

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



جامعة سعد دحلب – البليدة 1 -
Université Saad Dahlab Blida 1

كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT MULTIFONCTIONNEL EN BETON ARME
R+9 CONTREVENTÉ PAR PORTIQUES ET VOILES

Encadré par : Dr. BENYAHYA

CO-ENCADREUR : Dr. AZZAZ

Président :

Examineur :

Etudié et réalisé par :

BOUMALHA HUSSEM
EDDINE

Année universitaire : 2023/2024

RÉSUMÉ

Cette étude concerne la conception d'une structure multiservice (commerce et habitation) de 9 étages à Oran, classée en zone IIa selon le règlement parasismique algérien (RPA 99, version 2003). La stabilité est assurée par des poutres, poteaux et voiles de contreventement. L'analyse a été réalisée avec le logiciel ETABS V21. Les dimensions et le ferrailage des éléments résistants respectent les normes BAEL91 modifié 99 et RPA99 version 2003. Le ferrailage a été conçu avec le logiciel SOCOTEC.

ABSTRACT

This study concerns the design of a multi-service structure (commercial and residential) with 9 floors in Oran, classified in zone IIa according to the Algerian seismic regulations (RPA 99, 2003 version). Stability is ensured by beams, columns, and shear walls. The analysis was performed using the ETABS V21 software. The dimensions and reinforcement of the resistant elements comply with the BAEL91 modified 99 and RPA99 2003 version standards. The reinforcement was designed using SOCOTEC software.

ملخص

تتعلق هذه الدراسة بتصميم هيكل متعدد الخدمات (تجاري وسكني) مكون من 9 طوابق في وهران، المصنفة في المنطقة IIa وفقاً للائحة الزلازل الجزائرية RPA 99 نسخة 2003. يتم ضمان الاستقرار بواسطة العوارض، الأعمدة والجدران المقاومة للزلازل. تم إجراء التحليل باستخدام برنامج ETABS V21. أبعاد وتسليح العناصر المقاومة تتوافق مع المعايير BAEL91 المعدلة 99 و RPA99 نسخة 2003. تم تصميم التسليح باستخدام برنامج SOCOTEC.

REMERCIEMENTS

Liste des figures

Figure I.1 : Vue en plan de l'étage courant.	4
Figure I.2 : Vue en 3D de la structure.	4
Figure I. 3 : Diagramme contraintes - déformations à l'ELU.	9
Figure I. 4 : Diagramme contraintes - déformations à l'ELS.	10
Figure I.5 : Diagramme contraintes – déformations de l'acier à l'ELU.	11
Figure II.1 : Détails d'un plancher à corps creux.	13
Figure II.2 : Détails d'un plancher à dalle pleine.	15
Figure II.3 : Coupe verticale d'un voile en béton armé.	17
Figure II.4 : Coupe transversale d'un voile en béton armé.	17
Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.	18
Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.	19
Figure II.7 : Coupe verticale de plancher courant à corp creux.	19
Figure II.8 : Coupe verticale de plancher courant à dalle pleine.	20
Figure II.9 : Constitution du mur extérieur.	21
Figure II.10 : Schéma de l'acrotère.	22
Figure II.11 : Surface d'influence du poteau central.	25
Figure II.12 : Surface d'influence du poteau de rive.	28
Figure II.13 : Surface d'influence du poteau d'angle.	31
Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.	38
Figure III.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.	40
Figure III.3 : Section de calcul de l'acrotère.	40
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	43
Figure III.5 : Différents éléments des escaliers.	45
Figure III.6 : Schéma statique d'escaliers.	45
Figure III.7 : Diagramme du moment fléchissant d'escalier à l'ELU.	48
Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU.	49
Figure III.9 : Diagramme du moment fléchissant d'escalier à l'ELS.	49
Figure III.10 : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELS.	49
Figure III.11 : Schéma de ferrailage d'escalier.	53
Figure III.12 : Panneau le plus sollicité.	53
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.	58
Figure III.14 : Schéma de poutrelle.	59
Figure III.15 : Schéma statique des poutrelles sous G et Q.	64
Figure III.16 : Diagramme du moment fléchissant de poutrelle à l'ELU.	64
Figure III.17 : Diagramme de l'effort tranchant de poutrelle à l'ELU.	64
Figure III. 18 : Diagramme du moment fléchissant de poutrelle à l'ELS.	64
Figure III.19 : Diagramme de l'effort tranchant de poutrelle à l'ELS.	65
Figure III.20 : Diagramme du moment fléchissant de poutrelle à l'ELU.	65

Figure III.21 : Diagramme de l'effort tranchant de poutrelle à l'ELU.	65
Figure III.22 : Diagramme du moment fléchissant de poutrelle à l'ELS.	65
Figure III. 23 : Diagramme de l'effort tranchant de poutrelle à l'ELS.	66
Figure III.24 : Diagramme du moment fléchissant de poutrelle à l'ELU.	66
Figure III. 25 : Diagramme de l'effort tranchant de poutrelle à l'ELU.	66
Figure III. 26 : Diagramme du moment fléchissant de poutrelle à l'ELS.	66
Figure III. 27 : Diagramme de l'effort tranchant de poutrelle à l'ELS.	67
Figure III. 28 : Ferrailage de la poutrelle en travée.	72
Figure III. 29 : Ferrailage de la poutrelle sur appuis.	72
Figure IV. 1 : Disposition des voiles.	79
Figure IV. 2 : Spectre de réponse.	80
Figure IV. 3 : Vue en plan des trois premiers modes.	82
Figure V.1 : Zone nodale.	91
Figure V.2 : Schéma de ferrailage de poteaux.	98
Figure V.3 : Schéma de ferrailage de la poutre principale.	105
Figure V.4 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.	106
Figure V. 5 : Ferrailage du linteau.	107
Figure V.6 : Disposition des voiles.	109
Figure V.7 : Coupe transversal du voile V3.	114
Figure V.8 : Schéma d'une semelle isolée.	122
Figure V.9 : Schéma d'une semelle filante.	124
Figure V.10 : Schéma d'un radier général.	125
Figure V.11 : Coupe transversale sur radier.	127
Figure V.12 : Les contraintes sous le radier.	129
Figure V.13 : Vue en plan des nervures.	134
Figure V.14 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier.	137
Figure V.15 : Schéma de ferrailage de la nervure du radier.	1378

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques.....	3
Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	18
Tableau II.2 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).	19
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher courant (corps creux).....	20
Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant (dalle pleine).....	20
Tableau II.5 : Charge permanente du balcon.....	21
Tableau II.6 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.	21
Tableau II.7 : Charges exploitation.....	22
Tableau II.8 : Récapitulatif de la décente de charge du poteau central.....	26
Tableau II.9 : Choix de la section pour le poteau central.	27
Tableau II.10 : Vérification des conditions du RPA99 version2003.	27
Tableau II.11 : Récapitulatif de la décente de charge du poteau de rive.....	29
Tableau II.12 : Choix de la section pour le poteau de rive.	30
Tableau II.13 : Vérification des conditions du RPA99 version2003.	31
Tableau II.14 : Récapitulatif de la décente de charge du poteau d'angle.....	32
Tableau II.15 : Choix de la section pour le poteau d'angle.	33
Tableau II.16: Vérification des conditions du RPA99 version2003.	34
Tableau II.17: Vérification de la rigidité de poteau 30×30.	34
Tableau II.18: Vérification de la rigidité de poteau 35×35.	35
Tableau II.19: Vérification de la rigidité de poteau 40×40.	35
Tableau II.20 : Choix final de la section des poteaux.	35
Tableau II. 21: Vérification au flambement.	36
Tableau III.1 : Vérification des contraintes de l'acrotère.....	43
Tableau III.2 : Charges du palier.	47
Tableau III.3 : Charges de la paillasse.	47
Tableau III.4 : Combinaison des charges.	48
Tableau III.5 : Les efforts internes d'escalier.	49
Tableau III.6 : Ferrailage des escaliers.....	50
Tableau III.7 : Vérification à l'ELS de l'escaliers.	51
Tableau III.8 : Vérification de la flèche pour les escaliers.	52
Tableau III.9 : Sollicitations pour la dalle pleine.	54
Tableau III.10: Ferrailage de la dalle pleine.....	54
Tableau III.11 : Vérification de la condition de non fragilité.	56
Tableau III.12 : Vérification à l'ELS de la dalle pleine.	57
Tableau III.13: Vérification de la flèche pour les dalles pleines.....	58
Tableau III.14 : Charges et surcharges revenant aux poutrelles	63
Tableau III.15 : Les efforts internes de poutrelle.....	67
Tableau III.16 : Ferrailage de la poutrelle.	68

Tableau III.17 : Vérification à l'ELS de la poutrelle.	70
Tableau III.18 : Vérification de la flèche pour la poutrelle.	71
Tableau III.19 : Choix des armatures transversales pour les poutrelles.....	72
Tableau IV.1 : Facteur de qualité (modèle initial).	77
Tableau IV.2 : Dimensions des voiles.....	79
Tableau IV.3: Facteur de qualité. (Modèle final)	81
Tableau IV.4 : Participation massique. (Modèle final)	81
Tableau IV.5 : V_{ETABS}	83
Tableau IV.6 : $V_{statique}$	84
Tableau IV.7 : Déplacement inter étage sens x-x et y-y.	84
Tableau IV.8: Vérification de l'effet P- Δ sens x-x.	85
Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P- Δ sens y-y.	85
Tableau IV.10: Vérification de l'effort normal réduit.	86
Tableau IV.11: Vérification de l'excentricité.	87
Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.	89
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux en situation durable. ($1,35G + 1,5Q$)	92
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle. ($0,8G \pm E$).....	92
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle. ($G+Q \pm E$)	93
Tableau V.5 : Choix des armatures des poteaux.....	93
Tableau V.6 : Vérification des contraintes des poteaux.....	94
Tableau V.7 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	96
Tableau V.8 : Espacements maximales des armatures transversales des poteaux.....	97
Tableau V.9 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	98
Tableau V.10 : Caractéristiques du béton et de l'acier.	99
Tableau V.11 : Ferrailage des poutres du sens x-x.	100
Tableau V.12 : Ferrailage des poutres du sens y-y.	100
Tableau V.13 : Choix des armatures des poutres.....	100
Tableau V.14 : Vérification de la condition de non-fragilité des poutres.	101
Tableau V.15 : Vérification à l'ELS des poutres.	102
Tableau V.16: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.....	103
Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poutres.	104
Tableau V.18 : Vérification de la flèche pour les poutres.	105
Tableau V.19 : Dimensions des voiles.	110
Tableau V.20 : Caractéristiques du béton et de l'acier.	110
Tableau V.21 : Zones de ferrailage des voiles.....	110
Tableau V.22 : Zones de ferrailage des voiles.....	111
Tableau V.23 : Zones de ferrailage des voiles.....	111
Tableau V.24 : Zones de ferrailage des voiles.....	111
Tableau V.25 : Zones de ferrailage des voiles.....	112
Tableau V.26 : Zones de ferrailage des voiles.....	112

Tableau V.27 : Zones de ferrailage des voiles.....	112
Tableau V.28 : Ferrailage final du voile V1.....	115
Tableau V.29 : Ferrailage final du voile V2.....	116
Tableau V.30 : Ferrailage final du voile V3.....	117
Tableau V.31 : Ferrailage final du voile V4.....	118
Tableau V.32 : Ferrailage final du voile V5.....	119
Tableau V.33 : Ferrailage final du voile V6.....	120
Tableau VI.1 : Prédimensionnement de la semelle isolée.....	123
Tableau VI.2 : Hauteur de la nervure.....	127
Tableau VI.3 : Caractéristiques géométriques du radier.....	128
Tableau VI.4 : Les contraintes sous le radier à l'ELU.....	129
Tableau VI.5 : Les contraintes sous le radier à l'ELS.....	130
Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELU.....	132
Tableau VI.7 : Calcul des moments à l'ELS.....	132
Tableau VI.8 : Ferrailage de la dalle du radier.....	133
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes du radier.....	134
Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures.....	135
Tableau VI.11 : Vérification à l'ELS des nervures.....	135
Tableau VI.12 : Armatures transversale des nervures.....	137
Tableau VI.13 : Ferrailage du voile périphérique.....	141
Tableau VI.14 : Vérification de la condition de non fragilité.....	142
Tableau VI.15 : Vérification à l'ELS du voile périphérique.....	143

Liste des symboles

f_{cj} : Résistance en compression à j jour du béton.

f_{tj} : Résistance à la traction à j jour du béton.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale du béton.

E_{vj} : Module de déformation différé du béton.

G : Module de déformation transversale.

ν : Coefficient de poisson.

f_{bu} : Résistance conventionnelle ultime à la compression.

ξ_{bc} : Déformation unitaire du béton.

σ_{bc} : Contrainte de compression dans le béton.

γ : Est un coefficient de sécurité.

θ : Est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton en compression.

$\bar{\tau}_u$: Contraintes limites de cisaillement.

f_{su} : Résistance caractéristique ultime de l'acier.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible d'acier.

f_e : Limite d'élasticité des aciers utilisés.

η : Coefficient de fissuration.

N_u : Est l'effort normal ultime

B_r : Est la section de béton réduite du béton.

λ : L'élancement de l'élément poteau.

\bar{f} : La flèche admissible.

F_P : L'action sismique horizontale

L_f : Longueur de flambement.

e_0 : Est l'excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après l'exécution.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre lié, à la déformation de la structure. Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale instantané sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

u_{bu} : Moment réduit.

A_s : Section d'armature comprimée.

A'_s : Section d'armature tendue.

S_t : Escapement des armatures.

A_r : Section d'armature de répartition.

M_0 : Moment fléchissant dans la travée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

M_w : La valeur absolue du moment sur appui de gauche dans la travée considéré.

M_e : La valeur absolue du moment sur appui de droite dans la travée considérée.

M_{ut} : Moment capable de la table de compression.

A_{min} : Section minimale d'armature.

ϕ_t : Diamètre d'armature transversale. Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

f_{gv} : La flèche différée dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{gi} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes. Flèche instantanée due à charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements et cloisons.

y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

M_g : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes. Le moment dû aux charges permanentes appliquées à la mise en oeuvre des revêtements.

T_u : Le moment de torsion ultime.

T_k : Le période du mode K.

N : Le nombre de niveau au-dessus du sol.

G : Centre de gravité.

R : Centre e rigidité.

V : Effort tranchant.

M_r : Moment de renversement.

δ_k : Les déplacements horizontaux absolus.

Δ_k : Les déplacements relatifs.

R : Coefficient de comportement.

Q : Facteur de qualité.

η : Facteur de correction d'amortissement.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement.

A_t : Section d'armature minimale.

λ_g : Est l'élanement géométrique du poteau.

M_{uf} : Moment fictif.

A'_{sf} : Section d'armature fictive.

Sommaire

RÉSUMÉ

ABSTRACT

ملخص

REMERCIEMENTS

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES

SOMMAIRE

<u>INTRODUCTION GENERALE</u>	1
<u>I. GENERALITES</u>	3
I.1 INTRODUCTION	3
I.2 PRÉSENTATION DE L’OUVRAGE	3
I.3 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES	3
I.4 CONCEPTION DE LA STRUCTURE	5
I.4.1 OSSATURE	5
I.4.2 LES PLANCHERS	5
I.4.3 LES ESCALIERS	5
I.4.4 MAÇONNERIE.....	5
I.4.5 REVÊTEMENT.....	6
I.4.6 ASCENSEUR	6
I.4.7 INFRASTRUCTURE	6
I.4.8 ACROTÈRE.....	6
I.5 CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX	6
I.5.1. BÉTON	7
I.5.1.1. Résistance mécanique.....	7
I.5.1.2. Module de déformation longitudinale	7
I.5.1.3. Contraintes limites de calcul pour le béton	8
I.5.2. ACIER	10
I.5.2.1. Contrainte limite de calcul pour l’acier	10

<u>II. PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX</u>	13
II.1 INTRODUCTION	13
II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....	13
II.2.1 PLANCHER EN CORPS CREUX.....	13
II.2.2 PLANCHERS À DALLE PLEINE	14
II.3. PRÉDIMENSIONNEMENT DES POUTRES	15
II.3.1 LES POUTRES PRINCIPALES	15
II.3.2 LES POUTRES SECONDAIRES	16
II.4 PRÉDIMENSIONNEMENT DES VOILES	17
II.5. PRÉDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	18
II.5.1. ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES DTR B.C.2.2.	18
II.5.2. DESCENTE DE CHARGE	23
II.5.2.1 Loi de dégression (DTR B.C.2.2) [4]	23
II.5.3 SECTION RÉDUITE DU BÉTON B_R	24
II.5.4 POTEAU CENTRAL	25
II.5.5 POTEAU DE RIVE	28
II.5.6 POTEAU D'ANGLE	31
II.5.7 VÉRIFICATION DE LA RIGIDITÉ	34
II.5.8 CHOIX FINAL DE LA SECTION DES POTEAUX.....	35
II.5.9 VÉRIFICATION AU FLAMBEMENT.....	35
<u>III. CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES</u>	38
III.1 INTRODUCTION.....	38
III.2. ACROTÈRE.....	38
III.2.1 ÉVALUATION DE CHARGES	39
III.2.2 COMBINAISONS DE CHARGES.....	40
III.2.3 FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE	40
III.2.3.2. Schéma de ferrailage.....	43
III.3. ESCALIERS.....	44
III.3.1. COMPOSANTS D'UN ESCALIER.....	44
III.3.2. DIMENSIONNEMENT D'ESCALIER.....	45
III.3.3.1. ÉVALUATION DES CHARGES	47

III.3.3.2. Combinaison des charges	48
III.3.4.1. FERRAILLAGE DES ESCALIERS	50
III.3.4.2. Vérifications	50
III.3.5. SCHÉMA DE FERRAILLAGE.....	53
III.4. ETUDE DES PLANCHERS	53
III.4.1 DALLE PLEINE	53
III.4.1.1 Évaluation des charges.....	54
III.4.1.2 Ferrailage de la dalle pleine	54
III.4.1.3. Vérifications	56
III.4.1.4. Schéma de ferrailage.....	58
III.4.2 PLANCHER À CORP CREUX.....	58
III.4.2.1 Les poutrelles	58
III.4.2.1.1. Calcul des moments	60
III.4.2.1.2. Calcul des poutrelles :	62
III.4.2.1.3. Calcul du ferrailage.....	67
III.4.2.1.4. Vérifications	68
III.4.2.1.5. Armatures transversales	71
III.4.2.1.6. Schéma de ferrailage de poutrelle	72
<u>IV. ÉTUDE DYNAMIQUE</u>	<u>74</u>
IV.1 INTRODUCTION.....	74
IV.2 PRÉSENTATION DU LOGICIEL ETABS POUR L'ANALYSE ET LA CONCEPTION	
STRUCTURELLE.....	74
IV.3 MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ	75
IV.4 MODÉLISATION DE LA MASSE	75
IV.5 CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL	76
IV.6 MODÈLE INITIAL (SANS VOILES)	77
IV.6.1 VÉRIFICATION DE LA PÉRIODE.....	78
IV.7 MODÈLE FINAL (AVEC VOILES).....	79
IV.7.1 JUSTIFICATION DE R	80
IV.7.2 PARTICIPATION MASSIQUE DU MODÈLE FINAL.....	81
IV.7.3 VÉRIFICATION MODALE	82

IV.7.3.1 Vérification de la période	82
IV.7.3.2 Vérification sismique.....	83
IV.7.3.3 Vérification de déplacement inter étage	84
IV.7.3.4 Justification de l'effet P-Delta	85
IV.7.3.5 Justification de l'effort normal réduit	86
IV.7.3.6 Justification de l'excentricité	86
IV.8 CONCLUSION.....	87
<u>V. FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS.....</u>	89
V.1. INTRODUCTION	89
V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	89
V.2.1. COMBINAISONS D' ACTIONS	90
V.2.2. ARMATURES LONGITUDINALES.....	90
V.2.3. MÉTHODE DE CALCUL.....	91
V.2.4. CHOIX DES ARMATURES	93
V.2.5. VÉRIFICATIONS.....	94
V.2.5.1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	94
V.2.5.2. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	94
V.2.6. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX.....	96
V.2.7. SCHÉMA DE FERRAILLAGE DE POTEAUX.....	98
V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES	99
V.3.1. ARMATURES LONGITUDINALES.....	99
V.3.2. CHOIX DES ARMATURES	100
V.3.3. VÉRIFICATIONS.....	101
V.3.3.1. Condition de non-fragilité.....	101
V.3.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS	101
V.3.3.3. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	102
V.3.3.4. Armatures transversales	103
V.3.3.5. Recouvrement des armatures longitudinales.....	104
V.3.4. SCHÉMA DE FERRAILLAGE DE POUTRES.....	105
V.3. FERRAILLAGE DES VOILES	106
V.3.1. MÉTHODE DE CALCUL.....	106

V.3.2 LES CONDITION DE FERRAILLAGE	107
V.3.2.1. Les linteaux (RPA99 version2003 [1] (article 7.7.3))	107
V.3.2.2. Les trumeaux (RPA99 version2003 (article 7.7.4)) [1]	108
V.3.2.3. Règles communes (article 7.7.4.3) [1].....	109
V.3.3. CALCUL DU FERRAILLAGE DES VOILES.....	110
V.3.3.1. Sollicitations de calcul	111
V.3.3.2. Armatures verticales A_v	112
V.3.3.3. Armatures horizontales A_{hcal}	114
V.3.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	114
V.3.4. EXEMPLE DE CALCUL DE FERRAILLAGE POUR LE VOILE V3 DANS LA ZONE I	114
V.3.3.5. FERRAILLAGE FINAL DES VOILES	115
V.3.3.6. SCHÉMA DE FERRAILLAGE DES VOILES.....	120
<u>VI. ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....</u>	122
VI.1 INTRODUCTION.....	122
VI.2 CALCUL DES FONDATIONS	122
VI.2.1 VÉRIFICATION DES SEMELLES ISOLÉES	122
VI.2.2 VÉRIFICATION DES SEMELLES FILANTES	124
VI.3 ÉTUDE D'UN RADIER GÉNÉRAL	124
VI.3.1 PRÉDIMENSIONNEMENT DU RADIER.....	125
VI.3.1.1. Dalle.....	125
VI.3.1.2. Nervures.....	126
VI.3.1.3 caractéristiques géométriques du radier	128
VI.3.2 VÉRIFICATIONS	128
VI.3.2.1. Vérification au non poinçonnement	128
VI.3.2.2. Vérification des contraintes sous le radier.....	128
VI.3.2.3. Vérification de l'effet de sous pression	130
VI.3.2.4. Détermination des sollicitations les plus défavorables.....	130
VI.3.3 FERRAILLAGE DU RADIER	131
VI.3.3.1 Ferrailage de la dalle du radier.....	131
VI.3.3.2 Vérifications nécessaires	133
VI.3.3.3 Ferrailage des nervures.....	134

VI.3.3.4 Vérifications nécessaires	135
VI.3.3.5 Schéma de ferrailage	137
VI.4 ÉTUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE.....	139
VI.4.1. PRÉDIMENSIONNEMENT DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE.....	139
VI.4.2. SOLLICITATION DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE	139
VI.4.3. EVALUATION DES CHARGES DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE.....	139
VI.4.4. FERRAILAGE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE	141
VI.4.5. VÉRIFICATIONS	141
VI.4.6. SCHÉMA DE FERRAILAGE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
<u>CONCLUSION GÉNÉRALE.....</u>	144
<u>BIBLIOGRAPHIE.....</u>	145
<u>ANXXE.....</u>	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.

Introduction générale

Le développement économique des pays industrialisés favorise de plus en plus la construction en hauteur, une solution efficace pour optimiser l'utilisation de l'espace urbain. Cependant, en Algérie, cette expansion verticale est confrontée à un défi majeur : la sismicité. En effet, en raison de sa position dans une zone de convergence de plaques tectoniques, l'Algérie est exposée à une activité sismique significative, ce qui soulève des préoccupations majeures en termes de sécurité des constructions.

Chaque événement sismique majeur suscite un intérêt accru pour la construction parasismique. L'exemple du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003 a mis en évidence les risques encourus par les structures non conçues pour résister aux tremblements de terre. Ainsi, il est impératif de respecter les normes et recommandations en vigueur, telles que le RPA99/2003 [1], le BAEL [2] et le CBA93 [3], qui visent à renforcer la résistance des bâtiments face aux secousses sismiques.

Toute étude de projet de construction vise à atteindre plusieurs objectifs essentiels : assurer la sécurité, optimiser les coûts, garantir le confort et favoriser l'esthétique. Dans ce cadre, l'utilisation du béton armé présente des avantages significatifs, notamment en termes de flexibilité, de durabilité et de résistance au feu, ce qui en fait un matériau privilégié dans de nombreux projets de construction.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé à l'étude d'une structure en béton armé composée de locaux commerciaux au rez-de-chaussée et d'habitations aux autres étages, réalisée à Oran, une zone de moyenne sismicité.

Les étapes de notre étude sont les suivantes :

1. Prédimensionnement des éléments structuraux et calcul des éléments secondaires.
2. Étude dynamique avec modélisation de la structure à l'aide du logiciel ETABS V21.
3. Confirmation du choix des sections des poteaux et disposition des voiles par le calcul du ferrailage des éléments structuraux et vérifications adéquates.
4. Dimensionnement du radier nervuré et calcul de son ferrailage.

Chapitre I

I. Généralités

I.1 Introduction

La stabilité d'une structure dépend de la résistance de ses éléments (poteaux, poutres, voiles...) à diverses sollicitations (compression, flexion...). Le calcul des éléments structuraux est basé sur des normes telles que le BAEL91[2] et le RPA99 modifié en 2003 [1], qui prennent en compte les propriétés des matériaux et les méthodes de dimensionnement.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet en cours d'étude concerne la conception d'un bâtiment en béton armé de type R+9, situé dans la Wilaya d'Oran, zone classée IIa de moyenne sismicité, selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003 [1]). Ce bâtiment est conçu pour abriter des locaux commerciaux au rez-de-chaussée et des habitations aux étages supérieurs. Le sol du site, identifié comme un sol meuble de catégorie S3 selon le RPA99/VERSION 2003 [1], servira de support à la structure.

I.3 Caractéristiques géométriques

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques.

Largeur en plan	18.80 m
Longueur en plan	28,30 m
Hauteur totale du bâtiment	30.60 m
Hauteur RDC	3.06 m
Hauteur des étages courants	3.06 m

- La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier et un ascenseur.
- La terrasse est inaccessible avec un acrotère en béton armé de hauteur 60 cm.

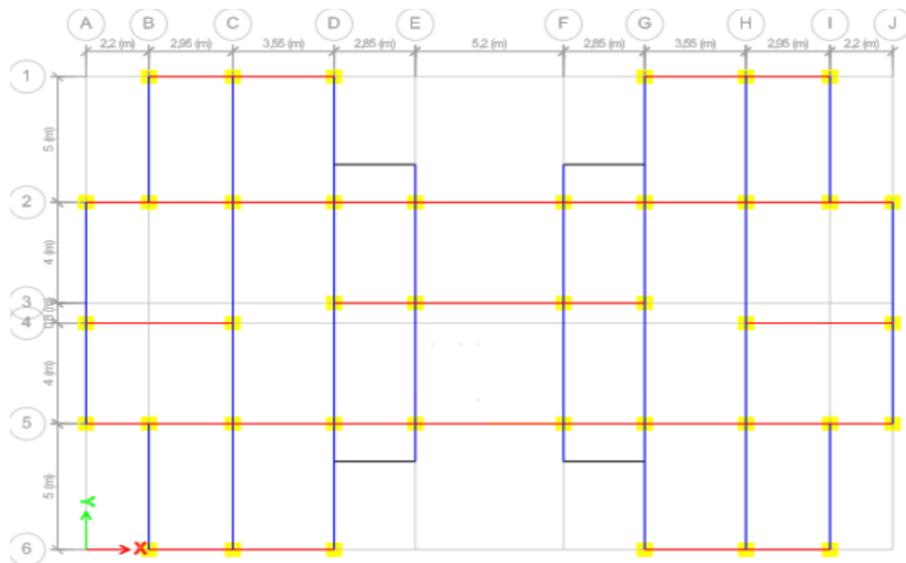


Figure I.1 : Vue en plan de l'étage courant.

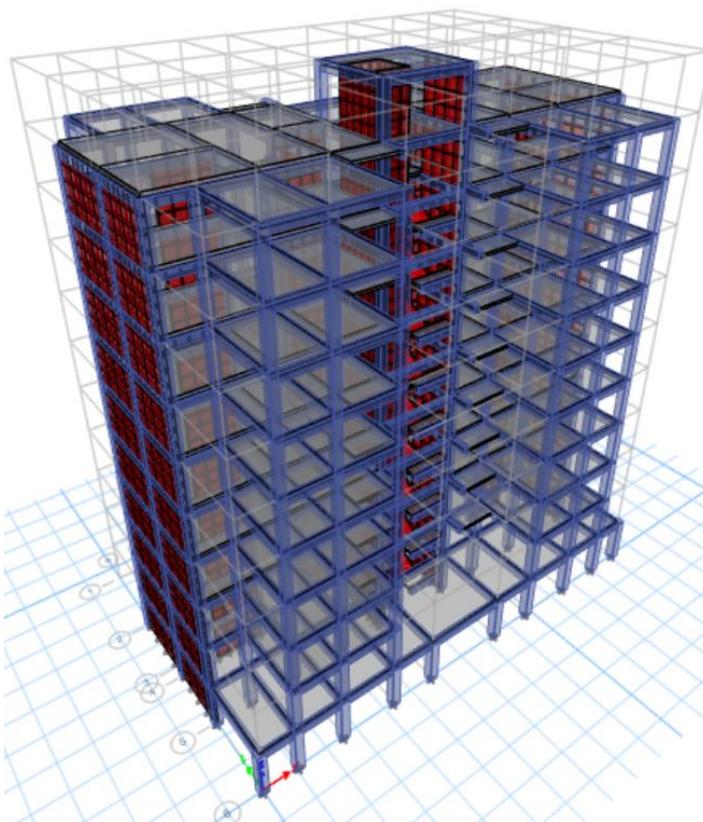


Figure I.2 : Vue en 3D de la structure.

I.4 Conception de la structure

I.4.1 Ossature

La structure du bâtiment utilise un contreventement mixte, associant des portiques et des voiles en béton armé. Cette combinaison assure une stabilité optimale face aux charges verticales et horizontales.

I.4.2 Les planchers

Les planchers jouent un rôle essentiel en tant qu'éléments horizontaux dans la transmission efficace des charges verticales aux éléments porteurs de la structure, tels que les poteaux ou les voiles. Notre conception intègre deux types de planchers : des planchers en corps creux pour les étages courants et un plancher en dalle pleine pour le rez-de-chaussée, ce dernier étant soumis à une charge d'exploitation élevée en raison d'un usage commercial. Ces planchers doivent résister à la fois aux charges verticales et horizontales, tout en assurant une isolation phonique et thermique optimale entre les différents niveaux.

I.4.3 Les escaliers

Les escaliers sont essentiels pour relier les niveaux successifs et garantir une circulation fluide entre les étages, assurant ainsi la fonctionnalité de l'ensemble du bâtiment.

Réalisés en béton armé coulé sur place, ils offrent robustesse et durabilité. Dans notre projet, nous avons retenu un escalier à deux volées avec un palier intermédiaire, adapté pour répondre aux exigences structurelles et esthétiques.

I.4.4 Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure sera réalisée en briques creuses, avec différents types de murs :

- a) Murs extérieurs : Ils seront constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur. La paroi externe du mur sera composée de briques creuses de 15 cm d'épaisseur, suivie d'une lame d'air de 5 cm, puis d'une paroi interne en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- b) Murs intérieurs : Ils seront de deux types :
 - Des cloisons simples de 10 cm d'épaisseur, utilisées pour séparer les différentes pièces.
 - Des doubles cloisons de 25 cm d'épaisseur, utilisées pour séparer les logements voisins, avec une cloison externe et interne de 10 cm d'épaisseur chacune.

I.4.5 Revêtement

Le revêtement de notre bâtiment comprend divers matériaux selon les espaces :

- Pour les chambres, couloirs et escaliers, nous utilisons un carrelage de 2 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs et plafonds sont enduits de plâtre.
- Les façades extérieures sont revêtues de mortier de ciment pour le crépissage.
- Dans les salles d'eau, nous utilisons de la céramique comme revêtement mural.
- La terrasse est protégée par une étanchéité multicouche imperméable pour éviter l'infiltration d'eau et garantir une isolation thermique efficace.

I.4.6 Ascenseur

La structure intègre une cage d'ascenseur, desservant du RDC jusqu'au 9ème étage. La présence de cet ascenseur est essentielle pour faciliter les déplacements entre les différents niveaux, compte tenu de la hauteur importante du bâtiment. Cela garantit aux usagers un accès pratique et efficace à chaque étage, assurant ainsi une meilleure accessibilité et confort d'utilisation.

I.4.7 Infrastructure

L'infrastructure sera réalisée en béton armé coulé sur place, visant à former un ensemble résistant et rigide remplissant plusieurs fonctions essentielles :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales, y compris les charges sismiques, ainsi que les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La catégorie de site est classée S3 [1], correspondant à un sol meuble.

I.4.8 Acrotère

L'acrotère, élément en béton armé mesurant 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur, entoure le bâtiment au niveau du plancher terrasse, qui est inaccessible dans notre projet.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

La qualité des matériaux utilisés dans la construction de notre bâtiment est essentielle pour garantir la sécurité, la durabilité et la conformité aux normes en vigueur. En Algérie, les normes de conception et de calcul des structures en béton armé telles que BAEL91 modifié99, CBA93 et RPA99 version 2003 dictent les exigences spécifiques pour assurer la performance structurelle des ouvrages

I.5.1. Béton

I.5.1.1. Résistance mécanique

- **Résistance à la compression (d'après CBA93Art A-2-1-1-1) [3]**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « J » jours, généralement mesurée à 28 jours, notée f_{c28} . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de $\varnothing 16 \times 32$ cm. Les formules suivantes s'appliquent :

- $j < 28$ jours : $f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log}_{10}(j + 1)$
- $j = 28$ jours : $f_{cj} = f_{c28}$
- $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$

Pour notre étude, nous avons $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

- **Résistance à la traction (d'après CBA93Art A-2-1-1-2) [3]**

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi lesquels :

- Traction directe sur les cylindres en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage (essai Brésilien) en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse.
- Traction – flexion à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est définie par la relation :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ (MPa).

Pour notre structure, avec $f_{c28} = 25\text{MPa}$, nous trouvons $f_{t28} = 2,1$ MPa.

I.5.1.2. Module de déformation longitudinale

Le module de déformation longitudinale, également connu sous le nom de module de Young, est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue ou courte durée d'application.

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

Ce module est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de courte durée, représentant le module d'élasticité sous chargement accidentel :

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

Pour notre cas, avec $f_{c28} = 25\text{MPa}$:

$$E_{ij} = 32164,19\text{MPa}.$$

- **Module d'élasticité différé (E_{vj})**

Ce module est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de longue durée, représentant le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire :

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

Pour notre cas, avec $f_{c28} = 25\text{MPa}$:

$$E_{vj} = 10818,86\text{MPa}.$$

- **Coefficient de Poisson**

Le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale :

- E.L.U (État Limite Ultime) : $\nu=0$ (béton fissuré).
- E.L.S (État Limite de Service) : $\nu=0,2$ (béton non fissuré).

- **Poids volumique**

Nous adoptons une valeur de $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$.

I.5.1.3. Contraintes limites de calcul pour le béton

- **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)**

L'état limite ultime est défini par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage. La contrainte limite est calculée par la formule :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité.

Les valeurs de γ_b sont :

- $\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables, donnant $f_{bu} = 14,17\text{MPa}$.
- $\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles, donnant $f_{bu} = 18,48\text{MPa}$.

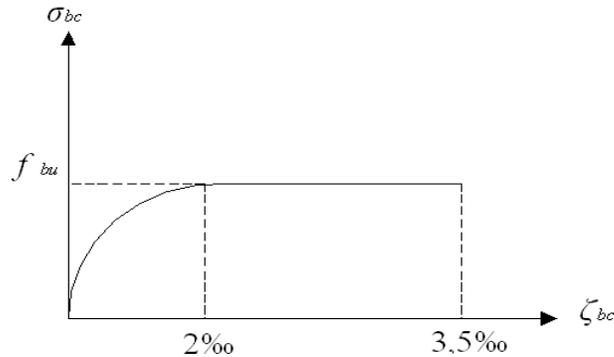


Figure I. 3 : Diagramme contraintes - déformations à l'ELU.

- **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)**

L'état limite de service (E.L.S) est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue. Nous distinguons plusieurs types de contraintes à l'état limite de service :

- Compression du béton.
- Ouverture des fissures.
- Déformation.

La contrainte limite de service est donnée par la relation :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Pour un béton avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, nous obtenons : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Cette valeur indique la contrainte maximale admissible pour garantir le confort et la durabilité de la structure, sans compromettre ses performances.

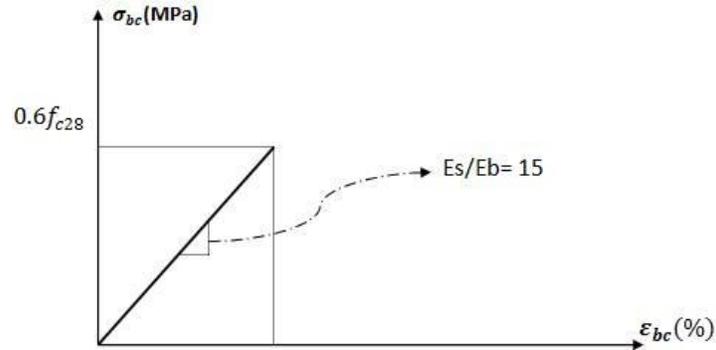


Figure I. 4 : Diagramme contraintes - déformations à l'ELS.

I.5.2. Acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. Il présente une très bonne résistance à la traction et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Ce qui en fait la solution idéale pour compenser la faible résistance du béton à la traction, son rôle est donc de reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

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

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

- **Module d'élasticité des aciers**

Les aciers sont également caractérisés par leur module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que cette valeur est constante, indépendamment de la nuance de l'acier. Le module d'élasticité de l'acier est fixé à : $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{MPa}$.

I.5.2.1. Contrainte limite de calcul pour l'acier

- **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)**

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

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

- 1,15 pour les situations durables.
- 1,0 pour les situations accidentelles.

Pour l'acier à haute adhérence ($f_e = 500\text{MPa}$)

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

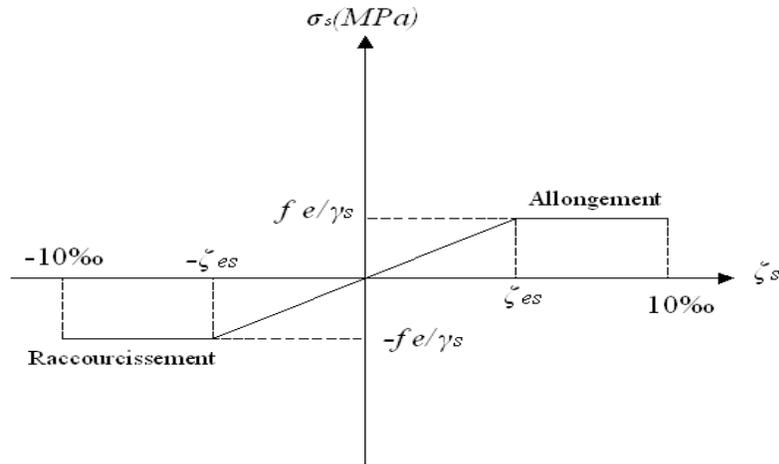


Figure I.5 : Diagramme contraintes – déformations de l'acier à l'ELU.

Avec :

- ε_s : Allongement de l'acier à l'E.L.U égal à 10‰.
- σ_s : Contrainte de l'acier.
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
- ε_s : Allongement relatif de l'acier.
- **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)**

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

- **Fissuration peu nuisible** : Pas de vérification requise.
- **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$
- **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

- 1,0 pour les aciers ronds lisses.
- 1,6 pour les aciers à haute adhérence.

Chapitre II

II. Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1 Introduction

Le prédimensionnement des éléments structuraux constitue une phase essentielle dans la conception des ouvrages de génie civil. Cette étape consiste à estimer les dimensions des différents éléments en fonction des charges qu'ils supporteront. À travers l'utilisation des normes réglementaires telles que le RPA99 version 2003 [1] et le BAEL91 modifié 99 [2], le prédimensionnement vise à garantir à la fois la sécurité et l'efficacité économique de la structure.

II.2. Prédimensionnement des planchers

II.2.1 Plancher en corps creux

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

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Eq. 1}$$

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

e : Hauteur du plancher.

Pour L = 4,95m on aura

$$\frac{495}{25} \leq e \leq \frac{495}{20} \Rightarrow 19,8 \leq e \leq 24,75$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de **(16+5) = 21cm**.

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

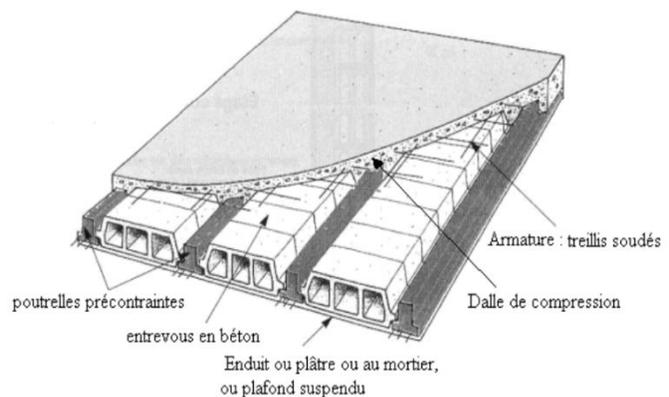


Figure II.1 : Détails d'un plancher à corps creux.

II.2.2 Planchers à dalle pleine

Ce type de plancher est largement préféré dans la construction de bâtiments industriels et commerciaux en raison des charges d'exploitation importantes qu'ils doivent supporter ($Q \geq 2,5$ KN/m²), notamment pour l'étage du rez-de-chaussée. Dans la détermination de l'épaisseur des dalles, les conditions d'utilisation priment souvent sur les vérifications de résistance. Ainsi, l'épaisseur des dalles est généralement déduite en fonction des conditions suivantes :

- **Résistance au feu**

e = 11 cm Pour deux heures de coupe-feu.

- **Résistance à la flexion**

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

– Dalle reposant sur deux appuis :
$$\frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30} \quad \text{Eq. 2}$$

– Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :
$$\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40} \quad \text{Eq. 3}$$

Avec :

- e : Épaisseur de la dalle pleine.
- L_x : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité. L_x = 4,95 m.

La dalle repose sur quatre appuis, alors :

$$\frac{495}{50} \leq e \leq \frac{495}{40} \quad \text{Eq. 4}$$

On aura donc : $9,9 \leq e \leq 12,38$ (cm).

e = 11 cm

- **Isolation phonique**

D'après le CBA et pour assurer une bonne isolation phonique on optera pour une dalle d'épaisseur : **e = 15 cm**

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$$e \geq \text{Max} \{7; 11; 15\} \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{e = 15 \text{ cm.}}$$

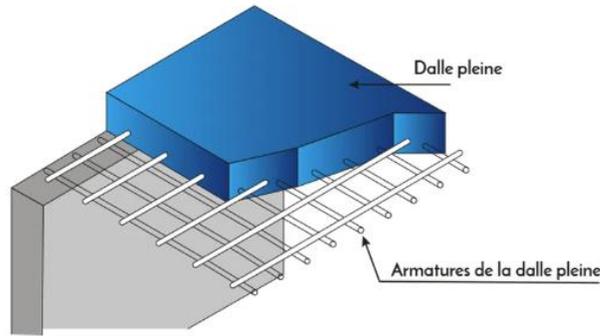


Figure II.2 : Détails d'un plancher à dalle pleine.

II.3. Prédimensionnement des poutres

Les poutres jouent un rôle vital en transférant les charges des planchers aux poteaux. Leur prédimensionnement, basé sur des normes telles que le BAEL91 modifié 99 [2] et le RPA99 modifié 2003 [1] en Algérie, garantit la sécurité et la stabilité structurelle, notamment face aux risques sismiques.

II.3.1 Les poutres principales

D'après le règlement B.A.E.L 91 [2] :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Eq. 5}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \text{Eq. 6}$$

Avec :

- L : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales
- h : hauteur de la poutre principale.
- b : largeur de la poutre principale.
- L = 470 cm.

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \quad \text{D'où : } 31,33 \leq h \leq 47 \quad \text{On adopte } \mathbf{h=45cm}$$

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \quad \text{D'où : } 13,5 \leq b \leq 31,5 \quad \text{On adopte } \mathbf{b=30cm}$$

Nous choisissons une poutre de dimensions : $\mathbf{b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2}$

Vérification selon le RPA99 version 2003 art.7.5.1 [1] :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \text{Les trois conditions sont vérifiées.}$$

II.3.2 Les poutres secondaires

D'après le règlement B.A.E.L 91 [2] :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Eq. 4}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \text{Eq. 5}$$

Avec :

- L : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres secondaires. (L = 450cm)
- h : hauteur de la poutre secondaire.
- b : largeur de la poutre secondaire.

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad \text{D'où :} \quad 30 \leq h \leq 45 \quad \text{On adopte} \quad \mathbf{h=40\text{cm}}$$

$$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \quad \text{D'où :} \quad 12 \leq b \leq 28 \quad \text{On adopte} \quad \mathbf{b=30\text{cm}}$$

Nous choisissons une poutre de dimensions : **b x h = 30 x 40 cm²**

Vérification selon le RPA99 version 2003 art.7.5.1 [1] :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right\} \text{Les trois conditions sont vérifiées.}$$

En conclusion, nous optons pour :

Des poutres principales : **(b×h) = (30×45) cm.**

Des poutres secondaires : **(b×h) = (30×40) cm.**



Figure II.3 - La section d'une poutre.

II.4 Prédimensionnement des voiles

Les voiles ou murs en béton armé, jouent un rôle crucial dans la stabilité des structures face aux charges verticales et horizontales, telles que celles générées par les séismes. Leur conception et leur prédimensionnement reposent sur les directives du RPA 99 version 2003 [1], qui exigent une épaisseur minimale de 15 cm. Cette épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités. En outre, pour remplir leur fonction de contreventement, la longueur des voiles doit être au moins égale à quatre fois leur épaisseur, selon les spécifications de l'article 7.7.1 du RPA 99. Ainsi, les voiles en béton armé sont essentiels non seulement pour contreventer les bâtiments et résister aux forces horizontales induites par les séismes et le vent, mais aussi pour transférer les charges verticales aux fondations.

$$a_{\min} \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20} ; 15\text{cm} \right\} \quad \text{Eq. 6}$$

Avec :

- h_e : Hauteur libre d'étage.
- a_{\min} : Épaisseur du voile.

$$h_e = (3,06 - 0,45) = 2,61\text{m}$$

$$a_{\min} \geq \max \{ 13,05 ; 15\text{cm} \} \Rightarrow a_{\min} \geq 15\text{cm}$$

On adopte une épaisseur de voile : $a = 20\text{cm}$.

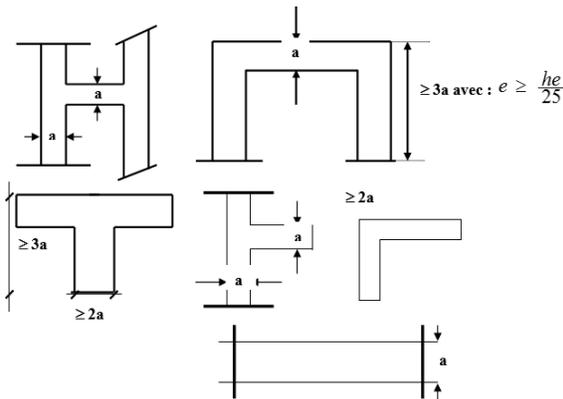


Figure II.3 : Coupe verticale d'un voile en béton armé.

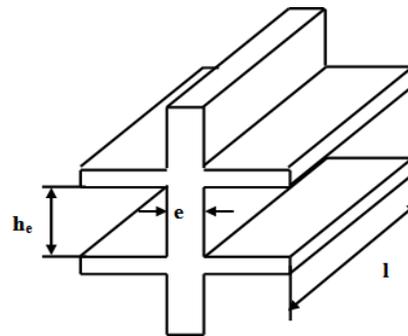


Figure II.4 : Coupe transversale d'un voile en béton armé.

II.5. Prédimensionnement des poteaux

Le prédimensionnement des poteaux en béton armé est essentiel dans la conception des structures. Conformément aux normes CBA 93 [3] et BAEL91 [2], ce processus implique le calcul de la section du béton en compression centrée, en tenant compte de sections réduites pour la ségrégation du béton et des charges appliquées. Les poteaux sont prédimensionnés en compression simple, en sélectionnant les types les plus sollicités, tels que le poteau central, les poteaux de rive et les poteaux d'angle. Chaque poteau est associé à la surface du plancher chargé lui revenant, avec une analyse de la descente de charge selon la loi de dégression des charges d'exploitation. Ainsi, ce processus assure une répartition adéquate des charges et une capacité de contreventement suffisante pour garantir la résistance et la sécurité des structures en béton armé.

II.5.1. Evaluation des charges et surcharges DTR B.C.2.2.

a) Plancher terrasse inaccessible corps creux

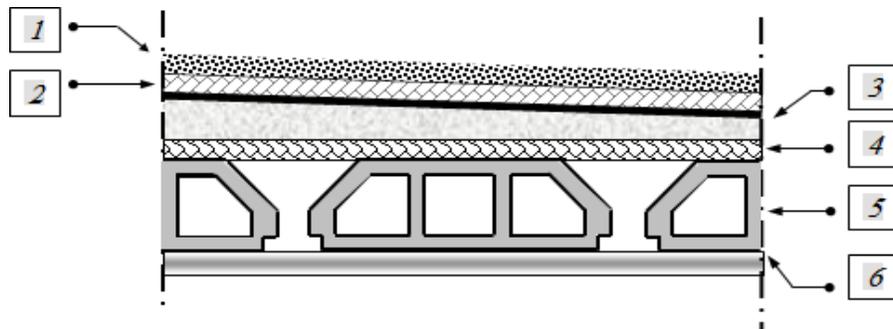


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

N ^o	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Plancher (16+5)	0,21	14,53	3,05
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				6,58
Charge d'exploitation Q				1

b) Plancher terrasse inaccessible dalle pleine

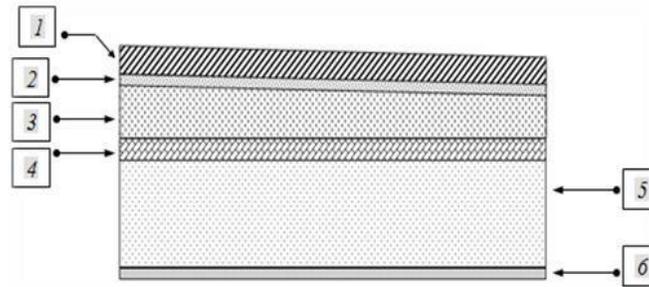


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).

N ^o	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,10	22	2,2
4	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				6,83
Charge permanente G_{Dalle machine}				8,53
Charge d'exploitation Q				1

c) Plancher corps creux étage courant

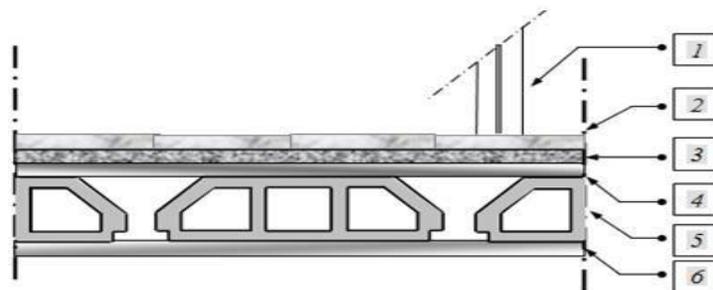


Figure II.7 : Coupe verticale de plancher courant à corp creux.

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher courant (corps creux).

N ^o	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Cloisons de distribution	0,10	17	1
2	Carrelage	0,02	6	0,4
3	Mortier de pose	0,02	22	0,4
4	Lit de sable	0,03	4	0,54
5	Plancher (16+5)	0,21	/	3,05
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				5,59
Charge d'exploitation Q				1,5

d) **Plancher dalle pleine étage courant**

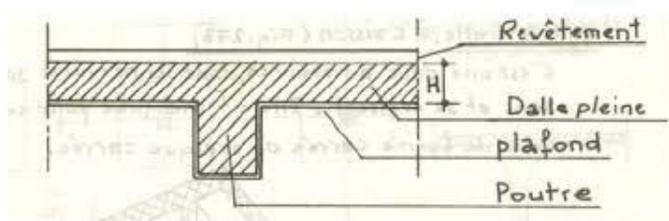


Figure II.8 : Coupe verticale de plancher courant à dalle pleine.

Tableau II.4 : Charge permanente du plancher courant (dalle pleine).

N ^o	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Cloisons légères	0,10	/	1
2	Carrelage	0,02	20	0,4
3	Mortier de pose	0,02	20	0,4
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				6,11
Charge d'exploitation Q				1,5

e) Balcon

Tableau II.5 : Charge permanente du balcon.

N ^o	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				5,27

f) Maçonnerie

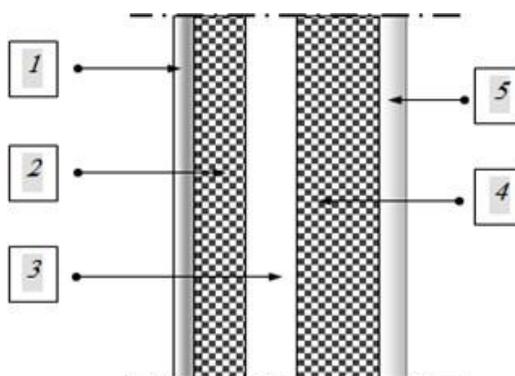


Figure II.9 : Constitution du mur extérieur.

Tableau II.6 : Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.

N ^o	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
3	Âme d'air	0,05	/	0
4	Briques creuses	0,15	9	1,35
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				2,81

g) Charges exploitation

Tableau II.7 : Charges exploitation

Eléments	Surcharges Q (kN/m ²)
Terrasse inaccessible	1.00 (kN/m ²)
Habitation	1.50 (kN/m ²)
Commerce	5.00 (kN/m ²)
Balcon	3.50 (kN/m ²)
Escaliers	2.50 (kN/m ²)
Main courante (Acrotère)	1.0 (kN/ml)

h) Acrotère

- Poids propre de l'acrotère :

$$S = [(0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + (\frac{0.10 \times 0.02}{2})] = 0.069 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0,069 = 1,73 \text{ kN/m}^2$$

- Poids de revêtement :

$$G_2 = 18 \times 0,015 \times (0,6 + 0,1 + 0,11 + 0,08 + 0,1 + 0,5 + 0,1) = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

- Poids total de l'acrotère :

$$G_T = G_1 + G_2 = 1,73 + 0,43 \Rightarrow G_T = 2,16 \text{ kN/m}^2$$

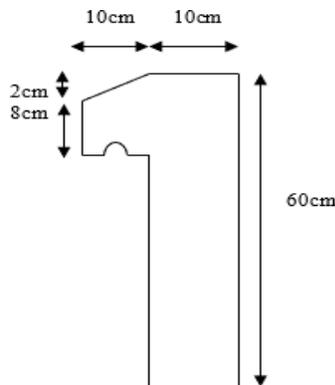


Figure II.10 : Schéma de l'acrotère.

II.5.2. Descente de charge

II.5.2.1 Loi de dégression (DTR B.C.2.2) [4]

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la toiture de la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$ les charges d'exploitation respectives des plancher des étages (1,2,3....., n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Pour $n \geq 5$ on utilise le coefficient :

$$\frac{3+n}{2 \times n} \quad \text{Eq. 7}$$

Avec :

- n : nombre d'étage.

Dans notre cas on a :

- Un bâtiment de R+9.
- Plancher terrasse inaccessible $Q = 1\text{kN/m}^2$.
- Plancher courant (9 étages à usage d'habitation) $Q = 1,5\text{kN/m}^2$.
- Plancher RDC (commerce) $Q = 5\text{kN/m}^2$.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- **Sous la terrasse :** Q_0
- **Sous la terrasse étage à partir du sommet :** $Q_0 + Q_1$
- **Sous le 2^{ème} étage :** $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- **Sous le 3^{ème} étage :** $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- **Sous le 4^{ème} étage :** $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- **Sous le 5^{ème} étage :** $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- **Sous le 6^{ème} étage :** $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- **Sous le 7^{ème} étage :** $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- **Sous le 8^{ème} étage :** $Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
- **Sous le 9^{ème} étage :** $Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

II.5.3 Section réduite du béton B_r

D'après le B.A.E.L 91 modifiée 99 [2] :

Pour un poteau rectangulaire : $B_r = (a - 2) (b - 2) \text{ cm}^2$

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\left[\left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \frac{A}{B_r} \sigma_s \right]} \quad \text{Eq. 8}$$

Avec :

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

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

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

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la Compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

- A : Section d'acier comprimés prise en compte dans le calcul
- F_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25 MPa
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 500 MPa
- $\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton (situation durable)
- $\gamma_s = 1,15$ Coefficient de sécurité d'acier (situation durable)
- $\sigma_{bc} : 0,85 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 14,17 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$
- $\frac{A}{B_r} = 1\%$

$$B_r \geq \frac{1,2 N_u}{\left[\left(\frac{14,17}{0,9} \right) + 0,85 \times \frac{1}{100} \times 434,78 \right]} = 0,062 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$$

Le minimum requis par le RPA99 version 2003 [1]

- $\min\{h ; b\} \geq 30 \text{ cm}$
- $\min\{h ; b\} \geq \frac{h_e}{20}$
- $0,25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Avec :

- h_e : hauteur libre d'étage.

II.5.4 Poteau central

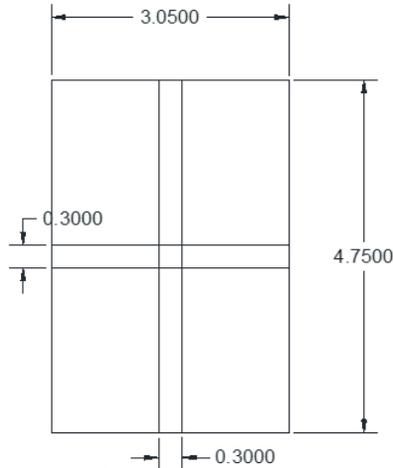


Figure II.11 : Surface d'influence du poteau central.

$$L_{pp} = 4,75 - 0,3 = 4,45 \text{ m.}$$

$$L_{ps} = 3,05 - 0,3 = 2,75 \text{ m.}$$

$$S_G = (3,05 - 0,3) \times (4,75 - 0,3) = 12,24 \text{ m}^2.$$

$$S_Q = 3,05 \times 4,75 - 0,3^2 = 14,40 \text{ m}^2.$$

$$S_{tot} = 14,49 \text{ m}^2.$$

- **Poids du plancher terrasse :** $G_{PLT} = 6,58 \times 12,24 = 80,53 \text{ kN.}$
- **Poids de revêtement :** $G_{rvt} = 3,53 \times 14,49 = 51,15 \text{ kN.}$
- **Charge d'exploitation du plancher terrasse :** $Q_{PLT} = 14,40 \times 1 = 14,40 \text{ kN.}$

- **Poids du plancher courant :** $G_{PLC} = 5,29 \times 12,24 = 64,75 \text{ kN.}$
- **Poids de revêtement :** $G_{rvt} = 2,24 \times 14,49 = 31,79 \text{ kN.}$
- **Charge d'exploitation du plancher courant :** $Q_{PLC} = 14,40 \times 1,5 = 21,50 \text{ kN.}$

- **Poids du plancher RDC :** $G_{PLRDC} = 6,11 \times 12,24 = 74,79 \text{ kN.}$
- **Poids de revêtement :** $G_{rvt} = 2,36 \times 14,49 = 34,20 \text{ kN.}$
- **Charge d'exploitation du plancher RDC :** $Q_{PLRDC} = 14,40 \times 5 = 72,00 \text{ kN.}$
- **Poids de la poutre principale :** $G_{PP} = 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 4,45 = 13,35 \text{ kN.}$

- Poids de la poutre secondaire : $G_{PS} = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 2,75 = 9,28 \text{ kN}$.
- Poids du poteau : $G_{POT} = 0,3^2 \times 25 \times (3,06 - 0,45) = 5,9 \text{ kN}$.

Tableau II.8 : Récapitulatif de la décente de charge du poteau central.

Étages	Niveau	Poids des éléments	G (kN)	Q (kN)
9 ^{ème} étage	N ₁	Poids du plancher terrasse Poids de revêtement Poids de la poutre principale Poids de la poutre secondaire Poids du Poteau Total	80,53 51,15 13,35 9,28 5,9 163,28	14,40
8 ^{ème} étage	N ₂	Venant de N ₁ X { Poids du plancher courant Poids de revêtement Poids des poutres Poids du poteau Total	163,28 64,75 31,79 22,63 5,9 288,35	35,90
7 ^{ème} étage	N ₃	Venant de N ₂ X Total	288,35 125,07 413,42	55,25
6 ^{ème} étage	N ₄	Venant de N ₃ X Total	413,42 125,07 538,49	72,45
5 ^{ème} étage	N ₅	Venant de N ₄ X Total	538,49 125,07 663,56	87,50
4 ^{ème} étage	N ₆	Venant de N ₅ X Total	663,56 125,07 788,63	100,4
3 ^{ème} étage	N ₇	Venant de N ₆ X Total	788,63 125,07 913,70	111,2
2 ^{ème} étage	N ₈	Venant de N ₇ X Total	913,70 125,07 1038,8	121,9
1 ^{er} étage	N ₉	Venant de N ₈ X Total	1038,8 125,07 1163,8	132,6
		Venant de N ₉ Poids du plancher RDC	1163,8 74,79	

RDC	N_{10}	Poids de revêtement Poids des poutres Poids du Poteau Total	34,20 22,63 5,9 1301,3	176,9
TOTAL	-	-	1301,3	176,9

Tableau II.9 : Choix de la section pour le poteau central.

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	B_r (cm ²)	a (cm)	Choix (cm ²)
Niveau 9	163,28	14,40	242,03	132,87	13,53	30×30
Niveau 8	288,35	35,90	443,12	243,27	17,60	30×30
Niveau 7	413,42	55,25	641,00	351,91	20,76	35×35
Niveau 6	538,49	72,45	835,64	458,77	23,42	35×35
Niveau 5	663,56	87,50	1027,06	563,86	25,75	40×40
Niveau 4	788,63	100,40	1215,25	667,17	27,83	40×40
Niveau 3	913,70	111,20	1400,30	768,76	29,73	45×45
Niveau 2	1038,8	121,90	1585,23	870,29	31,50	45×45
Niveau 1	1163,8	132,60	1770,03	971,75	33,17	50×50
RDC	1301,3	176,90	2022,11	1110,14	35,32	50×50

Tableau II.10 : Vérification des conditions du RPA99 version2003.

Niveau	Dimension (cm ²)	$\min\{a ; b\} \geq 30cm$	$\min\{a ; b\} \geq \frac{he}{20}$	$0,25 \leq \frac{a}{b} \leq 4$
Étage 9	30 × 30	30 = 30	30 > 13,05	0,25 ≤ 1 ≤ 4
Étage 8	30 × 30			
Étage 7	35 × 35	35 > 30	35 > 13,05	0,25 ≤ 1 ≤ 4
Étage 6	35 × 35			
Étage 5	40 × 40	40 > 30	40 > 13,05	0,25 ≤ 1 ≤ 4
Étage 4	40 × 40			
Étage 3	45 × 45	45 > 30	45 > 13,05	0,25 ≤ 1 ≤ 4

Étage 2	45 × 45			
Étage 1	50 × 50	50 > 30	50 > 13,05	0,25 ≤ l ≤ 4
RDC	50 × 50			

II.5.5 Poteau de rive

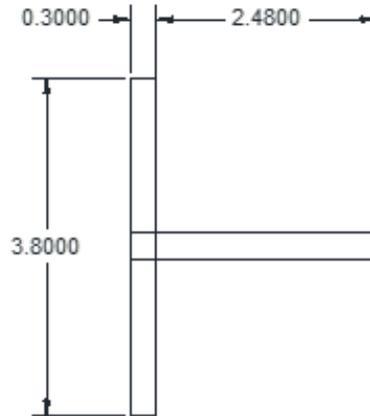


Figure II.12 : Surface d'influence du poteau de rive.

$$L_{pp} = 3,80 \text{ m.}$$

$$L_{ps} = 2,48 \text{ m.}$$

$$S_G = 2,48 \times 3,80 = 9,43 \text{ m}^2$$

$$S_Q = 2,78 \times 4,10 - 0,3^2 = 11,31 \text{ m}^2.$$

$$S_{tot} = 11,40 \text{ m}^2.$$

- Poids du plancher terrasse : $G_{PLT} = 6,58 \times 9,43 = 62,05 \text{ kN.}$
- Poids de revêtement : $G_{rvt} = 3,53 \times 11,40 = 40,24 \text{ kN.}$
- Poids de l'acrotère : $G_{acrt} = 2,16 \times 4,1 = 8,86 \text{ kN.}$
- Charge d'exploitation du plancher terrasse : $Q_{PLT} = 11,31 \times 1 = 11,31 \text{ kN.}$

- Poids du plancher courant : $G_{PLC} = 5,29 \times 9,43 = 49,88 \text{ kN.}$
- Poids de revêtement : $G_{rvt} = 2,24 \times 11,40 = 25,54 \text{ kN.}$
- Charge d'exploitation du plancher courant : $Q_{PLC} = 11,31 \times 1,5 = 16,97 \text{ kN.}$
- Poids du plancher RDC : $G_{PLRDC} = 6,11 \times 14,63 = 89,39 \text{ kN.}$
- Poids de revêtement : $G_{rvt} = 2,36 \times 11,40 = 26,90 \text{ kN.}$

- Charge d'exploitation du plancher RDC : $Q_{PLRDC} = 11,31 \times 5 = 56,55 \text{ kN}$.
- Poids des murs extérieurs : $G_{murs} = 2,81 \times 3,80 \times (3,06 - 0,45) = 27,87 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre principale : $G_{PP} = 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 2,48 = 8,37 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire : $G_{PS} = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 3,8 = 11,40 \text{ kN}$.
- Poids du poteau : $G_{POT} = 0,3^2 \times 25 \times (3,06 - 0,45) = 5,9 \text{ kN}$.

Tableau II.11 : Récapitulatif de la décente de charge du poteau de rive.

Étages	Niveau	Poids des éléments	G (kN)	Q (kN)
9 ^{ème} étage	N ₁	Poids du plancher terrasse Poids du revêtement Poids de l'acrotère Poids des poutres Poids du Poteau Total	62,05 40,24 8,86 19,77 5,9 139,18	11,31
8 ^{ème} étage	N ₂	Venant de N ₁ X { Poids du plancher courant Poids du revêtement Poids des murs Poids des poutres Poids du poteau Total	139,18 49,88 25,54 27,87 19,77 5,9 268,14	28,28
7 ^{ème} étage	N ₃	Venant de N ₂ X Total	268,14 128,96 397,10	43,55
6 ^{ème} étage	N ₄	Venant de N ₃ X Total	397,1 128,96 526,06	57,13
5 ^{ème} étage	N ₅	Venant de N ₄ X Total	526,06 128,96 655,02	69,01
4 ^{ème} étage	N ₆	Venant de N ₅ X Total	655,02 128,96 783,98	79,19
3 ^{ème} étage	N ₇	Venant de N ₆ X Total	783,98 128,96 912,94	87,68
2 ^{ème} étage	N ₈	Venant de N ₇ X	912,94 128,96	96,13

		Total	1041,9	
1 ^{er} étage	N ₉	Venant de N ₈	1041,9	104,6
		X	128,96	
		Total	1170,86	
RDC	N ₁₀	Venant de N ₉	1170,86	139,4
		Poids du plancher RDC	89,39	
		Poids du revêtement	26,90	
		Poids des murs extérieurs	27,87	
		Poids des poutres	19,77	
		Poids du Poteau	5,9	
		Total	1340,7	
TOTALE	-	-	1340,7	139,4

Tableau II.12 : Choix de la section pour le poteau de rive.

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	B _r (cm ²)	a (cm)	Choix (cm ²)
Niveau 9	139,18	11,31	204,86	112,47	12,61	30×30
Niveau 8	268,14	28,28	404,41	222,02	16,9	30×30
Niveau 7	397,10	43,55	601,41	330,17	20,17	35×35
Niveau 6	526,06	57,13	795,88	436,94	22,90	35×35
Niveau 5	655,02	69,01	987,79	542,30	25,29	40×40
Niveau 4	783,98	79,19	1177,16	646,26	27,42	40×40
Niveau 3	912,94	87,68	1363,99	748,83	29,36	45×45
Niveau 2	1041,90	96,13	1550,76	851,37	31,18	45×45
Niveau 1	1170,86	104,6	1737,56	953,92	32,89	50×50
RDC	1340,70	139,4	2019,05	1108,46	35,29	50×50

Tableau II.13 : Vérification des conditions du RPA99 version2003.

Niveau	Dimension (cm ²)	$\min\{a ; b\} \geq 30cm$	$\min\{a ; b\} \geq \frac{he}{20}$	$0,25 \leq \frac{a}{b} \leq 4$
Étage 9	30 × 30	30 = 30	30 > 13,05	$0,25 \leq 1 \leq 4$
Étage 8	30 × 30			
Étage 7	35 × 35	35 > 30	35 > 13,05	$0,25 \leq 1 \leq 4$
Étage 6	35 × 35			
Étage 5	40 × 40	40 > 30	40 > 13,05	$0,25 \leq 1 \leq 4$
Étage 4	40 × 40			
Étage 3	45 × 45	45 > 30	45 > 13,05	$0,25 \leq 1 \leq 4$
Étage 2	45 × 45			
Étage 1	50 × 50	50 > 30	50 > 13,05	$0,25 \leq 1 \leq 4$
RDC	50 × 50			

II.5.6 Poteau d'angle

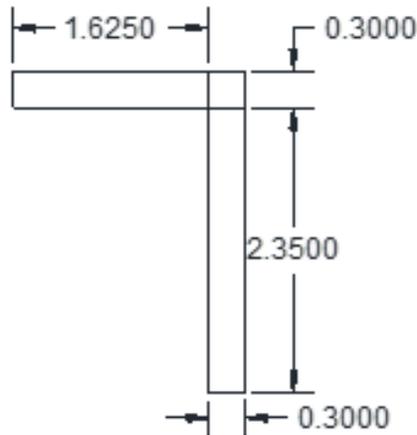


Figure II.13 : Surface d'influence du poteau d'angle.

$L_{pp} = 2,35 \text{ m.}$

$L_{ps} = 1,625 \text{ m.}$

$S_G = 2,35 \times 1,625 = 3,82m^2$

$S_Q = 2,65 \times 1,925 - 0,3^2 = 5,02 \text{ m}^2.$

$S_{tot} = 5,10 \text{ m}^2.$

- Poids du plancher terrasse : $G_{PLT} = 6,58 \times 3,82 = 25,14 \text{ kN}$.
- Poids de revêtement : $G_{rvt} = 3,53 \times 5,10 = 18,00 \text{ kN}$.
- Poids de l'acrotère : $G_{act} = 2,16 \times 3,98 = 08,60 \text{ kN}$.
- Charge d'exploitation du plancher terrasse : $Q_{PLT} = 5,02 \times 1 = 5,02 \text{ kN}$.

- Poids du plancher courant : $G_{PLC} = 5,29 \times 3,82 = 20,21 \text{ kN}$.
- Poids de revêtement : $G_{rvt} = 2,24 \times 5,10 = 11,42 \text{ kN}$.
- Charge d'exploitation du plancher courant : $Q_{PLC} = 5,02 \times 1,5 = 7,53 \text{ kN}$.

- Poids du plancher RDC : $G_{PLRDC} = 6,11 \times 3,82 = 23,34 \text{ kN}$.
- Poids de revêtement : $G_{rvt} = 2,36 \times 5,10 = 12,01 \text{ kN}$.
- Charge d'exploitation du plancher RDC : $Q_{PLRDC} = 5,02 \times 5 = 25,10 \text{ kN}$.

- Poids des murs extérieurs : $G_{murs} = 2,81 \times 4,60 \times (3,06 - 0,45) = 33,74 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre principale : $G_{PP} = 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 2,35 = 7,93 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre secondaire : $G_{PS} = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 1,625 = 4,88 \text{ kN}$.
- Poids du poteau : $G_{POT} = 0,3^2 \times 25 \times (3,06 - 0,45) = 5,9 \text{ kN}$.

Tableau II.14 : Récapitulatif de la décente de charge du poteau d'angle.

Étages	Ni vea u	Poids des éléments	G (kN)	Q (kN)	
9 ^{ème} étage	N ₁	Poids du plancher terrasse	25,14	5,02	
		Poids du revêtement	18,00		
		Poids de l'acrotère	08,60		
		Poids des poutres	12,81		
		Poids du Poteau	5,9		
		Total	71,41		
8 ^{ème} étage	N ₂	Venant de N ₁	71,41	12,55	
		X {	Poids du plancher courant		20,21
			Poids du revêtement		11,42
			Poids des murs		33,74
			Poids des poutres		12,81
			Poids du poteau		5,9

		Total	155,49	
7 ^{ème} étage	N ₃	Venant de N ₂ X Total	155,49 84,08 239,57	19,33
6 ^{ème} étage	N ₄	Venant de N ₃ X Total	239,57 84,08 323,65	25,35
5 ^{ème} étage	N ₅	Venant de N ₄ X Total	323,65 84,08 407,73	30,62
4 ^{ème} étage	N ₆	Venant de N ₅ X Total	407,73 84,08 491,81	35,14
3 ^{ème} étage	N ₇	Venant de N ₆ X Total	491,81 84,08 575,89	38,91
2 ^{ème} étage	N ₈	Venant de N ₇ X Total	575,89 84,08 659,97	42,65
1 ^{er} étage	N ₉	Venant de N ₈ X Total	659,97 84,08 744,05	46,40
RDC	N ₁₀	Venant de N ₉ Poids du plancher RDC Poids du revêtement Poids des murs extérieurs Poids des poutres Poids du Poteau Total	744,05 23,34 12,01 33,74 12,81 5,9 831,85	61,86
TOTALE	-	-	831,85	61,86

Tableau II.15 : Choix de la section pour le poteau d'angle.

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	B _r (cm ²)	a (cm)	Choix (cm ²)
Niveau 9	71,41	5,02	103,94	57,07	9,55	30×30
Niveau 8	155,49	12,55	228,74	158,52	14,60	30×30
Niveau 7	239,57	19,33	352,42	193,48	15,91	35×35

Niveau 6	323,65	25,35	474,96	260,76	18,15	35×35
Niveau 5	407,73	30,62	596,37	327,41	20,10	40×40
Niveau 4	491,81	35,14	716,66	393,45	21,84	40×40
Niveau 3	575,89	38,91	835,82	458,87	23,43	45×45
Niveau 2	659,97	42,65	954,86	524,22	24,90	45×45
Niveau 1	744,05	46,60	1074,37	589,83	26,29	50×50
RDC	831,85	61,86	1215,79	667,47	27,84	50×50

Tableau II.16: Vérification des conditions du RPA99 version2003.

Niveau	Dimension (cm ²)	$\min\{a ; b\} \geq 30cm$	$\min\{a ; b\} \geq \frac{he}{20}$	$0,25 \leq \frac{a}{b} \leq 4$
Étage 9	30 × 30	30 = 30	30 > 13,05	0,25 ≤ 1 ≤ 4
Étage 8	30 × 30			
Étage 7	35 × 35	35 > 30	35 > 13,05	0,25 ≤ 1 ≤ 4
Étage 6	35 × 35			
Étage 5	40 × 40	40 > 30	40 > 13,05	0,25 ≤ 1 ≤ 4
Étage 4	40 × 40			
Étage 3	45 × 45	45 > 30	45 > 13,05	0,25 ≤ 1 ≤ 4
Étage 2	45 × 45			
Étage 1	50 × 50	50 > 30	50 > 13,05	0,25 ≤ 1 ≤ 4
RDC	50 × 50			

II.5.7 Vérification de la rigidité

- Poteau 30×30 :

Tableau II.17: Vérification de la rigidité de poteau 30×30.

	b (m)	h (m)	L (m)	$I = bh^3/12$ (m ⁴)	$K = I/L$ (m ⁴)
Poteau	0,3	0,3	3,06	0,000675	2,21E-04
Poutre	0,3	0,45	4,95	0,002278125	4,61E-04

$K_{\text{poteau}} < K_{\text{poutre}} \Rightarrow$ condition non vérifiée.

- Poteau 35×35 :

Tableau II.18: Vérification de la rigidité de poteau 35×35.

	b (m)	h (m)	L (m)	I = bh ³ /12 (m ⁴)	K= I/L (m ⁴)
Poteau	0,35	0,35	3,06	0,001250521	4,09E-04
Poutre	0,3	0,45	4,95	0,002278125	4,61E-04

$K_{\text{poteau}} < K_{\text{poutre}} \Rightarrow$ condition non vérifiée.

- Poteau 40×40 :

Tableau II.19: Vérification de la rigidité de poteau 40×40.

	b (m)	h (m)	L (m)	I = bh ³ /12 (m ⁴)	K= I/L (m ⁴)
Poteau	0,40	0,40	3,06	0,002133333	6,97E-04
Poutre	0,3	0,45	4,95	0,002278125	4,61E-04

$K_{\text{poteau}} > K_{\text{poutre}} \Rightarrow$ condition vérifiée.

II.5.8 Choix final de la section des poteaux

Tableau II.20 : Choix final de la section des poteaux.

Niveau	Choix (cm ²)
4 ^{ème} – 9 ^{ème} étage	40 × 40
2 ^{ème} – 3 ^{ème} étage	45 × 45
RDC – 1 ^{er} étage	50 × 50

II.5.9 Vérification au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentrée ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire l'inégalité suivante : (BAEL 91 modifié99 [2])

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{Eq. 9}$$

Avec :

- λ : Elancement du Poteau.
- L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$).

- L_0 : Distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.

- i : Rayon de giration
$$\mathbf{i = \sqrt{\frac{I}{B}}} \quad \mathbf{Eq. 10}$$

- I : Moment d'inertie

- B : L'aire du poteau.

-
$$I = \frac{axb^3}{12}$$

Tableau II. 21: Vérification au flambement.

Section de poteaux (cm ²)	L_0 (m)	λ	Condition $\lambda < 35$
4 ^{ème} – 9 ^{ème} étage	3,06	18,55	Vérifié
2 ^{ème} – 3 ^{ème} étage	3,06	16,49	Vérifié
RDC – 1 ^{er} étage	3,06	14,84	Vérifié

Chapitre III

III. Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans toute structure, on distingue les éléments porteurs principaux, qui contribuent directement aux contreventements, et les éléments secondaires, qui n'y contribuent pas. L'escalier et l'acrotère, considérés comme éléments secondaires, sont étudiés indépendamment de l'action sismique, mais en fonction de la géométrie interne de la structure. Ce chapitre aborde le calcul des éléments secondaires suivants : l'acrotère, les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression), les escaliers et les dalles pleines.

III.2. Acrotère

L'acrotère en béton armé, élément secondaire entourant le plancher terrasse, assure la sécurité et protège contre l'infiltration des eaux pluviales. Calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il subit une flexion composée due à son propre poids vertical et à une force horizontale provenant d'une main courante.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur avec les dimensions suivantes :

- Largeur : 100cm.
- Hauteur : 60cm.
- Épaisseur : 10cm.

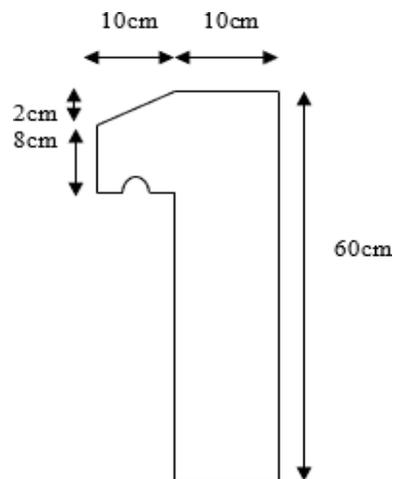


Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.

III.2.1 Évaluation de charges

- **Charge permanente**

$$G_{\text{Acrotère}} = G_1 + G_2$$

Avec :

- G_1 : Poids propre de l'acrotère.
- G_2 : Poids de revêtement.
- **Poids propre de l'acrotère**

$$S = [(0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + (\frac{0.10 \times 0.02}{2})] = 0.069 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0.069 = 1.73 \text{ kN/m}^2$$

- **Poids de revêtement**

$$G_2 = 18 \times 0.015 \times (0.6 + 0.1 + 0.11 + 0.08 + 0.1 + 0.5 + 0.1) = 0.43 \text{ kN/m}^2$$

- **Poids total de l'acrotère**

$$G_T = G_1 + G_2 = 1.73 + 0.43 \Rightarrow G_T = 2.16 \text{ kN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation**

$$Q = 1 \text{ kN/ml. (Due à la main courante)}$$

- **L'action des forces horizontales**

D'après RPA99 version 2003, art 6.2.3 [1], l'action des forces horizontales donné par :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad \text{Eq. 1}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone. ($A = 0.15$; Tableau 4.1[1])
- C_p : Facteur de force horizontale pour l'élément secondaire donné par 0.8. (tableau 6.1 [1])
- W_p : Poids de l'acrotère. ($W_p = 2.16 \text{ kN/m}^2$)

$$\text{Ce qui donne : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.16 \Rightarrow F_p = 1.04 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_h = \max(F_p; 1.5Q) \Rightarrow Q_h = \max(1.04; 1.5) \Rightarrow Q_h = 1.5 \text{ kN/ml.}$$

III.2.2 Combinaisons de charges

Pour une bande de 1m de largeur, on a :

- **ELU**

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 2,16 \Rightarrow N_u = 2,92\text{kN.}$$

$$M_u = 1,5Q_h \times h = 1,5 \times 1,5 \times 0,6 \Rightarrow M_u = 1,35\text{kN.m}$$

$$V_u = 1,5Q_h = 1,5 \times 1,5 \Rightarrow V_u = 2,25\text{kN.}$$

- **ELS**

$$N_{\text{ser}} = G = 2,16\text{kN.}$$

$$M_{\text{ser}} = Q_h \times h = 1,5 \times 0,6 \Rightarrow M_s = 0,9\text{kN.m}$$

$$V_{\text{ser}} = Q_h = 1,5\text{kN.}$$

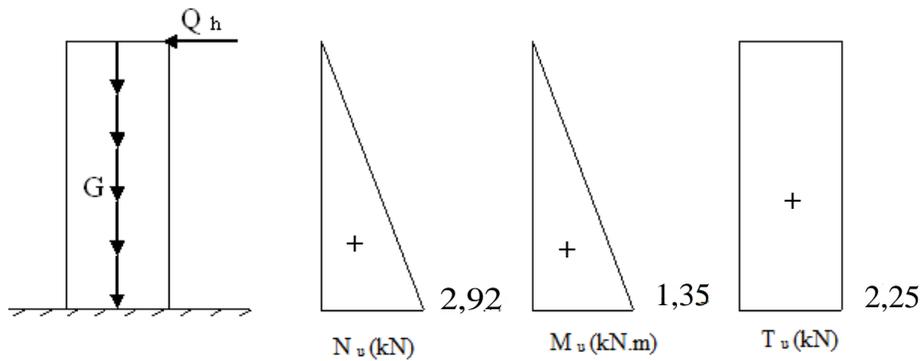


Figure III.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.

III.2.3 Ferrailage de l'acrotère

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100\text{cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $c = c' = 2\text{cm}$; $f_e = 500\text{MPa}$.

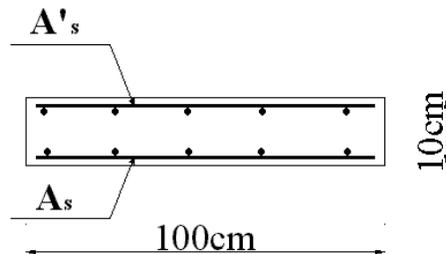


Figure III.3 : Section de calcul de l'acrotère.

- L'excentricité e_0

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,35}{2,92} \Rightarrow e_0 = 46,23\text{cm.}$$

- Coefficient de remplissage Ψ_1

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} \quad \text{Eq. 2}$$

$$\Psi_1 = \frac{2,92 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 14,17} \Rightarrow \Psi_1 = 2,06 \times 10^{-3}$$

On a : $\Psi_1 < 0,81$; $\Psi_1 < \frac{2}{3}$

Alors :

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} \quad \text{Eq. 3}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 2,06 \times 10^{-3}}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 2,06 \times 10^{-3}})} \Rightarrow \xi = 0,167$$

- Calcul de e_{NC}

$$e_{NC} = \xi \times h \quad \text{Eq. 4}$$

$$e_{NC} = 0,167 \times 10 \Rightarrow e_{NC} = 1,67\text{cm.}$$

On a : $e > e_{NC} \Rightarrow$ SPC. (Section partiellement comprimée)

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.
- Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f

- Moment fictif M_f

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) \quad \text{Eq. 5}$$

$$M_f = 1,35 + 2,92 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) \Rightarrow M_f = 1,44\text{kN.m}$$

- Flexion simple (F.S)

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1,44 \times 10^6}{14,17 \times 1000 \times 80^2} = 0,013 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

- **Armatures fictives**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,013}) \Rightarrow \alpha = 0,0164$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 80(1 - 0,4 \times 0,0164) \Rightarrow Z = 79,48\text{mm}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1,44 \times 10^6}{79,48 \times 434,78} \Rightarrow A_f = 0,42\text{cm}^2$$

- **Armatures réelles (F.C)**

$$\begin{cases} A'_{\text{réel}} = A'_{\text{fictif}} = 0 \\ A_{\text{réel}} = A_{\text{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A_{\text{réel}} = 41,67 - \frac{2,92 \times 10^3}{434,78} \Rightarrow A_s = 0,35\text{cm}^2 \end{cases}$$

- **Vérification selon BAEL91 modifiée 99 [2]**

$$A_s^{\min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0, 23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \quad \text{Eq. 6}$$

Avec :

- $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

$$A_s^{\min} \geq \max (1 ; 0,773) \text{cm}^2.$$

Choix : on opte pour 4T8 = 2,01cm² avec un espacement $S_t = 15\text{cm}$.

- **Armatures de repartition**

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

Choix : on opte pour 4T8 = 2,01cm² avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

- **Vérification à l'ELS**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme flexion composée à l'ELS.

Les contraintes admissibles sont données par :

- Béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{Eq. 7}$$

- Acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0, 5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right) \quad \text{Eq. 8}$$

Avec :

- $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.
- $\bar{\sigma}_s = 250\text{MPa}$.

Tableau III.1 : Vérification des contraintes de l'acrotère.

/	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	162,78	16,08	6,4	15	249,1	250	OK
	y-y	152,77	11,31	6,0		232,7		OK
Appuis	x-x	95,76	11,31	4,9		192,2		OK
	y-y							

• **Vérification de l'effort tranchant**

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1f_{c28}; 4\text{MPa} \} \quad \text{Eq. 10}$$

$$\tau_u = \frac{2,25 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,028\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

Condition vérifiée.

III.2.3.2. Schéma de ferrailage

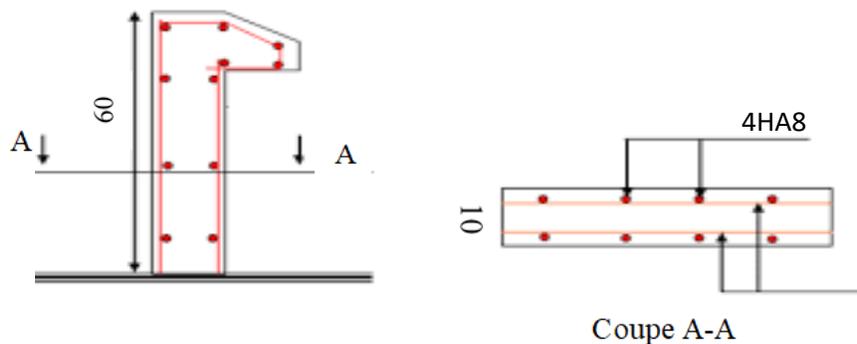


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Escaliers

Les escaliers sont essentiels pour permettre le passage entre les différents niveaux du bâtiment en toute sécurité et avec facilité. Composés de marches successives, ils assurent une circulation fluide. Dans notre immeuble, il y a un seul type d'escalier comprenant deux paliers de repos et deux volées. La fissuration est peu préjudiciable. Le ferrailage de l'escalier sera effectué à l'ELU, en flexion simple, pour une bande de 1 mètre de largeur.

III.3.1. Composants d'un escalier

Nous allons examiner les divers composants d'un escalier :

- **La montée** : La hauteur à gravir, généralement égale à la hauteur d'un étage.
- **La marche** : Le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- **La hauteur de marche** : La différence de niveau entre deux marches successives (h).
- **La contremarche** : Le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche** : L'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron** : La distance horizontale entre deux nez de marches successifs ou entre deux contremarches successives (g).
- **Une volée** : Un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier** : Une plate-forme horizontale de repos entre deux volées.
- **L'emmarchement** : La longueur d'une marche.
- **La ligne de jour** : La plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée** : Une ligne conventionnelle qui passe par le nez des marches.
- **La paillasse** : La dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L pour la longueur horizontale de la paillasse et H pour la hauteur verticale de la paillasse).

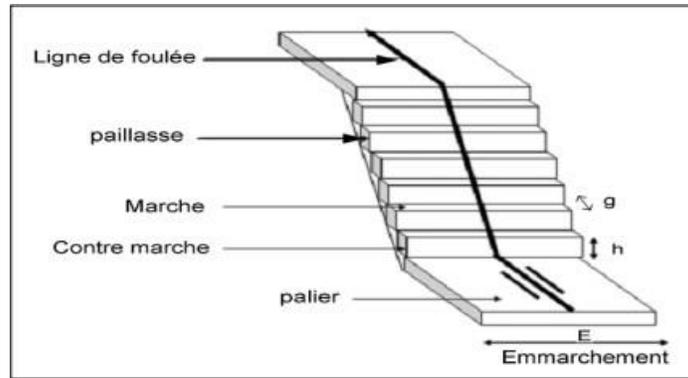


Figure III.5 : Différents éléments des escaliers.

III.3.2. Dimensionnement d'escalier

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir selon la formule de Blondel

« $2h+g=64$ »

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

$2h + g = 64$ (1)

$n \times h = H$ (2)

$(n-1) g = L$ (3)

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0 \quad \text{Eq. 11}$$

Avec :

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- n : Le nombre des contre marches.
- n-1 : Le nombre des marches.

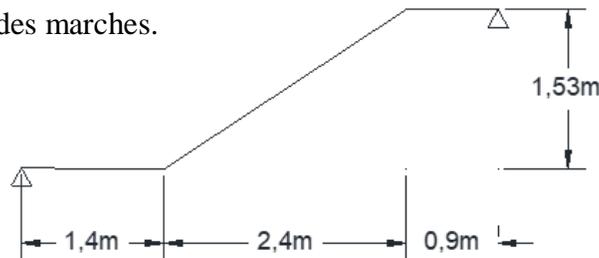


Figure III.6 : Schéma statique d'escaliers.

On a : $L = 240\text{cm}$; $H = 153\text{cm}$.

$$64n^2 - n(64 + 2 \times 153 + 240) + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

$$n_1 = 0,53 ; n_2 = 9$$

On prend :

- Le nombre de contre marches : $n = 9$ contre marches.
- Le nombre des marches $n-1 = 8$ marches.

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} \Rightarrow h = 17\text{cm}.$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} \Rightarrow g = 30\text{cm}.$$

➤ **Vérification de l'équation de 'BONDEL'**

$$\begin{cases} 59 \leq g + 2h \leq 64 \\ 16 \leq h \leq 18 \\ 22 \leq g \leq 33 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64\text{cm}. \\ h = 17\text{cm}. \\ g = 30\text{cm}. \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la paille**

$$l = 1,4 + \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} + 0,9 \Rightarrow l = 5,15\text{m}.$$

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

Eq. 12

$$\frac{515}{30} \leq e \leq \frac{515}{20} \Rightarrow 17,17 \leq e \leq 25,75 \Rightarrow \text{On prend } e = 20\text{cm}.$$

Remarque : Le palier aura la même épaisseur que la paille.

- **Angle d'inclinaison de la paille**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ.$$

III.3.3.1. Evaluation des charges

- Palier

Tableau III.2 : Charges du palier.

N ^o	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	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 du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				5,45
Charge d'exploitation Q				2,5

- Paillasse

- Poids propre de la paillasse : $P_{\text{paillasse}} = \frac{0,2}{\cos(\alpha)} \times 25 = \frac{0,2}{\cos(32,52)} \times 25 = 6\text{kN/m}^2$.
- Poids des marches : $P_{\text{marches}} = \frac{h}{2} \times 25 = \frac{17}{2} \times 25 = 2,12\text{kN/m}^2$.

Tableau III.3 : Charges de la paillasse.

N ^o	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage vertical	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose vertical	0,03	20	0,60
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la paillasse	0,24	25	6,00
5	Poids des marches	0,085	25	2,12
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
7	Carrelage horizontal	0,02	20	0,40
8	Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,40
9	Garde-corps	/	/	1,00
Charge permanente G				11,82
Charge d'exploitation Q				2,5

III.3.3.2. Combinaison des charges

Tableau III.4 : Combinaison des charges.

Sollicitations	ELU (kN/m ²)	ELS (kN/m ²)
Palier	11,11	7,95
Paillasse	19,71	14,32

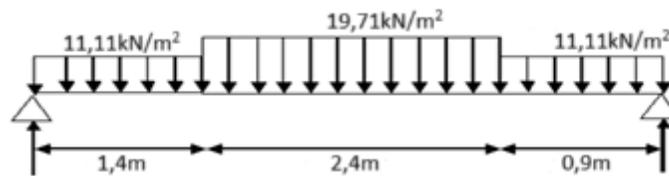


Figure III.7 – Distribution de charges d’escalier à l’ELU.

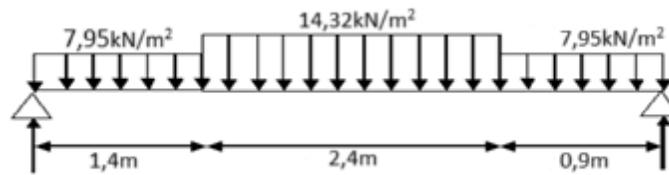


Figure III.8 – Distribution de charges d’escalier à l’ELS.

- Diagramme des efforts internes
 - a. ELU

. Moment fléchissant :



Figure III.7 : Diagramme du moment fléchissant d’escalier à l’ELU.

. Effort tranchant :



Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELU.

b. ELS

. Moment fléchissant :



Figure III.9 : Diagramme du moment fléchissant d'escalier à l'ELS.

. Effort tranchant :

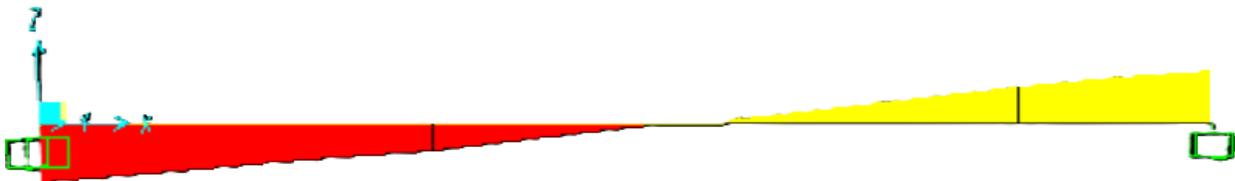


Figure III.10 : Diagramme de l'effort tranchant d'escalier à l'ELS.

Les efforts internes sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : Les efforts internes d'escalier.

Sollicitations	ELU	ELS
M_{\max} (kN.m)	44,75	32,64
T_{\max} (kN)	53,78	39,18

III.3.4.1. Ferrailage des escaliers

Le calcul est réalisé pour une section rectangulaire de dimensions (b×h), avec b=100cm et h=20cm.

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

On a : h = 20 cm ; b = 100cm ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$; d = 0,9h = 18cm ;

$f_e = 500\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$.

En considérant les appuis partiellement encastrés donc on prend :

- $M_t = 0,85M_{\max} \Rightarrow M_t = 38,04\text{kN.m}$
- $M_a = 0,50M_{\max} \Rightarrow M_a = 22,38\text{kN.m}$

Tableau III.6 : Ferrailage des escaliers.

/	Mu (kN.m ²)	μ_{bu}	$\mu_{bu} < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	38,04	0,083	OUI	0	0,11	17,21	5,08	7T10	5,49
Appuis	22,38	0,049	OUI	0	0,063	17,55	2,94	4T10	3,14

➤ **Espacement**

- **En travée** : $esp \leq \frac{100-2 \times 3}{6} = 15,67\text{cm}$. \Rightarrow On prend $esp = 15\text{cm}$.
- **Sur appui** : $esp \leq \frac{100-2 \times 3}{3} = 31,33\text{cm}$. \Rightarrow On prend $esp = 20\text{cm}$.

➤ **Armatures de répartition**

- **En travée** : $\frac{A_s}{4} \leq esp \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,37\text{cm}^2 \leq A_R \leq 2,74\text{cm}^2$

Le choix est de 5T8 = 2,51cm² avec S_t = 25cm.

- **Sur appui** : $\frac{A_s}{4} \leq esp \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,785\text{cm}^2 \leq A_R \leq 1,57\text{cm}^2$

Le choix est de 5T8 = 2,51cm² avec S_t = 25cm.

III.3.4.2. Vérifications

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \tag{Eq. 13}$$

$$A_s^{min} = \max (2 ; 1,74) \Rightarrow A_s^{min} = 2\text{cm}^2.$$

- En travée : $A_s = 5,49\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 2\text{cm}^2$. Condition vérifiée.
- Sur appui : $A_s = 3,14\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 2\text{cm}^2$. Condition vérifiée.

b. Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ (A.5.2.2) [1]

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} \quad \text{Eq. 14}$$

$$\tau_u = \frac{53,78 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,30\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification à l'ELS

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

. Vérification des contraintes du béton

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{Eq. 15}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2 \quad \text{Eq. 16}$$

Avec :

$$b = 1\text{m}; n = 15; A'_s = 0; c' = 1,5.$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{Eq. 17}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Vérification à l'ELS de l'escaliers.

/	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	27,75	5,49	4,7	18028	6,7	Vérifiée
Appui	16,32	3,14	3,7	11320	5,3	Vérifiée

d. Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$\Delta f = f_v - f_i < \bar{f} \quad \text{Eq. 18}$$

- $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L > 5,00\text{m}$.
- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5,00\text{m}$.
- $f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}}$
- $f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}}$

Avec :

- $I_{f_i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$
- $I_{f_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$
- $\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$
- $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$
- $\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$
- $\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{d}\right)} = \frac{2}{5} \lambda_i$
- I_0 : le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $\eta = 15$.
- $E_v = \frac{1}{3} E_i$

Tableau III.8 : Vérification de la flèche pour les escaliers.

Section	M_{ser} (kN.m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	\bar{f} (mm)	Vérification
Travée	27,75	1,42	2,26	0,84	1,015	ok
Appui	16,32	0,86	1,371	0,511	1,015	ok

III.3.5. Schéma de ferrailage

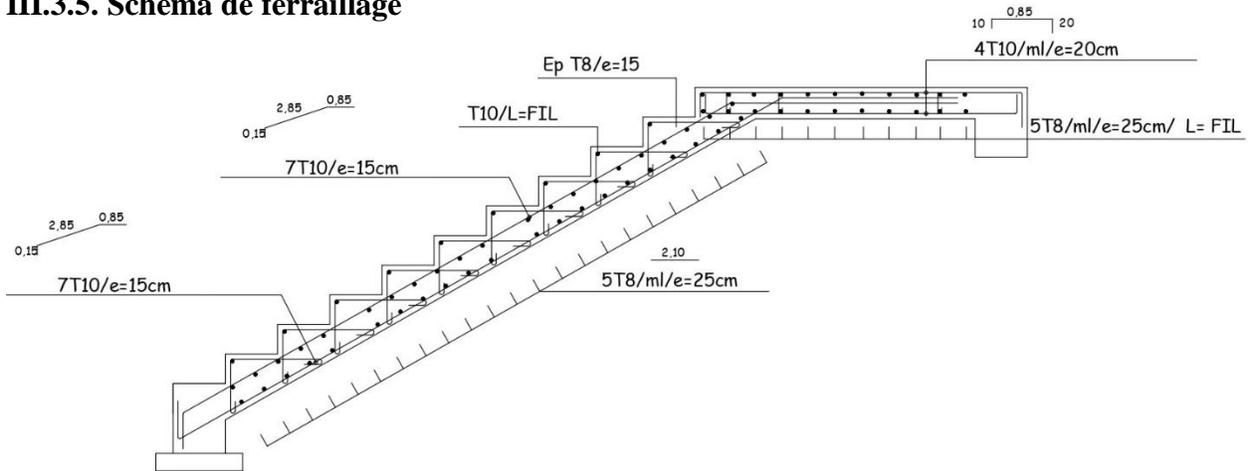


Figure III.11 : Schéma de ferrailage d'escalier.

III.4. Etude des planchers

III.4.1 Dalle pleine

Pour notre projet, nous avons cité l'exemple du panneau le plus sollicité :

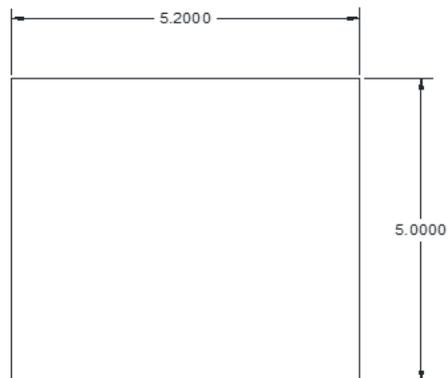


Figure III.12 : Panneau le plus sollicité.

III.4.1.1 Évaluation des charges

Tableau III.9 : Sollicitations pour la dalle pleine.

Les charges (kN/m ²)		q (kN/m ²)	
		Les combinaisons	
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU	ELS
6,11	5	15,75	11,11

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{5.2} = 0.96 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$

Alors :

- **ELU :**
- $\mu_x = 0,0401$
- $\mu_y = 0,9092$
- $M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 15,79 \text{ kN.m}$
- $M_y = \mu_y M_x = 14,36 \text{ kN.m}$
- **ELS :**
- $\mu_x = 0,0474$
- $\mu_y = 0,9385$
- $M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 13,16 \text{ kN.m}$
- $M_y = \mu_y M_x = 12,35 \text{ kN.m}$

III.4.1.2 Ferrailage de la dalle pleine

Les données : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_c = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

Tableau III.10: Ferrailage de la dalle pleine.

/	Sens	Mu (kN.m ²)	μ_{bu}	$\mu_{bu} < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	13,42	0,052	OUI	0	0,067	13,14	2,35	5T10	3,92
	y-y	12,21	0,047	OUI	0	0,060	13,18	2,13	5T10	3,92
Appuis	x-x	7,89	0,030	OUI	0	0,038	13,29	1,37	3T10	2,35
	y-y									

➤ **Espacement**

• **En travée**

- Sens x-x : $\text{esp} = \frac{100-5 \times 1}{3} = 31,67\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$
- Sens y-y : $\text{esp} = \frac{100-5 \times 1}{3} = 31,67\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

• **Sur appui :**

- Sens x-x : $\text{esp} = \frac{100-3 \times 0,1}{3} = 32,34\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

On prend $\text{esp} = 25\text{cm}.$

➤ **Armatures transversales**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous (art 5.2.2.1 [1]) est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} \quad \text{Eq. 19}$$

Avec :

- $\bar{\tau}_u = 3,34\text{MPa}.$
- $T_u^{\max} = \max(T_x ; T_y)$

Tel que :

$$\begin{cases} T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} \\ T_y = \frac{q_u L_x}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = \frac{15,75 \times 5 \times 5,2}{2 \times 5 + 5,2} \\ T_y = \frac{15,75 \times 5}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 26,94\text{kN} \\ T_y = 26,25\text{kN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_u^{\max} = 26,94\text{kN}.$$

$$\tau_u = \frac{26,94 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,2\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,34\text{MPa}$$

Par conséquent, l'armature transversale n'est pas nécessaire.

III.4.1.3. Vérifications

a. Condition de non fragilité

Dalle rectangulaire avec $\rho < 1$.

$$\begin{cases} A_x^{min} \geq \rho_0 \frac{3-\rho}{2} bh \\ A_y^{min} \geq \rho_0 \times bh \end{cases} \quad Eq.20$$

Avec :

$$\rho_0 = 8 \times 10^{-4} \text{ (Pour les barres à haute adhérence)}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{5.2} = 0.96$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} \geq 8 \times 10^{-4} \times \frac{3-0.96}{2} \times 100 \times 15 = 1,23\text{cm}^2 \\ A_y^{min} \geq 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 15 = 1,20\text{cm}^2 \end{cases}$$

Tableau III.11 : Vérification de la condition de non fragilité.

Sens	Travée	Appui	Vérification
x-x	$A_x = 3,92\text{cm}^2 > A_x^{min}$	$A_x = 2,35\text{cm}^2 > A_x^{min}$	OK
y-y	$A_y = 3,92\text{cm}^2 > A_y^{min}$	$A_y = 2,35\text{cm}^2 > A_y^{min}$	OK

b. Vérification à l'ELS

En travée :

- $M_{tx} = 0,85M_x \Rightarrow M_{tx} = 0,85 \times 13,16 \Rightarrow M_{tx} = 11,19\text{kN.m}$
- $M_{ty} = 0,85M_y \Rightarrow M_{ty} = 0,85 \times 12,35 \Rightarrow M_{ty} = 10,50\text{kN.m}$

Sur appui :

- $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 0,5 \times 13,16 \Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 6,58\text{kN.m}$

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad Eq.21$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : Vérification à l'ELS de la dalle pleine.

/	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	x-x	11,19	2,51	3,4	7308	5,3	Vérifiée
	y-y	10,50	2,51	3,4	7308	5,0	Vérifiée
Appui	x-x	6,58	2,01	2,8	4767	3,8	Vérifiée
	y-y						

c. Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$\Delta f = f_v - f_i < \bar{f} \quad \text{Eq. 22}$$

- $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L > 5,00\text{m}$.

- $\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5,00\text{m}$.

- $f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}}$

- $f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}}$

Avec :

- $I_{f_i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$

- $I_{f_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$

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

- $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$

- $\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$

- $\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{d} \right)} = \frac{2}{5} \lambda_i$

- I_0 : le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $\eta = 15$.

- $E_v = \frac{1}{3} E_i$

Tableau III.13: Vérification de la flèche pour les dalles pleines.

Section	Sens	M_{ser} (kN.m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	\bar{f} (mm)	Vérification
Travée	x-x	11,19	3,26	9,57	6,31	10,2	ok
	y-y	10,50	3,06	8,98	5,92	10,2	
Appui	x-x	6,58	7,69	12,52	4,83	10,2	ok
	y-y						

III.4.1.4. Schéma de ferrailage

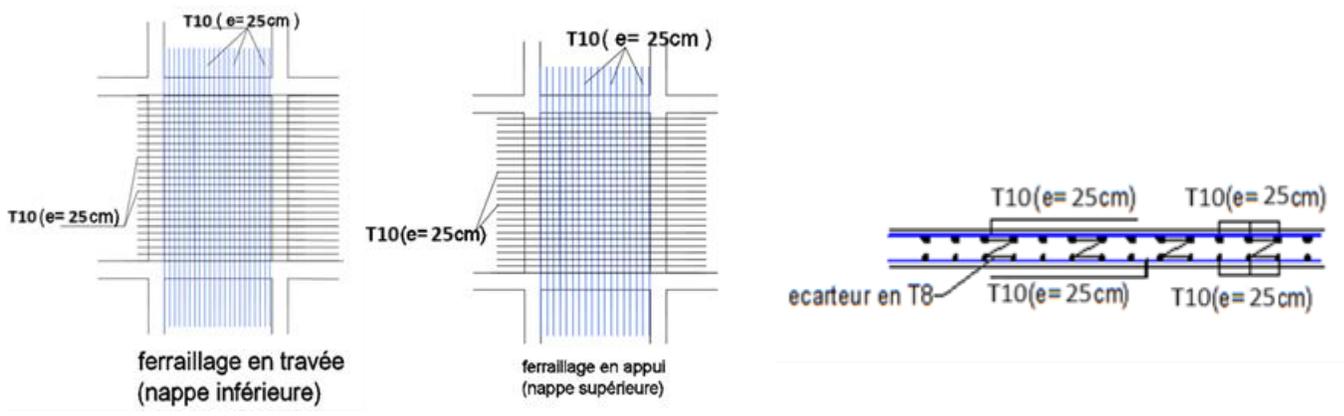


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

III.4.2 Plancher à corp creux

III.4.2.1 Les poutrelles

Les poutrelles sont des éléments horizontaux essentiels des structures en béton armé. Elles supportent les charges des planchers et assurent la distribution des efforts vers les éléments porteurs verticaux. Dans notre analyse, l'étude des poutrelles permet de déterminer leur ferrailage et leurs dimensions finales en tenant compte des charges spécifiques du projet, des conditions de charge prévues et des normes de sécurité en vigueur.

L'hourdis choisi est normalisé avec une hauteur de 12 cm et une largeur de 55 cm.

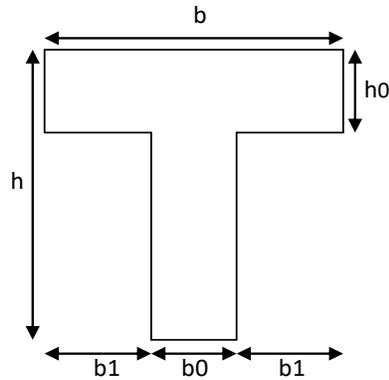


Figure III.14 : Schéma de poutrelle.

Pour déterminer les dimensions des poutrelles, nous utilisons les formules suivantes :

- Calcul de la largeur totale b :

$$b = 2b_1 + b_0 \quad \text{Eq. 23}$$

- Détermination de b_0 :

$$\frac{h_t}{3} \leq b_0 \leq \frac{h_t}{2} \quad \text{Eq. 24}$$

Avec :

- h_t : Hauteur du plancher. ($h_t = 21\text{cm}$)

$$\Rightarrow 7 \leq b_0 \leq 10,5$$

Nous prenons donc $b_0 = 10\text{cm}$.

- Calcul de b_1 :

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_x}{2} ; \frac{L_{max}}{10} \right\} \quad \text{Eq. 25}$$

Avec :

- L_x : La distance entre poutrelle. ($L_x = 55\text{cm}$)
- L_{max} : La distance entre les nus d'appuis des poutres secondaire ($L_{max} = 520\text{cm}$)

$$\Rightarrow b_1 \leq \min \left\{ \frac{55}{2} ; \frac{520}{10} \right\}$$

Nous prenons donc $b_1 = 27,5\text{cm}$.

- Calcul de b :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10$$

⇒ b = 65cm.

Résultat :

Nous obtenons :

$h_t = 21\text{cm}$; Avec : $h = 16\text{cm}$, $h_0 = 5\text{cm}$.

$b = 65\text{cm}$; Avec : $b_1 = 27,5\text{cm}$, $b_0 = 10\text{cm}$.

III.4.2.1.1. Calcul des moments

Les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues reposant sur plusieurs appuis. Leur analyse sera réalisée en utilisant l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire**

Les conditions d'application de cette méthode sont les suivantes :

- La charge uniformément répartie (Q) est inférieure ou égale au maximum entre 2G et 5 kN/m².
- Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- La fissuration est non préjudiciable.

Exposé de la méthode

Coefficient α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \tag{Eq. 26}$$

Calcul du moment maximal en travée M_t :

$$M_t \geq \max\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2} \tag{Eq. 27}$$

$$M_t \geq \begin{cases} \frac{(1+0,3\alpha)M_0}{2} \dots\dots\dots \textit{Travée intermédiaire} \\ \frac{(1,02+0,3\alpha)M_0}{2} \dots\dots\dots \textit{Travée de rive} \end{cases} \tag{Eq. 28}$$

Où :

- M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- (M_w , M_e) : Les valeurs absolues des moments sur les appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

- M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moments sur les appuis :

- $M = 0,2M_0$ Appuis de rive.
- $M = 0,6M_0$ Pour une poutre à deux travées.
- $M = 0,5M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- $M = 0,4M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

• **Méthode de Caquot**

La méthode de Caquot est une alternative utilisée lorsque l'une des conditions requises pour l'application de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

Exposé de la méthode

Moment sur les appuis :

$M_a = 0,15M_0$ pour les appuis de rive.

$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$ Pour les appuis intermédiaires.

Où : $M_0 = \frac{ql^3}{8}$

Moment en travée :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w \quad \text{Eq. 29}$$

Avec :

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- M_a : Le moment maximal sur appui.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- Les longueurs de travées fictives « l_w » à gauche et « l_e » à droite, avec :
 - $l' = 1$ pour une travée de rive.
 - $l' = 0,8l$ pour une travée intermédiaire.

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

Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \\ T_e = \frac{-ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \end{cases} \quad \text{Eq. 30}$$

Avec :

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

- **Méthode des éléments finis**

Les moments et les efforts tranchants seront calculés à l'aide du logiciel ETABS V21.

III.4.2.1.2. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se déroule en deux étapes :

1. Avant le coulage de la dalle de compression.
2. Après le coulage de la dalle de compression.

Poutrelle de la travée de longueur $L = 5,2\text{m}$.

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ses extrémités, supportant :

- Son poids propre.
- Le poids du corps creux.
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

1. Avant le coulage de la dalle de compression.

Évaluation des charges

Charge permanente :

- Poids propre de la poutrelle : $0,10 \times 0,05 \times 25 = 0,125\text{kN/ml}$.
- Poids du corp creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62\text{kN/ml}$.

Donc, $G = 0,745\text{kN/ml}$

Charge d'exploitation :

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

Combinaison des charges

$$\text{Pour l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,98\text{kN/ml}$$

$$\text{Pour l'ELS : } q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 1,40\text{kN/ml}$$

Calcul des moments

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} \Rightarrow M_u = \frac{1,98 \times 5,2^2}{8} \Rightarrow M_u = 6,70 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_u = \frac{1,40 \times 5,2^2}{8} \Rightarrow M_u = 4,73 \text{ kN.m}$$

Calcul du ferrailage

La poutrelle est soumise à une flexion simple à l'État Limite Ultime (ELU).

D'après l'organigramme de la flexion simple ; nous avons :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,33 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Il est nécessaire d'avoir des armatures de compression, mais leur installation pratique est difficile en raison de la faible section de béton. On prévoit donc d'utiliser des étalements pour renforcer la poutrelle et l'empêcher de fléchir sous les charges pendant et après le coulage.

2. Après le coulage de la dalle de compression.

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, les poutrelles travaillent comme des sections en T.

Dans le calcul des poutrelles, trois cas sont considérés :

- a. Plancher terrasse.
- b. Plancher étage courant (du 1er au 9ème étage).
- c. Plancher étage commerce (RDC).

Évaluation des charges et surcharges revenant aux poutrelles

- $q_u = 1,35G + 1,5Q$
- $q_{ser} = G + Q$

Tableau III.14 : Charges et surcharges revenant aux poutrelles

Niveaux	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q _u (kN)	q _{ser} (kN)
Terrasse inaccessible	6,58 × 0,65 = 4,28	1 × 0,65 = 0,65	6,75	4,93
Étages courants	5,59 × 0,65 = 3,63	1,5 × 0,65 = 0,98	6,37	4,61
RDC	6,11 × 0,65 = 3,97	1,5 × 0,65 = 0,98	6,83	4,95

Calcul des efforts internes

Nous avons utilisé la méthode des éléments finis (ETABS V21) pour déterminer les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants.

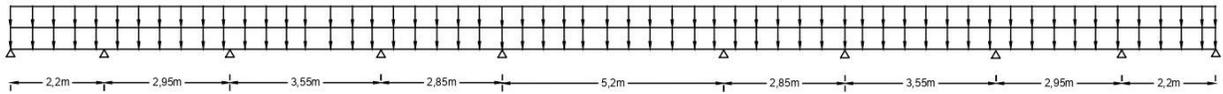


Figure III.15 : Schéma statique des poutrelles sous G et Q.

1. Terrasse inaccessible

a. ELU

. Moment fléchissant :

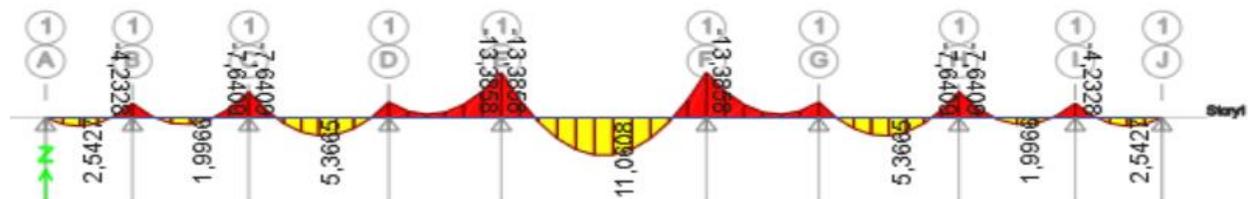


Figure III.16 : Diagramme du moment fléchissant de poutrelle à l'ELU.

. Effort tranchant :

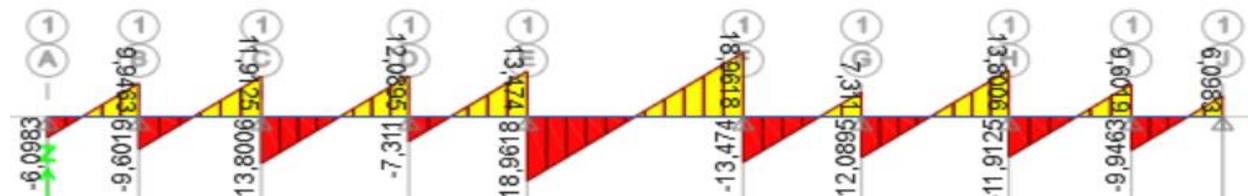


Figure III.17 : Diagramme de l'effort tranchant de poutrelle à l'ELU.

b. ELS

. Moment fléchissant :

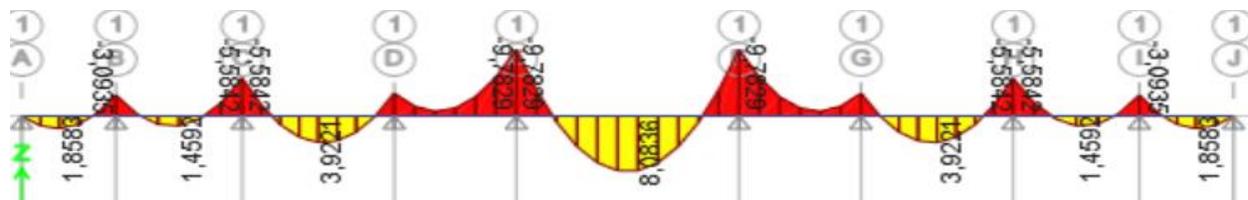


Figure III.18 : Diagramme du moment fléchissant de poutrelle à l'ELS.

. Effort tranchant :

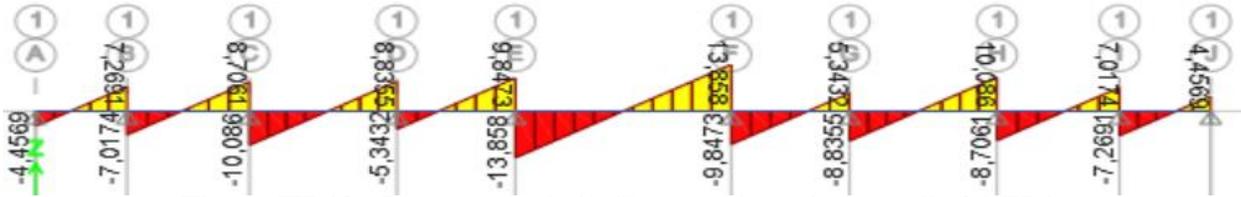


Figure III.19 : Diagramme de l'effort tranchant de poutrelle à l'ELS.

2. Étages courants

a. ELU

. Moment fléchissant :

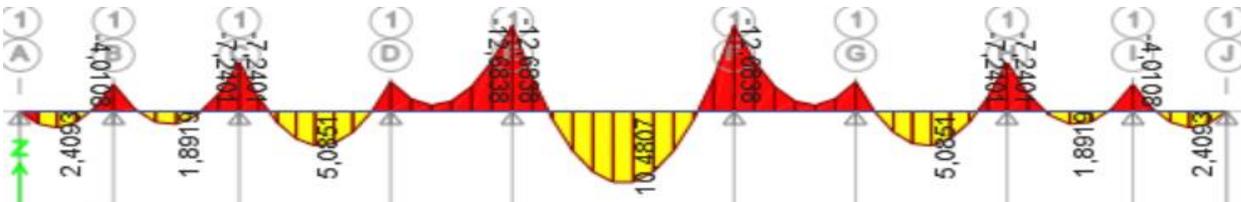


Figure III.20 : Diagramme du moment fléchissant de poutrelle à l'ELU.

. Effort tranchant :

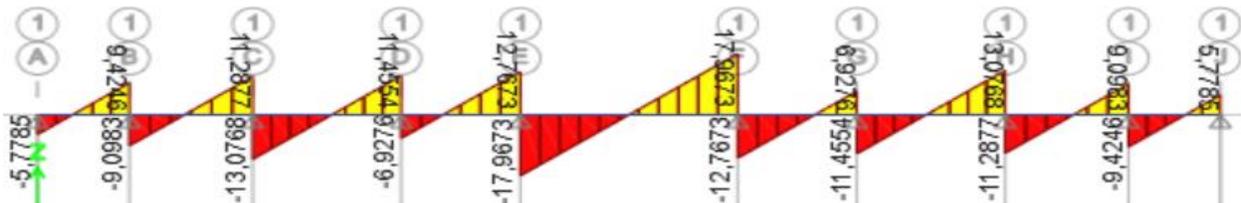


Figure III.21 : Diagramme de l'effort tranchant de poutrelle à l'ELU.

b. ELS

. Moment fléchissant :

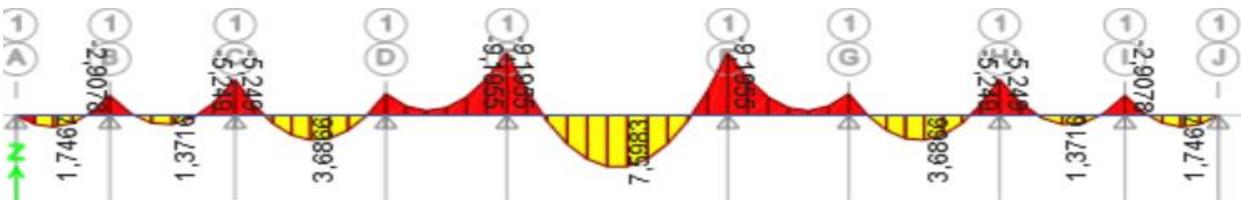


Figure III.22 : Diagramme du moment fléchissant de poutrelle à l'ELS.

. Effort tranchant :

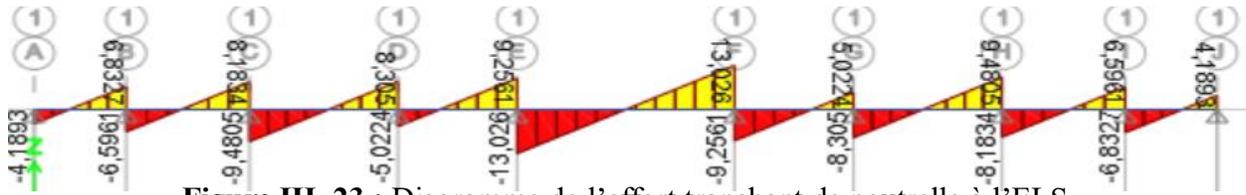


Figure III. 23 : Diagramme de l'effort tranchant de poutrelle à l'ELS.

3. RDC

a. ELU

. Moment fléchissant :

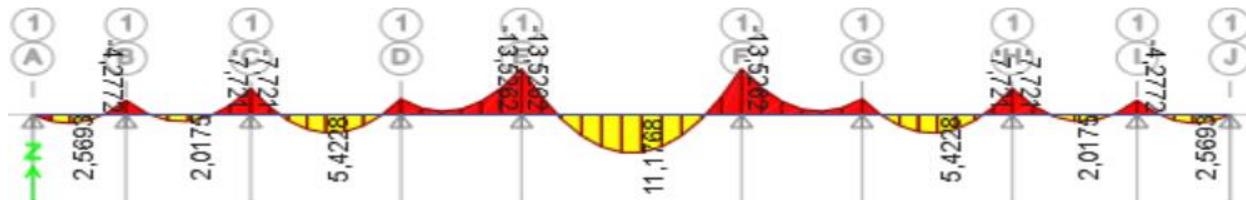


Figure III.24 : Diagramme du moment fléchissant de poutrelle à l'ELU.

. Effort tranchant :

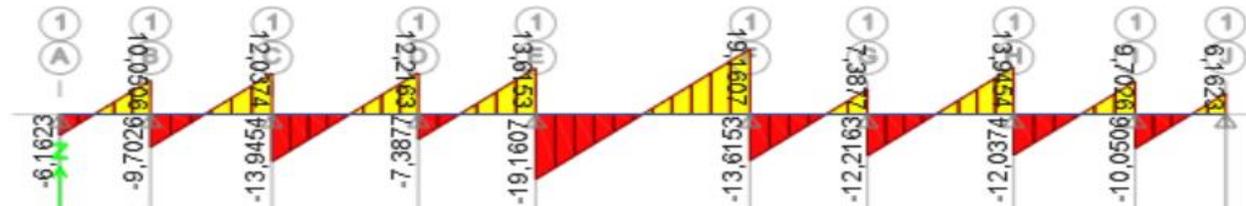


Figure III. 25 : Diagramme de l'effort tranchant de poutrelle à l'ELU.

b. ELS

. Moment fléchissant :

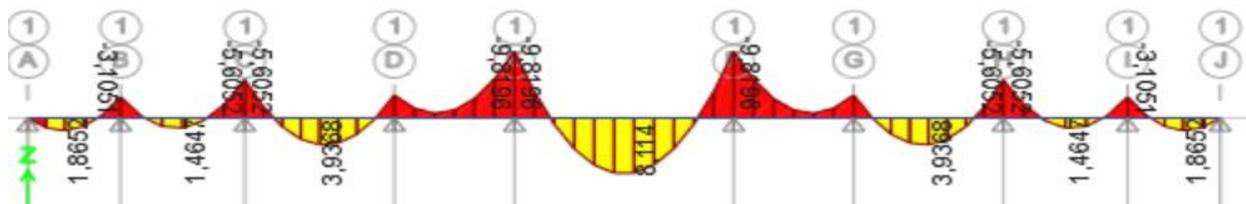


Figure III. 26 : Diagramme du moment fléchissant de poutrelle à l'ELS.

. Effort tranchant :

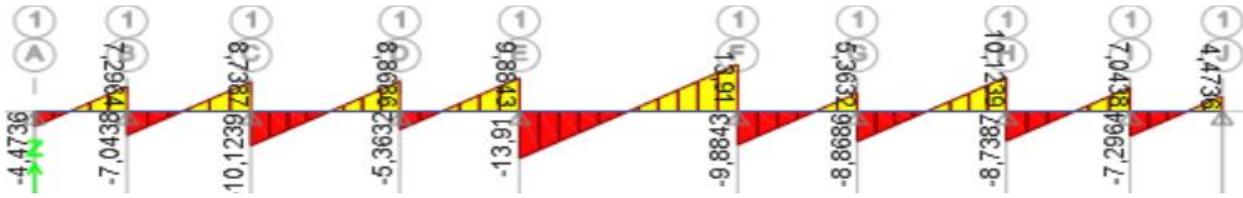


Figure III. 27 : Diagramme de l’effort tranchant de poutrelle à l’ELS.

Les efforts internes sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.15 : Les efforts internes de poutrelle.

Sollicitations	Position	ELU	ELS
M_{\max} (kN.m)	Travée	11,18	8,11
	Appui	13,53	9,82
T_{\max} (kN)	/	19,16	13,91

III.4.2.1.3. Calcul du ferrailage

Pour le ferrailage, nous sélectionnons la poutrelle la plus sollicitée. Le calcul se fait à l’État Limite Ultime (ELU) en flexion simple, en prenant en compte les efforts maximaux sur appuis et en travée.

Les données : $h = 21\text{cm}$; $h_0 = 5\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $d = 18,9\text{cm}$; $f_e = 500\text{MPa}$;
 $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_s = 435\text{MPa}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

Le calcul des sections en forme de « T » s’effectue différemment selon que l’axe neutre se situe dans la table de compression ou dans la nervure :

- Si $M_u < M_{table}$: l’axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{table}$: l’axe neutre se trouve soit dans la table soit dans la nervure.

Tel que :

$$M_{table} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad \text{Eq. 31}$$

$$M_{table} = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times 10^3 \left(0,189 - \frac{0,05}{2}\right)$$

$$M_{table} = 75,53\text{kN.m}$$

• **En travée**

On a $M_{table} = 75,53\text{kN.m} > M_{tu} = 11,18\text{kN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

• **Sur appuis**

On a $M_{table} = 75,53\text{kN.m} > M_{au} = 13,53\text{kN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

Comme le béton tendu ne contribue pas aux calculs de résistance, la section est traitée comme un rectangle, avec une largeur constante égale à celle de la table "b" en travée et "b₀" sur appuis.

Ainsi, la section analysée est considérée comme un rectangle (b×h) en travée et (b₀×h) sur appuis en flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.16 : Ferrailage de la poutrelle.

/	Mu (kN.m ²)	μ _{bu}	μ _{bu} < μ _R	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	11,18	0,034	OUI	0	0,043	18,58	1,38	3T10	2,35
Appuis	13,53	0,28	OUI	0	0,421	15,72	1,63	2T10	1,57

III.4.2.1.4. Vérifications

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} \tag{Eq. 32}$$

$A_s^{min} = 0,183\text{cm}^2.$

- En travée : $A_s = 2,35\text{cm}^2 > A_s^{min} = 0,183\text{cm}^2.$ **Condition vérifiée.**
- Sur appui : $A_s = 1,57\text{cm}^2 > A_s^{min} = 0,183\text{cm}^2.$ **Condition vérifiée.**

b. Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ (A.5.2.2) [1]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} \tag{Eq. 33}$$

$\tau_u = \frac{19,16 \times 10^3}{100 \times 189} = 1,01\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$ **Condition vérifiée.**

c. Au voisinage des appuis

- Appuis de rives

Vérification de la compression du béton [1]

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq \bar{\sigma}_b = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Eq. 34}$$

Avec :

$$T_u = 5,78\text{kN}.$$

$$\sigma_b = \frac{5,78 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 189} = 0,34\text{kN} \leq \bar{\sigma}_b = 6,67\text{MPa}. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales [1]

$$A_s = 1,57\text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,17\text{cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires

Vérification de la compression du béton [1]

$$T_u = 30,73\text{kN}.$$

$$\sigma_b = \frac{30,73 \times 10^3}{0,9 \times 50 \times 189} = 3,61\text{kN} \leq \bar{\sigma}_b = 6,67\text{MPa}. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales [1]

$$A_s = 1,57\text{cm}^2 \geq \frac{T_u - \frac{M_{au}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,12\text{cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification à l'ELS

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

. Vérification des contraintes du béton

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{Eq. 35}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2 \quad \text{Eq. 36}$$

Avec :

$$b_t = 65\text{cm} ; b_a = 10\text{cm} ; n = 15 ; A'_s = 0 ; c' = 2,1.$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{Eq. 37}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.17 : Vérification à l'ELS de la poutrelle.

/	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	8,11	2,35	4	9212	3,5	Vérifiée
Appui	9,82	1,57	6,5	4825	13,2	Vérifiée

e. Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$\Delta f = f_v - f_i < \bar{f} \quad \text{Eq. 38}$$

$$- \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L > 5,00\text{m.}$$

$$- \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L \leq 5,00\text{m.}$$

$$- f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}}$$

$$- f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}}$$

Avec :

$$- I_{f_i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$- I_{f_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

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

$$- \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

- $\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$
- $\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{d}\right)} = \frac{2}{5} \lambda_i$
- I_0 : le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $\eta = 15$.
- $E_v = \frac{1}{3} E_i$

Tableau III.18 : Vérification de la flèche pour la poutrelle.

Position	M _{ser} (kN.m)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f̄ (mm)	Vérification
Travée	8,11	3,54	6,52	2,98	5,7	ok
Appui	9,82	5,49	9,38	3,89	5,7	ok

III.4.2.1.5. Armatures transversales

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

- Selon le RPA99 version 2003 [1] :

$$\begin{cases} A_t = 0,003s_t b \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases} \quad \text{Eq. 20}$$

- Selon le BAEL91 modifié 99 [2] :

$$\begin{cases} S_t = \min(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \cdot K}{0,8f_e} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{cases} \quad \text{Eq. 21}$$

Avec :

- K = 1 (Pas de reprise de bétonnage).
- $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{0}\right) \rightarrow \phi_t = 0,6cm$

On prend $\varphi_t = 6\text{mm}$.

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Choix des armatures transversales pour les poutrelles.

BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t^{min} (cm^2)	Choix	A_t^{adp} (cm^2)
	S_t (cm)	$S_t(\text{cm})\text{Z.N}$	$S_t(\text{cm})\text{Z.C}$	Z.N			
17,01	5,25	10,5	5	10	0,51	2 φ 6	0,57

III.4.2.1.6. Schéma de ferrailage de poutrelle

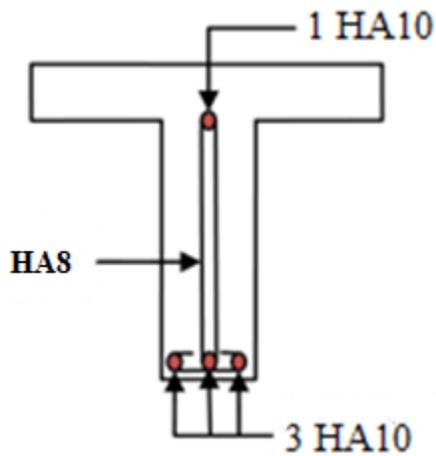


Figure III. 28 : Ferrailage de la poutrelle en travée.

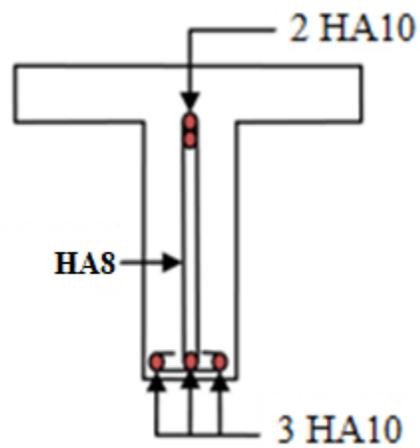


Figure III. 29 : Ferrailage de la poutrelle sur appuis.

Chapitre IV

IV. Étude dynamique

IV.1 Introduction

Les tremblements de terre sont parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices, en particulier dans les zones urbanisées. Face à ce risque imprévisible, il est important de concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques pour protéger les vies humaines et minimiser les dommages. La construction parasismique repose sur une étude dynamique des bâtiments, permettant de comprendre leur comportement face aux mouvements du sol.

Ce chapitre explore les principes de conception parasismique en se concentrant sur les critères de sécurité du règlement algérien RPA99 (version 2003) [1]. À l'aide du logiciel ETABS version 2021, nous modélisons un bâtiment en béton armé situé dans la wilaya d'Oran, une zone de sismicité moyenne. L'étude vise à évaluer la réponse sismique de la structure et à proposer des solutions pour améliorer sa résistance aux séismes.

IV.2 Présentation du logiciel ETABS pour l'analyse et la conception structurelle

ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems) est un logiciel de calcul structurel avancé, conçu pour l'analyse et la conception d'ouvrages complexes. Développé par Computers and Structures, Inc. (CSI), il offre les fonctionnalités suivantes :

- Interface conviviale : Modélisation graphique intuitive pour créer et analyser des modèles 3D de bâtiments.
- Analyse dynamique : Évaluation du comportement des structures sous charges sismiques grâce à l'analyse modale, de réponse spectrale et temporelle.
- Conception parasismique : Outils de conception pour respecter les normes de sécurité sismiques internationales et régionales.
- Vérification de la conformité aux codes : Prise en charge de nombreux codes de conception structurelle internationaux et régionaux.
- Visualisation et rapports : Génère des rapports détaillés et offre des visualisations 3D pour mieux comprendre les résultats.

ETABS est un outil puissant pour les ingénieurs civils, facilitant l'étude et la conception d'ouvrages pour assurer leur sécurité et leur conformité aux réglementations.

IV.3 Modélisation de la rigidité

La modélisation de la rigidité dans la structure est une partie intégrante de l'analyse dynamique. La structure étudiée comprend p nœuds et un total de n degrés de liberté (DDL), avec six DDL par nœud, soit $n = 6 \times p$.

- Les éléments de portique, composés de poutres et de poteaux, sont modélisés à l'aide d'éléments poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud ayant six degrés de liberté (trois translations et trois rotations). Les poutres sont disposées entre deux nœuds d'un même niveau, tandis que les poteaux relient des nœuds de différents niveaux, offrant une résistance et une stabilité verticale à la structure.
- Les voiles, quant à eux, sont modélisés à l'aide d'éléments coque (shell) à quatre nœuds, contribuant à la stabilité globale de l'ouvrage face aux charges horizontales. Ils jouent un rôle essentiel dans le renforcement et le raidissement de la structure, améliorant sa capacité à résister aux forces latérales telles que les charges de vent et les forces sismiques.
- A tous les planchers nous avons attribué des diaphragmes ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6 DDL bloqués).

IV.4 Modélisation de la masse

- La modélisation de la masse dans le bâtiment s'appuie sur une répartition uniforme de la masse sur la surface des planchers. Elle est calculée selon l'équation $(G + \beta Q)$ conforme au RPA99 Version 2003 [1], avec $\beta = 0,2$ pour les bâtiments résidentiels.
- Les densités des matériaux utilisés dans les dalles, poutres et poteaux sont basées sur celle du béton (25 kN/m^3). Les charges des murs extérieurs et de l'acrotère sont réparties sur les poutres périphériques, tandis que celles des escaliers le sont autour de la cage d'escalier.
- En utilisant l'option « Mass source » dans ETABS 2021, les masses des planchers et la masse totale de la structure sont calculées automatiquement à partir des charges permanentes et d'exploitation, selon la formule du RPA99 Version 2003 [1]. Cela assure une analyse dynamique précise et conforme aux normes parasismiques.

IV.5 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est encadrée par le règlement RPA99 / Version 2003 [1], qui propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

- **La méthode statique équivalente** : Elle simule les forces sismiques par des charges statiques équivalentes, remplaçant l'action sismique par une charge latérale globale équivalente (statique).
- **La méthode d'analyse modale spectrale** : Cette méthode utilise un spectre de réponse pour estimer les effets maximaux induits par les forces sismiques pour chaque mode de vibration de la structure, puis combine ces effets pour évaluer la réponse globale.
- **La méthode dynamique par accélérogrammes** : Basée sur l'étude des efforts de la structure au fil du temps, cette méthode nécessite des données d'accélérogrammes et l'usage de l'ordinateur pour simuler le mouvement du sol dans une direction donnée.

Dans notre cas, la méthode d'analyse modale spectrale a été appliquée.

En conformité avec le RPA99 / Version 2003 [1], la structure étudiée est située en zone sismique IIa, groupe d'usage 2, la hauteur étant égale à 30,6m, ce qui justifie le choix de la méthode dynamique. Cette méthode est essentielle pour assurer la stabilité et la sécurité de la structure en prenant en compte les diverses combinaisons aux états limites.

Combinaisons aux états limites

ELU : $1.35G + 1.5Q$.

ELA : $G+Q\pm E$.

ELS : $G+Q$

$0,8 G\pm E$.

Soit
$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad Eq. 1$$

Avec :

- V : la force sismique.
- A : coefficient d'accélération.
- D : facteur d'amplification dynamique.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W : poids de la structure.

IV.6 Modèle initial (sans voiles)

A : (zone sismique IIa) + groupe 2 Donc : A=0,15.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 7%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819 \quad \text{Eq. 2}$$

Avec :

- ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- R= 5. Portiques auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide.
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : T1= 0,15 s et T2= 0,5s).
- Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

Tableau IV.1 : Facteur de qualité (modèle initial).

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10

Donc : $Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,15$

- Condition minimale sur les files de contreventement : dans les deux sens x-x et y-y vérifiés.
- Redondance en plan : dans les deux sens x-x et y-y vérifiés.
- Régularité en plan : notre structure est régulière en plan.
- Régularité en élévation : on n'a pas un décrochement en élévation, donc notre structure est régulière en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux : on considère que notre projet n'a pas été soumis à un contrôle par un laboratoire agréé, ce qui soulève la possibilité que l'entreprise de

construction utilise des matériaux de qualité inférieure.

- Contrôle de la qualité de l'exécution : on suppose que notre projet n'a pas été inspecté par le CTC, et il est possible que l'entreprise de construction n'ait pas respecté les normes de qualité attendues.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier des données, la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

IV.6.1 Vérification de la période

On doit vérifier que la valeur de la période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique appropriée de 30% ($T_N < 1,3 T_e$).

Tel que

- T_e : période empirique de la structure.

La formule empirique à utiliser selon les cas est :

$$T_e = \min [C_T \times h_N^{3/4} ; 0,09 \times h_N / \sqrt{D}] \quad \text{Eq.3}$$

Avec :

- h_N : hauteur mesurée de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;
- C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage C_T est donné par le tableau 4.6 RPA [1] ;

Pour portique auto stables avec remplissage en maçonnerie : $C_T = 0.05$

- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul ;
- On a $T_N = 1,282$ s.
- $T_e = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times (30,6)^{3/4} = 0,651$ s.
- Pour le sens X-X : $h_N = 30,6$ m. $L_x = 28,3$ m. Alors : $T_x = 0,518$ s.
- Pour le sens Y-Y : $h_N = 30,6$ m. $L_y = 18,8$ m. Alors : $T_y = 0,635$ s.

$$T_e = \min [0,651 ; 0,518 ; 0,635] = 0,518 \text{ s}$$

$$1,3T_e = 0,674 \text{ s} < T_N = 1,282 \text{ s.} \quad \text{La période n'est pas vérifiée}$$

On a un mauvais comportement des modes de vibrations

- Mode 1 rotation.
- Mode 2 rotation.
- Mode 3 rotation.

Conclusion II faut passée au 2^{ème} modèle.

IV.7 Modèle final (avec voiles)

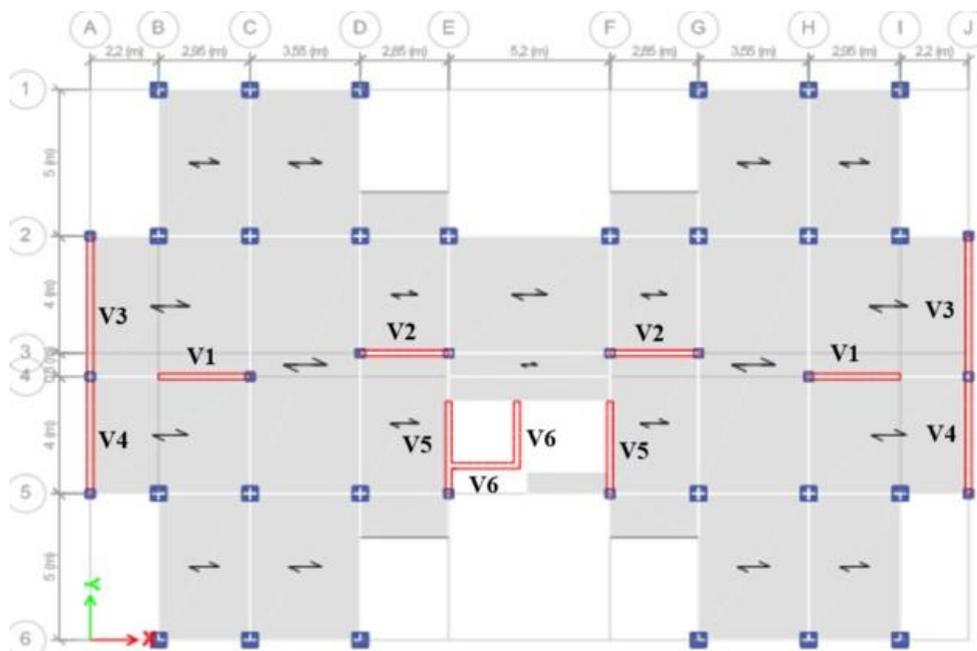


Figure IV. 1 : Disposition des voiles.

Tableau IV.2 : Dimensions des voiles.

Voiles	L (m)	Epaisseur (cm)
V ₁	2,95	20
V ₂	2,85	20
V ₃	4,8	20
V ₄	4	20
V ₅	3,15	20
V ₆	2,2	20

- Spectre de réponse :

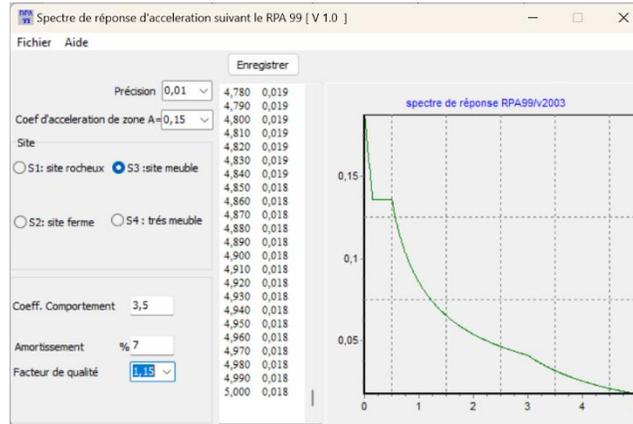


Figure IV. 2 : Spectre de réponse.

IV.7.1 Justification de R

Les voiles de contreventement sont considérés comme des voiles porteurs s'ils sont capables de supporter au moins 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

$$(N_{voiles} / N_{TOTALE} \geq 20\%) \quad \text{Eq.4}$$

Avec :

$$N_{ELS (voiles)} = 19709,90\text{kN} ; N_{ELS (TOTALE)} = 58204,712\text{kN}$$

$$N_{voiles} / N_{TOTALE} = 33,86\% > 20\% \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ Données Pour $V_{statique}$

L'ouvrage est du « groupe 2 » (Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).

L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya Oran (zone IIa).

Donc : $A = 0,15$.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 7%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,882 \quad \text{Eq. 5}$$

Avec :

- ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- R= 3,5. Voiles porteurs.
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : T1= 0,15 s et T2= 0,5s).
- Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

Tableau IV.3: Facteur de qualité. (Modèle final)

Critère q	Observé (oui ou non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10

Donc : $Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,15$

IV.7.2 Participation massique du modèle final

Tableau IV.4 : Participation massique. (Modèle final)

Mode	Période	UX	UY	Sum UX (%)	Sum UY (%)
Unité	Sec	Unité	Unité	Unité	Unité
1	0,879	0,699	1,94E -05	69,9%	0,00019%
2	0,537	4,795E -06	0,6661	68,89%	66,61%
3	0,425	0,0011	8,29E -07	69,00%	66,14%
4	0,228	0,1557	6,769E -06	84,57%	66,14%
5	0,129	1,231E -05	0,2047	84,57%	86,61%
6	0,107	0,0679	0	91,36%	86,61%
7	0,102	0,0008	0	91,44%	86,61%
8	0,066	0,0383	9,403E -06	95,27%	86,61%
9	0,06	1,687E -05	0,0701	95,32%	93,51%

Observations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,879$ s dont :
 - Le pourcentage de translation dans le 1er et le 2ème mode dépasse 60%
 - Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
 - Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
 - Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
 - La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.

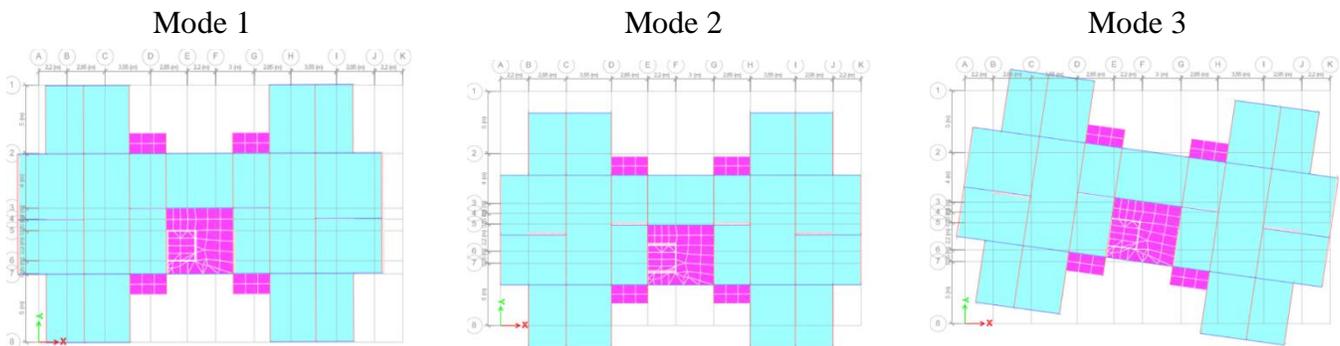


Figure IV. 3 : Vue en plan des trois premiers modes.

IV.7.3 Vérification modale

- Nombre des modes à considérer : on a 9 modes à considérer.

IV.7.3.1 Vérification de la période

On doit vérifier que la valeur de la période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30% ($T_N < 1,3 T_e$).

Tel que T_e : période empirique de la structure.

La formule empirique à utiliser selon les cas est :

$$T_e = \min [C_T \times h_n^{3/4} ; 0,09 \times h_N / \sqrt{D}] \tag{Eq. 6}$$

Avec :

- h_N : hauteur mesurée de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;
- C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage C_T est donné par le tableau 4.6 RPA [1] ;

Pour le contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie : $C_T = 0.05$

- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction du calcul ;
- On a $T_N = 0,879$ s.
- $T_e = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times (30,6)^{3/4} = 0,651$ s.
- Pour le sens X-X : $h_N = 30,6$ m. $L_x = 28,3$ m. Alors : $T_X = 0,518$ s.
- Pour le sens Y-Y : $h_N = 30,6$ m. $L_y = 18,8$ m. Alors: $T_Y = 0,635$ s.

$$T_{e(x)} = \min [0,651 ; 0,518] = 0,518 \text{ s} \qquad T_{e(y)} = \min [0,651 ; 0,635] = 0,635 \text{ s}$$

$$1,3T_{e(x)} = 0,673 \text{ s} < T_N = 0,879 \text{ s.} \qquad 1,3T_{e(y)} = 0,826 \text{ s} < T_N = 0,879 \text{ s}$$

IV.7.3.2 Vérification sismique

La résultante des forces sismiques à la base « Vt », calculée à partir de la combinaison des valeurs modales, doit être d'au moins 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \qquad \text{Eq. 7}$$

$$T_2 = 0,5s < 1,3T_{e(x)} = 0,673s < 3s$$

$$T_2 = 0,5s < 1,3T_{e(y)} = 0,826s < 3s$$

$$\text{Donc : } D_x = 2,5 (T_2/T)^{2/3} = 2,051$$

$$D_y = 2,5 (T_2/T)^{2/3} = 1,789$$

Tableau IV. 5 : V_{ETABS} .

Output Case	Step Type	FX	FY
Ex	Max	4402,84	25,06
Ey	Max	25,06	5449,34

Tableau IV.6 : V_{statique} .

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V_s (kN)	$0,8V_s$ (kN)	F_{dyn}
x-x	0,15	2,051	1,15	3,5	50840,95	5139,26	4111,41	4402,84
y-y	0,15	1,789	1,15	3,5	50840,95	4482,76	3586,21	5449,34

$0,8V_{\text{statique}} < V_{\text{dyn}}$ condition vérifiée.

IV.7.3.3 Vérification de déplacement inter étage

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser (1,0%) de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \cdot \delta_{eK} \quad \text{Eq.8}$$

Avec :

- δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Eq.9}$$

Tableau IV.7 : Déplacement inter étage sens x-x et y-y.

Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir	R	$\delta_{K(x)}$	$\delta_{K(y)}$	$\Delta_{K(x)}$	$\Delta_{K(y)}$	1% h_e	Observation
/	m	mm	Mm	/	mm	mm	mm	mm	mm	/
E9	30,60	32,87	19,58	3,5	115,05	68,54	10,72	8,13	30,6	OK
E8	27,54	29,81	17,26		104,33	60,41	11,62	8,4	30,6	OK
E7	24,48	26,49	14,86		92,71	52,01	12,62	8,54	30,6	OK
E6	21,42	22,88	12,42		80,10	43,47	13,53	8,51	30,6	OK
E5	18,36	19,02	9,99		66,56	34,96	14,13	8,28	30,6	OK
E4	15,30	14,98	7,62		52,42	26,68	14,22	7,77	30,6	OK
E3	12,24	10,92	5,40		38,20	18,91	13,43	6,93	30,6	OK
E2	09,18	7,08	3,42		24,78	11,98	11,86	5,77	30,6	OK
E1	06,12	3,69	1,77		12,91	6,21	8,81	4,16	30,6	OK
RDC	03,06	1,17	0,59		4,11	2,05	4,11	2,05	30,6	OK

Le déplacement est vérifié dans les deux sens.

IV.7.3.4 Justification de l'effet P-Delta

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad \text{Eq. 10}$$

Avec :

- P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".
- V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K".
- Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K₋₁".
- h_K : Hauteur de l'étage "K".

Tableau IV.8: Vérification de l'effet P-Δ sens x-x.

Étage	Δ _K (mm)	h _K (mm)	V _K (kN)	P _K (kN)	θ	Lim	r
9	10,72	3060	979,50	5150,952	0,018423	0,10	18,42%
8	11,62	3060	1712,79	10070,412	0,022327		22,33%
7	12,62	3060	2302,17	14967,4405	0,026813		26,81%
6	13,53	3060	2802,10	19864,469	0,031345		31,34%
5	14,13	3060	3219,65	24738,2536	0,03548		35,48%
4	14,22	3060	3581,45	29635,2821	0,038453		38,45%
3	13,43	3060	3885,58	34610,5056	0,039094		39,09%
2	11,86	3060	4124,77	39585,7292	0,037197		37,20%
1	8,81	3060	4300,12	44649,0927	0,029894		29,90%
RDC	4,11	3060	4402,84	50840,95	0,01551		15,51%

Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P-Δ sens y-y.

Étage	Δ _K (mm)	h _K (mm)	V _K (kN)	P _K (kN)	θ	Lim	R
9	8,13	3060	1215,08	5150,952	0,011263	0,10	11,26%
8	8,4	3060	2179,22	10070,412	0,012685		12,68%
7	8,54	3060	2929,33	14967,4405	0,01426		14,26%
6	8,51	3060	3546,28	19864,469	0,015578		15,58%
5	8,28	3060	4066,81	24738,2536	0,01646		16,46%
4	7,77	3060	4497,36	29635,2821	0,016732		16,73%
3	6,93	3060	4845,86	34610,5056	0,016175		16,17%
2	5,77	3060	5128,03	39585,7292	0,014556		14,56%
1	4,16	3060	5332,12	44649,0927	0,011384		11,38%
RDC	2,05	3060	5449,34	50840,95	0,00625		6,25%

Effet P- Δ vérifié dans les 2 sens.

IV.7.3.5 Justification de l'effort normal réduit

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Eq. 11}$$

Avec :

- N_d : l'effort normal maximal sous l'effet du séisme.
- B_c : l'aire de la section brute.
- F_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.10: Vérification de l'effort normal réduit.

Étage	Combinaison	N_d (N)	a (mm)	b (mm)	B_c (mm ²)	F_{c28} (Mpa)	v	Lim	r (%)
9	G + Q + E _x	123608	400	400	160000	25	0,031	0,3	10,31%
8	G + Q + E _x	274264,7	400	400	160000		0,069		22,85%
7	G + Q + E _x	431884,5	400	400	160000		0,108		35,99%
6	G + Q + E _x	597927,9	400	400	160000		0,149		49,83%
5	G + Q + E _x	759482,4	400	400	160000		0,190		63,29%
4	G + Q + E _x	941969,5	400	400	160000		0,235		78,50%
3	G + Q + E _x	1138130,3	450	450	202500		0,225		74,94%
2	G + Q + E _x	1339451,5	450	450	202500		0,264		88,19%
1	G + Q + E _x	1540898,8	500	500	250000		0,246		82,18%
RDC	G + Q + E _x	1765428,6	500	500	250000		0,282		94,16%

IV.7.3.6 Justification de l'excentricité

Selon la condition de l'ART 3.5.1.a2 [1] on doit avoir :

$$\begin{cases} e_x \leq 0,15 L_x \\ e_y \leq 0,15 L_y \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{Eq. 12} \\ \text{Eq. 13} \end{matrix}$$

Avec :

- $L_x = 28,3\text{m}$.
- $L_y = 18,8\text{m}$.
- $C_M (x_m ; y_m)$: centre de masse.
- $C_R (x_R ; y_R)$: centre de rigidité.

Tableau IV.11: Vérification de l'excentricité.

Etages	x_m	y_m	x_R	y_R	e_x	e_y	$0,15L_x$	$0,15L_y$
	m	m	m	m	m	m		
9	14,1477	9,3534	14,1561	8,5212	0,0084	0,8322	4,245	2,82
8	14,1481	9,3697	14,1543	8,5355	0,0062	0,8342		
7	14,1633	9,3722	14,1535	8,5564	0,0098	0,8158		
6	14,1633	9,3722	14,1518	8,5854	0,0115	0,7868		
5	14,1634	9,3511	14,1494	8,6211	0,014	0,73		
4	14,1633	9,3722	14,1462	8,6631	0,0171	0,7091		
3	14,1632	9,3725	14,1420	8,7103	0,0212	0,6622		
2	14,1630	9,3728	14,1368	8,7563	0,0262	0,6165		
1	14,1629	9,3731	14,1309	8,7863	0,032	0,5868		
RDC	14,1572	8,5431	14,1307	8,8199	0,0265	0,2768		

IV.8 Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et les choix des dimensions des poteaux qui ont été modélisés équilibrant entre le critère de la résistance et de l'économie, nous avons pu satisfaire toutes les exigences des règlements afin d'avoir une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment.

Chapitre V

V. Ferrailage des éléments résistants

V.1. Introduction

Ce chapitre est dédié à l'étude du ferrailage des éléments structuraux, en conformité avec les normes et réglementations en vigueur, notamment le B.A.E.L 99/modifié 99 [2], le C.B.A 93 [3] et le R.P.A 99/V2003 [1]. L'objectif principal est de calculer le ferrailage nécessaire pour garantir la résistance et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Nous examinerons en détail trois éléments structuraux importants : les poteaux, les poutres et les voiles. Après l'analyse des différentes combinaisons d'actions et la détermination des sollicitations internes pour chaque élément, le ferrailage sera calculé à l'aide du logiciel SOCOTEC.

V.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers et des poutres jusqu'aux fondations. Ils sont soumis à une flexion composée résultant de diverses forces, notamment un effort normal N dû aux chargements verticaux, ce qui entraîne un moment en raison de son excentricité, ainsi qu'un moment fléchissant « M » dans les deux plans longitudinaux, généralement causé par l'action sismique.

Une section de poteau soumise à la flexion composée peut se trouver dans l'une des situations suivantes :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).

Les sections d'armatures sont déterminées aux états limites ultimes de résistance (ELU) sous les sollicitations les plus défavorables, selon les situations suivantes :

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_{bc}	γ_s	f_e (MPa)	σ_s
Durable	1.5	25	14.17	1.15	500	435
Accidentelle	1.15		18.48	1		500

V.2.1. Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes

Situation durable

- ELU $\rightarrow 1.35G+1.5Q$
- ELS $\rightarrow G+Q$

Situation accidentelle

- Combinaison 1 $\rightarrow G+Q\pm E$
- Combinaison 2 $\rightarrow 0.8G\pm E$

Avec

- G : Charge permanente.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- E : Action de séisme.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant (N_{\max} , M_{corr}).
- L'effort normal minimal et le moment correspondant (N_{\min} , M_{corr}).
- Le moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant (M_{\max} , N_{corr}).

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra à la valeur maximale parmi les trois (le cas le plus défavorable).

V.2.2. Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% en zone IIa.

$$A_s > 0,8\%bh \quad \text{Eq.1}$$

- Leur pourcentage maximal sera de :

- 3% en zone courante.

$$A_s < 3\%bh \quad \text{Eq.2}$$

- 6% en zone de recouvrement.

$$A_s < 6\%bh \quad \text{Eq.3}$$

- Le diamètre minimum est de 12mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques). La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1

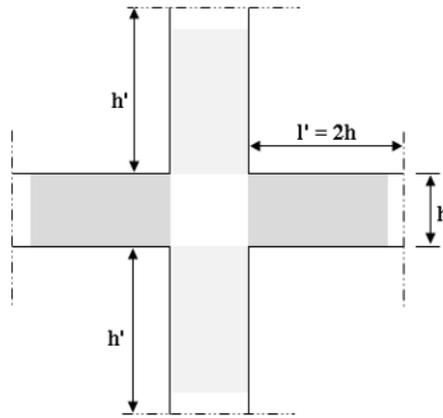


Figure V.1 : Zone nodale.

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right\} \quad \text{Eq. 4}$$

Avec :

- h_e : la hauteur d'étage.
- b_1, h_1 : dimensions du poteau.

V.2.3. Méthode de calcul

Nous effectuons le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable, puis nous généralisons le ferrailage pour les sections similaires.

- Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux en situation durable. (1,35G + 1,5Q)

Étage	RDC/1 ^{er}	2 ^{eme} /3 ^{eme}	4 ^{eme} ...9 ^{eme}
Section (cm ²)	50×50	45×45	40×40
N _{max}	-2032,94	-1502,14	-1093,88
M _{corr}	3,18	6,27	1,56
A' _s	23,21	16,9	12,47
A _s	23,55	17,64	12,48
N _{min}	-127,58	-690,86	-85,81
M _{corr}	11,65	-20,97	-42,48
A' _s	0,86	9,18	3,74
A _s	2,08	6,71	0
M _{max}	-38,36	-23,12	-46,59
N _{corr}	-1644,38	-723,38	-91,81
A' _s	20,92	9,68	4,08
A _s	16,91	6,96	0

- Situation accidentelle : 0,8G±E

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle. (0,8G±E)

Étage	RDC/1 ^{er}	2 ^{eme} /3 ^{eme}	4 ^{eme} ...9 ^{eme}
Section (cm ²)	50×50	45×45	40×40
N _{max}	-929,69	-711,44	-515,40
M _{corr}	1,80	4,52	7,00
A' _s	9,22	6,88	4,74
A _s	9,38	7,35	5,57
N _{min}	-1203,05	-927,88	-654,02
M _{corr}	45,76	-53,49	-47,36
A' _s	9,95	0	9,33

A_s	14,11	0	3,75
M_{max}	83,23	90,69	82,67
N_{corr}	-522,91	-381,70	-270,12
A'_s	1,45	0	0
A_s	9,01	8,41	7,43

- Situation accidentelle : $G+Q\pm E$

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle. ($G+Q\pm E$)

Étage	RDC/1 ^{er}	2 ^{eme} /3 ^{eme}	4 ^{eme} ... 9 ^{eme}
Section (cm ²)	50×50	45×45	40×40
N_{max}	-1436,99	-1054,92	-762,69
M_{corr}	2,90	6,06	9,80
A'_s	14,24	10,24	7,05
A_s	14,50	10,86	8,20
N_{min}	-1647,42	-1254,13	-892,98
M_{corr}	-40,22	-56,11	-48,31
A'_s	18,3	15,42	11,77
A_s	14,65	9,66	6,09
M_{max}	88,84	93,84	88,21
N_{corr}	-874,92	-638,74	-75,29
A'_s	4,71	1,58	0
A_s	12,79	11,2	5,75

V.2.4. Choix des armatures

Tableau V.5 : Choix des armatures des poteaux.

Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{tot} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	$A_s^{adopté}$ (cm ²)
50x50	23,55	47,1	20	75	150	16HA20	50,26
45x45	17,64	35,28	16,2	60,75	121,5	4HA20 + 12HA16	36,68
40x40	12,48	24,96	12,8	48	96	8HA20	25,13

V.2.5. Vérifications

V.2.5.1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes admissibles sont données par :

- Béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{Eq. 5}$$

- Acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \quad \text{Eq. 6}$$

Avec :

- $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.
- $\bar{\sigma}_s = 201,64MPa$.

La vérification des contraintes des poteaux à l'ELS a été calculée à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes des poteaux.

Section (cm ²)	Sollicitation	N _s (kN)	M _s (kN.m)	Sollicitation	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
50x50	N _{max} ► M _{corr}	-1476.43	2,27	SEC	4,6	15	Vérifiée
	M _{max} ► N _{corr}	-1200.13	-27,72	SEC	4,47	15	Vérifiée
45x45	N _{max} ► M _{corr}	-1095.81	4,48	SEC	4,07	15	Vérifiée
	M _{max} ► N _{corr}	-530,10	-16,78	SEC	2,74	15	Vérifiée
40x40	N _{max} ► M _{corr}	-798,08	1,12	SEC	3,97	15	Vérifiée
	M _{max} ► N _{corr}	-66,97	-33,91	SEC	2,95	15	Vérifiée

Remarque :

Selon BAEL 91 modifier 99 en cas de section entièrement comprimée, Il n'y a pas lieu de vérifier la contrainte de traction ' σ_s '.

V.2.5.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Eq. 7}$$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant.
- b : Largeur de la section du poteau.
- d : Hauteur utile de la section du poteau.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le CBA93 [3] :

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \quad \text{Eq. 8}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0, 15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \quad \text{Eq. 9}$$

Selon le RPA 99/Version 2003 [1] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{Eq. 10}$$

Avec :

- $\rho_d=0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$
- $\rho_d=0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{a} \quad \text{Eq. 11}$$

Avec :

- λ : L'élancement du poteau.
- L_f : Longueur de flambement.
- a : côté du poteau dans le sens de calcul

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _u (RPA) (MPa)	τ _u (CBA93) (MPa)	Vérification
50x50	49,49	0,21	4,28	0,04	1	2,5	Ok
45x45	62,04	0,33	4,76	0,04	1	2,5	Ok
40x40	64,16	0,44	5,35	0,075	1,875	2,5	Ok

V.2.6. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont calculées en utilisant les formules du BAEL91 modifié 99 [2] ainsi que celles du RPA99/Version 2003 [1]. Ces formules sont présentées comme suit :

- Selon BAEL91 modifié 99 [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d ; 40cm) \\ \varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4MPa \right) \end{array} \right. \quad \text{Eq. 12}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- Ø_t : Diamètre des armatures transversales.
- Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99/Version 2003 [1] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e} \quad \text{Eq. 13}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'E.L.U.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales. ($f_e = 500\text{MPa}$)
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
 - $\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$
 - $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$
- λ_g : Élanement géométrique du poteau. ($\lambda_g = \frac{L_f}{a}$)

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq \min (10\varnothing_1 ; 15\text{cm})$ Zone nodale (zone IIa).
- $S_t \leq 15\varnothing_1$ Zone courante (zone IIa).

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\left[\frac{A_t}{S_t b} \right]$ en % est donnée comme suit :

- 0,3%si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8%si $\lambda_g \leq 3$
- Interpolation entre les valeurs limites précédentessi $3 < \lambda_g < 5$

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.8 : Espacements maximaux des armatures transversales des poteaux.

Section (cm ²)	Barres	\varnothing_1 (mm)	S_t (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
50x50	16HA20	20	15	20
45x45	4HA20 + 12HA16	16	15	20
40x40	8HA20	20	15	20

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	St (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
50x50	2,142	4,28	3,75	49,49	N	15	1,12	4T8	2,01
					C	20	1,49	4T8	2,01
45x45	2,142	4,76	3,75	62,04	N	15	1,55	4T8	2,01
					C	20	1,92	4T8	2,01
40x40	2,142	5,35	2,5	64,16	N	15	1,20	4T8	2,01
					C	20	1,60	4T8	2,01

V.2.7. Schéma de ferrailage de poteaux

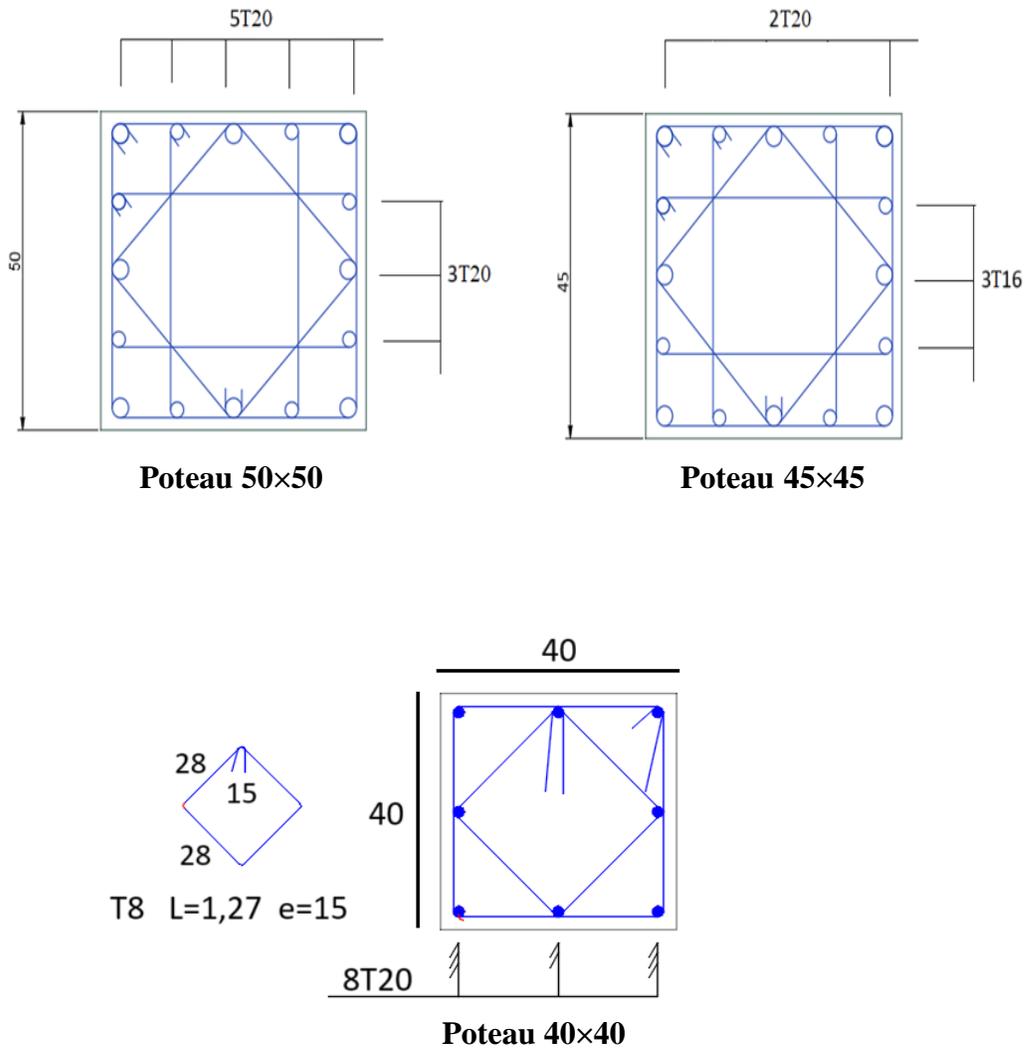


Figure V.2 : Schéma de ferrailage de poteaux.

V.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux en béton armé, transférant les charges des planchers aux poteaux. Elles subissent principalement des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur ferrailage est déterminé selon les recommandations du RPA99/version 2003 [1], en flexion simple à l'État Limite Ultime (ELU).

Le ferrailage des poutres est déterminé en suivant l'organigramme de la flexion simple. Les calculs sont effectués pour les deux cas suivants :

Situation durable

- ELU $\rightarrow 1.35G+1.5Q$
- ELS $\rightarrow G+Q$

Situation accidentelle

- Combinaison 1 $\rightarrow G+Q\pm E$
- Combinaison 2 $\rightarrow 0.8G\pm E$

Tableau V.10 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_{bc}	γ_s	f_e (MPa)	σ_s
Durable	1.5	25	14.17	1.15	500	435
Accidentelle	1.15		18.48	1		500

V.3.1. Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens x-x 30x40.
- Sens y-y 30x45.

a) Poutres sens x-x (30x40)

Tableau V.11 : Ferrailage des poutres du sens x-x.

Combinaison	Position	M^{\max} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
1,35G+Q	Travée	51,65	3,37	0	6
	Appui	-71,69	0	4,78	
G+Q+Ex	Travée	88,35	5,1	0	
	Appui	-110,51	0	6,5	
0,8G+Ex	Travée	78,79	4,51	0	
	Appui	-96,47	0	5,61	

b) Poutres sens y-y (30x45)

Tableau V.12 : Ferrailage des poutres du sens y-y.

Combinaison	Position	M^{\max} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)
1,35G+Q	Travée	61,99	3,55	0	6,75
	Appui	-112,47	0	6,73	
G+Q+Ex	Travée	45,22	2,21	0	
G+Q+Ey	Appui	-106,39	0	5,39	
0,8G+Ey	Travée	39,63	1,78	0	
	Appui	-72,48	0	3,59	

V.3.2. Choix des armatures

Tableau V.13 : Choix des armatures des poutres.

Section (cm ²)	Position	$A_s'^{cal}$ cm ²	A_s^{cal} cm ²	Choix D'armatures Supérieures	Choix D'armatures Inferieure	$A_s'^{Adopté}$ cm ² sup	$A_s^{Adopté}$ cm ² inf	A_s^{min} (RPA) cm ²	A_s^{max} (ZC) cm ²	A_s^{max} (ZR) cm ²
30x45	Appui	6,73	0	5HA14	3HA14	7,67	4,62	6.75	54	81
	Travée	0	3,55	3HA14	5HA14	4,62	7,67			
30x40	Appui	6,5	0	5HA14	3HA14	7,67	4,62	6	48	72
	Travée	0	5,1	3HA14	5HA14	4,62	7,67			

V.3.3. Vérifications

V.3.3.1. Condition de non-fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad Eq. 14$$

Avec :

- $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.
- $f_e = 500\text{MPa}$.

Tableau V.14 : Vérification de la condition de non-fragilité des poutres.

Sections (cm ²)	Position	A _s ^{choisi} 'sup' (cm ²)	A _s ^{choisi} 'inf' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30×45	Appui	7,67	4,62	1,22	Condition vérifiée
	Travée	4,62	7,67		Condition vérifiée
30×40	Appui	7,67	4,62	1,08	Condition vérifiée
	Travée	4,52	7,67		Condition vérifiée

V.3.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS

Les contraintes sont données par :

- Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad Eq. 15$$

- Acier

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_s \quad Eq. 16$$

Dans notre cas la fissuration est considérée comme préjudiciable, Alors :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \quad \text{Eq. 17}$$

Avec :

- $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

$$\bar{\sigma}_s = 201,64 \text{MPa.}$$

Tableau V.15 : Vérification à l'ELS des poutres.

Sections (cm ²)	Position	M _{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
30×45	Appui	-81,71	8,07	15	104,92	201,64	Condition vérifiée
	Travée	43,91	4,34		56,38		Condition vérifiée
30×40	Appui	-52,22	6,53		83,23		Condition vérifiée
	Travée	37,59	4,70		59,91		Condition vérifiée

V.3.3.3. Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Eq. 18}$$

Avec :

- T_u : L'effort tranchant maximum entre l'ELU et l'ELA.
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le CBA93 [3] :

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,1 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right] \quad \text{Eq. 19}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa.}$$

Tableau V.16: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Sections (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
30×45	-126,58	1,01	2,5	Condition vérifiée
30×40	101,80	0,92	2,5	Condition vérifiée

V.3.3.4. Armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (f_e = 500MPa).

- Selon le RPA99 version 2003 [1] :

$$\begin{cases} A_t = 0,003s_t b \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases} \quad \text{Eq. 20}$$

- Selon le BAEL91 modifié 99 [2] :

$$\begin{cases} S_t = \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \cdot K}{0,8f_e} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases} \quad \text{Eq. 21}$$

Avec :

- K = 1 (Pas de reprise de bétonnage).
- $\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \varphi_t = 1,29\text{cm}$

On prend $\varphi_t = 10\text{mm}$.

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poutres.

Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{min} (cm ²)	Choix	A _t ^{adp} (cm ²)
			S _t (cm)	S _t (cm)Z.N	St(cm)Z.C	Z.N	Z.C			
30×45	126,58	1,01	37,80	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8	2,01
30×40	101,80	0,92	33,30	10	20	10	20	1,8	4T8	2,01

V.3.3.5. Recouvrement des armatures longitudinales

L_r = 40Ø (zone IIa).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø=14mm..... L_r = 56cm.

V.3.5. Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$\Delta f = f_v - f_i < \bar{f} \tag{Eq. 22}$$

$$\begin{cases} \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} & \text{Si } L > 5,00\text{m.} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} & \text{Si } L < 5,00\text{m.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}} \\ f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}} \end{cases}$$

Avec :

- $I_{f_i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$
- $I_{f_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$
- $\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$
- $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$

- $\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$
- $\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{d}\right)} = \frac{2}{5}\lambda_i$
- I_0 : le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $\eta = 15$.
- $I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$
- $E_v = \frac{1}{3}E_i$

Tableau V.18 : Vérification de la flèche pour les poutres.

Section (cm ²)	M _{ser} (kN.m)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f̄ (mm)	Vérification
30x45	43,91	7,94	13,62	5,68	9,4	ok
30x40	37,59	8,94	15,11	6,17	8,5	ok

V.3.4. Schéma de ferrailage de poutres

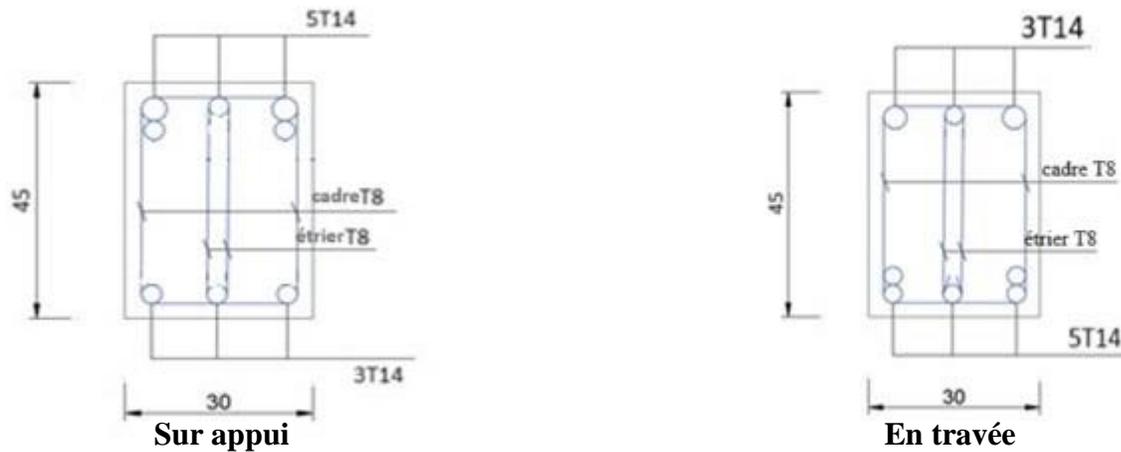


Figure V.3 : Schéma de ferrailage de la poutre principale.



Figure V.4 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

V.3. Ferrailage des voiles

Les voiles sont des éléments verticaux assurent essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations, ils sont chargés de prendre la majeure partie des forces horizontales, notamment celles générées par les séismes.

Ils seront conçus pour supporter les efforts dans deux directions : horizontalement pour résister à l'effort tranchant V_2 , et verticalement pour résister à la flexion composée sous l'effet d'une compression normale N et d'un moment de flexion M_3 . Ces paramètres seront déterminés à partir du logiciel de modélisation ETABS V21, en utilisant les combinaisons d'actions suivantes :

Situation durable (selon BAEL 91 modifié 99 [2])

- ELU $\rightarrow 1.35G+1.5Q$
- ELS $\rightarrow G+Q$

Situation accidentelle (selon RPA 99 modifié 2003 [1])

- Combinaison 1 $\rightarrow G+Q\pm E$
- Combinaison 2 $\rightarrow 0.8G\pm E$

Avec :

- G : Charge permanente.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- E : Action de séisme.

V.3.1. Méthode de calcul

Le voile est considéré comme un élément vertical sollicité en flexion composée. Les différentes

étapes de calcul et de vérification seront effectuées en référence aux recommandations suivantes :

- RPA99 / Version 2003 [1]
- CBA93, règles de conception et de calcul des structures en béton armé [3]
- DTRB-C 2.4.2, règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché [5]

V.3.2 Les condition de ferrailage

V.3.2.1. Les linteaux (RPA99 version2003 [1] (article 7.7.3))

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion.
- Des aciers transversaux.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).
- Des armatures diagonales (si nécessaire).

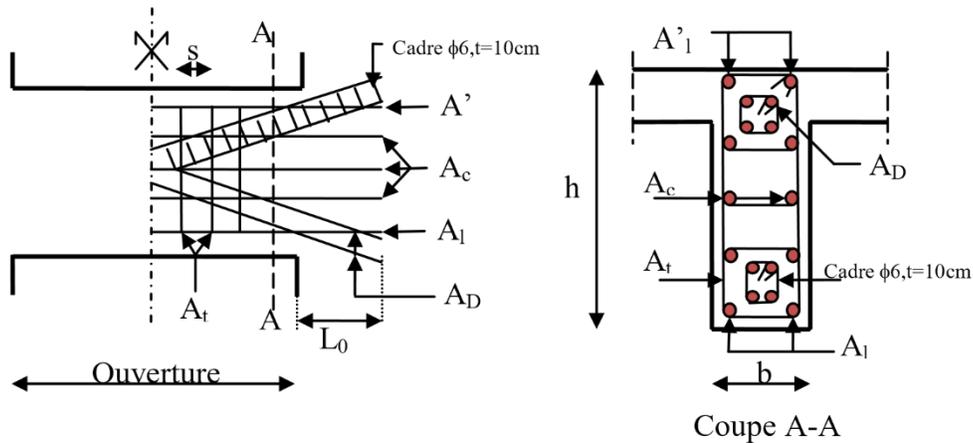


Figure V. 5 : Ferrailage du linteau.

a. Armature longitudinale

$$(A_l, A_l') \geq 15\% \times b \times h \quad \text{Eq. 23}$$

b. Armature transversale

$$\begin{cases} A_t \geq 15\% \times b \times S_t \Rightarrow \tau_u \leq 0,025f_{c28} \\ A_t \geq 25\% \times b \times S_t \Rightarrow \tau_u > 0,025f_{c28} \end{cases} \quad \text{Eq. 24}$$

Où :

$$\tau_u = \frac{\bar{v}}{bd} \quad \text{Eq. 25}$$

Avec :

- $\bar{V} = 1,4V_u$.
- b : Épaisseur de linteaux ou de voile.
- d : Hauteur utile=0,9h.
- h : Hauteur total de la section brute.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

c. Armatures en section courante (armature de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires, également appelées armatures de peau A_c (2 nappes), doivent représenter au total un minimum de 0,20% de la section.

d. Armatures diagonales

Les armatures diagonales doivent être disposées obligatoirement si $\tau_u > 0,06 f_{c28}$; sinon, les armatures diagonales ne sont pas nécessaires.

$$A_D \geq 15\% \times b \times h \quad \text{Eq. 26}$$

V.3.2.2. Les trumeaux (RPA99 version2003 (article 7.7.4)) [1]

On devra disposer :

- Des aciers verticaux de flexion ;
- Des aciers horizontaux.

e. Aciers verticaux

Les aciers verticaux reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, pour reprendre l'effort de traction en totalité, est :

$$A_v^{min} \geq 0,2\% \times L_t \times e \quad \text{Eq. 27}$$

Avec :

- L_t : Longueur de la zone tendue.
- e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

f. Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux sont destinés à reprendre les efforts tranchants, à maintenir les aciers verticaux et à les empêcher de flamber. Ils doivent donc être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° avec une longueur de 10 cm.

V.3.2.3. Règles communes (article 7.7.4.3) [1]

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0,15%.
- En zone courante : 0,10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1,5a$.
- $S \leq 30\text{cm}$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

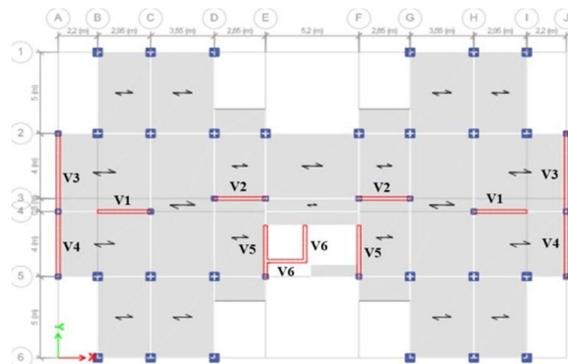


Figure V.6 : Disposition des voiles.

Tableau V.19 : Dimensions des voiles.

Voiles	L (m)	Epaisseur (cm)
V ₁	2,95	20
V ₂	2,85	20
V ₃	4,8	20
V ₄	4	20
V ₅	3,15	20
V ₆	2,2	20

V.3.3. Calcul du ferrailage des voiles

Les sections d'armatures sont déterminées aux états limites ultimes de résistance (ELU) sous les sollicitations les plus défavorables, selon les situations suivantes :

Tableau V.20 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc}	γ_s	f_e (MPa)	σ_s
Durable	1.5	25	14.17	1.15	500	435
Accidentelle	1.15		18.48	1		500

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant (N_{max} , M_{corr}).
- L'effort normal minimal et le moment correspondant (N_{min} , M_{corr}).
- Le moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant (M_{max} , N_{corr}).

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra à la valeur maximale parmi les trois (le cas le plus défavorable).

- **Les zones de ferrailage des voiles**

Nous calculons le ferrailage des voiles selon les zones suivantes :

Tableau V.21 : Zones de ferrailage des voiles.

Niveau	Zones
RDC – 2 ^{ème} étage	Zone I
3 ^{ème} – 5 ^{ème} étage	Zone II
6 ^{ème} – 9 ^{ème} étage	Zone III

V.3.3.1. Sollicitations de calcul

• V1

Tableau V.22 : Zones de ferrailage des voiles.

Niveau	$N^{\max} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \longrightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
ZONE I	-3221,107	-60,535	-4404,693	-3217,5297	521,3159	1895,9423	622,59
ZONE II	-2188,399	-1358,393	-1358,3926	-2188,3992	393,11	518,3638	403,15
ZONE III	-1244,033	-188,5724	-712,6687	-890,143	123,256	298,936	303,8711

• V2

Tableau V.23 : Zones de ferrailage des voiles.

Niveau	$N^{\max} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \longrightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
ZONE I	-4659,839	-5665,599	-5665,5997	-4659,8392	386,7733	5173,2569	657,61
ZONE II	-2933,976	-1469,083	-1668,2965	-2248,0408	13,6182	411,5535	348,16
ZONE III	-1510,783	-1713,923	-1748,4925	-1092,8481	94,643	10,9537	213,87

• V3

Tableau V.24 : Zones de ferrailage des voiles.

Niveau	$N^{\max} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \longrightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
ZONE I	-7568,173	-6015,444	-6015,444	- 7568,1734	2523,6107	5389,5237	1223,605
ZONE II	-4611,798	-3283,543	- 3283,5427	- 4611,7984	1040,4679	2959,8735	1110,323
ZONE III	-2049,278	-1244,690	- 1244,6904	- 2049,2781	4,2984	1070,3892	744,4659

• V4

Tableau V.25 : Zones de ferrailage des voiles.

Niveau	$N^{\max} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \longrightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
ZONE I	-6733,186	-4947,932	6364,671	1418,4938	2189,4427	6084,6135	1047,6
ZONE II	-3975,573	-2737,869	3620,3332	358,7375	858,8533	3462,4046	912,46
ZONE III	-1711,819	-984,1882	1463,5295	339,9569	51,0328	185,3819	610,77

• V5

Tableau V.26 : Zones de ferrailage des voiles.

Niveau	$N^{\max} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \longrightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
ZONE I	-5434,589	-557,1499	- 3486,7965	-3170,4691	1943,212	474,644	449,1601
ZONE II	-2855,398	-146,6409	- 1559,6804	-2241,5982	325,066	114,7687	262,4562
ZONE III	-1323,188	-249,4712	-640,3813	-1242,8656	71,448	153,8006	202,9575

• V6

Tableau V.27 : Zones de ferrailage des voiles.

Niveau	$N^{\max} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \longrightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
ZONE I	-3656,903	-102,9479	-740,7811	-1546,261	1879,4661	53,3369	471,41
ZONE II	-1750,05	-357,4987	-358,6562	-1297,3549	393,6383	297,0228	464,04
ZONE III	-906,4979	-329,2635	-329,3	-906,5	105,2072	219,5734	343,8

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations selon les différentes combinaisons d'actions mentionnées précédemment, nous prenons V3 comme exemple de calcul.

V.3.3.2. Armatures verticales A_v

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \tag{Eq. 28}$$

Avec :

- N_t : Effort de traction (kN).
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = 500\text{MPa}$.

Les efforts de traction N_t et de compression N_c sont définis comme suit :

$$\begin{cases} N_t = \frac{|\sigma^- \times e \times L_t|}{2} \\ N_c = \frac{|\sigma^+ \times e \times L_c|}{2} \end{cases} \quad \text{Eq. 29}$$

Tel que :

$$\begin{cases} \sigma^- = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y \\ \sigma^+ = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} y \end{cases} \quad \text{Eq. 30}$$

Avec :

- σ^- : Contrainte limite de traction (MPa).
- σ^+ : Contrainte limite de compression (MPa).
- N : Effort normal (kN).
- M : Moment de flexion (kN.m).
- A : Surface de section (m²).
- I : Moment d'inertie (m⁴).
- Y : Bras de levier (m).

Ainsi :

$$\begin{cases} L_t = \frac{L}{\left| \frac{\sigma^+}{\sigma^-} \right| + 1} \\ L_c = \frac{L}{\left| \frac{\sigma^-}{\sigma^+} \right| + 1} \end{cases} \quad \text{Eq. 31}$$

Avec :

- L : Longueur de voile
- L_t : Longueur de la zone tendue.
- L_c : Longueur de la zone comprimée.

Enfin on a :

$$A_v^{min} = 0,2\% \times e \times L \quad Eq. 32$$

V.3.3.3. Armatures horizontales A_h^{cal}

$$A_h^{cal} = \frac{e \times S_t \times \tau_u}{0,8 f_e} \quad Eq. 33$$

V.3.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5MPa \quad Eq. 34$$

Avec :

- $\bar{V} = 1,4V_u$
- τ_u : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

V.3.4. Exemple de calcul de ferrailage pour le voile V3 dans la Zone I

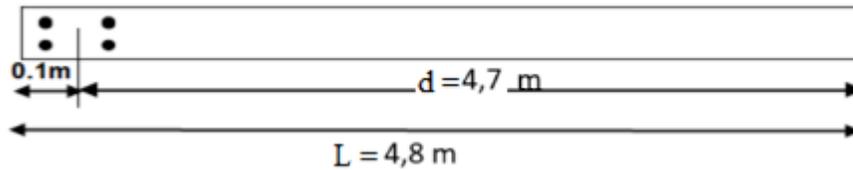


Figure V.7 : Coupe transversal du voile V3.

On a :

$L = 4,8m$; $e_p = 0,2m$; $d = 4,32m$; $f_{c28} = 25MPa$; $f_e = 500MPa$; $\sigma_s = 500MPa$; $c = 0,1m$;

$G+Q+E_y \Rightarrow M_{max} = -6015,444kN.m$; $N_{corr} = -7568,173kN$; $V = 1223,605kN$.

$$\sigma^- = \frac{(-7568,17)}{4,8 \times 0,2} + \frac{(-6015,444)}{\frac{0,2 \times 4,8^3}{12}} \times 2,4 \Rightarrow \sigma^- = -15716,12$$

$$\sigma^+ = \frac{(-7568,17)}{4,8 \times 0,2} - \frac{(-6015,444)}{\frac{0,2 \times 4,8^3}{12}} \times 2,4 \Rightarrow \sigma^+ = -50,901$$

$$L_t = \frac{4,8}{\left| \frac{-50,901}{-15716,12} \right| + 1} \Rightarrow L_t = 4,78m.$$

$$N_t = \frac{|-15716,12 \times 0,2 \times 4,78|}{2} \Rightarrow N_t = 7512,305kN.$$

$$A_v^t = \frac{7512,305 \times 10^3}{500} \Rightarrow A_v^t = 150,25 \text{ cm}^2.$$

Alors :

$$A_{v/\text{total}}^t = 150,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{v/\text{face}}^t = 75,13 \text{ cm}^2 ; \text{ Choix : } (24T20 = 75,36 \text{ cm}^2).$$

$$\text{On a : } A_v^{\min} \geq \frac{0,2}{100} \times 20 \times 480 \Rightarrow A_v^{\min} \geq 19,2 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 1223,605 \times 10^3}{200 \times 4320} \Rightarrow \tau_u = 1,983 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \text{ 5MPa.}$$

Condition vérifiée.

- **Armatures horizontales**

$$A_h^{\text{cal}} = \frac{200 \times 200 \times 1,98}{0,8 \times 500} \Rightarrow A_h^{\text{cal}} = 1,98 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_u = 1,98 \text{ MPa} > 0,025 \times f_{c28} = 0,025 \times 25 = 0,625 \text{ MPa.}$$

$$A_h^{\min} \geq \frac{0,15}{100} \times 20 \times 480 \Rightarrow A_h^{\min} = 14,4 \text{ cm}^2.$$

Donc, nous allons ferrailer avec A_h^{\min} .

- **Armatures diagonales**

On a :

$$\tau_u = 1,98 \text{ MPa} > 0,06 \times f_{c28} = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa.}$$

Par conséquent, les armatures diagonales sont obligatoires.

$$\text{Avec : } A_D^{\min} \geq \frac{0,15}{100} \times 20 \times 480 \Rightarrow A_D^{\min} \geq 14,4 \text{ cm}^2.$$

V.3.3.5. Ferrailage final des voiles

- **Ferrailage final du voile V1**

Tableau V.28 : Ferrailage final du voile V1.

Niveau	ZONE I	ZONE II	ZONE III
L (cm)	295	295	295
e (cm)	20	20	20
N (KN)	-3217,53	-2188,40	-890,14
M (KN.m)	-4404,69	-1358,39	-712,67
V (KN)	622,59	403,15	303,87
τ_u (MPA)	1,64	1,06	0,8
$\bar{\tau}_u$ (MPA)	5	5	5

$A_{v/face}^{cal}$ (cm ²)		41,37	22,18	9,44
$A_{v/face}^{min}$ (cm ²)		11,8	11,8	11,8
$A_{v/face}^{adopté}$ (cm ²)		43,98	28,14	15,84
$N_{barres/face}$		14T20	14T16	14T12
S_t (cm)	Z. d'about	10	10	10
	Z. courante	20	20	20
$A_{H/face}^{cal}$		1,64	1,06	0,8
$A_{H/face}^{min}$		4,425	4,425	4,425
$A_{H/face}^{adopté}$		4,52	4,52	4,52
$N_{barres/face}$		4T12	4T12	4T12
S_t (cm)		15	15	15

- Ferrailage final du voile V2

Tableau V.29 : Ferrailage final du voile V2.

Niveau		ZONE I	ZONE II	ZONE III
L (cm)		285	285	285
e (cm)		20	20	20
N (KN)		-4659,84	-2933,98	-1510,78
M (KN.m)		-5665,6	-1469,08	-1713,92
V (KN)		657,61	348,16	213,87
τ_u (MPA)		1,79	0,95	0,58
$\bar{\tau}_u$ (MPA)		5	5	5
$A_{v/face}^{cal}$ (cm ²)		57,67	29,36	18,16
$A_{v/face}^{min}$ (cm ²)		11,4	11,4	11,4
$A_{v/face}^{adopté}$ (cm ²)		58,3	30,78	22,62
$N_{barres/face}$		16T20 + 4T16	20T14	20T12
S_t (cm)	Z. d'about	10	10	10
	Z. courante	20	20	20
$A_{H/face}^{cal}$		1,79	0,95	0,58
$A_{H/face}^{min}$		4,275	4,275	4,275

$A_{H/face}^{adopté}$	4,52	4,52	4,52
$N_{barres/face}$	4T12	4T12	4T12
S_t (cm)	15	15	15

• Ferrailage final du voile V3

Tableau V.30 : Ferrailage final du voile V3.

Niveau		ZONE I	ZONE II	ZONE III
L (cm)		480	480	480
e (cm)		20	20	20
N (KN)		-7568,173	-4611,8	-2049,28
M (KN.m)		-6015,444	-3283,54	-1244,69
V (KN)		1223,605	1110,323	744,47
τ_u (MPA)		1,98	1,8	1,21
$\bar{\tau}_u$ (MPA)		5	5	5
$A_{v/face}^{cal}$ (cm ²)		75,19	41,18	15,86
$A_{v/face}^{min}$ (cm ²)		19,2	19,2	19,2
$A_{v/face}^{adopté}$ (cm ²)		75,36	45,42	27,12
$N_{barres/face}$		24T20	18T16 + 6T14	24T12
S_t (cm)	Z. d'about	10	10	10
	Z. courante	20	20	20
$A_{H/face}^{cal}$		1,98	1,8	1,21
$A_{H/face}^{min}$		7,2	7,2	7,2
$A_{H/face}^{adopté}$		7,67	7,67	7,67
$N_{barres/face}$		5T14	5T14	5T14
S_t (cm)		15	15	15

- Ferraillage final du voile V4

Tableau V.31 : Ferraillage final du voile V4.

Niveau		ZONE I	ZONE II	ZONE III
L (cm)		400	400	400
e (cm)		20	20	20
N (KN)		-6733,19	-3975,57	-1711,82
M (KN.m)		-4947,93	-2737,87	-984,19
V (KN)		1047,6	912,46	610,77
τ_u (MPa)		2,04	1,78	1,19
$\bar{\tau}_u$ (MPa)		5	5	5
$A_{v/face}^{cal}$ (cm ²)		67,49	39,77	14,85
$A_{v/face}^{min}$ (cm ²)		16	16	16
$A_{v/face}^{adopté}$ (cm ²)		69,08	44,22	18,56
$N_{/face}^{barres}$		22T20	22T16	4T12 + 18T10
S _t (cm)	Z. d'about	10	10	10
	Z. courante	20	20	20
$A_{H/face}^{cal}$		2,04	1,78	1,19
$A_{H/face}^{min}$		6	6	6
$A_{H/face}^{adopté}$		6,15	6,15	6,15
$N_{/face}^{barres}$		4T14	4T14	4T14
S _t (cm)		15	15	15

- Ferrailage final du voile V5

Tableau V.32 : Ferrailage final du voile V5.

Niveau		ZONE I	ZONE II	ZONE III
L (cm)		315	315	315
e (cm)		20	20	20
N (KN)		-3170,47	-2241,6	-1242,87
M (KN.m)		-3486,8	-1559,68	-640,381
V (KN)		449,16	262,46	202,96
τ_u (MPA)		1,11	0,65	0,5
$\bar{\tau}_u$ (MPA)		5	5	5
$A_{v/face}^{cal}$ (cm ²)		36,24	22,86	12,20
$A_{v/face}^{min}$ (cm ²)		12,6	12,6	12,6
$A_{v/face}^{adopté}$ (cm ²)		38,32	24,24	17
$N_{/face}^{barres}$		16T16 + 4T14	4T14 + 16T12	4T12 + 16T10
S _t (cm)	Z. d'about	10	10	10
	Z. courante	20	20	20
$A_{H/face}^{cal}$		1,11	0,65	0,5
$A_{H/face}^{min}$		4,725	4,725	4,725
$A_{H/face}^{adopté}$		5,65	5,65	5,65
$N_{/face}^{barres}$		5T12	5T12	5T12
S _t (cm)		15	15	15

• Ferrailage final du voile V6

Tableau V.33 : Ferrailage final du voile V6.

Niveau		ZONE I	ZONE II	ZONE III
L (cm)		220	220	220
e (cm)		20	20	20
N (KN)		-1546,26	-1750,05	-906,5
M (KN.m)		-740,781	-357,5	-329,3
V (KN)		471,41	464,04	343,8
τ_u (MPa)		1,67	1,64	1,22
$\bar{\tau}_u$ (MPa)		5	5	5
$A_{v/face}^{cal}$ (cm ²)		15,74	10,61	8,98
$A_{v/face}^{min}$ (cm ²)		8,8	8,8	8,8
$A_{v/face}^{adopté}$ (cm ²)		18,48	13,56	13,56
$N_{barres/face}$		12T14	12T12	12T12
S_t (cm)	Z. d'about	10	10	10
	Z. courante	20	20	20
$A_{H/face}^{cal}$		1,67	1,64	1,22
$A_{H/face}^{min}$		3,3	3,3	3,3
$A_{H/face}^{adopté}$		3,92	3,92	3,92
$N_{barres/face}$		5T10	5T10	5T10
S_t (cm)		15	15	15

V.3.3.6. Schéma de ferrailage du voile V3

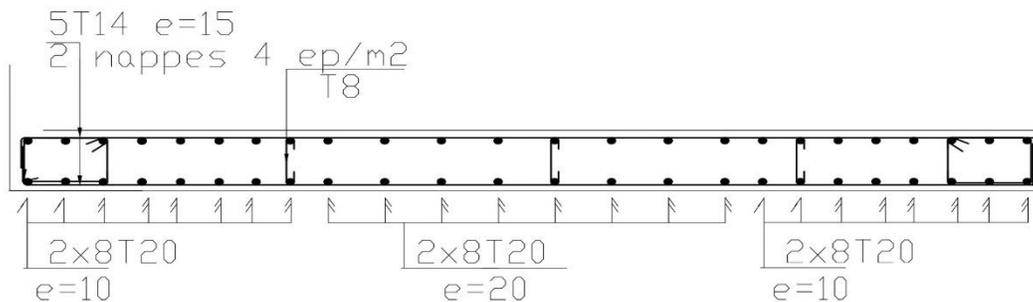


Figure V.8 : Schéma de ferrailage du voile V3.

Chapitre VI

VI. Étude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

Les fondations sont des éléments essentiels en contact direct avec le sol, assurant ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol sur lequel elle repose. Elles remplissent plusieurs fonctions, notamment :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol.
- Répartir efficacement les charges de la superstructure pour éviter les surcharges localisées.
- Limiter les tassements différentiels du sol et garantir la stabilité de l'ensemble de la structure.

VI.2 Calcul des fondations

Pour garantir à la fois la sécurité et l'efficacité économique, tout en prenant en considération les caractéristiques spécifiques de l'ouvrage, il est essentiel de prendre en compte plusieurs facteurs, notamment la charge supportée par la fondation, la capacité portante du sol, l'ancrage et les données issues de l'étude géotechnique du sol. Le processus de sélection du type de fondation commence généralement par l'évaluation des semelles isolées, filantes et radier, chacune devant faire l'objet d'une vérification minutieuse à chaque étape du processus.

Nous supposons que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

VI.2.1 Vérification des semelles isolées

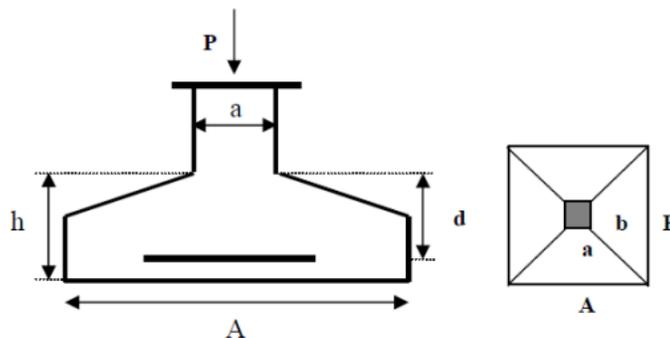


Figure V.8 : Schéma d'une semelle isolée.

La vérification à faire est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B \end{array} \right. \quad Eq. 1$$

Pour cette vérification on prend la semelle sous le poteau le plus sollicité avec :

- σ : La contrainte de la semelle.
- $N = N_{max} + P_s$
- N_{max} : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logiciel ETABS 2021 à l'ELS.
- P_s : Poids propre de la semelle estimé à 10% de G.
- A et B : Les dimensions de la semelle.
- $\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$.
- a et b : les dimensions du poteau.

$$N = 1,1 \times 1226,97 + 268,07 \Rightarrow N = 1617,74 \text{ kN.}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2.$$

On choisit des semelles de sections carrées :

$$A = B \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \quad Eq. 2$$

Tableau VI.1 : Prédimensionnement de la semelle isolée.

Poteau le plus sollicité		N (kN)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (kN/m ²)	A=B (m)	Semelle	
a (m)	b (m)				A (m)	B (m)
0,50	0,50	1617,74	200	2,85	3	3

Suite à l'analyse, il est observé un chevauchement entre les semelles en raison de la proximité des axes des poteaux selon l'axe x-x. Par conséquent, l'utilisation de semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.2.2 Vérification des semelles filantes

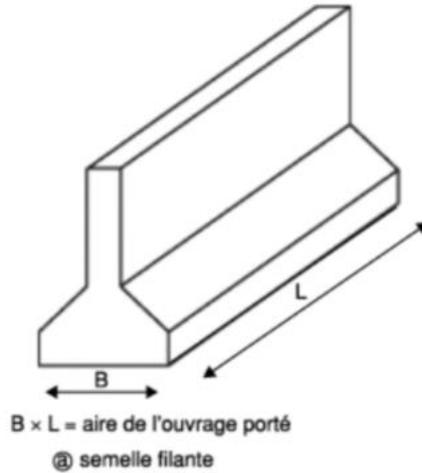


Figure V.9 : Schéma d'une semelle filante.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$\frac{s_s}{s_b} < 50\% \tag{Eq. 3}$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$s_s = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \tag{Eq. 4}$$

$$S_s = \frac{57056,23}{200} \Rightarrow S_s = 285,28\text{m}^2.$$

La surface du bâtiment est égale à 532,04m².

La surface totale des semelles est égale à 285,28m².

$$\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} = 53,62\% > 50\%$$

La surface des semelles dépasse 50% de la surface totale du bâtiment, Cela rend donc cette sélection inadéquate.

VI.3 Étude d'un radier général

Le radier, une dalle pleine inversée reposant sur des nervures, est particulièrement adapté aux sols de qualité médiocre, aux charges importantes et aux poteaux rapprochés. Dans notre projet, nous avons opté pour un radier général, où l'effort normal supporté par celui-ci équivaut à la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

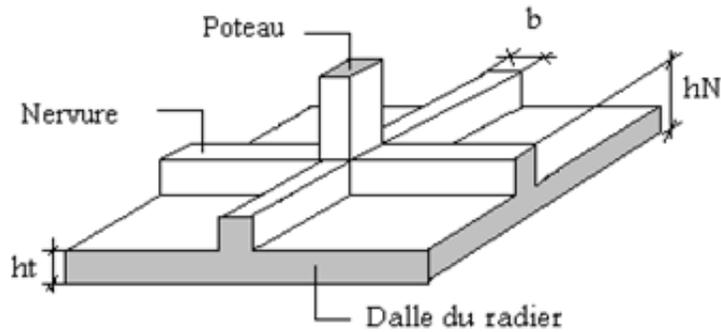


Figure V.10 : Schéma d'un radier général.

VI.3.1 Prédimensionnement du radier

VI.3.1.1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier sera déterminée en prenant en compte les conditions suivantes :

- Condition forfaitaire ;
- Condition de non cisaillement.

a) Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Eq. 5}$$

Avec :

- L_{max} : La longueur de la plus grande portée entre axe.

$$h_1 \geq \frac{520}{20} \Rightarrow h_1 \geq 26 \Rightarrow \text{On prend } h_1 = 50\text{cm.}$$

b) Condition de non cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}\} \quad \text{Eq. 6}$$

Avec :

- τ_u : Contrainte tangente.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte tangente admissible. $\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$.
- T_u : Effort tranchant max. $T_u = \frac{qL}{2}$

- $q = \frac{N_u \cdot 1m}{S_{rad}}$
- $N_u = 78191,28kN$.
- $b = 1m$ (largeur de la semelle).
- $L = 5,2m$.
- Pour le débord, s'il est réalisable, nous prenons un débord de 50cm de chaque côté. Cela donne :
- $S_{radier} = 580,14m^2$.

$$\tau_u = \frac{q \cdot L}{2 \cdot bd} = \frac{N_u \cdot L}{2 \cdot S_{rad} \cdot bd} = \frac{N_u \cdot L}{2 \cdot S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)}$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \cdot L}{2 \cdot S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\tau_u)} = 15,58cm \quad Eq. 7$$

$h_t \geq \max(h_1; h_2) \rightarrow$ On prend $h_t = 50cm$.

VI.3.1.2. Nervures

a) Largeur

$$b_N \geq \frac{L_{max}}{10} \quad Eq. 8$$

$b_N \geq \frac{520}{10} \Rightarrow b_N \geq 52 \Rightarrow$ On prend $b_N = 55cm$.

b) Hauteur

- Afin d'assurer une répartition linéaire des contraintes sous le radier, il est nécessaire de garantir que le radier est de type rigide. Pour cela, la hauteur de la nervure ' h_N ' doit satisfaire la condition de la longueur élastique suivante :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e + b_N \geq L_{max} \quad Eq. 9$$

Avec :

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{b \cdot K}} \quad Eq. 10$$

Où :

- E : Module d'élasticité du béton. (E = 20000MPa).
- I : inertie de la section du radier.
- K : coefficient de la réaction du sol. Pour un sol moyen K = 40MPa/m.
- b : largeur de la semelle en contact avec le sol. $b = \frac{L_G + L_D}{2} = \frac{4,8 + 4}{2} \rightarrow b = 4,4m$.

$L_{max} = 5,2m$; $b_N = 0,55m$; $h_t = 0,50m$.

Tableau VI.2 : Hauteur de la nervure.

Hauteur de la nervure (m)	1	1,2	1,3
I (m ⁴)	0,1031	0,174	0,22
L _e (m)	2,62	2,981	3,16
$\frac{\pi}{2} \times L_e + b_N$ (m)	4,67	5,23	5,51

D'après le tableau précédent, nous pouvons déduire que : $h_{N1} = 1,2m$.

➤ Condition de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{max}}{10} \tag{Eq. 11}$$

$34,67cm \leq h_N \leq 52cm$. → On prend $h_{N2} = 50cm$.

$h_N = \max(h_{N1}; h_{N2}) \rightarrow h_N = 120cm$.

• **Résumé**

- Épaisseur de la dalle du radier : $h_t = 50cm$.
- Les dimensions de la nervure : $h_N = 120cm$; $b_N = 55cm$.

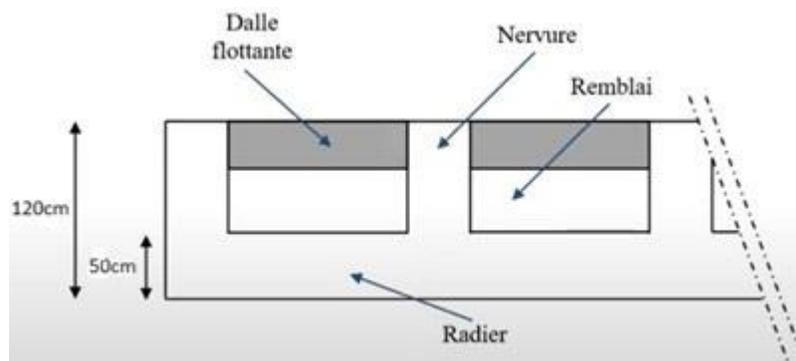


Figure V.11 : Coupe transversale sur radier.

VI.3.1.3 caractéristiques géométriques du radier

Tableau VI.3 : Caractéristiques géométriques du radier.

Position de centre de gravité (m)		Moment d'inertie (m ⁴)	
X _G	Y _G	I _{xx}	I _{yy}
14,15	9,4	18953,2	41503,7

VI.3.2 Vérifications

VI.3.2.1. Vérification au non poinçonnement

D'après le CBA93 art A.5.2.4.2 [3] il faut vérifier que :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Eq. 12}$$

Avec :

- N_u : Effort normal du poteau ou voile le plus sollicité.
- μ_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.
- h : hauteur de radier.

Voile :

$$N_u = 6361,15\text{kN}$$

$$\mu_c = 2 [(L+a) + 2h]$$

$$\mu_c = 2 [(480+20) + 2 \times 120] = 148\text{cm}$$

$$N_u = 6361,15\text{kN} < Q_u = 17373,91\text{kN}$$

Poteau :

$$N_u = 2058,52\text{kN}.$$

$$\mu_c = 2 [(a+b) + 2h]$$

$$\mu_c = 2 [(50+50) + 2 \times 120] = 680\text{cm}.$$

$$N_u = 2058,52\text{kN} < Q_u = 6120\text{kN}.$$

La condition est vérifiée.

VI.3.2.2. Vérification des contraintes sous le radier

- Sollicitation du 1^{er} genre :

À l'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{74460,43}{580,14} = 128,35\text{kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200\text{kN/m}^2$$

La condition est vérifiée.

- Sollicitation du 2^{ème} genre :

Nous devons vérifier les contraintes sous le radier :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I} \times V \end{cases} \quad \text{Eq.13}$$

Il faut que :

- $\sigma_1 < 1,5\bar{\sigma}_{sol} = 300MPa$.
- $\sigma_2 > 0$ (Pour éviter les tractions sous le radier).

$$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Eq. 14}$$

Avec :

- V : Fibre la plus éloignée.
- M : Moment de renversement.

$$\begin{cases} M_x = 89075,2 \text{ kN.m} \\ M_y = 111582 \text{ kN.m} \end{cases}$$

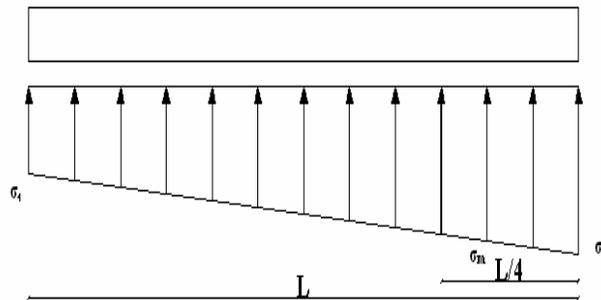


Figure V.12 : Les contraintes sous le radier.

À l'ELU :

Tableau VI.4 : Les contraintes sous le radier à l'ELU.

/	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_{moy} \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	231,28	98,28	198,03
Sens y-y	190,06	139,51	177,43
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_{moy} \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33\bar{\sigma}_{sol}$
Observation	Oui	Oui	Oui

À l'ELS :

Tableau VI.5 : Les contraintes sous le radier à l'ELS.

/	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_{moy} \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	194,86	61,85	161,61
Sens y-y	153,62	103,08	140,99
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_{moy} \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\bar{\sigma}_{sol}$
Observation	Oui	Oui	Oui

VI.3.2.3. Vérification de l'effet de sous pression

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique. On doit vérifier que :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S_{radier} \quad \text{Eq. 15}$$

Avec :

- W : Poids totale du bâtiment a la base du radier.
- $W = G_T + G_{radier} \Rightarrow W = 49287,13 + 17404,2 = 66691,33\text{kN}$.
- α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement. ($\alpha = 1,5$)
- γ : Poids volumique de l'eau. ($\gamma = 10\text{kN/m}$)
- h : Profondeur de l'infrastructure. ($h = 3\text{m}$)

$$W = 66691,33\text{kN} > 1,5 \times 10 \times 3 \times 580,14 = 26106,3\text{kN}$$

Aucun risque de soulèvement.

VI.3.2.4. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier est calculé sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU :

$$\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 198,03\text{kN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_s = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 161,61\text{kN/m}^2$$

VI.3.3 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé. Donc le ferrailage de sa dalle est réalisé de la même manière que celui d'une dalle de plancher, avec les moments maximums en travée et en appuis du panneau le plus sollicité, une section rectangulaire soumise à la flexion simple. La fissuration est considérée comme préjudiciable.

VI.3.3.1 Ferrailage de la dalle du radier

- **Détermination des efforts**

➤ $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 :$

La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire ($b = 1 \text{ ml}$), sont définis comme suit :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q L_x^2 & \text{sens de la petite portée.} \\ M_y = \mu_y M_x & \text{sens de la grande portée.} \end{cases}$$

Pour le calcul, nous supposons que les panneaux sont encastres au niveau des appuis, d'où nous déduisons les moments en travée et sur appuis.

- Panneau de rive
 - Travée : $M_{t(x,y)} = 0,85M_{(x,y)}$
 - Appui : $M_a = 0,5M_x$
 - Panneau intermédiaire
 - Travée : $M_{t(x,y)} = 0,75M_{(x,y)}$
 - Appui : $M_a = 0,5M_x$
- $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 :$

La dalle travaille dans un seul sens.

- Travée : $M_t = 0,85M_0$
- Appui : $M_a = 0,5M_0$ (Appui de rive)

Avec :

- $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

• Valeur de la pression sous radier

E.L.U : $q_u = \sigma_u^{moy} . 1ml = 198,03kN/m.$

E.L.S : $q_{ser} = \sigma_{ser}^{moy} . 1ml = 161,61kN/m.$

• Le panneau le plus sollicité à l'ELU (v = 0)

On a :

- $L_x = 5m.$
- $L_y = 5,2m.$

Alors :

- La dalle travail dans les deux sens.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELU.

$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
0,96	0,0401	0,9092	198,03	198,53	168,75	180,50	153,43	99,27

• Le panneau le plus sollicité à l'ELS (v = 0,2)

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Calcul des moments à l'ELS.

$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
0,96	0,0474	0,9385	161,61	191,51	162,78	179,73	152,77	95,76

• Calcul du ferrailage

On a :

$f_{c28} = 25MPa.$ $f_{t28} = 2,1MPa.$ $\sigma_{bc} = 14,17.$ $f_e = 500MPa.$ $\sigma_s = 435MPa.$ $b = 1ml.$ $h = 50cm.$ $d = 45cm.$

- Espacement

$$s_t \leq \min(3h; 33cm) \tag{Eq. 16}$$

$S_t \leq \min (150cm ; 33cm) = 33cm.$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Ferrailage de la dalle du radier.

/	Sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	168,75	0,059	0,076	43,63	8,86	9T16	18,09	10
	y-y	153,43	0,053	0,068	43,78	8,06	8T16	16,08	10
Appui	x-x	99,27	0,034	0,043	44,23	5,16	5T16	10,05	10
	y-y								

VI.3.3.2 Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

Il faut vérifier que :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} < A_s^{adp} \quad Eq. 17$$

$$A_s^{min} = 0,23 \times 1000 \times 450 \times \frac{2,1}{500} \Rightarrow A_s^{min} = 4,35\text{cm}^2 < A_s^{adp} = 10,05\text{cm}^2.$$

La condition est vérifiée.

2. Vérification des contraintes à l'ELS

Les contraintes admissibles sont données par :

- Béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad Eq. 18$$

- Acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right) \quad Eq. 19$$

Avec :

- $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.
- $\bar{\sigma}_s = 250\text{MPa}$.

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes du radier.

/	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	168,75	18,09	6,3	15	229,7	250	OK
	y-y	153,43	16,08	6,0		233,7		OK
Appuis	x-x	99,27	10,05	4,7		15		237,5
	y-y							

VI.3.3.3 Ferrailage des nervures

La nervure sera considérée comme une poutre continue sur plusieurs appuis, nous utilisons la méthode forfaitaire (BAEL91 modifié en 1999 [2]).

Avec :

- Travée : $M_t = 0,85M_0$
- Appui : $M_a = 0,5M_0$

Où :

- $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

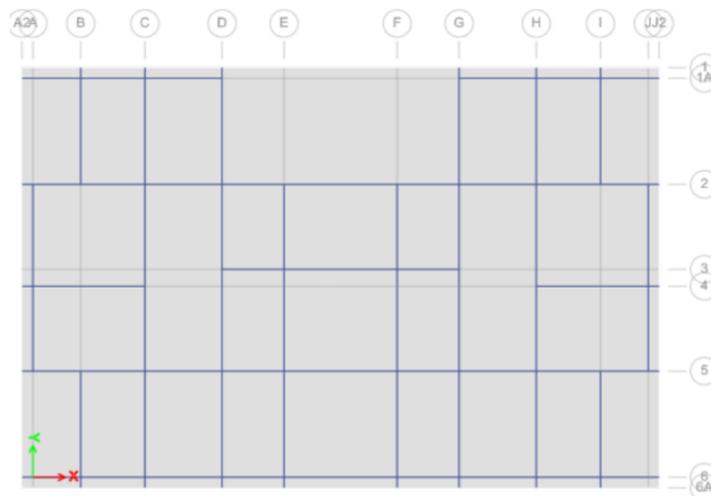


Figure V.13 : Vue en plan des nervures.

• **Choix des armatures**

On a :

b = 55cm. h = 120cm. d = 108cm.

Sens x-x : L = 5m ; q = 198,03kN/ml ; M₀ = 618,84kN.m

Sens y-y : L = 5,2m ; q = 198,03kN/ml ; M₀ = 669,34kN.m

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures.

/	Sens	M _u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	526,014	0,058	0,075	104,76	11,54	10T16	20,10
	y-y	568,94	0,063	0,081	104,50	12,51	10T16	20,10
Appui	x-x	309,42	0,034	0,043	106,14	6,70	5T16	10,05
	y-y	334,67	0,037	0,047	105,97	7,26	5T16	10,05

VI.3.3.4 Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

Il faut vérifier que :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} < A_s^{adp} \quad \text{Eq. 17}$$

$$A_s^{min} = 0,23 \times 550 \times 1080 \times \frac{2,1}{500} \Rightarrow A_s^{min} = 5,74\text{cm}^2 < A_s^{adp} = 11,31\text{cm}^2.$$

La condition est vérifiée.

2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.11: Vérification à l'ELS des nervures.

/	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	429,28	20,10	5,4	15	217,5	250	OK
	y-y	464,30	13,57	5,9		235,2		OK

Appuis	x-x	252,52	11,31	4		222,5		OK
	y-y	273,12	11,31	4,3		240,6		

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,1f_{c28}; 4MPa\} \quad \text{Eq. 18}$$

Avec :

- $\bar{\tau}_u = 2,5MPa$.

- $T_u = \frac{qL}{2} = \frac{198,03 \times 5,2}{2} \Rightarrow T_u = 514,88kN$.

$$\tau_u = \frac{514,88 \times 10^3}{550 \times 1080} = 0,87MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa.$$

La condition est vérifiée.

- Armatures transversales

Selon BAEL 91 modifié 99 [2] :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{cases} \quad \text{Eq. 19}$$

Avec :

- $K = 1$ (Pas de reprise de bétonnage).

Selon RPA99/Version 2003 [1]

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) & \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}\right) & \text{Zone courante} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \end{cases} \quad \text{Eq. 20}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) \quad \text{Eq. 21}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Armatures transversale des nervures.

Sens	Section (cm ²)	Zone	S _t (cm)	ϕ _t (mm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _t ^{adp} (cm ²)
x-x	55×120	Nodale	15	8	1,65	6T8	3,01
		Courante	20		2,20	6T8	3,01
y-y	55×120	Nodale	15	8	1,72	6T8	3,01
		Courante	20		2,29	6T8	3,01

- **Armatures de peau**

Les armatures de peau sont disposées le long des parements des poutres de grande hauteur et sont nécessaires lorsque la fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Dans ce contexte, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les barres lisses pour ces armatures.

$$A_p = 3 \times 2(b_0 + h) = 3 \times 2(0,55 + 1,2) = 10,5\text{cm}^2$$

Nous prenons : 10T12 (A_s = 11,31cm²).

VI.3.3.5 Schéma de ferrailage

- **Dalle du radier**

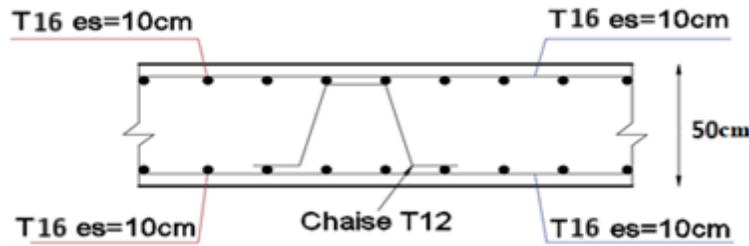


Figure V.14 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

- Nervure

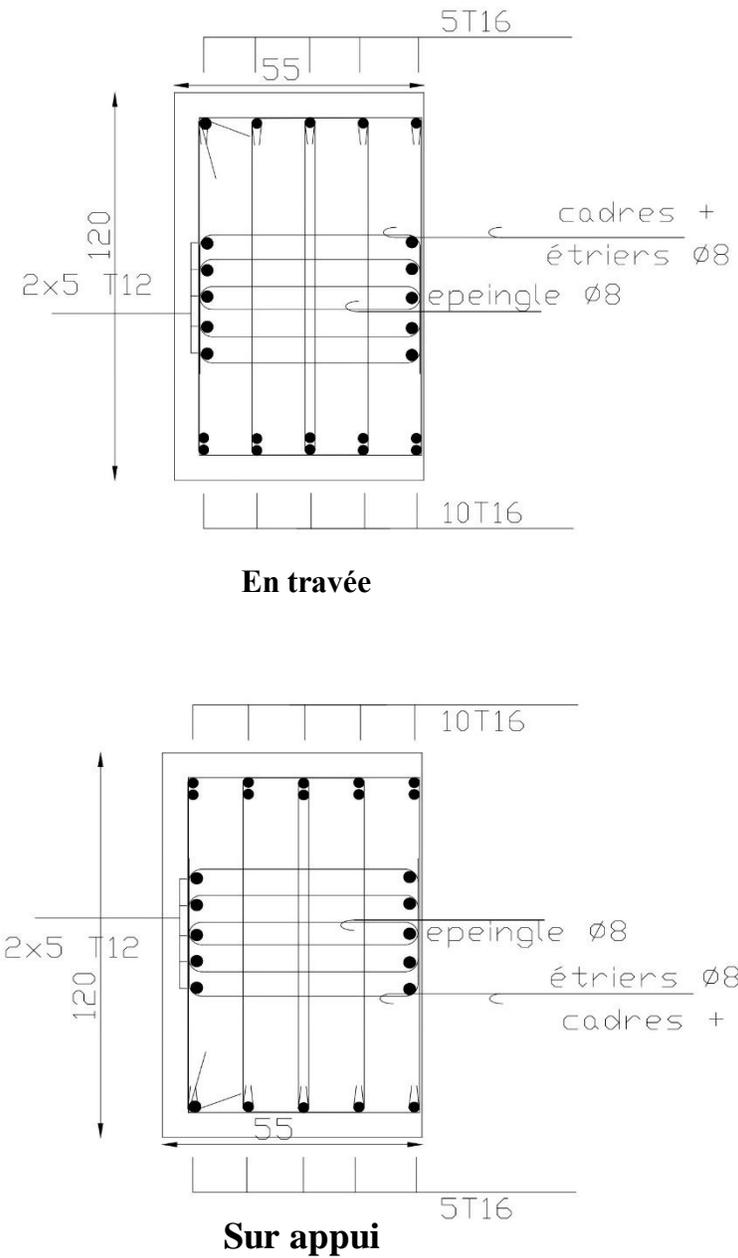


Figure V.15 : Schéma de ferrailage de la nervure du radier.

VI.4 Étude du voile périphérique

Notre structure comprend un voile périphérique de soutènement s'étendant du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher du rez-de-chaussée. Grâce à sa grande rigidité, ce voile forme une boîte rigide et indéformable en synergie avec les planchers du rez-de-chaussée et les fondations.

VI.4.1. Prédimensionnement du voile périphérique

Pour le prédimensionnement du voile périphérique, nous nous référons aux prescriptions du RPA99 version 2003 [1], stipulées dans l'article 10.1.2.

- **Caractéristiques minimales du voile périphérique**

- Épaisseur minimale : $e \geq 15\text{cm}$. nous optons pour une épaisseur de $e_p = 20\text{cm}$.
- Armatures : constitue de deux nappes.
- Pourcentage minimum des armatures : $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical). Où B représente la section du voile.
- Ouverture : Les ouvertures ne doivent pas réduire de manière significative la rigidité du voile.
- Longueur de recouvrement : $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

VI.4.2. Sollicitation du voile périphérique

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues, encastré à la base et semi-encastré sur les trois autres côtés :

- Encastrement : Au niveau de l'infrastructure.
- Semi-encastrement : Au niveau des poteaux et des poutres.

Ce voile est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres. Il est essentiel pour donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction et pour reprendre les efforts de poussée des terres. Par conséquent, un voile périphérique en béton armé avec un double quadrillage d'armature est nécessaire.

VI.4.3. Evaluation des charges du voile périphérique

Les charges et surcharges uniformément réparties sur une bande de 1 mètre se situent à la base du voile (cas le plus défavorable).

La charge de poussée de terre est donnée par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Eq. 22

Avec :

- **Q** : Contrainte sur un bande de 1m. ($Q = 2,5\text{kN/m}^2$)
- **A** : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.
- **γ** : Poids spécifique des terres. ($\gamma = 11,2\text{kN/m}^3$)
- **h** : Hauteur du voile. ($h = 3\text{m}$)

$$\varphi = 20,5^\circ = 0,3578 \text{ radians} \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,481.$$

On obtient :

$$Q = 0,481 \times 11,2 \times 3 \Rightarrow Q = 16,17\text{kN/ml.}$$

$$Q_u = 1,35 \times 16,17 \Rightarrow Q_u = 21,82\text{kN/ml.}$$

- **Efforts dans la dalle**

$$\text{On a : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{5,2} = 0,58 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1.$$

Alors la dalle travaille dans les deux sens. On obtient :

- **ELU :**

- $\mu_x = 0,0851$

- $\mu_y = 0,2703$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 16,72\text{kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 4,52\text{kN.m}$$

- **En travée**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 14,21\text{kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 3,84\text{kN.m}$$

- **Sur appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 8,36\text{kN.m}$$

- **ELS :**

- $\mu_x = 0,0897$

- $\mu_y = 0,4462$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 13,05\text{kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 5,83\text{kN.m}$$

- **En travée**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 11,09\text{kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 4,96\text{kN.m}$$

- Sur appui

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 6,53\text{kN.m}$$

VI.4.4. Ferrailage du voile périphérique

Les données : $b = 100\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 15\text{cm}$; $f_c = 500\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $\sigma_s = 435\text{MPa}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 14,17\text{MPa}$.

Tableau VI.13 : Ferrailage du voile périphérique.

/	Sens	Mu (kN.m ²)	μ_{bu}	$\mu_{bu} < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	14,21	0,044	OUI	0	0,056	14,66	2,23	2×7T10	10,98	15
	y-y	3,84	0,012	OUI	0	0,015	14,91	0,59	2×7T10	10,98	15
Appuis	x-x	8,36	0,026	OUI	0	0,033	14,80	1,30	2×7T10	10,98	15
	y-y										

• Les conditions de RPA99 version 2003 [1]

Pourcentage minimum des armatures :

$$A_T \geq \frac{0,1}{100} \times 20 \times 100 \Rightarrow A_t \geq 2\text{cm}^2.$$

$$A_L \geq \frac{0,1}{100} \times 20 \times 100 \Rightarrow A_t \geq 2\text{cm}^2.$$

Les conditions sont respectées.

VI.4.5. Vérifications

d. Condition de non fragilité

Dalle rectangulaire avec $\rho < 1$.

$$\begin{cases} A_x^{min} \geq \rho_0 \frac{3-\rho}{2} bh \\ A_y^{min} \geq \rho_0 \times bh \end{cases} \quad \text{Eq. 23}$$

Avec :

$$\rho_0 = 8 \times 10^{-4} \text{ (Pour les barres à haute adhérence).}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{5,2} = 0,58$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} \geq 8 \times 10^{-4} \times \frac{3-0,58}{2} \times 100 \times 20 = 1,94\text{cm}^2 \\ A_y^{\min} \geq 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 20 = 1,60\text{cm}^2 \end{cases}$$

Tableau VI.14 : Vérification de la condition de non fragilité.

Sens	Travée	Appui	Vérification
x-x	$A_x = 4,71\text{cm}^2 > A_x^{\min}$	$A_x = 4,71\text{cm}^2 > A_x^{\min}$	OK
y-y	$A_y = 4,71\text{cm}^2 > A_y^{\min}$	$A_y = 4,71\text{cm}^2 > A_y^{\min}$	OK

e. Effort tranchant

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ (A.5.2.2) [1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}. \quad \text{Eq. 24}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{21,81 \times 3 \times 5,2}{2 \times 3 + 5,2} = 30,38\text{kN}.$$

$$T_y = \frac{q_u L_y}{3} = \frac{21,81 \times 5,2}{3} = 37,81\text{kN}.$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y) \Rightarrow T_u^{\max} = 37,81\text{kN}.$$

$$\tau_u = \frac{37,81 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,26\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

f. Vérification a l'ELS

Les contraintes sont données par :

- Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{Eq. 25}$$

- Acier

Nous devons vérifier que :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s \quad \text{Eq. 26}$$

Dans notre cas la fissuration est considérée comme préjudiciable, Alors :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0, 5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right) \quad \text{Eq. 27}$$

Avec :

- $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

$\bar{\sigma}_s = 250\text{MPa}$.

Tableau VI.15 : Vérification à l'ELS du voile périphérique.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{\text{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	11,09	4,1	15	172,1	250	Condition vérifiée
	y-y	4,96	1,8		77		Condition vérifiée
Appui	x-x	6,53	2,4		101,3		Condition vérifiée
	y-y						Condition vérifiée

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude de ce projet nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus universitaire et de les approfondir davantage dans le domaine du calcul des structures, tout en respectant la réglementation en vigueur. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape essentielle qui permet une conception parasismique et économique optimale.

Les points importants tirés de cette étude sont les suivants :

- Approfondissement de nos connaissances en matière d'application des règlements et de certaines méthodes telles que le BAEL91, le RPA99 (version 2003) et le DTR CBA.93.
- Le prédimensionnement est une étape essentielle, car il nous permet d'obtenir les dimensions initiales des éléments structuraux pour démarrer notre étude.
- Ce projet nous a permis d'acquérir de nouvelles compétences dans l'utilisation de logiciels tels que ETABS V21, SOCOTEC, SAP2000 et AutoCAD.
- L'analyse dynamique représente une étape déterminante dans la conception parasismique des structures, car elle offre une vision réaliste de leur comportement.
- Pour le contreventement et la disposition des voiles, nous avons constaté que leur positionnement adéquat, notamment en respectant la symétrie, est relativement plus important que le nombre de voiles dans une structure.
- Ce travail nous a permis d'améliorer nos compétences en réalisant une étude complète d'une structure complexe, ce qui nous a amenés à effectuer différents calculs nécessaires pour un ingénieur en génie civil.

En conclusion, il est essentiel que l'ingénieur et l'architecte collaborent étroitement dès le début du projet pour garantir une conception parasismique efficace et sécuritaire, tout en évitant les coûts excessifs. Cette collaboration précoce est importante pour éviter toute conception inadéquate.

BIBLIOGRAPHIE

- [1]- D.T.R. "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003".
- [2]- D.T.R. "BAEL 91 Modifié 99".
- [3]- D.T.R. "C.B.A.93".
- [4]- VICTORE DAVIDOVICI, " Formulaire du béton armé : volume 1".
- [5]- DTR B.C 2.2, " Charges permanentes et charges d'exploitation ".

Logiciels utilisés

- ETABS 21
- AOTOCAD 22
- SOCOTEC
- SAP2000 14

Annexe 1

Moment de renversement

Tableau VI.4' : Calcul du moment de renversement.

X-X				Y-Y				
V _i (kN)	H _t (m)	F _i (kN)	M _i (kN.m)	V _i (kN)	H _t (m)	F _i (kN)	M _i (kN.m)	
4402,84	1,53	102,72	157,1616	5449,34	1,53	117,22	179,3466	
4300,12	4,59	175,35	804,8565	5332,12	4,59	204,09	936,7731	
4124,77	7,65	239,19	1829,8035	5128,03	7,65	282,17	2158,6005	
3885,58	10,71	304,13	3257,2323	4845,86	10,71	348,5	3732,435	
3581,45	13,77	361,8	4981,986	4497,36	13,77	430,55	5928,6735	
3219,65	16,83	417,55	7027,3665	4066,81	16,83	520,53	8760,5199	
2802,1	19,89	499,93	9943,6077	3546,28	19,89	616,95	12271,136	
2302,17	22,95	589,38	13526,271	2929,33	22,95	750,11	17215,025	
1712,79	26,01	733,29	19072,873	2179,22	26,01	964,14	25077,281	
979,5	29,07	979,5	28474,065	1215,08	29,07	1215,08	35322,376	
		Somme	M _x (kN.m)					M _y (kN.m)
			89075,223					111582,17