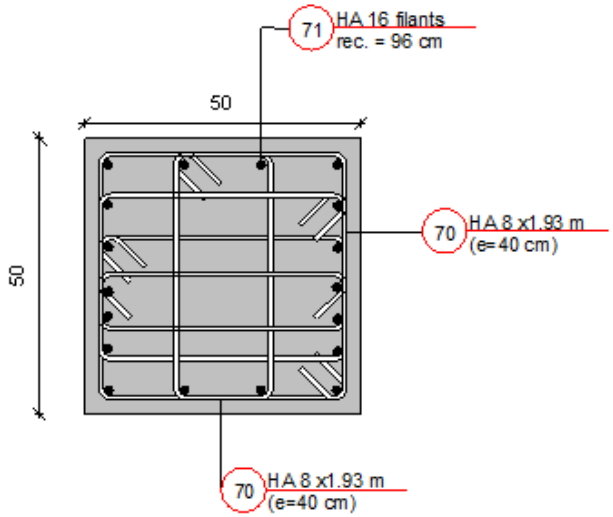
Section	V_u (KN)	Zone	t calculé (cm) RPA	t choisie (cm)	$A_{t\,min}$	$A_{t\,choisie}$ (cm²)
50×50	178.12	Courant	15	15	2.671	5HA 8=2.31 cm²
		Nodale	9.6	9	1.709	11HA 8 = 5.415cm²
45×45	64.98	Courant	15	15	1.083	5HA 8=2.31 cm²
		Nodale	9.6	9	0.693	11HA 8 = 5.415cm²
40×40	58.42	Courant	15	15	1.095	5HA 8=2.31 cm²
		Nodale	9.6	9	0.701	11HA 8 = 5.415cm²

Tableau V.25: La section d'armatures transversales des poteaux bloc B.

Section	V_u (KN)	Zone	t (cm) RPA	t choisie (cm)	$A_{t\,min}$	$A_{t\,choisie}$ (cm²)
50×50	180.32	Courant	15	15	2.704	5HA 8=2.31 cm²
		Nodale	9.6	9	1.731	11HA 8 = 5.415cm²
45×45	153.96	Courant	15	15	2.566	5HA 8=2.31 cm²
		Nodale	9.6	9	1.642	11HA 8 = 5.415cm²
40×40	98.93	Courant	15	15	1.854	5HA 8=2.31 cm²
		Nodale	9.6	9	1.055	11HA 8 = 5.415cm²

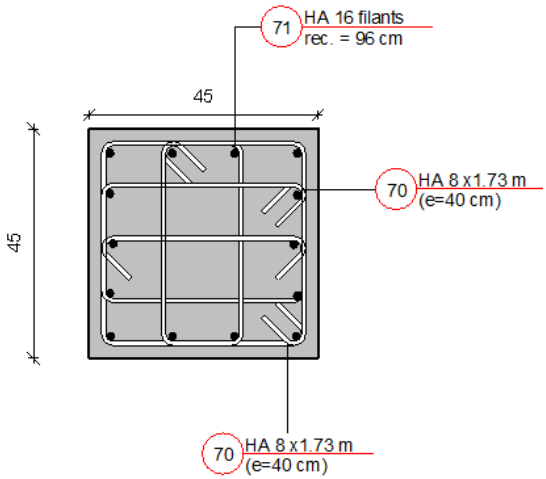
Sous sol, RDC ,1er,2^{éme}

50×503



3^{émé},4^{émé},5^{éme}

45x45



6^{émé} ,7^{émé}

40x40

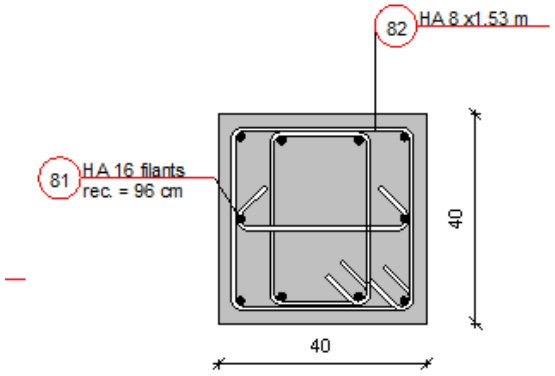


Figure V.4 :La section d'armature des poteaux bloc A& B.

V.4. Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles sera déterminé en fonction des contraintes engendrées par les charges verticales G et Q, ainsi que par les charges horizontales E, les forces verticales entrainent des efforts normaux, tandis que les forces horizontales génèrent des efforts normaux, des efforts de cisaillement et des moments fléchissant.

Dans notre projet, on a des voiles pleines et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleines sera déterminé en flexion simple en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures se composent de deux éléments : les trumeaux et les linteaux. Le ferraillage des trumeaux sera déterminé selon la méthode des contraintes, de la même manière que pour les murs pleins, quand le ferraillage des linteaux, il sera calculé en tenant compte de la flexion simple ou des efforts de traction /compression.

V.4.1 Ferraillage des voiles des trumeaux :

V.4.1.1 Calcul de la hauteur critiques des voiles :

Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul est limité par la prescription d'Eqn. (7.22) du RPA2024.

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées au § 7.7.1, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles de béton armé en vigueur.

- Pour les voiles élancés ($(h_w/l_w) > 2.0$), le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (cf. Figure (7.13) du RPA2024).
- Pour les voiles courts ($(h_w/l_w) \leq 2.0$), il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissant, résultant du calcul de structure.

Dans notre étude tous nos voiles **sont élancés** vu que h_w =25.2m et la longueur la plus élevée des voiles= 4.6m donc (25.2/4.6) =5.47m > 2.0

L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes :

- La première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.
- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

Le diagramme du moment fléchissant, pour les systèmes à contreventement mixte, peut éventuellement être négatif dans les étages supérieurs (cf. Figure (7.13)). La hauteur, h_{cr}, de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit (cf. Figure (7.13))

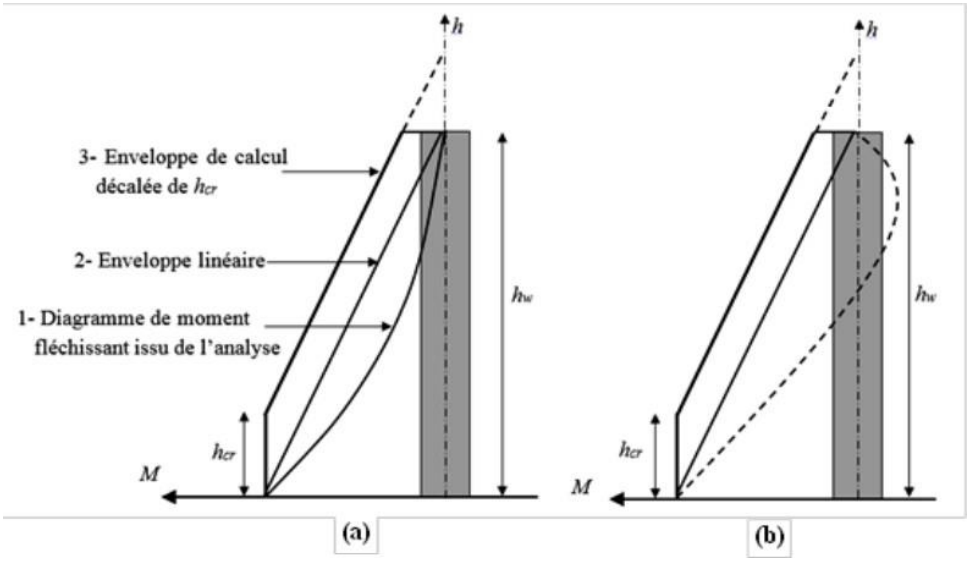


Figure V.5: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

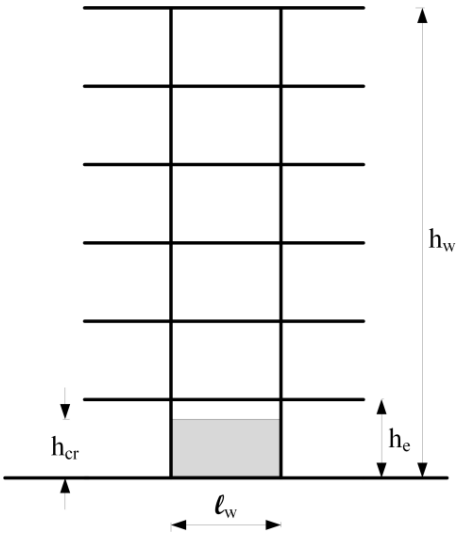


Figure V.6 : Zone critique à la base du voile

$$h_{cr} = \max(L_w; \frac{h_w}{6}) \quad (7.22)$$

Tableau V.26 **:** valeurs de h_{cr} des voiles du bloc A et B selon l'équation 7.22

Voile	l_w (m)	$h_w/6$	h_{cr}
V1	4.60	4.2	4.6
V2	4.40	4.2	4.4
V3	2.25	4.2	4.2
V4	2.40	4.2	4.2
V5	2.40	4.2	4.2
V6	4.60	4.2	4.6
V7	4.60	4.2	4.6
V8	2.25	4.2	4.2

Voile	l_w (cm)	$h_w/6$	h_{cr}
V1	1.75	4.2	4.2
V2	2.10	4.2	4.2
V3	1.53	4.2	4.2
V4	2.75	4.2	4.2
V5	2.75	4.2	4.2
V6	3.78	4.2	4.2
V7	2.02	4.2	4.2
V8	1.18	4.2	4.2
V9	2.06	4.2	4.2

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2\,l_w \\ h_e \; pour \; n \leq 6 \; niveaux \\ 2h_e \; pour \; n \geq 6 \; niveaux \end{cases} \quad (7.23)$$

Donc :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2\,l_w \\ \sout{h_e \; pour \; n \leq 6 \; niveaux} \\ 2h_e \; pour \; n \geq 6 \; niveaux \end{cases}$$

Avec : h_e est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats.

Tableau V.27: valeurs de h_{cr}des voiles du bloc A et B selon l'équation 7.23

(A) (B)

Voile	l_w (cm)	2 l_w	$2h_e$	h_{cr}
V1	460	9.2	7.56	7.56
V2	440	8.8	7.56	7.56
V3	225	4.5	7.56	4.5
V4	240	4.8	7.56	4.8
V5	240	4.8	7.56	4.8
V6	460	9.2	7.56	7.56
V7	460	9.2	7.56	7.56
V8	225	4.5	7.56	4.5

Voile	l_w (cm)	2 l_w	$2h_e$	h_{cr}
V1	350	7.56	3.5	3.5
V2	420	7.56	4.2	4.2
V3	306	7.56	3.06	3.06
V4	550	7.56	5.5	5.5
V5	550	7.56	5.5	5.5
V6	756	7.56	7.56	7.56
V7	404	7.56	4.04	4.04
V8	236	7.56	2.36	2.36
V9	206	4.12	7.56	4.12

Finalement, les valeurs de h_{cr} considérées sont les suivants :

Tableau V.28: valeurs finales de h_{cr} des voiles du bloc A et B

Bloc A		Bloc B	
Voile	h_{cr}(m)	Voile	$h_{cr}(m)$
V1	4.6	V1	3.,5
V2	4.4	V2	4.2
V3	4.2	V3	3.06
V4	4.2	V4	4.2
V5	4.2	V5	4.2
V6	4.6	V6	4.2
V7	4.6	V7	4.04
V8	4.2	V8	2.36
		V9	4.12

Pour les systèmes à contreventement mixte, contenant des voiles élancés, l'enveloppe de calcul modifiée, pour les efforts tranchants, est donnée par la figure 7.23.

Commentaire :

L'enveloppe de calcul du diagramme des efforts tranchants est construite en trois étapes :

- La première étape consiste à amplifier le diagramme initial de 40%.
- La deuxième étape consiste à maintenir la courbe amplifiée de la base du voile jusqu'à une hauteur égale à (h_w/3).
- La troisième étape consiste en une enveloppe linéaire entre (hw/3) et le sommet du voile.

L'enveloppe de calcul modifiée pour les efforts tranchants est valable uniquement pour les systèmes à contreventement mixte. Cette modification est faite pour de tenir compte des incertitudes dues aux modes supérieurs.

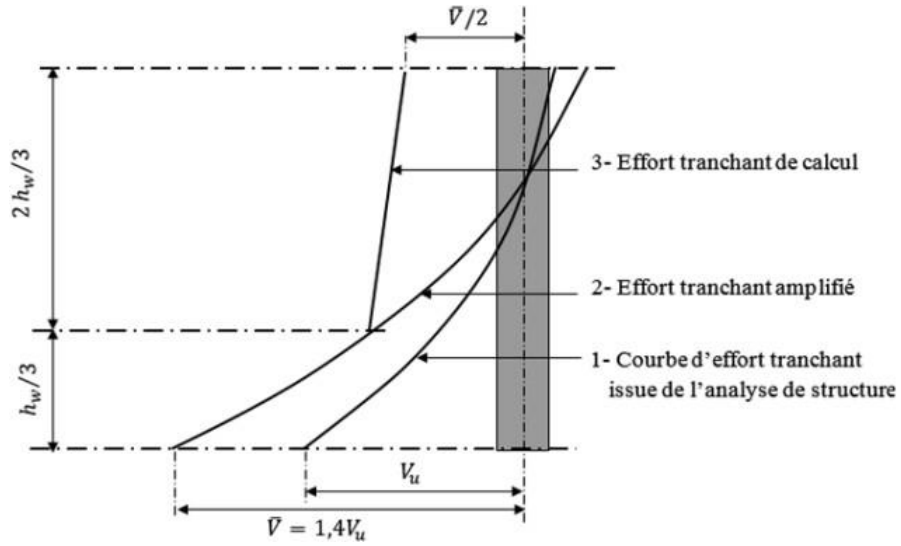


Figure V.7: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte

V.4.1.2 Établissement de l'enveloppe du voile V01 du bloc A :

Exemple de calcul de l'enveloppe selon les recommandations du RPA2024 pour le voile V1 du bloc A.

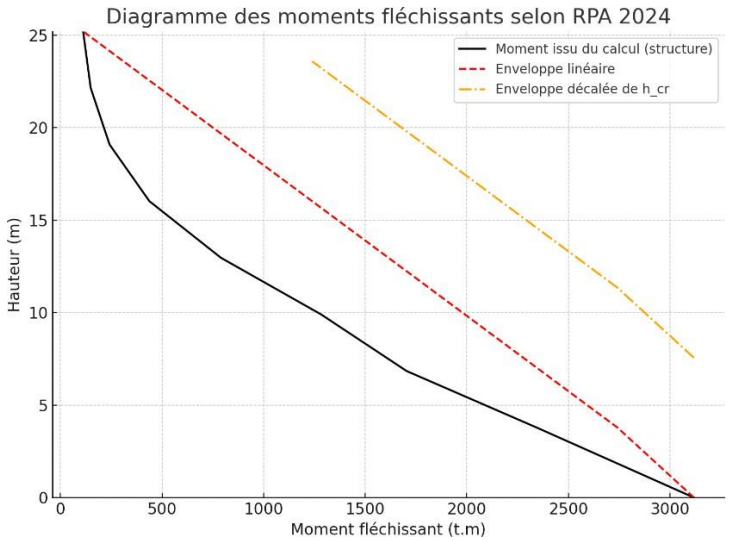


Figure V.8 : Enveloppe de calcul des moments du voile V01 du bloc A

D'après cette enveloppe, les nouveaux moments pour le calcul du ferraillage de ce voile sont les suivant :

Tableau V.29 : Les nouveaux moments pour le calcul du ferraillage

Niveau (m)	Moment avant	Apres décalage
0.00	3117.97	3117.97
3.78	2345	2742.19
6.84	1704	2366.42
9.90	1283	1990.64
12.96	790,3	1614.87
16.02	438	1239.09
19.08	242	863.31
22.14	149	487.54
25.20	111.76	111.76

V.4.1.3 Exigences de ductilité pour la zone critique :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$\nu = \left(\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}\right) \leq 0.40$$

Avec :

Bc : la surface totale du voile

De plus, Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) 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 ε_{cu} = 0.35% (cf. Figure (xx)). Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au voile. La longueur de l'élément de rive doit respecter :

$l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w)$ donc les valeurs lc par rapport à chaque voile sont présentées sur les tableaux suivants

V.4.1.3.a Calcul de Lc des voiles des bloc A et bloc B :

Tableau V.30 **:** valeurs de lc des voiles du bloc A.

Voile	L voile (cm)	$0.15l_w$	$1.5b_w$	l_c, *calculé*	l_c, *choisie*
V1	460	69	30	69	70
V2	440	66	30	66	70
V3	225	33.75	30	33,75	40
V4	240	36	30	36	40
V5	240	36	30	36	40
V6	460	69	30	69	70
V7	460	69	30	69	70
V8	225	33,75	30	33,75	40

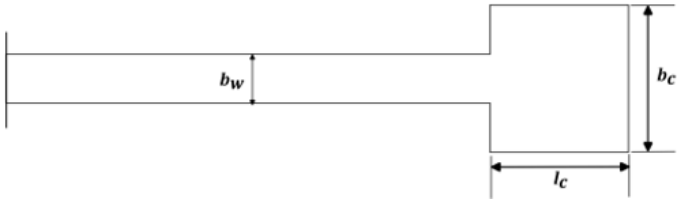
Tableau V.31**:** valeurs de lc des voiles du bloc B

Voile	L voile (cm)	$0.15l_w$	$1.5b_w$	l_c, *calculé*	l_c, *choisie*
V1	175	26.25	30	30	30
V2	210	31.5	30	31.5	35
V3	153	22.95	30	30	30
V4	275	41.25	30	41.25	45
V5	275	41.25	30	41.25	45
V6	378	56.7	30	56.7	60
V7	202	30.3	30	30.3	35
V8	118	17.7	30	30	30

V9	206	30.9	30	30.9	35

V.4.1.3.b Calcul de bc des voiles des bloc A et bloc B :

$b_c \geq \max(20cm ; \frac{h_e}{20}) = \max(20cm; 18.9cm) = 20cm$ Donc on prend $b_c = 20cm$



FigureV.9: Epaisseur minimale des éléments de rive confinés

Tableau V.32 **:** exigences de ductilité pour la zone critique des voiles du bloc A

Voile	L voile (m)	$l_c, choisie$ (m)	b(m)	$b_c\ (m)$	B_c (m²)	N_d (N)	ν	$\nu \leq 0.40$
V1	4.6	0.7	0.2	0.25	4.67	786.26	0.0056	C.V
V2	4.4	0.7	0.2	0.25	60.35	696.76	0.0004	C.V
V3	2.25	0.4	0.2	0.25	29.2	423.45	0.0005	C.V
V4	2.4	0.4	0.2	0.25	32.2	1517.14	0.0016	C.V
V5	2.4	0.4	0.2	0.25	32.2	2585.09	0.0027	C.V
V6	4.6	0.7	0.2	0.25	64.35	2613.51	0.0014	C.V
V7	4.6	0.7	0.2	0.25	64.35	-889.2	-0.0005	C.V
V8	2.25	0.4	0.2	0.25	29.2	429.69	0.0005	C.V

Tableau V.33 **:** exigences de ductilité pour la zone critique des voiles du bloc B

Voile	L voile (m)	$l_c, choisie$ (m)	b(m)	$b_c\ (m)$	B_c (m²)	N_d (N)	ν	$\nu \leq 0.40$
V1	1.75	0.30	0.2	0.25	0.38	675.32	0.06	C.V
V2	2.10	0.35	0.2	0.25	0.455	2232.09	0.16	C.V
V3	1.53	0.30	0.2	0.25	0.336	-2700.9	-0.27	C.V

V4	2.75	0.45	0.2	0.25	0.595	2394.26	0.13	C.V
V5	2.75	0.45	0.2	0.25	0.595	1128.25	0.06	C.V
V6	3.78	0.60	0.2	0.25	0.816	1640.34	0.07	C.V
V7	2.02	0.35	0.2	0.25	0.439	2190.39	0.17	C.V
V8	1.18	0.30	0.2	0.25	0.266	1510.39	0.19	C.V
V9	2.06	0.35	0.2	0.25	0.447	1308.75	0.10	C.V

V.4.1.4 Vérification du pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rives :

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (At), mesurée dans le sens Parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (hcr) et doit satisfaire les conditions

:

$$A_t \geq 0.09.s_t.b_0.\frac{f_{c28}}{f_e} = 0.09 * 10 * 20 * \frac{30}{500} = 1.08cm^2 \qquad (7.26)$$

Les barres verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

Avec : $S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12.5\ cm; 6\emptyset_l\right) = 6.66\ cm$ (7.25)

Après calcul on adopte : $\mathbf{S_t \leq 10\ cm \Longrightarrow At = 1.08\ cm^2}$

V.4.1.5 Calcule d'armatures verticales :

A_{min} RPA 2024 = 0.005(bw.lc)

A_{min} CBA 93 = $\frac{b_w \times l_w}{1000}$

Tableau V.34 **:** La section calculée d'armature verticale des voiles selon N_{max} bloc A.

Voile	a (cm)	N_{max} (KN/ml)	M_{corr} (KN.m/ml)	Cas	Amin (cm^2) CBA	Amin (cm^2) RPA	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choiise}$ (cm^2)
V1	20	786.26	3159.51	S.P.C	7.12	4.6	7.27	5HA14=7.70
V2	20	696.76	2701.53	S.P.C	6.86	4.4	7.4	5HA14=7.70
V3	20	423.45	1139.35	S.P.C	4.5	2.25	6.66	5HA14=7.70
V4	20	1517.14	308.01	S.P.C	4.8	2.4	5.04	4HA14=6.16
V5	20	2585.09	901.01	S.P.C	4.8	2.4	5.04	4HA14=6.16

V6	20	2613.51	3297.66	S.P.C	9.2	4.6	9.66	7HA14=10.78
V7	20	-889.20	-1585.67	S.P.C	9.2	4.6	15.93	11HA14=16.93
V8	20	429.69	1350.49	S.P.C	4.5	2.25	8.71	6HA14=9.24

Tableau V.35 : La section calculée d'armature verticale des voiles selon N_{max} bloc B.

Voile	a (cm)	N_{max} (KN/ml)	M_{corr} (KN.m/ml)	Cas	Amin (cm^2) CBA	Amin (cm^2) RPA	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choiise}$ (cm^2)
V1	20	675.32	457.44	S.P.C	3.5	1.75	3.67	3HA14=4.62
V2	20	2232.09	2163.42	S.P.C	4.2	2.1	5.73	4HA14=6.16
V3	20	-2700.96	-1085.10	S.P.C	3.06	1.53	41.19	21HA16=42.21
V4	20	2394.26	2611.82	S.P.C	5.5	2.75	5.77	4HA14=6.16
V5	20	1128.25	1509.71	S.P.C	5.5	2.75	5.77	4HA14=6.16
V6	20	1640.34	1118.32	S.P.C	7.56	3.78	7.938	6HA14=9.24
V7	20	2190.39	468.84	S.P.C	4.04	2.02	4.24	3HA14=4.62
V8	20	1510.39	455.83	S.P.C	2.36	1.18	2.478	2HA14=3.08
V9	20	1308.75	2350.18	S.P.C	4.12	2.06	4.326	4HA14=7.69

Tableau V.36: La section calculée d'armature verticale des voiles selon M_{max} bloc A.

Voile V1	a (cm)	M_{max}	N_{corr} (KN.m/ml)	Cas	Amin (cm^2) CBA	Amin (cm^2) RPA	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)

		(KN.m/ ml)						
V1	20	3159.5	786.26	S.P.C	7.12	4.6	14.36	10HA14=15.39
V2	20	2701.53	696.76	S.P.C	6.86	4.4	5.92	4HA14=6.16
V3	20	1139.35	423.45	S.P.C	4.5	2.25	6.66	5HA14=7.70
V4	20	-798.85	-1516.50	S.P.C	4.8	2.4	21.86	15HA14=23.09
V5	20	-1193.42	-2428.90	S.P.C	9.2	4.6	14.3	10HA14=15.39
V6	20	-889.20	387.00	S.P.C	9.2	4.6	9.56	7HA14=10.78
V7	20	1350.49	429.69	S.P.C	4.5	2.25	2.13	2HA14=3.08

Tableau V.37: La section calculée d'armature verticale des voiles selon M_{max} bloc B.

Voile	a (cm)	M_{max} (KN.m/ ml)	N_{corr} (KN.m/ ml)	Cas	Amin (cm^2) CBA	Amin (cm^2) RPA	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choiise}$ (cm^2)
V1	20	1147.37	753.81	S.P.C	3.5	1.75	7.56	5HA14=7.70
V2	20	2163.42	2232.09	S.P.C	4.2	2.1	5.7	4HA14=6.16
V3	20	-1085.10	-2700.96	S.P.C	3.06	1.53	41.19	21HA16=42.21
V4	20	2611.82	2394.26	S.P.C	5.5	2.75	4.89	4HA14=6.16
V5	20	-4185.76	-531.10	S.P.C	5.5	2.75	18.03	12HA14=18.47
V6	20	-1139.68	-1224.59	S.P.C	7.56	3.78	18.38	12HA14=18.47
V7	20	-1179.38	-1171.47	S.P.C	4.04	2.02	23.63	16HA14=24.63
V8	20	455.83	1510.39	S.P.C	2.36	1.18	02.47	2HA14=3.08
V9	20	2350.18	1308.15	S.P.C	4.12	2.06	20.79	14HA14=21.55

Tableau V.38 :La section calculer d'armature verticale selon N_{min} bloc A.

Voile	A	N_{min}	M_{corr}	Cas	Amin (cm^2) CBA	Amin (cm^2) RPA	A_{calcul}	$A_{choiise}$

	(cm)	(KN.m/ml)	(KN.m/ml)		7.12	4.6	(cm^2)	(cm^2)
V1	20	-44.77	2816.99	S.P.C	6.86	4.4	14.36	10HA14=15.39
V2	20	-23.18	-2393.89	S.P.C	4.5	2.25	10.94	8HA14=12.32
V3	20	-10.60	959.32	S.P.C	4.8	2.4	9.04	6HA14=9.24
V4	20	204.79	8.43	S.E.T	9.2	4.6	5.04	4HA14=6.16
V5	20	221.075	7.40	S.E.T	9.2	4.6	5.04	4HA14=6.16
V6	20	471.92	1.5	S.E.T	4.5	2.25	9.66	7HA14=10.78
V7	20	-17.24	1166.15	S.P.C	7.12	4.6	11.1	8HA14=12.32

Tableau V.39: La section calculer d'armature verticale selon N_{min} bloc B.

Voile	A (cm)	N_{min} (KN.m/ml)	M_{corr} (KN.m/ml)	Cas	Amin (cm^2) CBA	Amin (cm^2) RPA	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choiise}$ (cm^2)
V1	20	-37.72	-1117.30	S.P.C	3.5	1.75	13.88	10HA14=15.39
V2	20	150.55	-378.13	S.P.C	4.2	2.1	5.73	4HA14=6.16
V3	20	331.56	3.67	S.E.T	3.06	1.53	41.19	28HA14=43.10
V4	20	-290.36	180.48	S.P.C	5.5	2.75	4.28	3HA14=4.62
V5	20	-135.33	-3958.88	S.P.C	5.5	2.75	32.41	22HA14=33.87
V6	20	30.61	214.24	S.P.C	7.56	3.78	5.36	4HA14=6.16
V7	20	-310.02	-1089.99	S.P.C	4.04	2.02	4.24	3HA14=3.08
V8	20	225.97	10.73	S.E.T	2.36	1.18	2.47	2HA14=3.08
V9	20	110.21	-2073.75	S.P.C	4.12	2.06	4.32	3HA14=4.62

V.4.1.6. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V.40: Vérification des contraintes normales des voiles bloc A.

Niveau	N_{ser} (KN/ml)	M_{ser} (KN.m/ml)	σ_b	$\bar{\sigma}_{\bar{b}}$	σ_s	$\bar{\sigma}_S$	Vérification
V1	481.46	27.58	0.67	18	48.2	500	C.V
V2	504.44	29.59	0.71	18	49.2	500	C.V
V3	314.11	12.14	0.37	18	38.9	500	C.V
V4	550.19	36.02	0.87	18	46	500	C.V
V5	255.68	5.85	0.27	18	36.3	500	C.V
V6	237.45	3.07	0.17	18	37.5	500	C.V
V7	481.72	14.28	0.48	18	66.2	500	C.V
V8	308.35	8.27	0.29	18	43.5	500	C.V

Tableau V.41: Vérification des contraintes normales des voiles bloc B.

Niveau	N_{ser} (KN/ml)	M_{ser} (KN.m/ml)	σ_b	$\bar{\sigma}_{\bar{b}}$	σ_s	$\bar{\sigma}_S$	Vérification
V1	447.34	113.04	0.56	18	68.7	500	C.V
V2	146.16	8.74	0.22	18	13.3	500	C.V
V3	329.02	34.25	0.26	18	28.5	500	C.V
V4	94.22	11.38	0.21	18	0.7	500	C.V
V5	562.43	9.07	0.35	18	38.4	500	C.V
V6	496.02	44.59	0.93	18	24.9	500	C.V
V7	578.93	43.40	0.88	18	48.2	500	C.V
V8	879.17	46.23	0.95	18	58.5	500	C.V
V9	640.79	27.35	0.78	18	45.2	500	C.V

V.4.1.7. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou l'ACC :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad ; \; V_u = 1.4 \times V$$

Tableau V.42: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles bloc A.

Voile	b (cm)	d (cm)	V (KN/ml)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
V1	20	340.2	858.87	0.10	6	C.V
V2	20	340.2	897.31	0.11		C.V
V3	20	340.2	325.82	0.07		C.V
V4	20	340.2	1040.09	0.24		C.V
V5	20	340.2	662.25	0.15		C.V
V6	20	340.2	725.49	0.08		C.V
V7	20	340.2	1055.54	0.26		C.V
V8	20	340.2	387.61	0.04		C.V

Tableau V.43: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles bloc B.

Voile	b (cm)	d (cm)	V (KN/ml)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}$
V1	20	340.2	346.67	0.10	6	C.V
V2	20	340.2	724.27	0.19		C.V
V3	20	340.2	251.17	0.09		C.V
V4	20	340.2	702.79	0.14		C.V
V5	20	340.2	911.12	0.18		C.V
V6	20	340.2	105.31	0.09		C.V
V7	20	340.2	280.15	0.07		C.V
V8	20	340.2	317.86	0.14		C.V
V9	20	340.2	271,03	0.07		C.V

V.4.1.8. Calcul des armatures horizontales dans l'âme du voile :

Le voile doit comporter des armatures horizontales (Ah), placées perpendiculairement aux armatures verticales, afin d'assurer l'équilibre des efforts tranchants au sein de la structure.

Selon le RPA2024 … : $\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z.fe}$ (7.29)

Avec :

- $\bar{V}$: effort tranchant de calcul ($\bar{V} = 1.4Vu$)
- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.
- S_t = min($1.5b_w$; 25 cm)= min(1.5×20 ; 25 cm)=25cm

Tableau V.44: La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles bloc A.

Voile	$\bar{V}$ (KN/m)	S_t (cm^2)	Z (cm)	f_e (MPa)	$A_{h\ calcul}$ (cm^2)	$A_{h\ choisie}$ (cm^2)
V1	1202.41	25	3.9	500	49.26	2 ×(16HA14)=49.26
V2	1256.23		3.7		54.11	2 ×(18HA14)=54.22
V3	456.14		1.85		43.78	2 ×(15HA14)=46.26
V4	1456.12		2		12.87	2 ×(5HA14)=15.4
V5	927.15		2		28.19	2 ×(10HA14)=30.78
V6	1015.68		3.9		41.59	2 ×(14HA14)=43.1
V7	1477.75		3.9		14.18	2 ×(5HA14)=15.4
V8	542.65		1.85		22.23	2 ×(8HA14)=24.64

Tableau V.45: La section calculée et choisie d'armatures horizontales des voiles bloc B.

Voile	$\bar{V}$ (KN/m)	S_t (cm)	Z (cm)	f_e (MPa)	$A_{h\ calcul}$ (cm^2)	$A_{h\ choisie}$ (cm^2)
V1	510.53	25	1.45	500	38.11	2 ×(13HA14)=40.2
V2	1013.97		1.75		12.60	2 ×(5HA14)=15.4
V3	351.63		1.23		59.07	2 ×(20HA14)=61.58
V4	983.90		2.3		13.22	2 ×(5HA14)=15.4
V5	1275.56		2.,3		20.80	2 ×(7HA14)=24.64
V6	147.43		3.18		11.00	2 ×(4HA14)=12.32

V7	392.21		1.67		43.34	2 ×(15HA14)=46.18
V8	445.00		0.88		10.99	2 ×4HA14)=12.32
V9	303.84		1.71		32.72	2 ×(11HA14)=33.86

V.5 Conclusion :

Après l'étude détaillée des voiles en utilisant la méthode d'enveloppe prescrite par le RPA 2024, nous avons constaté que le ferraillage maximal n'était pas associé aux moments maximaux issus de l'enveloppe, mais plutôt au cas combiné correspondant à l'effort normal minimal N min et au moment fléchissant correspondant M_{corr}. Cette combinaison génère les sollicitations les plus défavorables en termes de vérification à l'ELS et à l'ELU pour le béton armé. Par conséquent, nous avons retenu le ferraillage issu de ce cas spécifique pour le dimensionnement des voiles, et non celui basé sur les valeurs maximales de moments fournies par la méthode d'enveloppe, qui s'est révélée moins contraignante dans notre cas d'étude. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.46 : Choix final des armatures vertical bloc A.

Voile	$A_{calculée}$ (M_{max}/N_{corr})	$A_{calculée}$ (N_{max}/M_{corr})	$A_{calculée}$ (N_{min}/M_{corr})	A choisie finalle
V1	10HA14=15.39	5HA14=7.70	10HA14=15.39	10HA14=15.39
V2	4HA14=6.16	5HA14=7.70	8HA14=12.32	8HA14=12.32
V3	5HA14=7.70	5HA14=7.70	6HA14=9.24	6HA14=9.24
V4	15HA14=23.09	4HA14=6.16	4HA14=6.16	15HA14=23.09
V5	10HA14=15.39	4HA14=6.16	4HA14=6.16	10HA14=15.39
V6	7HA14=10.78	7HA14=10.78	7HA14=10.78	7HA14=10.78
V7	2HA14=3.08	11HA14=16.93	8HA14=12.32	11HA14=16.93
V8	10HA14=15.39	6HA14=9.24	10HA14=15.39	10HA14=15.39

Tableau V.47 : Choix final des armatures verticale bloc B.

Voile	$A_{calculée}$ (M_{max}/N_{corr})	$A_{calculée}$ (N_{max}/M_{corr})	$A_{calculée}$ (N_{min}/M_{corr})	A choisie finalle
V1	5HA14=7.70	3HA14=4.62	10HA14=15.39	10HA14=15.39
V2	4HA14=6.16	4HA14=6.16	4HA14=6.16	4HA14=6.16
V3	21HA16=42.21	21HA16=42.21	28HA14=43.10	28HA14=43.10
V4	4HA14=6.16	4HA14=6.16	3HA14=4.62	4HA14=6.16
V5	12HA14=18.47	4HA14=6.16	22HA14=33.87	22HA14=33.87
V6	12HA14=18.47	6HA14=9.24	14HA14=21.55	14HA14=21.55
V7	16HA14=24.63	3HA14=4.62	3HA14=3.08	16HA14=24.63
V8	2HA14=3.08	2HA14=3.08	2HA14=3.08	2HA14=3.08
V9	14HA14=21.55	3HA14=4.62	3HA14=4.62	14HA14=21.55

Tableau V.48: Choix final des armatures vertical et horizontale bloc A.

Voile	$A_{vertica}\,(cm^2)$	$A_{horizo}\,(cm^2)$
V1	10HA14=15.39	$2\times$(16HA14)=49.26
V2	8HA14=12.32	$2\times$(18HA14)=54.22
V3	6HA14=9.24	$2\times$(15HA14)=46.26
V4	15HA14=23.09	$2\times$(5HA14)=15.4
V5	10HA14=15.39	$2\times$(10HA14)=30.78
V6	7HA14=10.78	$2\times$(14HA14)=43.1

V7	11HA14=16.93	2 ×(5HA14)=15.4
V8	10HA14=15.39	2 ×(8HA14)=24.64

Tableau V.49: Choix final des armatures vertical et horizontale blocB.

Voile	$A_{vertica}(cm^2)$	$A_{horizo}(cm^2)$
V1	10HA14=15.39	2 ×(13HA14)=40.2
V2	4HA14=6.16	2 ×(5HA14)=15.4
V3	28HA14=43.10	2 ×(20HA14)=61.58
V4	4HA14=6.16	2 ×(5HA14)=15.4
V5	22HA14=33.87	2 ×(7HA14)=12.32
V6	14HA14=21.55	2 ×(4HA14)=12.32
V7	16HA14=24.63	2 ×(15HA14)=46.18
V8	2HA14=3.08	2 ×4HA14)=12.32
V9	14HA14=21.55	2 ×(11HA14)=33.86

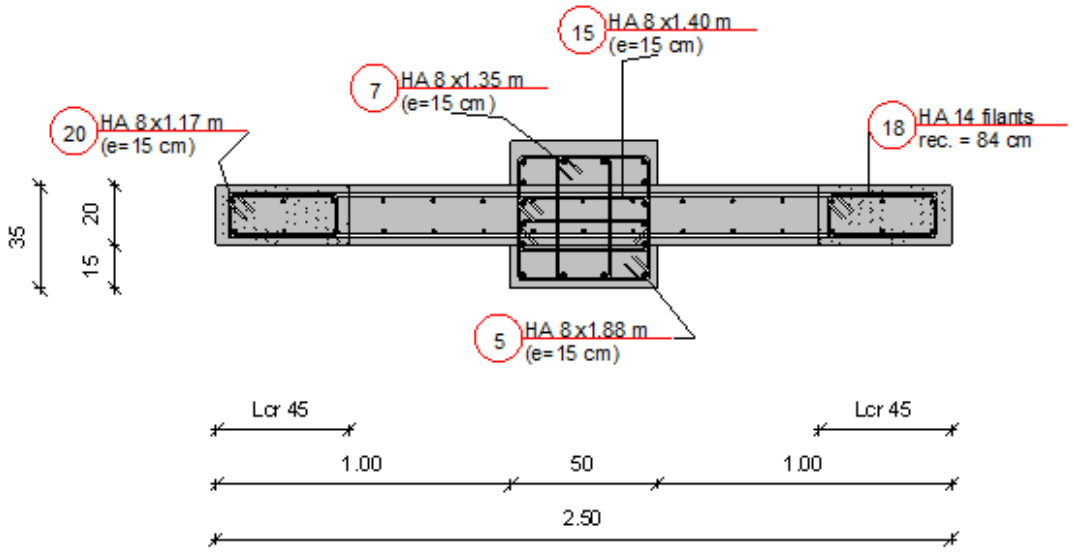


Figure V.10 : Schéma de ferraillage type 1.

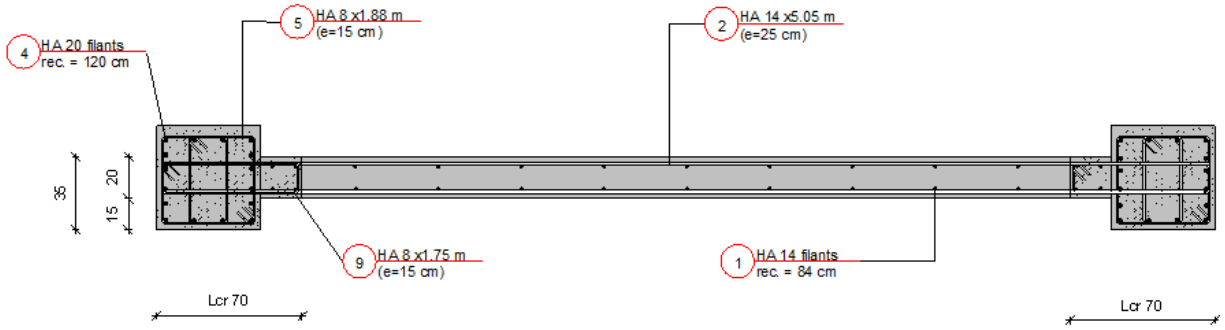
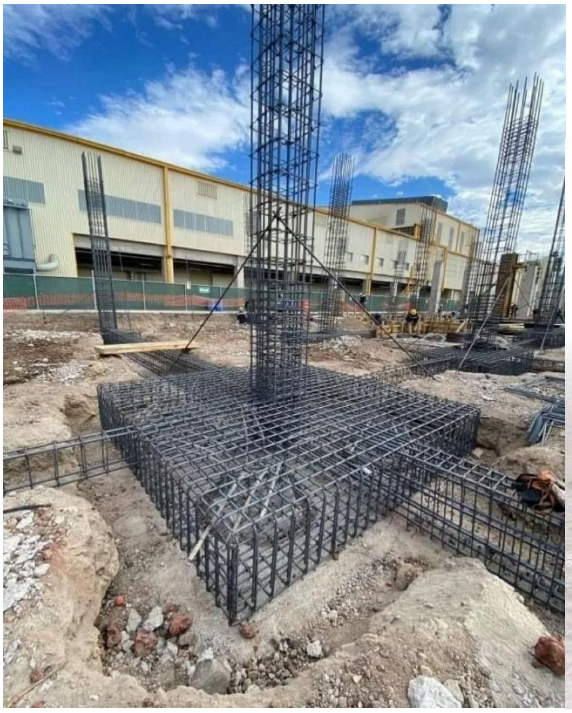
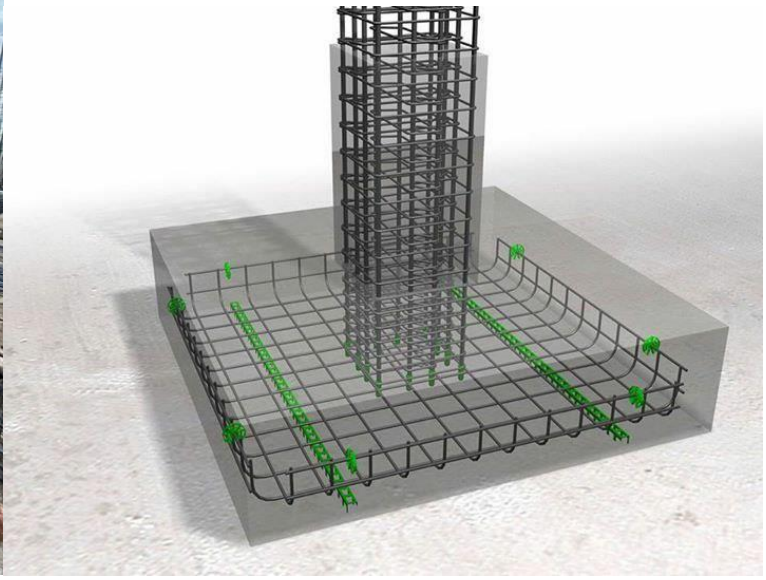


Figure V.11 : Schéma de ferraillage type 2.

Chapitre VI

Calcul de l'infrastructure





VI.1. Introduction :

Les fondations sont les éléments structurels d'un ouvrage qui assurent la transmission et la répartition des charges du bâtiment au sol. Leur rôle principal est de garantir la stabilité de la construction en évitant les tassements différentiels et en résistant aux efforts appliqués.

VI.1.2. Types de fondations :

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- Fondations superficielles (semelles isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi profondes (les puits).
- Fondations profonds (les pieux, les micropieux).

VI.1.3. Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

D'après le rapport géotechnique on a : $\bar{\sigma}_s$ = 2bars

Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de : D= 1.5 m

Les caractéristiques géotechniques du sol sont :

$\varphi = 30°$ C= 2 bars

Afin d'éviter la perte de la laitance du béton (ciment + gravier+ sable+ eau), les fondations doivent reposer sur une surface stable. Pour cela, une couche de gros béton (béton de propreté) d'une certaine épaisseur est appliquée sur le sol.

V.1.4. Choix du type de fondations

Le choix de type de fondations dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondations.
- ✓ La facilité de réalisation
- ✓ La distance entre axe des poteaux.

V.1.4. Méthode de calcul :

V.1.4.1. Semelle isolée sous poteaux

Les méthodes de calcul choisie suivant la répartition de la réaction du sol sont :

a) Répartition trapézoïdale de réaction du sol

Si cette condition vérifie : $e_{0b} = \frac{Mb}{N} \leq \frac{B}{6}$

La contrainte moyenne $\sigma_m$est définie comme la contrainte mesurée à une distance de B/4 de la contrainte maximaleσ_2 .

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{4} = \frac{N}{A \times B}(1 + \frac{(3 \times e_{0b})}{B})$$

La contrainte moyenne doit toujours être inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol ($\overline{\sigma_{sol}}$).

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \frac{(3\sigma_2+\sigma_1)}{4} = \frac{N}{A\times B}(1 + \frac{(3\times e_{0b})}{B}) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Si on remplace A par : A= $(\frac{a}{b})$.B

$$\rightarrow \frac{N}{A\times B}(1 + \frac{(3\times e_{0b})}{B}) \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Il faut résoudre : $[(\frac{a}{b})\overline{\sigma_{sol}}]B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b}.N) \geq 0$

Remarque :

Suivant la direction A, il faut vérifier la deuxième inégalité :

$$[\frac{b}{a})\overline{\sigma_{sol}}]A^3 - N\times A-(3\times e_{0b}\times N) \geq 0$$

La hauteur utile « d », doit être au moins égale au demi-débord de la semelle : $d \geq \frac{(B-b)}{4}$

Données :

($\bar{\sigma}_{\bar{s}\bar{o}\bar{l}}$) = 0,2MPa ; a = b = 50cm , c= 2 cm

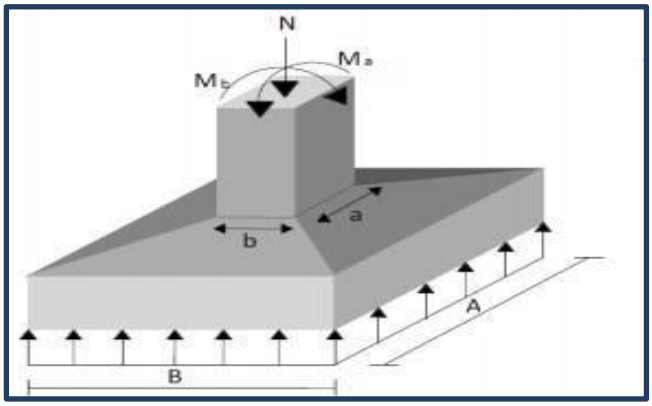


Figure VI.1: Semelle isolée.

Les valeurs des efforts normaux exercés sur les fondations et les sections des semelles isolées sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI.1: Dimension des semelles isolées à l'ELS bloc A.

Semelle	N_{ser} (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	Diagramme	A_{cal} (m)	A_{ch} (m)	B_{cal} (m)	B_{ch} (m)	h_{cal} (cm)	h_{ch} (cm)
S1	501,47	-0,30	-1,35	Trapézoïdale	2.79	3	2.79	3	60	60
S2	504,44	10,12	9,83	Trapézoïdale	2.75	2.8	2.79	2.8	55	60
S3	479,64	-0,35	-7,70	Trapézoïdale	2.53	2.6	2.53	2.6	50	50
S4	481,46	9,33	-13,11	Trapézoïdale	2.55	2.6	2.55	2.6	50	50
S5	481,72	-0,02	-1,76	Trapézoïdale	2.55	2.6	2.55	2.6	50	50
S6	478,47	-7,10	3,57	Trapézoïdale	2.5	2.6	2.5	2.6	50	50
S7	543,01	-0,36	-11,13	Trapézoïdale	2.61	2.7	2.61	2.7	52.5	55

Tableau VI.2: Dimension des semelles isolées à l'ELS bloc B.

Semelle	N_{ser} (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	Diagramme	A_{cal} (m)	A_{ch} (m)	B_{cal} (m)	B_{ch} (m)	h_{cal} (cm)	h_{ch} (cm)
S1	879,17	0,35	4,69	Trapézoïdale	3.82	3.9	3.82	3.9	82.5	83
S2	828,26	-11,24	29,85	Trapézoïdale	3.71	3.8	3.71	3.8	77.75	78
S3	640,79	2,05	27,35	Trapézoïdale	2.86	2.9	2.86	2.9	57.5	58
S4	605,40	-12,11	-6,18	Trapézoïdale	2.76	2.8	2.76	2.8	60	60
S5	856,84	1,28	-118,96	Trapézoïdale	3.01	3	3.01	3	60	60
S6	905,51	11,32	21,50	Trapézoïdale	3.9	4	3.9	4	85	85
S7	562,43	-0,09	-23,48	Trapézoïdale	2.4	2.5	2.4	2.5	47.5	48

S8	552,77	1,24	-5,73	Trapézoïdale	2.3	2.4	2.3	2.4	45	45
S9	515,36	-0,09	-47,07	Trapézoïdale	2.03	2.1	2.03	2.1	37.5	38
S10	578,93	-37,40	52.65	Trapézoïdale	2.45	2.5	2.45	2.5	47.5	48

VI.4.1.2. Vérification du chevauchement entre les bulles de pression sous les semelles :

Il faut vérifier : $L \geq \frac{A_1+A_2}{2} \times 1.5$

Avec L : la distance entre axe des poteaux

Tableau VI.3: Vérification de chevauchement des semelles isolées bloc A.

Semelle	L (m)	A1 (m)	A2 (m)	$\frac{A_1 + A_2}{2} \times 1.5$	Vérification
S1-S2	4.4	3	2.8	4.35	Vérifiée
S2-S3	3.75	2.8	2.6	4.05	Non Vérifiée
S3-S4	3.75	2.6	2.6	3.9	Non Vérifiée
S4-S5	2.55	2.6	2.6	3.9	Non Vérifiée
S5-S6	2.6	2.6	2.6	3.9	Non Vérifiée
S6-S7	3.75	2.6	2.7	3.975	Non Vérifiée

Tableau VI.4: Vérification de chevauchement des semelles isolées bloc B.

Semelle	L (m)	A1 (m)	A2 (m)	$\frac{A_1 + A_2}{2} \times 1.5$	Vérification
S1-S2	3.03	3.9	3.8	5.775	Non Vérifiée

S2-S3	3.93	3.8	2.9	5.025	Non Vérifiée
S3-S5	6.53	2.8	3	4.35	Vérifiée
S4-S5	3.7	3	4	5.25	Non Vérifiée
S6-S7	3.93	4	2.5	4.875	Non Vérifiée
S7-S8	2.6	2.5	2.4	3.675	Non Vérifiée
S9-S10	3.7	2.4	2.1	3.375	Vérifiée

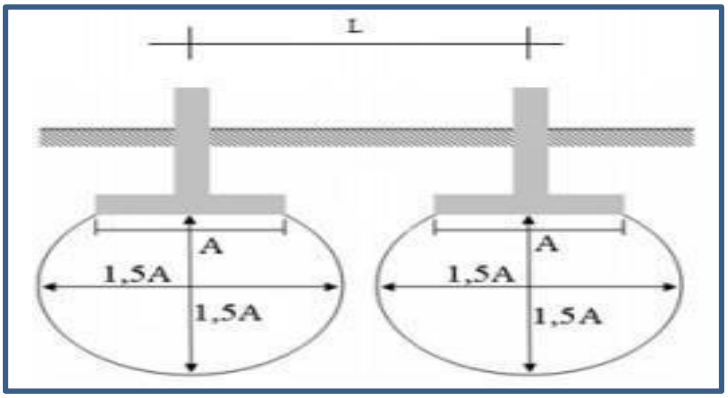


Figure VI.2: Les bulles de pression.

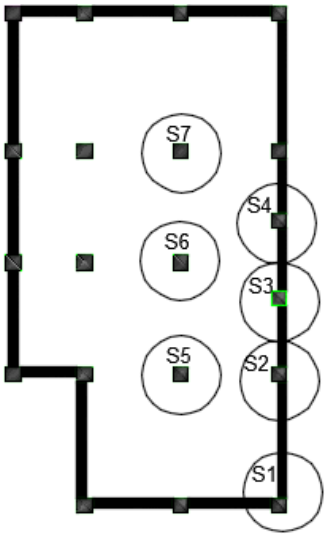


Figure VI.3: Les bulles de pression sous la semelle bloc A.

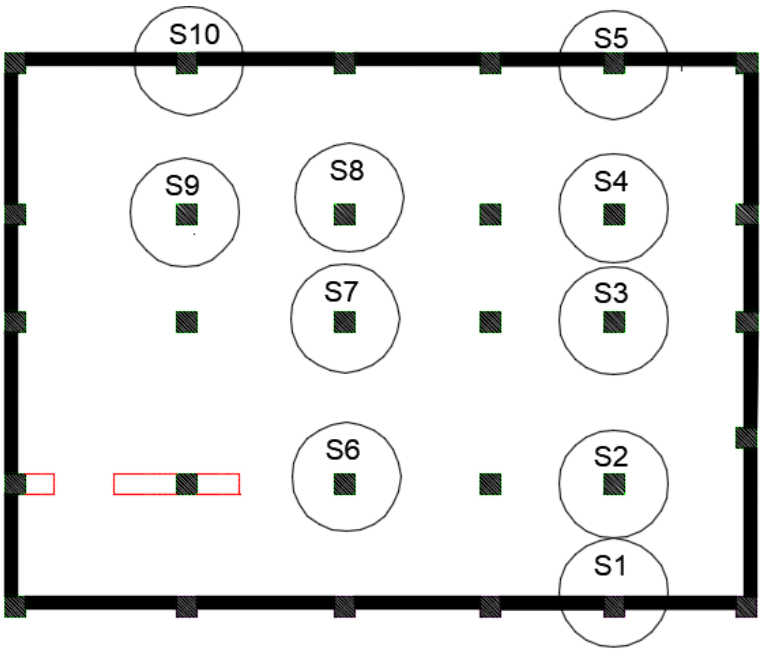


Figure VI.4: Les bulles de pression sous la semelle bloc B.

VI.3.1.3. Les semelles isolées :

- Bloc A:

S 1: Ach = 3 m ; Bch = 3m ; hch = 60 cm.

S 2: Ach = 2.8 m ; Bch = 2.8 m ; hch = 60 cm.

- Bloc B:

S 3: Ach = 2.9 m ; Bch = 2.9 m ; hch = 58cm.

S 5: Ach = 3 m ; Bch = 3 m ; hch = 60cm.

S 9: Ach = 2.1 m ; Bch = 2.1m ; hch = 38cm.

S 10: Ach = 2.5m ; Bch = 2.5 m ; hch =48cm.

VI.3.1.4.Vérification des contraintes :

On vérifier : $\sigma \leq \sigma_{sol}$ et : $\sigma = \frac{N_{ser} \pm P_{semelle} \pm P_{morceaux\ poteau} \pm P_{remblai}}{A \times B}$

$P_{semelle} = B \times L \times h \times \rho_{béton}$

$P_{morceaux\ poteau}$ = (a×b)× D × N_{ser} × $\rho_{béton}$

$P_{remblai}$,= B × L × D × ρ_{sol}

Tableau VI.5: Vérification des contraintes des semelles isolées bloc A.

Les semelles	N_{ser}	$P_{semelle}$	$P_{morceaux\ poteau}$	$P_{remblai}$	σ (MPa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
S1	501.47	198	4.70	125.38	0.29	C.N.V
S2	504.44	184.8	4.72	106.12	0.23	C.N.V

Tableau VI.6: Vérification des contraintes des semelles isolées bloc B.

Les semelles	N_{ser}	$P_{semelle}$	$P_{morceaux\ poteau}$	$P_{remblai}$	σ (MPa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
S3	640.79	148.161	6.00	113.23	1.07	C.N.V
S5	856.84	141.48	8.03	136.89	1.26	C.N.V
S9	515.36	99.03	4.83	106.15	1.63	C.N.V
S10	578.93	117.9	5.42	110.36	1.29	C.N.V

Commentaire :

Selon les données du tableau VI.3 et VI.4, on constate que la contrainte dépasse la contrainte admissible, ce qui nous conduit à envisager l'étude des semelles filantes.

VI.3.2. Semelle filante sous voiles et poteaux :

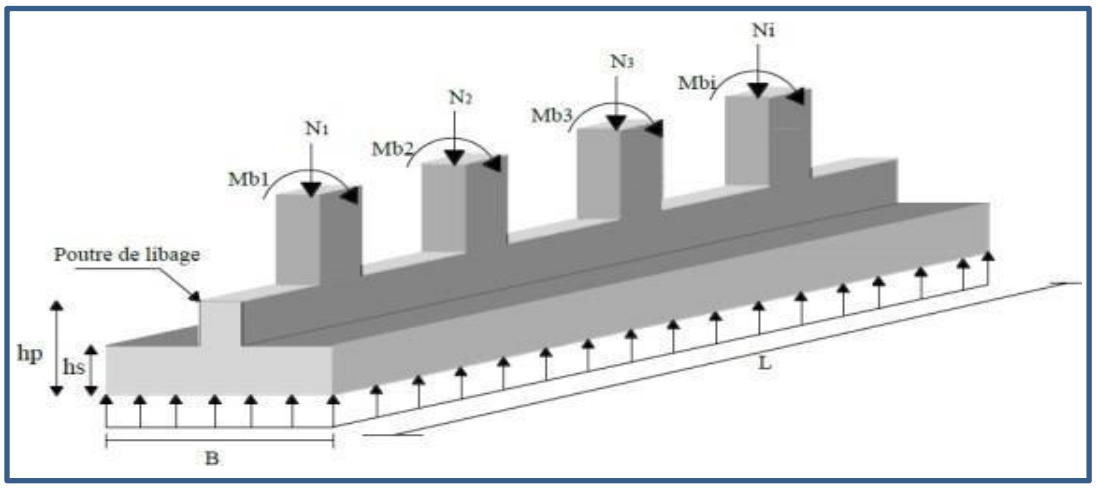


Figure VI.5 Schéma semelle filantes

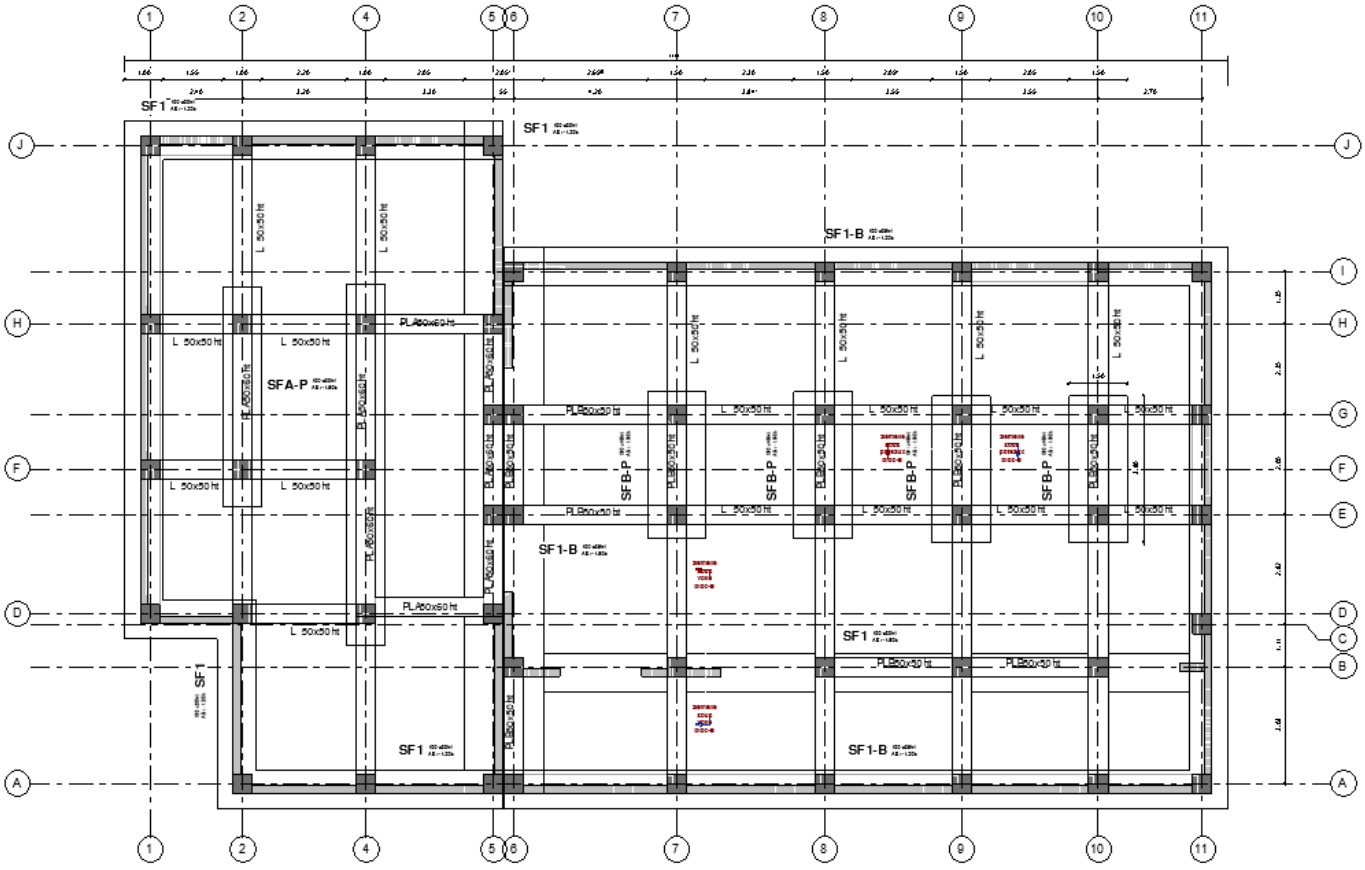


Figure VI.6: Schéma présente les dispositions des semelles de bloc A et B.

VI.3.2.1. Dimensionnement des semelles filante sous voiles et poteaux :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \sum N / L$$

Avec :

✓ ∑N : la somme des efforts normaux.

✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B = \frac{N}{\sigma_{sol}} ; d \geq \frac{B-b}{4} ; h = d + c + \emptyset/2$$

Tableau VI.7: Dimensionnement des semelles filantes sous voile bloc A.

	Semelle	L (m)	∑ Nser (KN/ml)	B cal (m)	B choisie (m)	h cal (cm)	h choisie (cm)
X	SF1	5.5	1312	0.69	1.00	23	30
Y	SF1	18.15	2134.11	0.62	1.00	23	30

Tableau VI.8: Dimensionnement des semelles filantes sous voile bloc B.

	Semelle	L (m)	∑ Nser (KN/ml)	B cal (m)	B choisie (m)	h cal (cm)	h choisie (cm)
X	SF1-B	18.35	3360.16	0.91	1.00	30.5	35
Y	SF1-B	13.75	1783.26	0.89	1.00	30.5	35

VI.3.2.1.1. Vérification des contraintes :

Le calcul a été réalisé en prenant en compte le cas le plus pessimiste, avant d'être étendu à l'ensemble des situations possibles.

Tableau VI.9: Vérification des contraintes des semelles bloc A.

	Les semelles	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	σ (MPa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
X	SF1	714,48	68.3	55.68	0.19	C.V
Y	SF1	196.35	15.6	21.94	0.12	C.V

Tableau VI.10: Vérification des contraintes des semelles bloc B.

	Les semelles	N_{ser}	$P_{semelle}$	$P_{remblai}$	σ (MPa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
X	SF1-B	621.15	65.03	44.03	0.2	C.V
Y	SF1-B	794.57	69.52	20.17	0.14	C.V

VI.3.2.1.2. Vérifications des de la stabilité au renversement :

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) il est impératif de vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et sismiques demeure à l'intérieur du noyau central de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Tableau VI.11: Vérification de renversement des semelles filantes sous voiles bloc A.

Les semelles	N_{ser} (KN/ml)	M_{ser} (KN.m)	e_0 (cm)	B (m)	$\frac{B}{4}$	Vérification
SF1	672.35	7.98	1.4	0.70	17.5	Vérifiée
SF2	196.35	2.80	14.3	0.70	17.5	Vérifiée

Tableau VI.12: Vérification de renversement des semelles filantes sous voiles bloc B.

Les semelles	N_{ser} (KN/ml)	M_{ser} (KN.m)	e_0 (cm)	B (m)	$\frac{B}{4}$	Vérification
SF1	621.15	7.04	1.13	1.00	25	Vérifiée
SF2	794.57	17.42	2.19	1.00	25	Vérifiée

VI.3.2.1.3. Ferraillage de semelles filantes sous voiles et poteaux :

Le calcul du ferraillage est réalisé pour une largeur d'un mètre, en appliquant l'ensemble des formules de ferraillage d'une semelle isolée afin de déterminer la quantité d'armatures parallèles à la semelle.

Tableau VI.13: Choix de méthode de calcul bloc A.

Les semelles	N_u (KN/lm)	Mu (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)	La méthode
SF1	663.53	18.04	2.71	3.88	Des bielles
SF2	344.08	11.9	3.45	3.88	Des bielles

Tableau VI.14: Choix de méthode de calcul bloc B.

Les semelles	N_u (KN/ml)	Mu (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)	La méthode
SF1	562.43	23.48	4.17	5.55	Des bielles
SF2	605.40	27.35	4.51	5.55	Des bielles

- **Armateurs principaux :**

$$A = \frac{N(B-b)}{B.d.\sigma_s} \; ; \; St = \frac{100-5}{n}$$

Avec :

n : Le nombre des barres.

Tableau VI.15: Ferraillage des semelles filantes sous voiles et poteaux bloc A.

Les semelles	N_u (KN/ml)	B (m)	A_{cal} (cm^2)	A_b (cm^2)	St (cm)
SF1	2134.11	1.00	13.12	9HA14=13.85	10
SF4	2761.15	1.00	14.04	10HA14=15.39	

Tableau VI.16: Ferraillage des semelles filantes sous voiles et poteaux bloc B.

Les semelles	N_u (KN/ml)	B (m)	A_{cal} (cm^2)	A_b(cm^2)	St (cm)
SF1-B	3162.16	1.00	15.28	10HA14=15.39	10
SF2	834.96	1.00	8.16	6HA14=9.23	
SF3	1345.78	0.7	12.22	8HA14=12.31	
SF4	2761.15	1.00	14.04	10HA14=15.39	

- **Armatures de répartitions :**

$$A_{rép} = \frac{A(cm^2)B(m)}{4} \text{ ; St } = \frac{B-2e-\varphi}{(n-1)}$$

Tableau VI.17: Ferraillage des semelles filantes sous voiles bloc A.

Les semelles	$A_{b\ Choisie}$ (cm^2)	$A_{Rép}$ (cm^2)	Choix d'armatures (cm^2)	St (cm)
SF1	13.85	19.04	7HA14=21.54	5
SF4	15.39	29.83	20HA14=30.78	5

Tableau VI.18: Ferraillage des semelles filantes sous voiles bloc B.

Les semelles	$A_{b\ choisie}$ (cm^2)	$A_{Rép}$ (cm^2)	Choix d'armatures (cm^2)	St (cm)
SF1-B	15.39	28.63	16HA16=32.16	5
SF4	15.39	29.83	16HA16=32.16	5

VI.3.2.2. Dimensionnement des semelles filante sous plusieurs poteaux :

Tableau VI.19: Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc A.

	Semelle	N_{ser} (KN)	B_{calc} (m)	$B_{choisie}$ (m)	h_{calc} (cm)	$h_{choisie}$ (cm)
X	SFA-P	1557.44	0.83	1.00	28	30

Tableau VI.20: Dimensionnement des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc B.

	Semelle	N_{ser} (KN)	B_{calc} (m)	$B_{choisie}$ (m)	h_{calc} (cm)	$h_{choisie}$ (cm)
X	SFB-P	5099.11	1.42	1.5	43	45

VI.3.2.2.1. Vérifications des contraintes :

Tableau VI.21: Vérification des contraintes des semelles bloc A.

	Les semelles	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	σ(MPa)	σ_{sol}(MPa)
X	SFP1	1557.44	198	31.90	0.06	C.V

Tableau VI.22: Vérification des contraintes des semelles bloc B.

	Les semelles	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	σ(MPa)	σ_{sol}(MPa)
X	SFP2	5099.11	372.25	31.90	0.10	C.V
Y	SFP3	4040.19	163.80	27.97	0.07	C.V

VI.3.2.2.2 Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Tableau VI.23: Vérification de renversement des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc A.

Les semelles	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	e_0	B (m)	$\frac{B}{4}$	Vérification
X	501.47	1.35	0.26	3	75	C.V

Tableau VI.24: Vérification de renversement des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc B.

Les semelles	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	e_0	B (m)	$\frac{B}{4}$	Vérification
X	879.17	4.69	0.53	3.9	97.5	C.V
Y	605.40	6.18	1.02	2.8	70	C.V
	552.77	5.73	1.03	2.4	60	C.V

VI.3.2.1.1. Vérification de poinçonnement de semelle sous plusieurs poteaux :

On doit vérifier : $F_u \leq F_{limite} = 0.045 . U_c . h . \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Tableau VI.25: Vérification de poinçonnement bloc A.

La semelle	H	F_u	F_{limite}	Vérification
Filant	60	925.87	2880	C.V

Tableau VI.26: Vérification de poinçonnement bloc B.

La semelle	H	F_u	F_{limite}	Vérification
Filant	50	1038.65	2400	C.V

VI.3.2.1.2. Ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux :

La détermination des armatures se fera en deux étapes : transversalement pour le dimensionnement et le ferraillage de la semelle, et longitudinalement pour celui de la poutre de libage.

Tableau VI.27: Choix de méthode de calcul bloc A.

Les semelles	Nu (KN)	Mu (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)	La méthode
SFP1	663.53	2.70	3.54	16.66	Des bielles

Tableau VI.28: Choix de méthode de calcul bloc B.

Les semelles	Nu (KN)	Mu (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)	La méthode
SFP2	562.43	-1.99	1.91	21.66	Des bielles
SFP3	605.40	-5.82	1.93	11.66	Des bielles

- **Les armatures principales :**

A = $\frac{N(B-b)}{8.d.\sigma_s}$ et $S_t = \frac{100}{n}$

Avec :

n : le nombre de barres.

- À l'ELU σ_s = 435 MPa : en situation durable.
- À l'ELS σ_s = 215.56 MPa

Tableau VI.29: Ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc A.

Les semelles	N_u (KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
SFP1	663.53	24.36	17HA14=26.18	10

Tableau VI.30: Ferraillage des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc B.

Les semelles	N_u (KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
SFP2	562.43	25.18	17HA14=26.18	10
SFP3	605.40	17.06	12HA14=18.48	10

- **Les armatures de répartition :**

$A_{rép} = \frac{A\ (cm^2)B(m)}{4}$ et $St = \frac{B-2e-\varphi}{(n-1)}$

Tableau VI.31: Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc A.

Les semelles	A_b (KN)	$A_{Rép}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF1	24.35	18.26	14HA14=21.56	10

Tableau VI.32: Armature de répartition des semelles filantes sous plusieurs poteaux bloc B.

Les semelles	A_b (KN)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_t (cm)
SF2	28.36	27.65	19HA14=29.26	10
SF3	17.07	8.96	6HA14=9.23	10

VI.4. Poutre de libage :

VI.4.1. Dimensionnement de la poutre de libage :

La poutre de libage reprendra l'ensemble des charges verticales ainsi que les moments de flexion. Sa largeur sera identique à celle du poteau (b), tandis que sa hauteur (hp) sera déterminée selon la théorie de la poutre sur sol élastique. Cette théorie impose une inégalité à vérifier, afin de garantir une répartition uniforme des contraintes dans le sol.

Avec : $l_{max} \leq \frac{\pi}{2}.l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4\times E\times I}{K\times b}}$

- E : Module d'élasticité du béton (E=34179.56 MPa).

- L : La travée la plus longue sur les 2 directions.

- K : Coefficient de réduction du sol (K = 4×10^{-2}N/mm^2).

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{0.5\times {l_{max}}^4\times K}{E}}$$

Tableau VI.33: Dimensionnement poutre de la poutre de libage bloc A.

	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (m)	$h_{p\ adopte}$ (m)
Poutre de Libage	4.10	0.548	0.60

Tableau VI.34: Dimensionnement poutre de la poutre de redressement bloc B.

	L_{max} (m)	$h_{p\ calculé}$ (m)	$h_{p\ adopte}$ (m)
Poutre de libage	3.45	0.436	0.50

VI.4.2. Vérification de poinçonnement de la poutre de libage « CBA91 Article A.5.2.4.2»:

On va vérifier :

$F_u \leq F_{limite} = 0.045.\text{Uc.h.}\frac{fc28j}{\gamma_b}$

Tableau VI.35: Vérification de poinçonnement bloc A.

Poutre de libage bloc A	H	F_u	F_{limite}	Vérification
	60	925.87	2700	C.V

Tableau VI.36: Vérification de poinçonnement bloc B.

Poutre de libage bloc B	H	F_u	F_{limite}	Vérification
	50	1038.65	2250	C.V

- Absence de poinçonnement au niveau de la poutre de libage.

VI.4.3. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU:

La poutre de redressement est assimilée à une poutre continue inversée, soumise à une charge uniformément répartie q, correspondant à la somme des charges transmises par les superstructures, répartie sur la longueur totale L de la poutre.

$$q=\frac{\sum N_u \pm P_{semelle} \pm P_{poutre\ de\ libage} \pm P_{remblai}}{L}$$

Le calcul est effectué à l'aide de la méthode forfaitaire ou, le cas échéant, de la méthode de Caquot. Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on a recours à la méthode de Caquot.

On va vérifier : $\tau \leq \bar{\tau}$

$\tau=\frac{T}{b\times d}$; $\bar{\tau}$= min ($\frac{0.15.fc28}{\gamma b}$; $4MPa$) =3.75 MPa → Fissuration préjudiciable.

Tableau VI.37: Vérification de cisaillement de poutre de libage bloc A.

Poutre de libage	T (KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	Vérification
50×60	837.96	2.79	3.75	C.V

Tableau VI.38: Vérification de cisaillement de poutre de libage bloc B.

Poutre de libage	T (KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	Vérification
50× 50	942.45	2.69	3.75	C.V

VI.4.4. Ferraillage poutre de libage :

$$\sigma_{ELU} = \frac{\sum Nu + 1.35(P_{semelle} + P_{poutre\ de}\ libage + P_{remblai})}{B \times L}$$

$$\sigma_{ELS} = \frac{\sum Nser + 1.35(P_{semelle} + P_{poutre\ de}\ libage + P_{remblai})}{B \times L}$$

$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B$; $F_{ELS} = \sigma_{ELS} \times B$

Tableau VI.39: Détermination des valeurs de F de Poutre de libage bloc A.

Eléments	σ_{ELU} (MPa)	σ_{ELS} (MPa)	F_{ELU} (KN/ml)	F_{ELS} (KN/ml)
Poutre de libage	0.673	0.564	471.1	394.8

Tableau VI.40: Détermination des valeurs de F de Poutre de libage bloc B.

Eléments	σ_{ELU} (MPa)	σ_{ELS} (MPa)	F_{ELU} (KN/ml)	F_{ELS} (KN/ml)
Poutre de libage	0.714	0.623	499.8	436.1

VI.4.5. Armatures longitudinales :

La combinaison : 1.35G+1.5Q

$A_{min\ (RPA)}$ = 0.5%.b.h =0.05×50×60 = 15 cm^2

Tableau VI.41: Ferraillage longitudinal de poutre de libage bloc A.

	M_{tu} (KN/ml)	M_{au} (KN/ml)	A_{calc} (cm^2)	A_{min} CBA93 (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
					Travée	Appui
Poutre de libage 50×60	731.45	-868.36	Travée = 25.12 Appui = 31.07	3	9HA20 =28.27	10HA20=31.41

$A_{min\ (RPA)}$ = 0.5%.b.h =0.05×50×50 = 12.5 cm^2

Tableau VI.42: Ferraillage longitudinal de poutre de libage bloc B.

Poutre de libage	M_t (KN/ml)	M_a (KN/ml)	A_{s1} (cm^2)	A_{s1} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	
					Travée	Appui
50×50	812.36	-973.45	Travée = 23.36 Appui = 30.25	3	9HA20 =28.27	10HA20=31.41

VI.4.6. Vérification des contraintes normales à l'ELS :

Tableau VI.43: Vérification des contraintes à l'ELS bloc A.

Eléments	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_S (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
Travée	422.75	6.4	225.63	18	500	C.V
Appui	697.12	8.3	234.75	18	500	C.V

Tableau VI.44: Vérification des contraintes à l'ELS bloc B.

Eléments	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_S (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Vérification
Travée	566.78	7.4	283.14	18	500	C.V
Appui	763.85	8.9	299.12	18	500	C.V

VI.4.7. Vérification de cisaillement de poutre de libage à l'ELU :

Il convient de vérifier : $\tau \leq \overline{\tau}$

$\overline{\tau}$ = 3.75 MPa (Fissuration préjudiciable) ; $\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9h}}$; $\mathbf{V_u}$: effort tranchant.

Tableau VI.45: Vérification de cisaillement de poutre de libage bloc A.

Elément				
Poutre de libage 50×60	F_{c28}	Vu (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)
	30	1043.21	0.34	3.75

Tableau VI.46: Vérification de cisaillement de poutre de libage bloc B.

Elément				
Poutre de libage 50×50	F_{c28}	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)
	30	1275.12	0.29	3.75

❖ **Diamètres des armatures transversales φ_t :**

Tableau VI.47 : Armatures transversales de la poutre de libage bloc A.

φ (mm)	A_t (cm^2)	A_t =(0.003)s.b (cm^2)	Esp $Z_{critique}$	Esp (cm) $Z_{non\text{-}critique}$
8	10HA8=5.02	1.26	10	40

Tableau VI.48 : Armatures transversales de la poutre de libage bloc B.

φ (mm)	A_t (cm^2)	A_t =(0.003)s.b (cm^2)	Esp $Z_{critique}$	Esp (cm) $Z_{non\text{-}critique}$
8	10HA8=5.02	1.47	10	40

VI.4.8. Vérification de la flèche à l'ELS :

La vérification de la flèche n'est pas requise si les trois inégalités sont satisfaites.

Tableau VI.49: Vérification préliminaire de la flèche bloc A.

Elément	1ére condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10.M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Poutre de redressement	0.25	0.0625	Vérifiée	0.25	0.153	Vérifiée	0.0045	0.0084	Vérifiée

Tableau VI.50: Vérification préliminaire de la flèche bloc B.

Elément	1ére condition			2éme condition			3éme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10.M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Poutre de redressement	1.66	0.0625	Vérifiée	1.66	0.175	Vérifiée	0.0063	0.0084	Vérifiée

Tableau VI.51 : Choix finale des armatures.

Bloc A	Poutre de libage en travée	9HA20=28.27
	Poutre de libage en appui	10HA20=31.41
Bloc B	Poutre de libage en travée	9HA20=28.27
	Poutre de libage en appui	10HA20=31.41

V.5 Ferraillage des longrines :

Les longrines sont des poutres conçues pour limiter les déformations liées aux mouvements du sol (tassements, gonflements, soulèvements, etc.) et pour réduire la longueur de flambement des poteaux. Elles servent également d'appui continu pour les murs à double cloison.

V.5.1. Prédimensionnement :

Selon le RPA 2024 : [Art 10.1.1]

Pour un sol de catégorie (S2), les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont $(25\times30)\ cm^2$

Alors : on adopte $(b\times h) = (50\times50)\ cm^2$

V.5.2. Calcul de ferraillage à l'ELU ou L'ACC :

Les longrines doivent être dimensionnées pour résister à la traction induite par une force égale à : $F_u = \frac{N_u}{\propto} \geq 20KN$ ($\propto$ « zone /site 2 » = 0.3) (10.2)

Avec : N correspond à la valeur maximale des charges verticales de gravité transmises par les appuis solidarisés.

- Bloc A : $F_u = \frac{2145.74}{0.3} = 2654.4$ KN ; A= $\frac{Fu}{\overline{\sigma_s}} = \frac{Fu}{\overline{f_e/\gamma_s}} = \frac{214.574}{435} = 6.16$ cm^2
- Bloc B : $F_u = \frac{2345.78}{0.3} = 4485.93$ KN ; A= $\frac{Fu}{\overline{\sigma_s}} = \frac{Fu}{\overline{f_e/\gamma_s}} = \frac{234.578}{435} = 7.02$cm^2

- **Choix des armatures :**

- $A_{RPA} = 0.6\ \% \times (b \times h)$ (Art 10.1.1)

- $A_{CBA} \geq \frac{B.f_{tjr}}{f_e}$

Tableau VI.52: Ferraillage des longrines bloc A.

Eléments	A calculée	A min CBA (cm^2)	A min RPA (cm^2)	A choisie (cm^2)
Longrines	6.16	2.4	1.5	4HA16=8.04

Tableau VI.53: Ferraillage des longrines bloc B.

Eléments	A calculée	A min CBA (cm^2)	A min RPA (cm^2)	A choisie (cm^2)
Longrines	7.02	2.4	1.5	4HA16=8.04

VI.5.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS :

Le type de fissuration est : très préjudiciable.

$$F_{ser} = \frac{N_{Ser}}{\alpha} \; ; \; \sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{ch}} \leq \bar{\sigma}_s$$

Tableau VI.54: Vérification des contraintes normales de longrines bloc A.

Sollicitation		Contraintes normales	Contraintes admissibles	Vérification
N_{ser}	α	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	
1235.36	0.3	66.84	500	C.V

Tableau VI.55: Vérification des contraintes normales de longrines bloc B.

Sollicitation		Contraintes normales	Contraintes admissibles	Vérification
N_{ser}	α	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	
1154.78	0.3	62.48	500	C.V

VI.6. Ferraillage des voiles périphériques :

Il s'agit de murs en béton armé situés au niveau du sous-sol, assurant une liaison rigide permettant l'encastrement de la structure, tout en résistant à la poussée des terres. Le voile de notre bâtiment présente une hauteur de 3.78 m et une épaisseur de 20 cm. Il est assimilé à une dalle pleine et supposé soumis à une charge uniformément répartie due à la pression des terres.

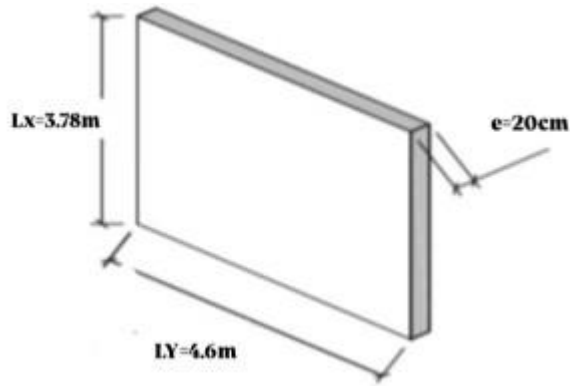


Figure VI.7: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité bloc A.

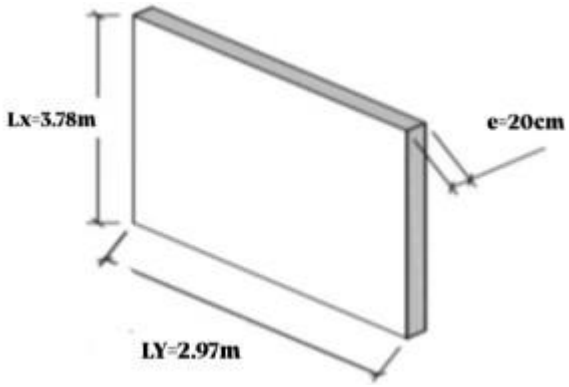


Figure VI.8: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité bloc B.

$\rho_{bloc\ A} = \frac{3.78}{4.60} = 0.82 > 0.4$, $\rho_{bloc\ B} = \frac{3.78}{2.97} = 1.27 > 0.4$ Ainsi, le panneau travaille dans les deux directions.

Pour le calcul des moments à l'État Limite Ultime (ELU), la méthode des lignes de rupture (annexe C) est utilisée, tandis que la méthode forfaitaire (annexe D) est appliquée pour le calcul des moments à l'État Limite de Service (ELS).

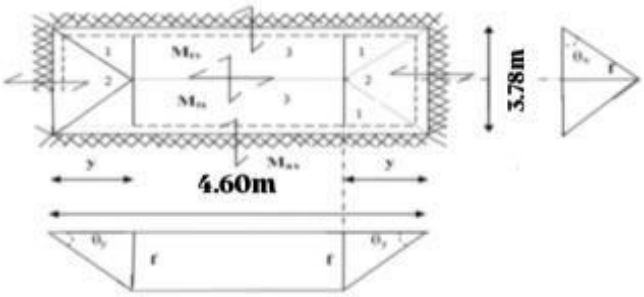


Figure VI.9: Les lignes de rupture dans le panneau bloc A.

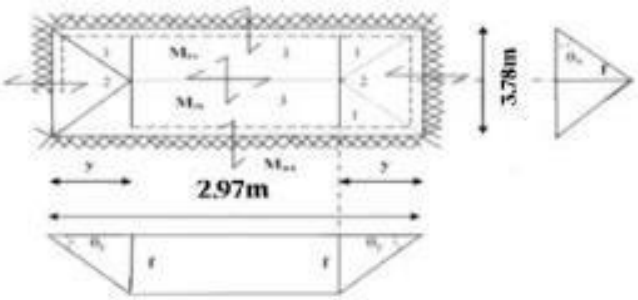


Figure VI.10: Les lignes de rupture dans le panneau bloc B.

VI.6.1. Calcul de la poussée des terres :

$P1 = \frac{1}{2}\gamma . K\gamma . h^2$ avec : $h = 3.78$ m ; $K\gamma = \tan^2(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2})$

Tableau VI.56: Tableau des données bloc A et B.

γ (KN/m^2)	φ°	Kγ	P1 (KN/m^2/ml)	Q_u (KN/m^2)	Q_{ser} (KN/m^2)
18	30	0.033	10.536	9.37	7.86

VI.6.2. Calcul de ferraillage à l'ELU :

Tableau VI.57: Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique bloc A.

	Elément		Mu (KN.m)	Ep (cm)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min}(cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$(cm^2)
Suivante X	Les armatures verticales	Travée	-1,81	20	1.75	0.6	25	4HA8=2.01
		Appui	13,58		0.97	0.6	25	4HA8=2.01
Suivante Y	Les armatures horizontales	Travée	-1,81		1.75	0.6	25	4HA8=2.01
		Appui	13,58		0.97	0.6	25	4HA8=2.01

Tableau VI.58: Ferraillage verticale et horizontale de voile périphérique bloc B.

	Elément		Mu (KN.m)	Ep (cm)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min}(cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$(cm^2)
Suivante X	Les armatures verticales	Travée	1.73	20	1.27	0.6	25	4HA8=2.01
		Appui	15.23		0.92	0.6	25	4HA8=2.01
Suivante Y	Les armatures horizontales	Travée	1.73		1.27	0.6	25	4HA8=2.01
		Appui	15.23		0.92	0.6	25	4HA8=2.01

VI.6.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad ; \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad ; \sigma'_s \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau VI.59 : Vérification des contraintes normales de voile périphérique bloc A.

	Eléments	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Suivante X	Travée	1.86	2.32	18	Vérifiée	235.18	500	Vérifiée
	Appui	1.86	2.32	18	Vérifiée	235.18	500	Vérifiée
Suivante Y	Travée	2.57	3.78	18	Vérifiée	341.45	500	Vérifiée
	Appui	2.57	3.78	18	Vérifiée	341.45	500	Vérifiée

Tableau VI.60: Vérification des contraintes normales de voile périphérique bloc B.

	Eléments	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Suivante X	Travée	23.76	4.52	18	Vérifiée	288.36	500	Vérifiée
	Appui	23.76	4.52	18	Vérifiée	288.36	500	Vérifiée
Suivante Y	Travée	7.93	3.47	18	Vérifiée	462.05	500	Vérifiée
	Appui	7.93	3.47	18	Vérifiée	462.05	500	Vérifiée

VI.6.4. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

La vérification doit être effectuée : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{T_u}{b.d} \leq \tau = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad T_{max} = \frac{q_u . l_x . l_y}{2l_y + l_x}$$

Tableau VI.61: Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique bloc A.

Eléments			Vérification		
b (cm)	h (cm)	T_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	C.V
100	20	16.91	0.084	1.75	

Tableau VI.62: Vérification des contraintes de cisaillement de voile périphérique bloc B.

Eléments			Vérification		
b (cm)	h (cm)	T_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	C.V
100	20	21.42	0.10	1.75	

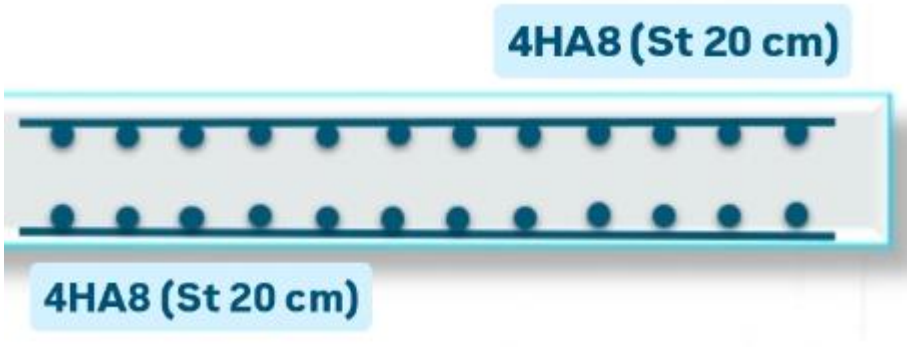


Figure VI.11: Ferraillage du voile périphérique bloc A.

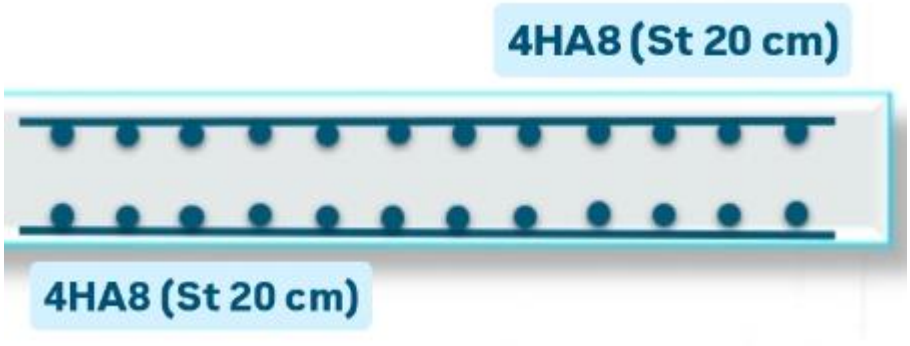
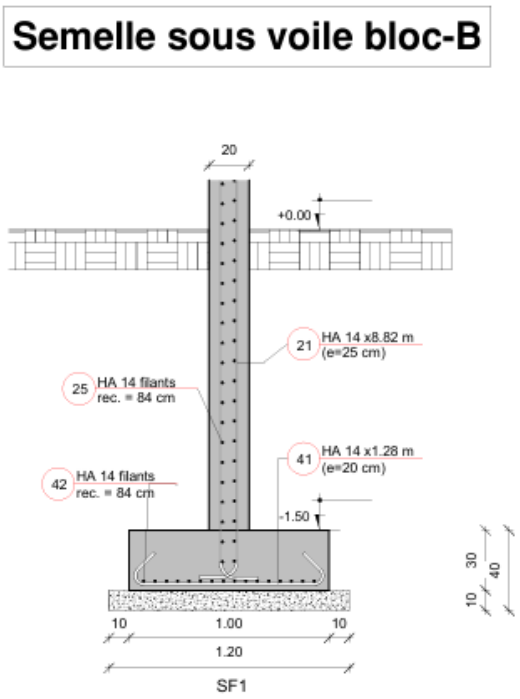
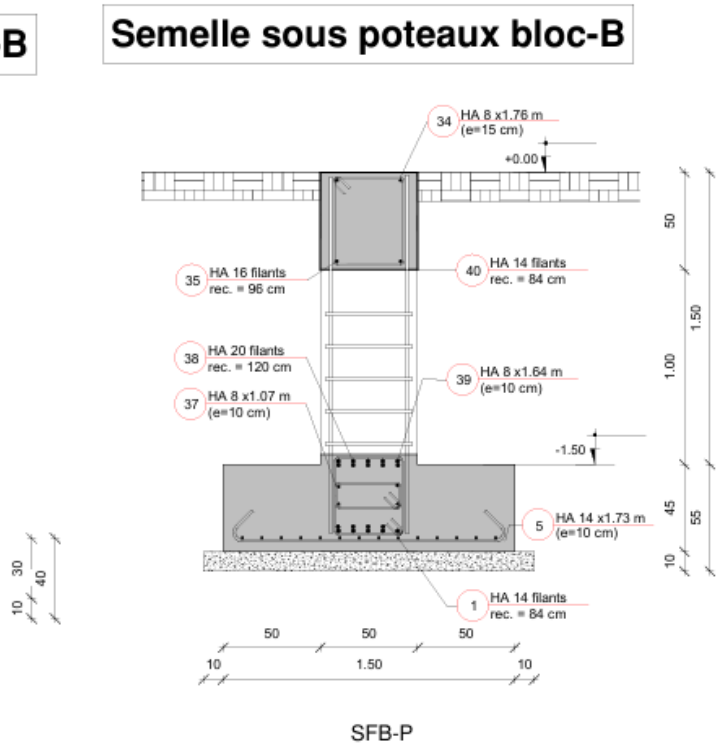


Figure VI.12: Ferraillage du voile périphérique bloc B.

Schéma du ferraillage des semelles :





CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'études, nous avons mené une étude complète d'un bâtiment à usage multiple (commercial au RDC et résidentiel en étages) composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de sept étages (R+7), en conformité avec les exigences du nouveau règlement parasismique algérien RPA 2024. Afin d'assurer une meilleure régularité en plan, ainsi qu'un comportement sismique optimal, nous avons pris dès le départ la décision de diviser le bâtiment en deux blocs distincts, désignés Bloc A et Bloc B.

L'analyse dynamique a été effectuée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, permettant de modéliser avec précision le comportement global de la structure. La disposition judicieuse des voiles a permis d'atteindre une période fondamentale de 0,72 secondes, avec une dissipation d'énergie massique respectant les seuils fixés par la réglementation en vigueur.

Sur le plan du dimensionnement, les éléments, nous avons opté pour un plancher à corps creux de type 16+4 cm, tandis que les dalles pleines ont été réalisées avec une épaisseur de 15 cm. Les poutres principales présentent une section de 30×40 cm, contre 30×35 cm pour les poutres secondaires. Pour les poteaux, une régression des sections a été adoptée en fonction des niveaux : 50×50 cm pour les trois premiers étages, 45×45 cm pour les trois suivants, et enfin 40×40 cm pour les derniers niveaux. Quant aux voiles porteurs, ils ont été dimensionnés avec une épaisseur constante de 20 cm.

Tous les éléments structuraux ont été analysés, dimensionnés et ferraillés dans le respect strict des prescriptions normatives du RPA 2024, garantissant ainsi la sécurité, la stabilité et la durabilité de la structure étudiée.

Enfin, l'étude de l'infrastructure a permis de valider le choix des semelles filantes sous les poteaux et voiles, avec des dimensions variables selon les efforts transmis (efforts normaux et moments fléchissant), assurant une reprise correcte des charges en fondation.

Ce travail a permis de mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises au cours de notre formation, en intégrant à la fois l'aspect réglementaire, le comportement dynamique, ainsi que le dimensionnement détaillé des éléments structuraux, tout en exploitant efficacement les outils numériques modernes de calcul.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

❖ **Documents réglementaires**

- Règles parasismiques Algérienne RPA 2024.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.2).

- Cour béton armé Dr.BOUKENDAKDJI Otmane.
- Cour Thermique Dr.YOUNSI Abderahmane.

❖ **Logiciels**

- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT 2010.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2025.
- Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2025.