



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
University Badis Ibn Abdelhamid - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Département of Civil Engineering



Mémoire

En vue de l'obtention de Diplôme du master Academic

Présentée par :

- **KRAOUANE Razika.**
- **KHELIFA Sara.**

Intitulée

Étude et conception d'une mosquée en béton armé composée de trois blocs.

Domaine : Sciences & Technologie
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

Soutenue publiquement devant le jury composé de :

Nom & Prénom	Qualité	Etablissement de rattachement
Prof. Bensoula Mohamed	Président	Université Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem.
Dr. Mekaideche Khalfallah	Examineur	Université Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem.
Dr. Sabeur Bendehiba	Encadrant	Université Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem.

Année Universitaire : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu Tout-Puissant, qui nous a accordé la santé, la force, le courage et la patience nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à notre encadreur Monsieur Sabeur, pour le temps qu'il nous a consacré, pour ses conseils éclairés, sa disponibilité, et son accompagnement tout au long de ce projet.

Nos sincères remerciements vont également à l'ensemble du corps enseignant, qui nous a formés et accompagnés avec dévouement depuis la première année jusqu'à la cinquième année de notre parcours universitaire.

Enfin, nous adressons nos remerciements à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce travail, fruit de plusieurs années d'efforts et de persévérance, à ma chère famille :

À ma mère bien-aimée, source inépuisable d'amour et de prières, À mon père, modèle de sagesse et de soutien, À mes frères et sœurs, pour leur présence constante, leur patience et leur encouragement, Je vous dédie ce travail avec toute ma reconnaissance et mon affection, car c'est grâce à vous que j'ai pu avancer et persévérer.

Je dédie également ce mémoire à mon binôme Razika, pour sa collaboration sincère, son sérieux et son esprit d'équipe. Grâce à notre complicité, notre travail et notre persévérance, nous avons su relever les défis et mener ce projet à terme avec fierté.

Sara.

Dédicace

À ma chère mère, source inépuisable d'amour, de tendresse et de prières, et soutien indéfectible tout au long de mon parcours.

À la mémoire de mon père bien-aimé, parti trop tôt, mais dont les valeurs, les conseils et l'amour demeurent à jamais gravés dans mon cœur. Qu'Allah lui accorde Sa miséricorde et l'accueille dans Son vaste paradis.

À mes frères et sœurs, pour leur patience, leur présence constante et leurs encouragements précieux.

À toute ma famille, je dédie le fruit de mes efforts, en signe de gratitude et de reconnaissance.

Je dédie également ce travail à mon binôme Sara, pour sa sincérité, son sérieux et son esprit d'équipe. Grâce à notre complicité et à notre persévérance, nous avons su relever les défis et mener ce projet à terme avec fierté.

Razika.

Résumé : Ce projet porte sur l'étude et la conception d'une mosquée située à Hassi Mamache, dans la wilaya de Mostaganem, classée en zone sismique v selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024). La mosquée est composée d'un rez-de-chaussée et de deux étages (R+2), comprenant une salle de prière pour hommes sur deux niveaux, une salle de prière pour femmes, une école coranique, une salle d'ablutions, un mihrab central ainsi que des escaliers assurant la circulation verticale. Le projet comporte également un minaret de forme élancée et à base rectangulaire, modélisé comme une console verticale pour résister aux effets du vent et des séismes, reposant sur un radier général. Le système de contreventement adopté repose sur des portiques et des voiles afin d'assurer la stabilité de l'ensemble. Les fondations comprennent un radier sous le minaret et des semelles filantes sous le reste de la mosquée. L'ensemble du projet a été conçu en tenant compte des exigences architecturales, fonctionnelles et réglementaires, et respecte les normes de sécurité définies par le RPA 2024.

Summary: This project focuses on the study and design of a mosque located in Hassi Mamache, within the Wilaya of Mostaganem, classified as seismic zone V according to the Algerian Seismic Regulations (RPA 2024). The mosque consists of a ground floor and two upper levels (R+2), including a men's prayer hall on two levels, a women's prayer hall, a Quranic school, an ablution room, a central mihrab, and staircases ensuring vertical circulation. The project also features a slender minaret with a rectangular base, modeled as a vertical cantilever to resist wind and seismic effects, founded on a general raft. The adopted bracing system is based on frames and shear walls to ensure overall stability. The foundations consist of a raft under the minaret and strip footings under the rest of the mosque. The entire project was designed in compliance with architectural, functional, and regulatory requirements, while meeting the safety standards defined by RPA 2024.

ملخص

هذا المشروع يتمحور حول دراسة وتصميم مسجد يقع في منطقة حاسي ماماش بولاية مستغانم، المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية يتكون المسجد من طابق أرضي وطابقين علويين (RPA 2024) وفقاً لما جاء في القانون الجزائري للبناء المقاوم للزلازل V ، ويضم قاعة صلاة للرجال على مستويين، وقاعة صلاة للنساء، ومدرسة قرآنية، وقاعة للوضوء، إضافة إلى محراب مركزي (R+2) وسلالم تضمن حركة التنقل العمودي. كما يتضمن المشروع مئذنة ذات شكل رشيق وقاعدة مستطيلة، تم نمذجتها ككُنسول عمودي عامة. أما نظام مقاومة القوى الأفقية فقد تم اختياره بالاعتماد على (radier) لمقاومة تأثيرات الرياح والزلازل، تركز على حصيرة لضمان استقرار المنشأة. وتشمل الأساسات حصيرة عامة تحت المئذنة، (voiles) والجدران الحاملة (portiques) الإطارات تحت باقي أجزاء المسجد. وقد روعي في تصميم المشروع تلبية المتطلبات المعمارية (semelles filantes) وأساسات شريطية RPA 2024 والوظيفية والتنظيمية، مع احترام معايير السلامة التي حددها

Natation

BAEL	Béton armé à l'état limite
RPA	Règle parasismique algérien
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite service
G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
σ_b	Contrainte du béton
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte admissible du béton
σ_s	Contrainte d'acier
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
$\bar{\tau}_u$	Contrainte admissible de cisaillement
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours
f_{tj}	Résistance caractéristique du béton à la traction
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
M_f	Moment fléchissant
T	Effort tranchant
N	Effort normal
q_u	Chargement ultime
q_s	Chargement service
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différée
h	Hauteur des éléments (poteau...)
b	Largeur des éléments
h_0	Hauteur de la table de comprissions
\emptyset_t	Diamètre des armatures
I_{xx}	Moment d'inertie par rapport à l'axe des abscisses
I_{yy}	Moment d'inertie par rapport à l'axe des ordonnées
l_f	Longueur de flambement
B_r	Section réduite
l_x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle plein
l_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle plein
I_0	Moment d'inertie de la section homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
f	Flèche due à une charge considérée
Δf_t	Flèche total
A	Coefficient d'accélération de zone

D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
C_T	Coefficient de période

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERAL

Chapitre I: Introduction Et Présentation De Projet	19
I.1. Introduction.....	20
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	20
I.2.1. Données sismiques de la structure	22
I.2.2. Caractéristiques du sol	22
I.3. conceptions de la structure.....	22
I.3.1. Superstructure	22
I.3.2.Planchers	22
I.3.3. Systèmes de circulation verticale	22
I.3.3.1. Escalier.....	22
I.3.4. Terrasse	23
I.3.5. Toiture.....	23
I.3.6. Maçonnerie.....	23
I.4.6.1. Murs extérieurs:(doubles parois).....	23
I.4.6.2. Murs intérieurs:(simples parois).....	23
I.3.7. Les revêtements.....	23
I.3.8. Les fondation.....	23
I.4.Caractéristiques des matériaux.....	24
I.4.1. Béton	24
I.4.1.1. Résistance à la compression f_{cj}	24
I.4.1.2. Résistance mécanique du béton à la traction.....	25
I.4.1.3. Modules de déformations longitudinales	25
I.4.1.4. Module de déformation transversale	25
I.4.2.Acier.....	28
I.4.2.1. Définition	28
I.4.2.2 Caractéristiques physiques	28
I.4.2.3. Caractéristiques mécaniques	28
I.5. Règlements de calcul	30
I.6. Présentation de la méthode de calcul aux états limites	30
I.6.1. Définition des états Limites	30
I.6.2. Etat limite ultime (ELU)	30
I.6.3. Etat limite de service.....	31
I.7. Actions et sollicitations.....	31
I.7.1. Définitions des actions	31
I.7.2. Les sollicitations	32

I.8. Conclusion	32
Chapitre II : Prédimensionnement Des Eléments Structuraux	33
II.1. Introduction.....	34
II.2. Les Planchers	34
II.2.1. Prédimensionnement de plancher à dalle pleine	34
II.3. Les poutres	35
II.3.1. Prédimensionnement des poutres	35
II.4. Prédimensionnement des voiles.....	37
II.5. Décence de charges	38
II.5.1. Introduction.....	38
II.6. Prédimensionnement des poteaux.....	40
II.6.1. Critère de résistance : (BAEL 91).....	41
II.6.2. Vérification des conditions imposées par le RPA2024.....	41
II.6.3. Calcul des surfaces revenant à chaque Poteau	43
Chapitre III : Etude Des Eléments Non Structuraux.....	46
III.1 Introduction	47
III.2. Planchers à dalles pleines	47
III.2.1. Méthode de calcul.....	47
III.2.2. Evaluation des charges et combinaisons fondamentales.....	47
III.2.3. La réduction des moments	49
III.3 .Calcul du ferrailage de la dalle pleine	49
III.3.1. Sense X-X.....	49
III.3.2. Sense Y-Y	51
III.3.3. Vérification des contraintes de cisaillement.....	53
III.3.4. Vérification de la flèche (C.B.A 93)	54
III.4. Étude des escaliers.....	57
III.4.1. Introduction	57
III.4.2. Elément constitutifs	57
III.4.3. Dimensionnement.....	58
III.4.4. Etude de la poutre palière	76
III.5. Balcon.....	80
III.5.1. Décent de charge	80
III.5.2. Calcul de l'enrobage.....	81
III.5.3. Moments fléchissant.....	81
III.5.4. Calcul du ferrailage	81
III.5.4.1. Dessin du ferailage	82
III.6. Etude de l'acrotère.....	82
III.6.1. Définition de l'acrotère.....	82

III.6.2.Ferraillage d'acrotère.....	82
III.6.2.1. Descente des charges	83
III.6.2.2. Détermination des sollicitations	83
III.6.2.3. Calcul de ferraillage.....	84
III.7.Conclusion.....	88
Chapitre V: Etude sismique.	89
V.1.Introduction	90
V.2.Objectifs de l'étude dynamique.....	90
V.3.Méthodes de calcul des forces sismique.....	90
V.3.1Principe de la méthode statique équivalente.....	90
V.3.2.Principedelaméthoded'analysemodale spectrale.....	91
V.4.Présentation du Logiciel ETABS 9.7.4 (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems)	91
V.5. Modélisation de la structure	91
V.6.Résultats de la modélisation numérique	93
V.7.Vérifications de la structure selon les recommandations du RPA version 2024	95
V.7.1Vérification des modes fondamentaux	95
V.7.2.Vérification de la période fondamentale de la structure	96
V.7.3.Vérification du taux de participation massique modale	97
V.7.4.Vérification de l'effort sismique.....	99
V.7.5.Vérification des déplacements inter-étages	102
V.7.6.Vérification de l'effet P- Δ	103
V.8.Justification de la largeur des joints sismiques.....	106
V.9. Conclusion.....	106
Chapitre VI : Etude des éléments structuraux.....	107
VI.1. Introduction.....	108
VI.2.. Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024.....	108
VI.3.Ferraillage des poutres	109
VI.4. Etude des poteaux	115
VI.4.1.Définition	115
VI.4.2.Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024.....	116
VI.4.3.Combinaison de charges	117
VI.4.4.Principe de calcul	117
VI.4.5. Ferraillage des poteaux.....	118
VI.5 .Etude des voiles.....	126
VI.5.1.Ferraillage des voiles de contreventement :	126
VI.5.2.Combinaison de charges	127
VI.5.3.Sollicitations dans les voiles	127

VI.5.4. Les caractéristiques géométriques du voile.....	.
VI.5.5. Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.5.6. Calcul de ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
VI.6. Ferrailages des linteaux.....	137
VI.6.1. Ferrailage minimal (cf. Figure (7.12))	138
VI.7. Ferrailages des voiles et des trumeaux.....	139
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....	144
VII.1. Voile périphérique	145
VII.1.1. Combinaison fondamentale	146
VII.1.2. La réduction des moments	146
VII.2. Etude des fondations.....	151
VII.2.2. Choix du type de fondations	151
VII.2.3. Semelles filantes	154
VII.2.3.1. Vérification des semelles filantes	157
VII.2.3.2. Vérification des contraintes à ELS.....	157
VII.3.3. Ferrailage Des Semelles Filantes sous poteaux	158
VII.3.3.1. Schéma de ferrailage.....	163
VII.4. Etude du radier.....	163
VII.4.1. Pré dimensionnement du radier	163
VII.3.2. Pré dimensionnement des poutres	166
VII.4.2. Vérification des contraintes sous radier	166
VII.4.3. Vérification de l'effet de sous pression	166
VII.4.4. Calcul de la dalle du radier	167
VII.4.5.1. Calcul des moments fléchissant	167
VII.4.5.2. Calcul du ferrailage.....	167
VII.4.5.3. Etude des poutres nervurées.....	170
CONCLUSION GENERAL	172

Liste des figures

Chapitre I :	19
Figure I.1:(a)coupe longitudinale du projet. (b) plan d'implantation de la mosquée et son environnement.....	21
Figure I.2 : Plancher en dalle pleine.....	22
Figure I.3: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.....	25
Figure I.4: diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.....	26
Figure I.5 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELS.....	27
Figure I.6: les aciers de construction.....	28
Figure I.7: Diagramme contraintes déformations de l'acier.....	29
Figure I.8 : Diagramme des déformations limitent de la section.....	31
Chapitre II :	33
Figure II.1:travaux de coulage de dalle en béton avec armature apparente.	35
Figure II.2: Dimensions de la poutre.	36
Figure II.3 : Dimension à respecter pour les poutres.	37
Figure II.4: (a) Coupes de voiles en élévation , (b) Coupes de voiles en plan.....	37
Figure II.5: emplacement des voiles.....	38
Figure II.6 : Schéma de la loi de dégression (DTR BC 22).....	40
Figure II.7 : emplacement des poteaux.....	42
Figure II.8: Surface afférente du poteau C2.	43
Figure II.9: Surface afférente et section des poutres du poteau C8.	44
Chapitre III :	46
Figure III.1 : panneau sur 4 appuis.	47
Figure III.2 : Le panneau le plus sollicitée.	48
Figure III.3: Section de calcul.	49
Figure III.4 : Coordonnée de centre de gravité.....	55
Figure III.5:Ferraillage de la dalle pleine.	57
Figure III.6 : Schémas d'un escalier.....	58
Figure III.7: Schéma statique des 4 types d'escaliers.....	59
Figure III.8 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos a l'ELU.	61
Figure III.9: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	61
Figure III.10: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	62
Figure III.11: Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos a l'ELS62	62
Figure III.12: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	63
Figure III.13: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	63
Figure III.14 : Schéma de ferraillage de l'escalier type 1.....	66

FigureIII.15 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos a l'ELU.....	67
Figure III.16: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	67
FigureIII.17: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	68
FigureIII.18 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos a l'ELS.....	68
Figure III.19: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	68
FigureIII.20: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	69
FigureIII.21 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 2.....	69
FigureIII.22 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos a l'ELU.....	70
Figure III.23: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	70
FigureIII.24: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	71
FigureIII.25: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos a l'ELS.....	71
Figure III.26: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS	71
FigureIII.27: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	72
FigureIII.28 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 3.....	72
FigureIII.29 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos a l'ELU.....	73
Figure III.30: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	73
FigureIII.31: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	74
FigureIII.32 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos a l'ELS.....	74
Figure III.33: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	74
FigureIII.34: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	75
FigureIII.35 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 4.....	75
FigureIII.36 : Dimension de la poutre palière.	76
FigureIII.37 : schéma statique de poutre palière à ELU.....	77
FigureIII.38: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	78
FigureIII.39: Diagramme du effort transhant à l'ELU.	78
FigureIII.40 : schéma statique de poutre palière à ELS.....	78
FigureIII.41: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.	79
FigureIII.42: Diagramme du effort transhant à l'ELS.	79
Figure III.43: coupe sur balcon.....	80
FigureIII.44: Schéma statique du balcon.	80
Figure III.45: section de calcul.	81
FigureIII.46: dessin ferrailage de balcon.....	82
FigureIII.47: schéma statique de l'acrotère.	83
FigureIII.48 : Section de calcul.	84
Figure III.49: sollicitations par rapport armatures tendues.....	85

FigureIII.50 : Position de centre de pression.....	86
FigureIII.51: dessin ferrailage de l'acrotère.....	88
Chapitre V :	89
FigureV.1: 3-D de la mosquée modéliser par ETABS.....	93
FigureV.2:spectre de RPA2024.....	95
FigureV.3: les modes fondamentaux de 3 blocs.....	96
FigureV.4: Largeur minimum du joint sismique.....	106
Chapitre VI :	107
Figure. VI.1 : La section d'une poutre longitudinale.....	110
FigureVI.2 : ferrailage de poutre (35X50).....	115
Figure.VI.3: Sollicitation sur les poteaux.....	116
Figure VI.4 : ferrailage des poteaux de bloc de prière.....	125
Figure VI.5 : ferrailage des poteaux de bloc d'entrée.....	125
FigureVI.6 : Schéma d'un voile.....	127
FigureVI.7 : ferrailage de voile de bloc de prière.....	136
Figure VI.8:Effortsdanslesbiellesdulinteau.....	137
Figure VI.9:Armatures de linteaux.....	137
Figure VI.10:ferrailage de linteaux.....	139
Figure VI.11: Zone critique à la base du voile.....	140
Figure VI.12 :Eléments de rives.....	140
Figure VI.13: Eléments de rive pour les voiles.....	141
Chapitre VII :	144
Figure VII.1: schéma statique d'un voile périphérique.....	145
Figure VII.2 : Schéma du ferrailage de voile périphérique.....	151
Figure VII.3:Disposition des semelles filantes sous poteaux du bloc de (1- prière, 2-d'enteeié).	
FigureVII.4:Ferrailage semelle filante sous poteaux.....	160
FigureVII.5:Section de la semelle.....	160
FigureVII.:Diagramme des moments fléchissant des semelles filantes sous poteaux.....	161
FigureVII.7:Ferrailage du libage.....	171
FigureVII.7: schéma de ferrailage de la dalle pleine du radier.....	169

Liste des tableaux

Chapitre I:	19
Tableau I.1 : le dosage des composant d'un mètre cube e béton.....	24
TableauI.2 : Tableau récapitulatif sur les caractéristiques de béton.	27
Tableau I.3 : Caractéristiques physiques de l'acier.	28
Chapitre II :	33
Tableau II.1 : les démentions des poutres principales et secondaires.....	37
TableauII.2: Décente de charge du plancher terrasse accessible.....	39
TableauII.3: Décente de charge du plancher terrasse inaccessible.....	39
Tableau II.4: charges du plancher logement dalle pleine.....	39
Tableau II.5: Charges du plancher dalle pleine (salle de prière/ école coranique/WC).....	40
TableauII.6: Surface offerte aux poteaux.	43
TableauII.7 : les sections des poteaux C2.....	44
TableauII.8 : les sections des poteaux C8.....	45
Tableau II.9 : les sections des poteaux C14.	45
Tableau II.10 : les sections des poteaux C16.	45
Tableau II.11 : les sections des poteaux C19.	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre III :	46
Tableau III.1: Les résultats des moments fléchissant dalle pleine.....	49
TableauIII.2: Tableau des moments en travée et en appuis.....	69
TableauIII.3: Tableau de ferailage en travée et en appuis.....	69
TableauIII.4: Tableau des moments en travée et en appuis.....	72
TableauIII.5: Tableau de ferailage en travée et en appuis.....	72
TableauIII.6: Tableau des moments en travée et en appuis.....	75
TableauIII.7: Tableau de ferailage en travée et en appuis.....	75
TableauIII.8: Tableau des moments de la poutre palière.....	79
Chapitre V:	89
Tableau V.1: Les valeurs du Coefficient d'accompagnement.....	93
Tableau V.2 : Comparaison entre la période dynamique et la période empirique.....	97
Tableau V.3 : Comparaison entre la période dynamique et la période empirique.....	97
Tableau V.4 : Comparaison entre la période dynamique et la période empirique.....	97
Tableau V.5 : Taux de participation modale.	98
Tableau V.6: Taux de participation modale.	98
Tableau V.7: Taux de participation modale.	99
Tableau V.8: Les conditions du facteur de qualité.....	100
Tableau V.9: récapitulatif des résultats de paramètres de calcul de la force sismique.....	101

Tableau V.10 : récapitulatif des résultats de paramètres de calcul de la force sismique.....	101
Tableau V.11 : récapitulatif des résultats de paramètres de calcul de la force sismique.....	102
Tableau V.12 : Valeurs limitent des déplacements inter-étages.....	102
Tableau V.13 : Vérification de déplacement inter-étage.....	102
Tableau V.14 : Vérification de déplacement inter-étage.....	103
Tableau V.15 : Vérification de déplacement inter-étage.....	103
Tableau V.16 : Vérification de l'effet P- Δ sens XX.	104
Tableau V.17 : vérification effets du second ordre sens y-y.	104
Tableau V.18 : Vérification de l'effet P- Δ sens XX.	104
Tableau V.19 : vérification effets du second ordre sens y-y.	105
Tableau V.20 : Vérification de l'effet P- Δ sens XX.	105
Tableau V.21: vérification effets du second ordre sens y-y.	105
Chapitre VI :	107
Tableau VI.1 : Sollicitations maximales de calcul des poutres du Bloc de prière.....	109
Tableau VI.2 : Sollicitations maximales de calcul des poutres du Bloc d'entrée.	109
Tableau VI.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	110
Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage du bloc de prière.	114
Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage du bloc d'entrée.	115
Tableau VI.6: Sollicitations de calcul maximales des poteaux de bloc de prière.....	118
Tableau VI.7: Sollicitations de calcul maximales des poteaux de bloc d'entrée.....	118
Tableau VI.8: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux de bloc de prière.....	125
Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux de bloc d'entrée.....	125
Tableau VI.10: Sollicitations de calcul maximales des voiles verticaux de bloc de prière.....	127
Tableau VI.11: Sollicitations de calcul maximales des voiles horizontaux de bloc de prière.....	128
Tableau VI.12: Sollicitations de calcul maximales des voiles verticaux de bloc d'entrée.....	128
Tableau VI.13: Sollicitations de calcul maximales des voiles horizontaux de bloc d'entrée.	128
Tableau VI.14: Sollicitations de calcul maximales des voiles verticaux de minaret.....	128
Tableau VI.15: Sollicitations de calcul maximales des voiles horizontaux de minaret.	129
Tableau VI.16 : Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles de bloc de prière.....	136
Tableau VI.17 : Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles de bloc d'entrée.....	136
Tableau VI.18: Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles de minaret.....	136
Chapitre VII :	144
Tableau VII.1:les surfaces des semelles isolées de bloc de prière.	152
Tableau VII.2:les surfaces des semelles isolées de bloc d'entrée.	153
Tableau VII.3:les surfaces des semelles isolées de minaret.	153
Tableau VII.4:Récapitulatif des surfaces des semelles filantes de bloc de prière.	155
Tableau VII.5:Récapitulatif des surfaces des semelles filantes de bloc d'entrée.	155
Tableau VII.6:Dimensions des semelles filantes.....	156

Tableau VII.7:Vérification de la semelle filante au poinçonnement.....	157
Tableau VII.8:Vérification des contraintes de la semelle filante.....	157
Tableau VII.9:Récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.....	158
Tableau VII.10:Récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.	162
Tableau VII.11:Récapitulatif du ferrailage des semelles filantes bloc de prière.....	158
Tableau VII.12:Récapitulatif du ferrailage des semelles filantes bloc d'entrée.....	159
TableauVII.13 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.	166
TableauVII.14: Sollicitations de calcul maximales des poutres nervrent.....	170
TableauVII.15:Tableau récapitulatif du ferrailage.	170

INTRODUCTION GENERAL

Depuis les temps les plus anciens, l'architecture a toujours reflété la culture, la spiritualité et les besoins sociaux des civilisations. Parmi les édifices les plus emblématiques de l'espace urbain musulman, la mosquée occupe une place centrale. Elle ne constitue pas seulement un lieu de culte, mais également un espace de rencontre, de transmission du savoir et de cohésion sociale. La conception et la réalisation d'un tel édifice exigent une approche qui conjugue à la fois l'ingénierie, l'architecture et le respect des normes de sécurité.

Dans le contexte actuel, marqué par une urbanisation croissante et une densification des zones urbaines, la construction d'édifices publics comme les mosquées doit répondre à des exigences multiples :

Fonctionnelles, afin d'assurer confort et fluidité aux fidèles,

Architecturales, pour refléter l'identité culturelle et spirituelle de la communauté,

Techniques, pour garantir la stabilité et la durabilité de la structure,

Réglementaires, notamment à travers l'application stricte des normes parasismiques en vigueur.

L'Algérie, située dans une zone à forte activité sismique, a élaboré son propre règlement parasismique (RPA), régulièrement actualisé afin de renforcer la sécurité des constructions. Le RPA 2024, qui constitue la référence principale dans ce mémoire, impose des prescriptions précises en matière de dimensionnement, de choix des matériaux et de conception structurelle, particulièrement pour les ouvrages accueillant un grand nombre de personnes, comme les mosquées.

Le projet qui fait l'objet de ce mémoire s'inscrit dans cette dynamique. Il porte sur l'étude et la conception d'une mosquée en béton armé implantée à Hassi Mameche, wilaya de Mostaganem, classée en zone sismique V. L'ouvrage étudié comprend plusieurs composantes : salles de prière pour hommes et femmes, école coranique, salles d'ablution, espaces administratifs, ainsi qu'un minaret élancé. L'ensemble repose sur un système constructif combinant portiques, voiles et fondations adaptées, garantissant la stabilité et la sécurité de l'édifice face aux différentes sollicitations (charges permanentes, surcharges d'exploitation, vent et séisme).

Au-delà de l'aspect purement technique, ce projet ambitionne également de mettre en valeur l'harmonie entre fonctionnalité et esthétique, en intégrant des choix architecturaux respectueux de l'environnement immédiat et des pratiques religieuses. La mosquée n'est pas conçue comme un simple bâtiment, mais comme un repère urbain, spirituel et culturel pour la communauté.

Ce mémoire s'articule autour de plusieurs étapes essentielles :

La présentation du projet et du site d'implantation, avec ses contraintes architecturales, géotechniques et réglementaires.

Le prédimensionnement des éléments structuraux principaux (planchers, poutres, poteaux, voiles, fondations), afin d'établir une base de conception conforme aux normes en vigueur.

L'analyse détaillée des sollicitations et du dimensionnement, permettant de vérifier la résistance et la stabilité de chaque élément de la structure.

L'étude des éléments non structuraux (escaliers, toitures, maçonneries, revêtements), qui participent au confort, à la fonctionnalité et à la durabilité de l'ouvrage.

À travers cette étude, notre objectif est double :

Scientifique, en appliquant de manière rigoureuse les connaissances acquises en génie civil, notamment en calcul des structures et en réglementation parasismique.

Pratique, en proposant une conception réaliste et optimisée d'une mosquée en béton armé, conciliant solidité, sécurité et esthétique.

En définitive, ce travail se veut une contribution modeste mais significative au domaine du génie civil appliqué aux édifices religieux, et plus particulièrement à la conception des mosquées, symboles intemporels de foi et de communauté.

Chapitre I: Introduction et présentation de projet.

I.1. Introduction

Les lieux de culte ont toujours occupé une place centrale dans l'architecture et l'urbanisme, constituant des repères spirituels, culturels et sociaux. Parmi eux, la mosquée est un édifice emblématique qui allie esthétique, fonctionnalité et exigences structurelles. Sa conception requiert une approche rigoureuse intégrant à la fois les principes de l'ingénierie civile et les normes architecturales adaptées aux besoins des fidèles.

L'étude repose sur les réglementations en vigueur, notamment le BAEL 91 pour le béton armé et le RPA 2024 pour les structures soumises aux effets sismiques. L'objectif principal est de concevoir une structure respectant les critères de résistance et de durabilité, tout en intégrant des solutions optimales en termes de matériaux, de dimensionnement et de ferrailage.

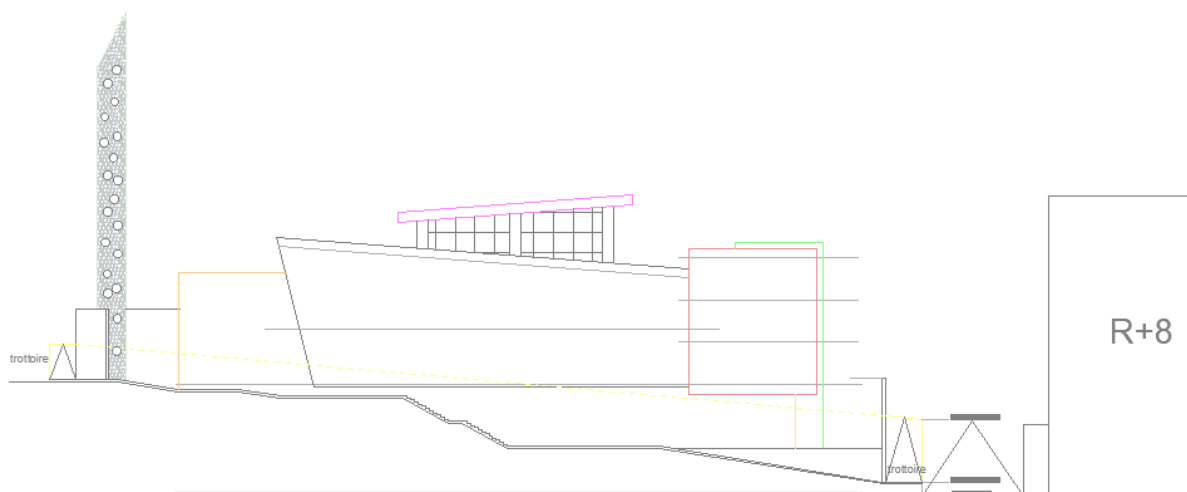
Ce mémoire détaillera les différentes étapes de conception et de calcul, en mettant en avant les choix techniques adoptés pour garantir la stabilité et la pérennité de l'ouvrage. À travers cette étude, nous ambitionnons de contribuer à la réalisation d'un édifice à la fois fonctionnel, sécurisé et conforme aux normes parasismiques existantes.

I.2. Présentation de l'ouvrage

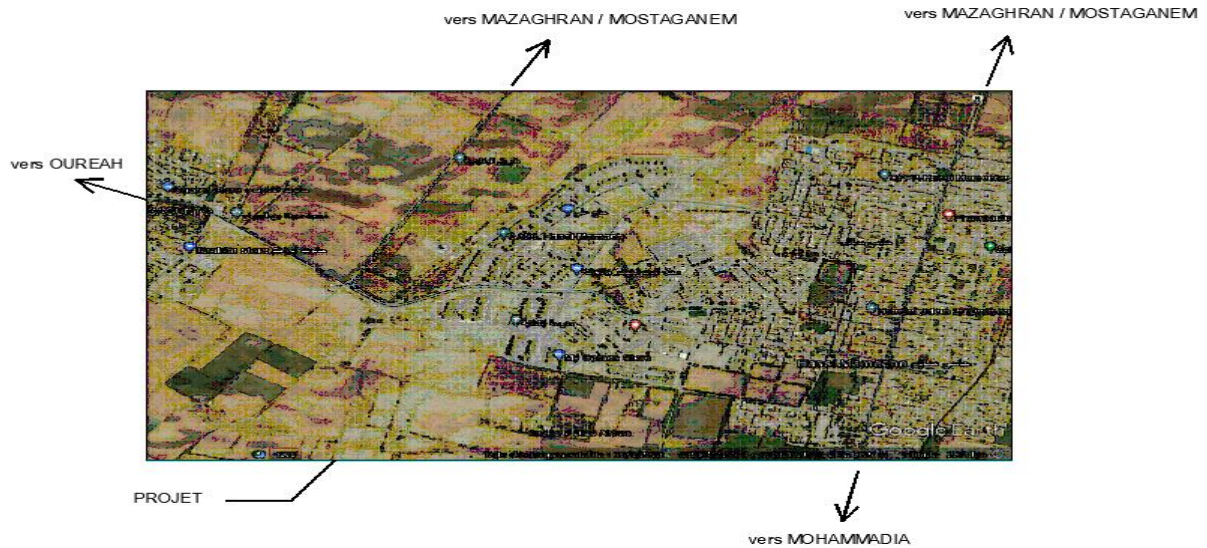
Le projet étudié dans ce mémoire concerne la conception et l'analyse structurelle d'une mosquée en béton armé intégrant une école coranique. Cet édifice religieux est conçu pour répondre aux besoins des fidèles en offrant un espace de prière spacieux et fonctionnel, tout en respectant les normes de construction en vigueur.

L'implantation du projet se situe dans la commune de Hassi Mameche, wilaya de Mostaganem, une région classée en zone sismique V. Ce facteur a été pris en compte dans l'étude de la structure afin de garantir la résistance aux effets sismiques et assurer la stabilité et la sécurité de l'édifice.

L'ensemble du projet repose sur des principes d'ingénierie civile, alliant résistance mécanique, durabilité et esthétique architecturale. L'objectif est de concevoir une structure fonctionnelle, conforme aux normes (BAEL 91, RPA 2024) et en harmonie avec son environnement (voir les figure a et b).



(a)



(b)

Figure I.1:(a) coupe longitudinale du projet. (b) plan d'implantation de la mosquée et son environnement.(Google Earth)

La mosquée est constituée de :

1 ^{er} niveau	2 ^e niveau	3 ^e niveau	4 ^e niveau
Salle de prière pour femmes (capacité : 450 fidèles).	Salle de prière pour hommes (capacité : 1100 fidèles)	Salle de prière pour hommes (capacité : 650 fidèle)	Toiture.
École coranique	Chambre	04 chambres	
04 salles	Dépôt.	02 salles de bain	
Bureau	02 bureaux	02 salles d'ablution	
02 salles d'ablution	Terrasse (capacité : 200 fidèles)	Hall	
Salle de prière funéraire	Terrasse secondaire	Terrasse	
Coffret principal	Hall	02 salons	
Dépôt	Cabine	02 cuisines	
Loge du gardien	Salle de bain	Loggia	
Espace ablution et douche	Bibliothèque		
	Sas		
	Espace sono		
	Vide (espace ouvert)		

Minaret

Un minaret de 29,60 m de hauteur, à base rectangulaire, est érigé à quelques mètres de la mosquée.

I.2.1. Données sismiques de la structure

Selon le RPA 2024

La mosquée est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone V).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B (ouvrages de grande importance car pouvant accueillir simultanément plus de 2200 personnes).

I.2.2. Caractéristiques du sol

Selon le rapport géotechnique :

La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_s = 2$ bars.

I.3. conceptions de la structure

I.3.1. Superstructure

a) Ossature

La stabilité de la structure est assurée par un système mixte auto-stable, composé de poteaux, poutres et voiles. Le contreventement joue un rôle essentiel en absorbant les effets des forces statiques et dynamiques, générées respectivement par les charges permanentes, d'exploitation et accidentelles.

I.3.2 Planchers

Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents niveaux.

Le type de planchers a été utilisé.

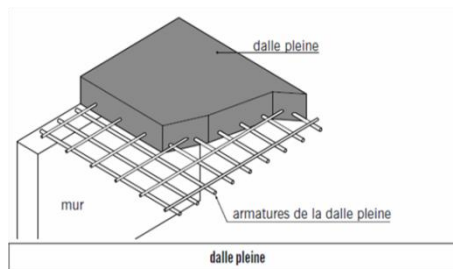


Figure I.2 : Plancher en dalle pleine.

I.3.3. Systèmes de circulation verticale

I.3.3.1. Escalier

Les escaliers sont des éléments non porteurs, constitués d'une succession de marches. Ils permettent de relier deux niveaux différents d'une construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment, et les escaliers adoptés sont coulés en place, avec une paillasse reposant sur les paliers.

L'escalier est soumis à diverses forces (poids propre, surcharges, etc.) et il est conçu de manière à permettre une circulation confortable, avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité pour les usagers.

I.3.4. Terrasse

Nous distinguons deux types de terrasses :

- **Terrasse accessible.**
- **Terrasse inaccessible.**

I.3.5. Toiture

Il s'agit d'une toiture plate avec une ouverture centrale, probablement une cour intérieure ou un espace de ventilation.

Ce type de toiture est souvent utilisé dans les mosquées et les bâtiments publics pour permettre l'éclairage naturel et la ventilation de l'espace intérieur. Elle peut être :

- **Accessible** : servant de terrasse pour les fidèles ou pour l'entretien.
- **Inaccessible** : réservée à des usages techniques comme l'installation de systèmes de climatisation ou d'évacuation des eaux.

Cette configuration apporte esthétique, confort thermique et optimisation de la lumière naturelle

I.3.6. Maçonnerie

La maçonnerie la plus couramment utilisée dans cet ouvrage est en briques creuses, offrant à la fois légèreté et isolation.

Nous distinguons deux types de murs :

- **Les murs intérieurs**, qui séparent les différents espaces du bâtiment.
- **Les murs extérieurs**, qui assurent l'enveloppe du bâtiment et le protègent des influences climatiques.

I.4.6.1. Murs extérieurs:(doubles parois)

Ils sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (15 + 5 + 15).

I.4.6.2. Murs intérieurs:(simples parois)

Ils sont constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

I.3.7. Les revêtements

Le revêtement joue un rôle essentiel dans l'isolation thermique et acoustique de l'ouvrage. Nous distinguons les types suivants :

- **Mortier de ciment** : pour la façade extérieure et les cages d'escaliers, offrant résistance et protection.
- **Enduit en plâtre** : pour les murs intérieurs et les plafonds, assurant une finition lisse et esthétique.
- **Céramique** : pour les salles de prière et d'ablution (dalle de sol et faïence), assurant hygiène et résistance à l'humidité.

I.3.8. Les fondation

Les fondations sont les éléments structurels situés à la base du la mosquée, servant à transmettre les charges de la superstructure vers le sol de manière uniforme et sécurisée.

Dans ce projet, nous avons principalement :

- **Radier général sous le minaret** : Ce type de fondation permet de répartir uniformément les charges importantes sur une grande surface, assurant ainsi la stabilité du minaret.

- **Fondations filante sous les poteaux** : Utilisées pour la mosquée, ces fondations filantes soutiennent les poteaux et évitent les tassements différentiels.

Ces fondations sont dimensionnées en fonction des caractéristiques du sol et des charges exercées par la superstructure afin d'assurer une durabilité et une résistance optimales.

I.4 .Caractéristiques des matériaux

La structure est réalisée en béton armé, une combinaison de deux matériaux complémentaires : le béton, qui assure la résistance à la compression, et l'acier, qui garantit la résistance à la traction.

I.4.1. Béton

a) Définition

Le béton est un matériau obtenu par le mélange, dans des proportions adaptées, de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, avec éventuellement l'ajout de produits d'addition (adjuvants).

b) Dosage du béton

Tableau I.1 : le dosage des composant d'un mètre cube e béton.

L'élément	Dosage
Ciment (CPA 32.5)	350 kg/m ³
Sable (0/5mm)	400 L
Gravier (15/25mm)	800 L
Eau de gâchage	175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie 2500Kg /m³.

I.4.1.1. Résistance à la compression f_{cj}

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " f_{c28} ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Pour notre projet la résistance en compression requise à 28 jours est estimée à 30 MPa ($f_{c28} = 30$ MPa).

➤ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 60 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 60 \text{ jours.}$$

➤ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ Jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ Jours}$$

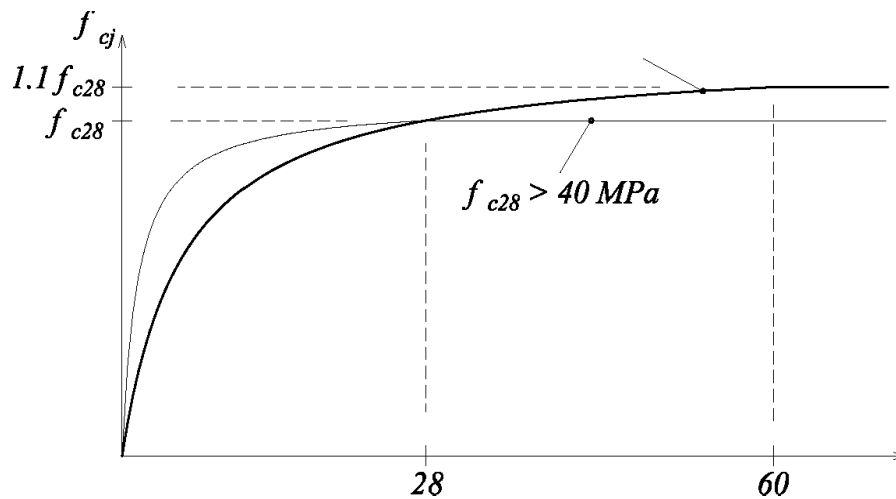


Figure I.3: Evolution de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge de béton.

(BAEL, 91)

I.4.1.2. Résistance mécanique du béton à la traction

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}$$

Pour $f_{c28} = 30$ MPa on trouve $f_{t28} = 2,4$ MPa.

I.4.1.3. Modules de déformations longitudinales

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

Pour $f_{c28} = 30$ MPa, on a $E_{i28} = 32164$ MPa.

Le module de déformation longitudinal différée, pour des charges d'application, est donné par : (Art : A.2.1.2.2/CBA 93)

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}}$$

De longue durée

Pour $f_{c28} = 30$ MPa, on a $E_{v28} = 10819$ MPa.

I.4.1.4. Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté (G) et donné par la formule :

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

E : module de YOUNG

ν : coefficient de poisson

c)Coefficient de Poisson ν

On appelle coefficient de Poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

$\nu = 0,20$ dans le cas des états limites de services (E.L.S).

$\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes (E.L.U).

d) Les Contrainte Limites

En se référant au règlement du CBA93, on distingue deux états limites :

❖ État limite ultime « E.L.U »

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$b_u = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b * \theta}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

θ : coefficient que dépend de la durée d'application du chargement.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

Dans notre cas : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ donc

$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$ situation durable

$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$ situation accidentelle

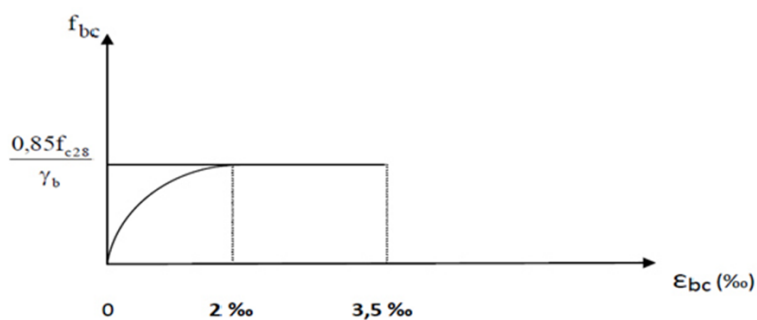


Figure I.4: diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU. (BAEL, 91)

❖ Etat limite de service « E.L.S »

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow 18 \text{ MPa}$$

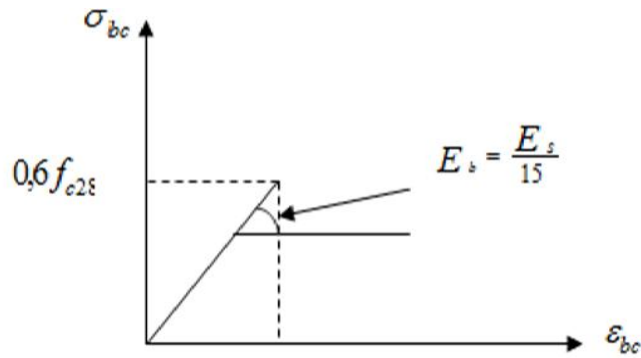


Figure I.5 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELS. (BAEL, 91)

❖ **Contrainte limite de cisaillement**

La contrainte de cisaillement à ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

❖ **La contrainte admissible de cisaillement**

Est fixée par : $\bar{\tau}_u = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min (0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable

Dans notre cas :

$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Tableau I.2 : Tableau récapitulatif sur les caractéristiques de béton.

f_{bu} (MPa)		$\bar{\tau}$ (MPa)	
E Durable	Accidentelle	FPP	FP ou FTP
14.17	18.48	3.33	2.5
(MPa)		v	
Ei28	Ev28	ELU	ELS
32164	10819	0	0.2

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	ρ (Kg /m ³)
30	2.4	18	2500

I.4.2 .Acier

I.4.2.1. Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage. Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression pour des élancements faibles. On distingue deux types d'acier :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.
- ✓ Les aciers utilisés pour le béton armé sont :

- 1) Les aciers ronds et lisses (RL).
- 2) Acier à haute adhérence (HA).
- 3) Les treillis soudés.



Figure I.6: les aciers de construction.

I.4.2.2 Caractéristiques physiques

Tableau I.3 : Caractéristiques physiques de l'acier.

Ø (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm ²)	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	20,1	3,14	4,51	8,04	12,57
Poids (Kg/m)	0,22	0,395	0,616	0,888	0,208	1,579	2,466	3,854	6,313	9,864

I.4.2.3. Caractéristiques mécaniques

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance FeE400,

FeE= 400MPa.

a)Module d'élasticité

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$.

b) Contrainte limite de l'acier

❖ État limite ultime « ELU »

On adopte le diagramme contrainte déformation suivant :

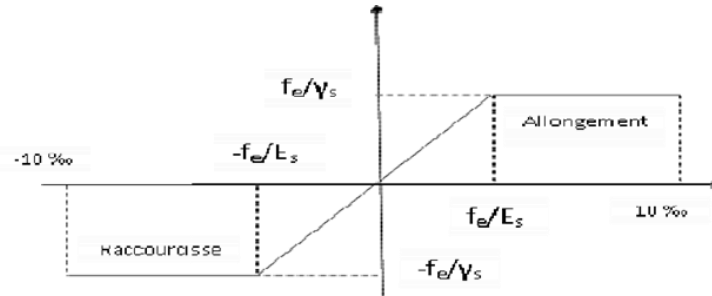


Figure I.7: Diagramme contraintes déformations de l'acier. (BAEL, 91)

Avec

$$\sigma_s : \text{Contrainte de l'acier } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur :

- 1,15 cas des situations durables ou transitoires.
- 1,0 cas des situations accidentelles.

$$\epsilon_s : \text{allongement relatif de l'acier : } \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

Pour notre cas :

$\sigma_s = 348\ \text{MPa}$ Pour les situations durables.

$\sigma_s = 400\ \text{MPa}$ Pour les situations accidentelles.

❖ Contrainte de traction limite de service à ELS

D'après les règles CBA 93, on distingue trois cas de fissuration :

Fissuration peu nuisible, pas de vérification : $\sigma_s \leq f_e$

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2 f_e / 3 ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj})$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(1 f_e / 2 ; 90 \sqrt{\eta} f_{tj})$

Avec :

Coefficient de fissuration tels que :

- = 1,0 pour des aciers ronds lisses.
- = 1,6 pour des aciers de H.A.

❖ Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ❖ $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ❖ $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- ❖ $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.5. Règlements de calcul

Le dimensionnement des éléments de la structure est effectuée selon :

- ✓ Règlement parasismiques algériennes (RPA2024).
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR B.C.2.2).
- ✓ Règlement neige et vent (RNV /2013).

I.6. Présentation de la méthode de calcul aux états limites

I.6.1. Définition des états Limites

Un état limite est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

I.6.2. Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur maximal de la capacité portante de la construction et dans le dépassement entraîne la ruine de la construction, On distingue :

- ✓ Etat limite de résistance de l'un des matériaux (rupture).
- ✓ Etat limite de l'équilibre statique (renversement).
- ✓ Etat limite de stabilité de forme (flambement).
- **Hypothèses de calcul à l'état limite ultime**
 - ✓ Conservation des sections planes après déformation.
 - ✓ Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
 - ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
 - ✓ Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10 ‰ ; pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
 - ✓ Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C.

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

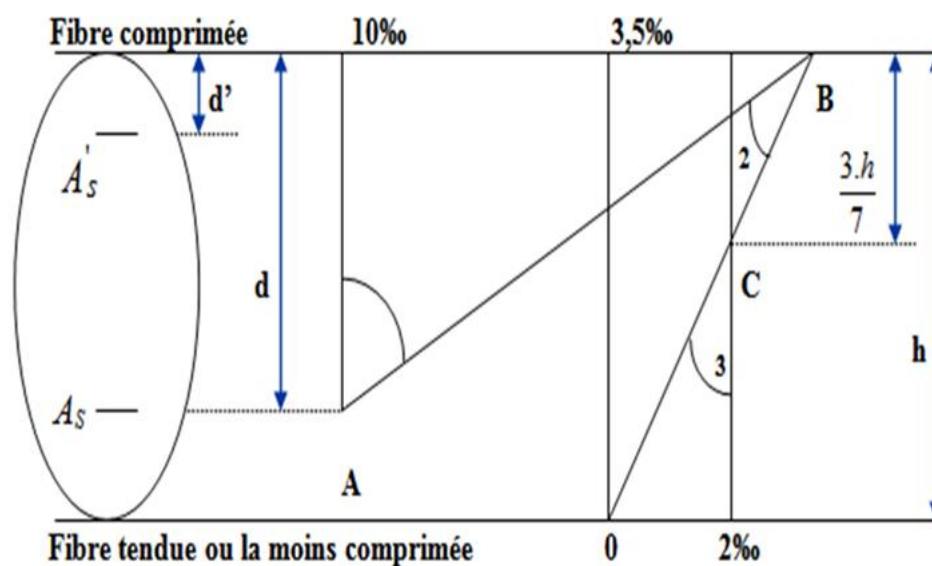


Figure I.8 : Diagramme des déformations limitent de la section. (BAEL, 91)

I.6.3. Etat limite de service

Il constitue des limites au-delà des quelle les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y'est ruine On distingue :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- ✓ Etat limite de compression du béton.
- ✓ Etat limite de déformation : flèche maximale.
- **Hypothèses de calcul à ELS**
 - ✓ Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
 - ✓ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
 - ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
 - ✓ Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 \cdot E_b$; $n = 15$), n : coefficient d'équivalence.

I.7. Actions et sollicitations

I.7.1. Définitions des actions

On appelle actions, les forces et les charges appliquées aux déformations imposées. On distingue trois types d'actions :

a) Actions permanentes (G)

Ce sont des actions continues dans l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Exemple : le poids propre.

b) Actions variables (Q)

Ce sont des actions dans l'intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. La durée d'application est très faible par rapport aux durées de vie de constructions. Les valeurs de ces charges sont fixées par le règlement, en fonction des conditions d'exploitation de la construction.

c) Actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions provenant des phénomènes qui se produisant rarement avec une faible durée d'application. Exemple : Vent, séisme...

I.7.2. Les sollicitations

Ce sont les efforts normaux et tranchants et les moments fléchissant et de torsions qui sont calculés à partir des actions en utilisant les procédés de la RDM.

I.8. Conclusion

Dans ce premier chapitre, nous avons présenté brièvement notre ouvrage ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés. Le chapitre suivant abordera les différentes étapes du prédimensionnement des éléments structuraux de la mosquée.

Chapitre II :
Prédimensionnement des éléments
structuraux.

II.1. Introduction

Le but du prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure et de déterminer une épaisseur optimisée afin d'éviter tout excès de béton et d'acier. Ces dimensions sont choisies en fonction des recommandations du **RPA 2024** et du **CBA 93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs et peuvent être ajustés après vérification lors de la phase de dimensionnement.

II.2. Les Planchers

Les planchers, quelle que soit leur nature, définissent les niveaux ou les étages d'un bâtiment. Ils assurent la transmission des charges permanentes et des surcharges d'exploitation aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres). De plus, ils participent à la transmission des efforts horizontaux.

Dans notre cas, nous avons opté pour des planchers à dalle pleine, composés d'une dalle de compression en béton.

II.2.1. Prédimensionnement de plancher à dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend principalement des conditions d'utilisation plutôt que des vérifications de résistance. Ainsi, elle est déterminée en fonction des critères suivants :

a) Condition de résistance au feu

Cette condition permet de déterminer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection adéquate contre l'incendie pour une durée moyenne :

- **7 cm** pour une résistance au feu d'une heure.
- **11 cm** pour une résistance au feu de deux heures.
- **17,5 cm** pour une résistance au feu de quatre heures.

Dans notre cas, nous optons pour une épaisseur de 17,50 cm, garantissant une résistance au feu de quatre heures, ce qui est nécessaire pour permettre l'évacuation du bâtiment en toute sécurité.

➤ b) Condition d'isolation phonique

L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm afin d'assurer une bonne isolation acoustique et thermique, notamment pour atténuer les bruits aériens.

Ainsi, nous adoptons une épaisseur de 15 cm pour répondre à ces exigences.

c) Condition de résistance à la flexion

Pour une dalle reposant sur deux côtés dont la dimension de la plus grande portée est L_y et la dimension de la plus petite portée est L_x on a :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$$

$$\frac{l}{35} \leq h \leq \frac{l}{25}$$

Pour une dalle reposant sur trois ou quatre côtés :

$$0,4 \leq \alpha \leq 1$$

$$\frac{lX}{50} \leq h \leq \frac{lX}{30}$$

Dans notre cas la dalle repose sur quatre côtés : $L = 8,80$ m Ce qui donne donc :

$$17,6 \text{ cm} \leq h \leq 29,33 \text{ cm.}$$

Nous prendrons $h = 20$ cm.

Donc nous adoptons une épaisseur $h = \max (17,5 ; 15 ; 20)$ cm On adopte : $h = 20$ cm.

Nous avons 1 Seul type de planchers.

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité la hauteur de la dalle pleine est donnée par :

$\rho = L_x / L_y \leq 0,4 \longrightarrow$ La dalle portant dans un seul sens .

$0,4 < \rho \leq 1 \longrightarrow$ La dalle portant suivant deux direction.

➤ **Block de prière**

On a : $L_x = 7,17$ m

$L_y = 8,8$ m

$\rho = L_x / L_y = 7,17/8,8 = 0,4 < 0,81 \leq 1 \longrightarrow$ La dalle portant dans deux sens.

➤ **Block d'entrée**

On a : $L_x = 5,27$ m

$L_y = 6,42$ m

$\rho = L_x / L_y = 5,27/6,42 = 0,4 < 0,82 \leq 1 \longrightarrow$ La dalle portant dans deux sens.

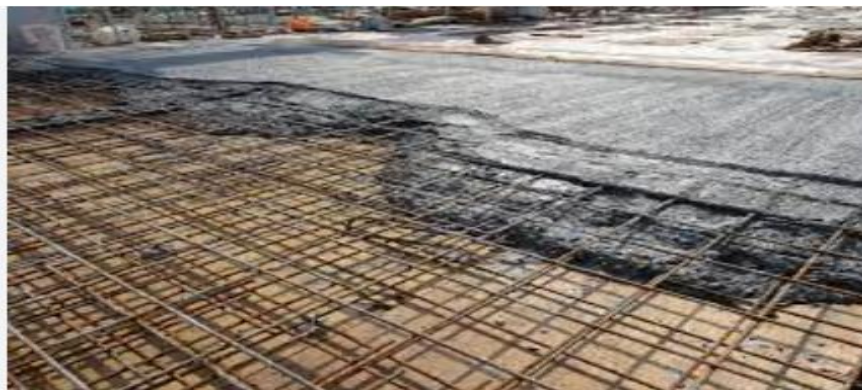


Figure II.1: travaux de coulage de dalle en béton avec armature apparente.

II.3. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé. Leur prédimensionnement s'effectue à l'aide des formules recommandées par le CBA 93, puis vérifié conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) en vigueur.

II.3.1. Prédimensionnement des poutres

➤ La hauteur de la poutre doit respecter la condition de flèche suivante :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

➤ Et la largeur est pré-dimensionnée comme suit :

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

Avec :

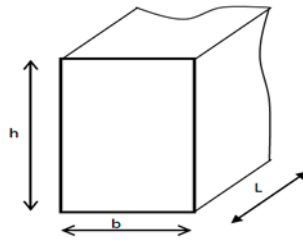


Figure II.2: Dimensions de la poutre.

L : La portée de la poutre entre nus d'appuis.

h : La hauteur de la poutre.

b : La largeur de la poutre.

Les dimensions des poutres doivent vérifiées les conditions imposées le règlement Parasismique Algériens 2024.

Pour la zone de moyenne sismicité (Zone V) selon la carte parasismique ; on a :

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

➤ **Block de prière**

a) poutre principales

$L=8,80$

$8,80/15 \leq h \leq 8,80/10 \longrightarrow 0,58 \leq h \leq 0,88$

Soit : $h = 0,65 \text{ m} = 65 \text{ cm}$.

$0,3h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 19,5 \leq b \leq 45,5$

Soit : $b = 35 \text{ cm}$.

➤ **vérification**

$b = 35 \text{ cm} > 25\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

$h = 65 \text{ cm} > 30\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

$h/b = 65/35 = 1,85 \leq 4 \longrightarrow$ condition vérifiée.

Donc ; la section de la poutre principale sera **(35 * 65) cm²**

b) poutre secondaire

$L=7,17 \text{ m}$

$7,17/15 \leq h \leq 7,17/10 \longrightarrow 0,47 \leq h \leq 0,71$

Soit : $h = 0,65 \text{ m} = 65 \text{ cm}$

$0,3h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 19,5 \leq b \leq 45,5$

Soit : $b = 40 \text{ cm}$

➤ **vérification**

$b = 40 \text{ cm} > 25\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

$h = 65 \text{ cm} > 30\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

$h/b = 65/40 = 1.62 \leq 4 \longrightarrow$ condition vérifiée.

Donc : la section de la poutre secondaire sera **(40 * 65) cm²**.

Tableau II.1 : les démentions des poutres principales et secondaires.

	L (m)	PP (cm ²)	L (m)	PS (cm ²)
Block (A)	8,8	(40*100)	7,17	(40*100)
		(40*65)	14,4	(40*80)
Block (B)	6,42	(35*50)	5,15	(35*50)
	10,49	(35*65)	7,17	(35*75)

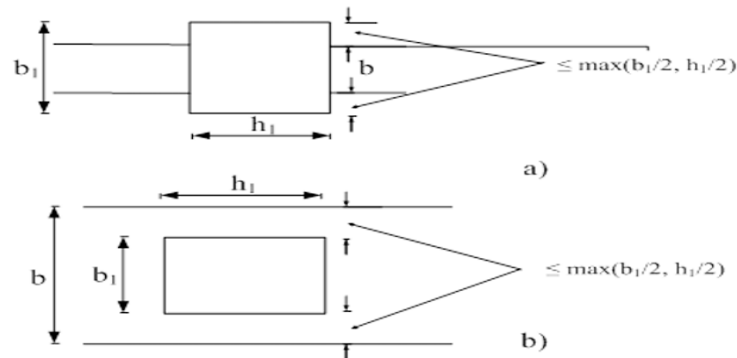


Figure II.3 : Dimension à respecter pour les poutres. (RPA, 2024)

II.4. Prédimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par l'article 7.7 du « RPA 2024».

Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent), et les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le RPA 2024 article 7.7.1 les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition : $L_w \geq \max(h_c/3, 4b_w, 1 \text{ m})$ dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

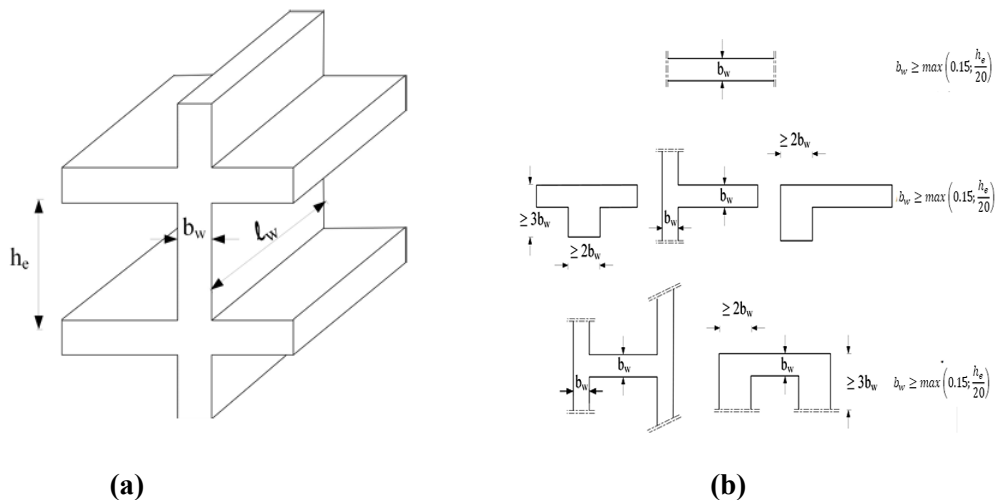


Figure II.4: (a) Coupes de voiles en élévation , (b) Coupes de voiles en plan. (RPA, 2024)

L_w : représente la longueur du voile. (Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux)).

b_w : L'épaisseur minimale, doit respecter la condition suivante : $b_w \geq \max(15 \text{ cm}, h_e/20)$.

h_e : la hauteur libre du niveau.

L'épaisseur minimale est $e_{\min} = 25 \text{ cm}$, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

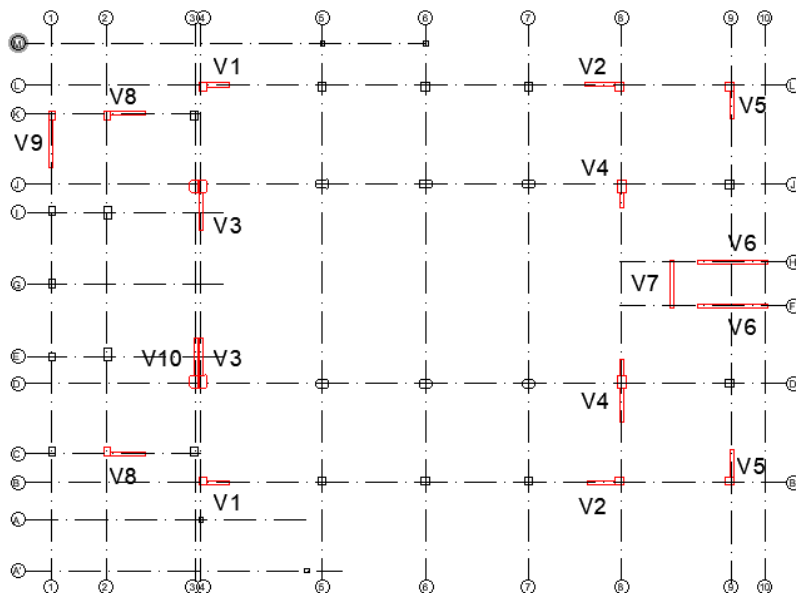


Figure II.5: emplacement des voiles.

L'épaisseur des voiles résulte de la condition ci- après :

$$h_e = 6.76$$

$$B_w \geq \max(e_{\min}; h_e/20) \longrightarrow b_w \geq \max(15; 676/20) \longrightarrow b_w \geq \max(15; 33.8) \longrightarrow b_w = 25 \text{ cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur $e = 25 \text{ cm}$, $e = 30 \text{ cm}$ pour toute la mosquée.

$$l_w \geq \max(h_e/3, 4b_w, 1 \text{ m}) \longrightarrow l_w \geq \max(676/3, 4 \cdot 25, 1 \text{ m}) \longrightarrow l_w = 225,33 \text{ cm}.$$

II.5. Décence de charges

II.5.1. Introduction

La descente de charges a pour objectif de déterminer les charges et surcharges supportées par chaque élément porteur. Elle permet également d'identifier les actions exercées sur un élément de l'ouvrage, en vue de procéder à son prédimensionnement.

- **Descente de charges des dalles**

TableauII.2: Décence de charge du plancher terrasse accessible.

Matériaux	Epaisseur(m)	ρ (kg/m ³)	G(kg/m ²)
1-Carrelage	0.02	2200	44
3. Forme de pente en béton	0.10	2200	220
4. Isolation thermique en liège	0.04	400	16
5. Plancher à Dalle pleine	0.20	2500	500
6. Enduit au ciment	0.02	1000	20
		G	800Kg/m ²
		Q	100Kg/m ²

TableauII.3: Décence de charge du plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur(m)	ρ (kg/m ³)	G(kg/m ²)
1. Gravier roulé de protection	0,05	1700	85
2. Etanchéité multicouche 4x36s	0,05	200	10
3. Forme de pente en béton	0,10	2200	220
4. Isolation thermique en liège	0,04	400	16
5. Plancher à Dalle pleine	0,20	2500	500
6. Enduit au ciment	0,02	1800	36
		G	867
		Q	100

Tableau II.4: charges du plancher logement dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur(m)	ρ (kg/m ³)	G(kg/m ²)
1- Dalle de sol	0,02	2200	44
2-Mortier de pose		2000	40
3-sable		1800	36
4-plancher à dalle pleine	0,20	2500	500
5-Enduit au ciment	0,02	1800	36
6-cloisons intérieurs	0,1	1000	100
		G	740
		Q	150

Tableau II.5: Charges du plancher dalle pleine (salle de prière/ école coranique/WC).

Matériaux	Epaisseur(m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G (kg/m ²)
1- Dalle de sol	0,02	2200	44
2-Mortier de pose		2000	40
3-sable		1800	36
4-Dalle pleine en béton armé	0,2	2500	500
5-Enduit au ciment	0,015	1800	27
6-cloisons intérieurs	0,1	1000	100
		G	740
		Q	400

II.6. Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charges. La section du poteau est calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau, la section obtenue doit vérifier les conditions minimales requises par (RPA2024) pour une zone sismique V et vérifier à l'ELS.

Les dimensions des poteaux doivent :

- 1-Respecter les critères de résistance.
- 2-Vérifier les conditions de RPA2024.
- 3-Vérifier les conditions de flambement.

Loi de dégression

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1,2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

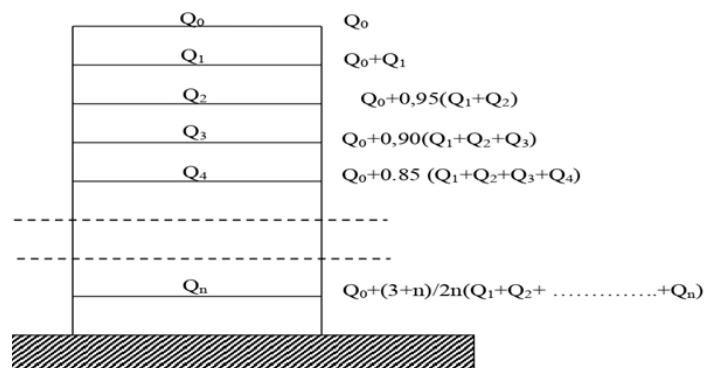


Figure II.6 : Schéma de la loi de dégression. (DTR BC 22)

II.6.1. Critère de résistance : (BAEL 91)

$$Br \geq \frac{KX\beta XNu}{\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9}\right) + 0.85 \left(\frac{A}{Br}\right) X \left(\frac{Fe}{\gamma_s}\right)} \dots \dots \dots (1)$$

D'après les règles BAEL 91 on prendra : A/ Br= 1% soit :

$$Br \geq \frac{KX\beta XNu}{\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9}\right) + 0.0085 X \left(\frac{Fe}{\gamma_s}\right)}$$

Br : Section réduite obtenue en retirant 1cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du

$$Poteau Br = (a - 2).(b - 2)cm^2 \quad a \leq b$$

θ : facteur de durée d'application des charges → θ=1

K: facteur correcteur pour la durée d'application des charges; les charges étant appliquées généralement après 90 jours ⇒ K=1

$$\text{Condition de flambement } \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots \dots \dots (2)$$

On prend λ=35 pour que toutes les armatures participent à la résistance

$$\beta = 1 + 0.2 (35/35)^2 = 1.2$$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$: Contraintes des aciers (σ s=348 MPa)

σ bc : Résistance de calcul du béton comprimée (bc =11,33 MPa), en introduisant les valeurs

Dans l'inégalité (1) on trouve : Br ≥ 0,0077NU(3)

-NU : l'effort normal de compression à l'ELU

$$Nu = 1,35NG + 1,5NP$$

NG : L'effort normal dus à charges permanentes.

NP : L'effort normal dus aux surcharges d'exploitation, qui sera calculé par la loi de dégression des surcharges d'exploitation

II.6.2. Vérification des conditions imposées par le RPA2024

- Min (b1, h1) ≥ 30cm: en zones IV, V et VI
- Min (b1, h1) ≥ lc/ 20 : quelle que soit la zone
- 1/4 < b1 / h1 < 4: quelle que soit la zone

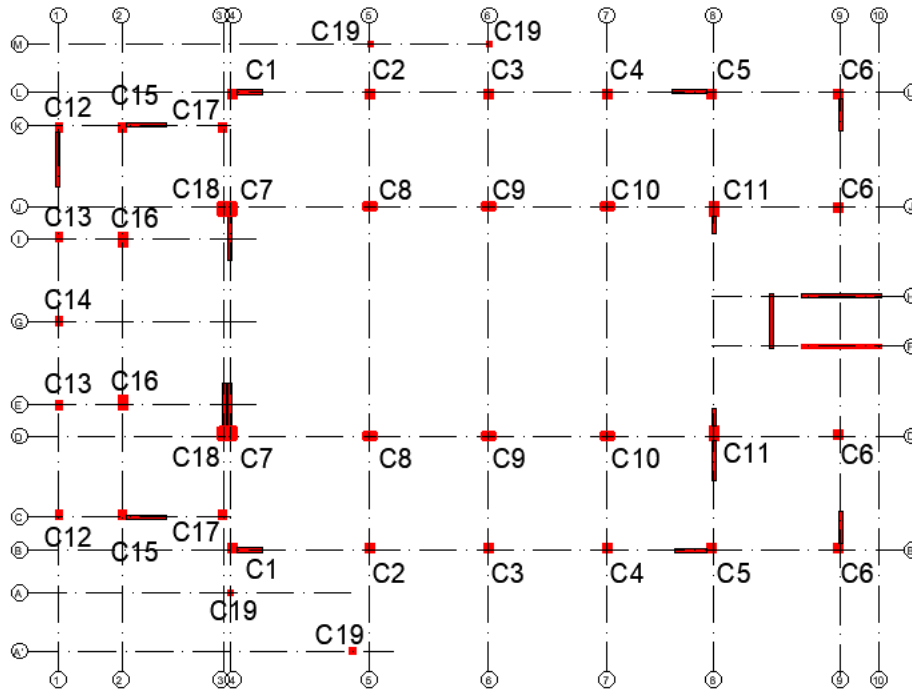


Figure II.7 : emplacement des poteaux.

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

Sous terrasse

- **Terrasse accessible**

Niveau 04: $P_0 = Q_0 = 1,5 \text{ kN/m}^2 = 1,5 \text{ kN/m}^2$

Niveau 03: $P_1 = Q_0 + Q_1 = (1,5 + 4) \text{ kN/m}^2 = 5,5 \text{ kN/m}^2$

Niveau 02: $P_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 1,5 + 0,95(2 \times 4) = 9,1 \text{ kN/m}^2$

Niveau 01: $P_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2) = 1,5 + 0,90(2 \times 4) = 8,7 \text{ kN/m}^2$

- **Terrasse inaccessible**

Niveau 04: $P_0 = Q_0 = 1 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ kN/m}^2$

Niveau 03: $P_1 = Q_0 + Q_1 = (1 + 4) \text{ kN/m}^2 = 5 \text{ kN/m}^2$

Niveau 02: $P_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 1 + 0,95(2 \times 4) = 8,6 \text{ kN/m}^2$

Niveau 01: $P_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2) = 1 + 0,90(2 \times 4) = 8,2 \text{ kN/m}^2$

- **G terrasse inaccessible = 867 Kg/m³**

$G_t = G \times S_{aff} = 867 \times 43.51 = 37027.01 \text{ kg}$

$G_{ps1} = 25 \times 0.35 \times 0.4 \times 473.75 = 1658.125$

$G_{ps2} = 25 \times 0.40 \times 0.65 \times 473.75 = 3079.375$

$G_{pp} = 25 \times 0.35 \times 0.65 \times 815.25 = 4636.734$

$G_T = G_t + G_{ps1} + G_{ps2} + G_{pp} \implies G_T = 37027.01 + 1658.125 + 3079.375 + 4636.734 = 46401.244$

- **G plancher dalle pleine (salle de prière) = 740 Kg/m³**

$G = G \times S_{aff} = 740 \times 43.51 = 32197.4$

$G_{ps} = 25 \times 0.40 \times 0.65 \times 473.75 = 3079.375$

$$G_{pp}=25 \times 0.35 \times 0.65 \times 815.25 = 4636.734$$

$$G_T = G_t + G_{ps} + G_{pp} \implies G_T = 32197.4 + 3079.375 + 4636.734 = 39913.509$$

II.6.3. Calcul des surfaces revenant à chaque Poteau

- **Exemple de calcul du poteau (C2)**

La surface afférente est:

$$S_{aff} = (4.4025 + 3.75) \times (1.75 + 3.5875) = 43.51 \text{ m}^2.$$

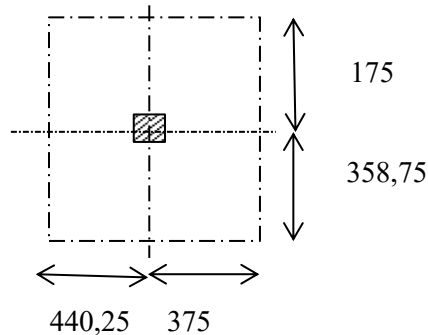


Figure II.8: Surface afférente du poteau C2.

Tableau II.6: Surface offerte aux poteaux.

Poteaux	Surfaces(m ²)
C2	43,51
C8	88,35
C14	21,29
C16	19,03
C19	16,55

Les poteaux ayant des surfaces offertes différentes, on prendra la valeur la plus importante correspondante à chaque niveau :

Les poteaux centraux: $S_1 = 88,35 \times 1,1 = 97,19 \text{ m}^2.$

Les poteaux de rive: $S_2 = 21,29 \times 1 = 21,29 \text{ m}^2.$

Les poteaux d'angle: $S_3 = 43,51 \times 1 = 43,51 \text{ m}^2.$

- **Exemple de calcul (poteau central)**

a) Surface afférente du poteau

Pour le prédimensionnement des poteaux de notre structure on prendra le poteau le plus chargé:

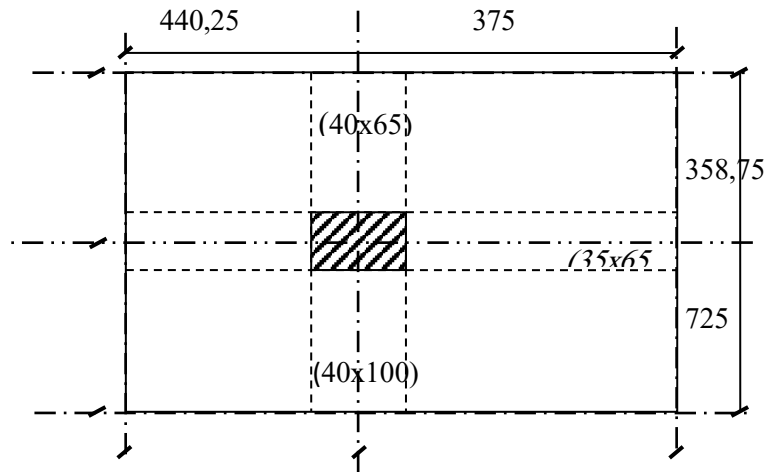


Figure II.9: Surface afférente et section des poutres du poteau C8.

✓ Poids propre des poutres principales et secondaires

$$P_{pp} = 25 \times 0,35 \times 0,65 = 5,69 \text{ kN/mL}$$

$$P_{ps} = 25 \times 0,4 \times 1 = 10 \text{ kN/mL}$$

$$P_{ps_1} = 25 \times 0,4 \times 0,65 = 6,5 \text{ kN/mL}$$

La longueur afférente de la poutre principale : **Laff (pp) = 8,15 m**

Les longueurs afférentes des poutres secondaires : **Laff (ps) = 10,84 m**

✓ Poids total des poutres principales et secondaires

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = (5,69 \times 8,15) + (10 \times 10,84) = 154,77 \text{ kN}$$

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec } \implies n = \text{Nombre d'étage (n=4)}$$

$$N_P = 1,35 \times 154,77 \times 4$$

$$N_P = 83575,8 \text{ daN.}$$

✓ Poids propre de plancher

$$G \text{ cumulé} = 86,0671 \text{ kN/m}^2 \quad P \text{ cumulé} = 1,5 \text{ N/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times G_{\text{cumulé}} + 1,5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 \times 86,067) + (1,5 \times 1,5)] \times 88,35 \implies N_{\text{plancher}} = 10464,21 \text{ kN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 (N_{\text{plancher}} + N_P)$$

$$N_u = 1,15 (10464,21 + 83575,8) \quad N_u = 11843 \text{ kN.}$$

$$B_r \geq 0,00653 N_u.$$

Tableau II.7 : les sections des poteaux C2.

Niveau	G(t)	NG(t)	Q (t)	NQ (t)	Nu(t)	Br (m ²)	B (cm ²)
4	4,640	4,640	0,15	0,15	6,489	0,242	(60x60)
3	3,991	8,631	0,55	0,7	12,7	0,3	
2	4,157	12,788	0,91	1,61	19,68	0,301	
1	5,688	18,476	0,87	2,48	28,662	0,35	

Tableau II.8 : les sections des poteaux C8.

Niveau	G(t)	NG(t)	Q (t)	NQ (t)	Nu(t)	Br (m ²)	B (cm ²)
4	8,606	8,606	0,15	0,15	11,843	0,277	(60x90)
3	7,769	16,375	0,55	0,7	23,156	0,345	
2	8,451	24,826	0,91	1,61	35,93	0,468	
1	9,223	34,049	0,87	2,48	49,686	0,532	

Tableau II.9 : les sections des poteaux C14.

Niveau	G(t)	NG(t)	Q (t)	NQ (t)	Nu(t)	Br (m ²)	B (cm ²)
2	18,377	18,377	0,86	0,86	26,099	0,299	(50x60)
1	19,946	38,323	0,82	1,68	54,211	0,3	

Tableau II.10 : les sections des poteaux C16.

Niveau	G(t)	NG(t)	Q (t)	NQ (t)	Nu(t)	Br (m ²)	B (cm ²)
4	1,734	1,734	0,1	0,1	2,49	0,16	(60x100)
3	2,082	3,816	0,5	0,6	6,052	0,39	
2	1,840	5,656	0,86	1,46	9,826	0,54	
1	2,179	7,835	0,82	2,28	13,997	0,589	

Chapitre III :
Etude des éléments non structuraux.

III.1 Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux qui jouent un rôle très important dans la structure. Ils ont pour fonction de supporter les charges verticales. Le type de plancher que nous avons utilisés est le suivants :

III.2. Planchers à dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments horizontaux en béton armé de forme rectangulaire, de dimensions L_x (petit côté) et L_y (grand côté), reposant sur 2, 3 ou 4 appuis.

III.2.1. Méthode de calcul

Le mode de fonctionnement de la dalle dépend du rapport de forme ρ , défini comme :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :

- L_x : la plus petite dimension du panneau,
- L_y : la plus grande dimension du panneau.

Selon la valeur de ρ , on distingue deux cas :

- **Si $\rho \leq 10$**
La dalle travaille dans un seul sens (le sens de la portée la plus courte). Le comportement est assimilé à celui d'une poutre large.
- **Si $0,4 \leq \rho \leq 10$:**
La dalle travaille dans les deux sens (répartition bidirectionnelle des efforts). Elle est conçue comme une dalle à flexion dans les deux directions.

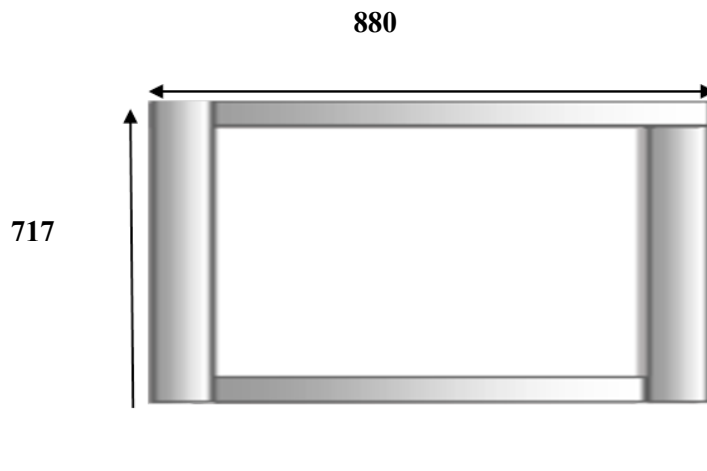


Figure III.1 : panneau sur 4 appuis. (Agboubi, 2020)

$$\Phi_{\max} \leq \frac{hd}{10}$$

Avec: $hd = 20\text{cm}$. $\Rightarrow \varphi_{\max} \leq \frac{20}{10} = 20\text{mm}$.

III.2.2. Evaluation des charges et combinaisons fondamentales

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II

on a: $G = 7400\text{N/m}^2$, $Q = 4000\text{N/m}^2$.

- **Etat limite ultime (E.L.U)**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 7400 + 1,5 \times 4000 = 15990 \text{ N/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur:

$$Q_u = q_u \times 1,00 = 15990\text{N/mL}$$

- **Etat limite de service (E.L.S)**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 7400 + 4000 = 11400 \text{ N/ m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_{ser} = q_s \times 1,00 = 11400\text{N/mL}$$

$$\rho = \frac{717}{818} = 0,81.$$

$$\mathbf{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0528. \\ \mu_y = 0,8502. \end{cases}$$

$$\mathbf{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0456. \\ \mu_y = 0,7834. \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0528 \times 11400 \times 7,17^2 = 30944,04\text{N. m.} \\ M_y = 0,8502 \times 30904,04 = 26308,63 \text{ N. m.} \end{cases}$$

ELU :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0456 \times 15990 \times 7,17^2 = 37484,49\text{N. m.} \\ M_y = 0,7834 \times 37484,49 = 29365,35 \text{ N. m.} \end{cases}$$

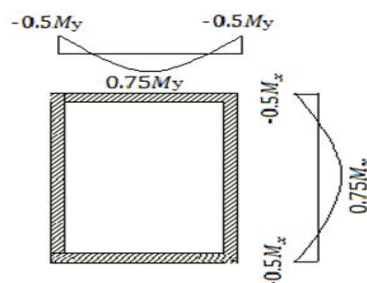


Figure III.2 : Le panneau le plus sollicitée. (BAEL, 91)

III.2.3.La réduction des moments

ELS

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 30944,04 = 23208,03 \text{ N.m.} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 26308,63 = 19731,47 \text{ N.m.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,5 \times M_x = 0,5 \times 30944,04 = -15472,02 \text{ N.m.} \\ M_{ay} = -0,5 \times M_y = 0,5 \times 26308,63 = -13154,32 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

ELU

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 37484,49 = 28113,37 \text{ N.m.} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 29365,35 = 22024,01 \text{ N.m.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,5 \times M_x = 0,5 \times 37484,49 = -18742,25 \text{ N.m.} \\ M_{ay} = -0,5 \times M_y = 0,5 \times 29365,35 = -14682,68 \text{ N.m.} \end{cases}$$

Tableau III.1: Les résultats des moments fléchissant dalle pleine.

	ELS		ELU	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
M0 (N .m)	30944,04	26308,63	37484,49	29365,35
Mt (N.m)	23208,03	19731,47	28113,31	22024,01
Ma(N.m)	15472,02	13154,32	18742,25	14682,68

III.3 .Calcul du ferrailage de la dalle pleine

D'après le tableau, on va prendre pour le calcul de ferrailage les moments fléchissant du panneau de la dalle le plus sollicité

III.3.1.Sense X-X

En travées

❖ E.L.U

$$M_{tx}^u = 28113,31 \text{ N/ml.}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées : $d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b b x d^2} = \frac{28113,31}{14,17 \times 100 \times (18)^2} = 0,061.$$

$$\mu = 0,061 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A = 0.$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,079.$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,96.$$

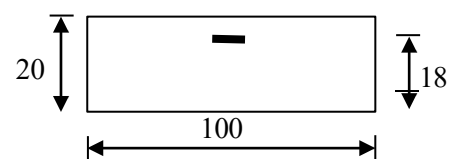


Figure III.3: Section de calcul.

- **Détermination des armatures**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \beta x d} = \frac{28113,31}{348 \times 0,96 \times 18} = 4,67 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}, A_{min}) \rightarrow A_t^u = 4,67 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Espacement maximal des armatures**

Ecartement des armatures:

$$\delta \leq \min(3h_i, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \delta \leq \min(60, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

- **Choix des armatures**

$$A \longrightarrow 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$T14 \longrightarrow e = 15\text{cm}.$$

- ❖ **E.L.S.**

Vérification à E.L.S.

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$M_{tx}^{ser} = 23208,03 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$- \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{28113,31}{23208,03} = 1,21.$$

$$- \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,21-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,405 > \alpha = 0,079.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{?} \\ \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa.} \end{array} \right\}$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

En appuis

- ❖ **E.L.U**

$$M_{ax}^u = 18742,25 \text{ N/ml}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées : $d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \beta x d^2} = \frac{18742,25}{14,17 \times 100 \times (18)^2} = 0,041.$$

$$\mu = 0,041 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,052.$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,97.$$

- **Détermination des armatures**

$$A_{ax}^u = \frac{M_a}{\sigma_s \beta x d} = \frac{18742,25}{348 \times 0,97 \times 18} = 3,08 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}, A_{min}) \rightarrow A_t = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Espacement maximal des armatures**

Ecartement des armatures:

$$\delta \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \delta \leq \min(60; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

Choix des armatures:

$$A \longrightarrow 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$T14 \longrightarrow e = 15\text{cm}.$$

- ❖ **E.L.S**

$$M_{ax}^{ser} = 15472,02 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{?} \\ \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}.$$

$$- \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{1874,25}{15472,02} = 1,21$$

$$- \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,21-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,405 > \alpha = 0,052.$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

III.3.2. Sense Y-Y

En travée

- ❖ **E.L.U**

$$M_{ty}^u = 22024,01 \text{ N/ml}.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \beta x d^2} = \frac{22024,01}{14,17 \times 100 \times (18)^2} = 0,047.$$

$$\mu = 0,047 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A=0.$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}.$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,06.$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,96.$$

- **Détermination des armatures**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \beta x d} = \frac{22024,01}{348 \times 0,96 \times 18} = 3,66 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}, A_{min}) \rightarrow A_t = 3,66 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Espacement maximal des armatures**

Ecartement des armatures:

$$\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \delta \leq \min(60; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

- **Choix des armatures**

$$A \longrightarrow 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$T14 \longrightarrow e = 15\text{cm}.$$

- ❖ **E.L.S.**

Vérification à E.L.S.

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$M_{ty}^{ser} = 19731,47 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \stackrel{?}{\Rightarrow} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}.$$

$$- \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{22024,01}{19731,47} = 1,12.$$

$$- \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,12-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,36 > \alpha = 0,06.$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

En appuis

- ❖ **E.L.U**

$$M_{ay}^u = 14682,68 \text{ N/ml}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b x b x d^2} = \frac{14682,68}{14,17 \times 100 \times (18)^2} = 0,032.$$

$$\mu = 0,032 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,041.$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,97.$$

- **Détermination des armatures**

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14682,68}{348 \times 0,97 \times 18} = 2,41 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}, A_{min}) \rightarrow A_t = 2,41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Espacement maximal des armatures**

Ecartement des armatures:

$$\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \delta \leq \min(60; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

- **Choix des armatures**

$$A \rightarrow 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$T14 \rightarrow e = 15\text{cm}.$$

- ❖ **E.L.S.**

Vérification à E.L.S.

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$M_{ay}^{ser} = 13154,32 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$- \gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{14682,68}{13154,32} = 1,12.$$

$$- \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,12-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,36 > \alpha = 0,041.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{?} \\ \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}.$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

III.3.3. Vérification des contraintes de cisaillement

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes remplies :

- La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur {article A5.2.2BAEL91}
- Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées.
- La contrainte tangentielle $\tau_u < \tau_u$

Détermination de l'effort tranchant :

$$\checkmark \tau_u = \frac{T_{Max}^U}{b \times d}$$

$$\checkmark T_{Max}^U = \max(T_X^U; T_Y^U)$$

$$\checkmark T_X^U = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4}$$

- $T_X^U = \frac{15.99 \times 7.17}{2} \times \frac{8.8^4}{8.8^4 \times 7.17^4}$
- $T_X^U = 21,69 \text{KN.}$
- ✓ $T_Y^U = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 \times l_x^4}$
- $T_Y^U = \frac{15.99 \times 8.8}{2} \times \frac{7.17^4}{7.17^4 \times 8.8^4}$
- $T_Y^U = 11,73 \text{KN.}$
- ✓ $T_{\text{Max}}^U = \max(T_X^U; T_Y^U) = \max(21.69; 11.73)$
- $T_{\text{Max}}^U = 21,69 \text{KN.}$
- ✓ $\tau_u = \frac{T_{\text{Max}}^U}{b \times d}$
- $\tau_u = \frac{21.69}{100 \times 18 \times 100} = 0,012 \text{MPa.}$
- ✓ $\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1,5 \text{MPa.}$
- ✓ $\tau_u = 0.15 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \text{MPa.}$

➤ Il n'y a pas de reprise de bétonnage. Les armatures transversales ne seront pas nécessaires.

III.3.4. Vérification de la flèche (C.B.A 93)

- $\frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20M_x^{ser}} \Rightarrow \frac{0.2}{7.17} = 0,028 < \frac{11,44}{20 \times 30.94} = 0,018 \Rightarrow$ **condition non vérifiée.**

i. Calcul de la flèche

$$J = (G - \text{Poids des murs}) \times 1 \text{ m}$$

$$J = (740 - 100) \times 1 \text{ m} = 739 \text{ daN/m.}$$

$$G = g \times 1 \text{ m} = 740 \text{ daN/m.}$$

$$P = G + Q = (740 + 400) = 1140 \text{ daN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1140 \text{ daN/ml.}$$

ii. Calcul des moments fléchissant

$$- M_g = 0.75 \times \mu_x \times G \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0528 \times 740 \times 7.17^2$$

$$M_g = 1506,49 \text{ daN.m.}$$

$$- M_j = 0.75 \times \mu_x \times J \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0528 \times 739 \times 7.17^2$$

$$M_j = 1504,45 \text{ daN.m.}$$

$$- M_p = 0.75 \times \mu_x \times P \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0528 \times 1140 \times 7.17^2$$

$$M_p = 2320,8 \text{ daN.m.}$$

iii. Module de déformation longitudinale

$$- E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{30} = 32164,20$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa.}$$

$$- E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{30} = 10818,87$$

$$E_v = 10818,87.$$

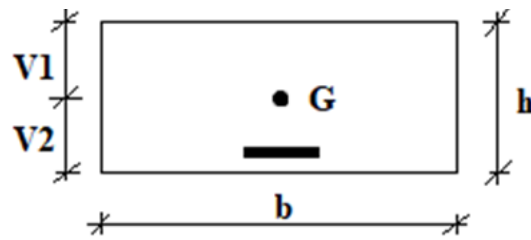


Figure III.4 : Coordonnée de centre de gravité.

$$V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A} = \frac{100 \times 20 \times \frac{20}{2} + 15 \times 3,08 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 3,08} = 10,18 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,18 = 9,8 \text{ cm.}$$

$$I_0 = b \times \frac{V_1^3}{3} + \frac{V_2^3}{3} + n \times A \times (V_2 - c)^2.$$

$$I_0 = 100 \times \frac{10,18^3}{3} + \frac{9,8^3}{3} + 15 \times 3,08 \times (9,8 - 1,5)^2 = 69721,71 \text{ cm}^4.$$

iV. Pourcentage des armatures

$$\checkmark \quad \rho = \frac{A}{b \times d_x} = \frac{3,08}{100 \times 18} = 0,0017.$$

$$\checkmark \quad \rho_1 = \rho \times 100 = 0,0017 \times 100 = 0,17.$$

➤ D'après le calcul des paramètres à l'E.L.S.

$$- \quad \beta_1 = 0,96.$$

iVI. Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{3,08}{100 \times 18} = 0,17 \quad \beta_1 = 0,96.$$

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \frac{M_t^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{1506,49}{3,08 \times 0,96 \times 18} = 28,29 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{1504,45}{3,08 \times 0,96 \times 18} = 28,26 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{2320,8}{3,08 \times 0,96 \times 18} = 43,61 \text{ MPa.}$$

a) Calcul de : μ_g ; μ_j et μ_p

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,4 \text{MPa.}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.0017 \times 28.29 + 2.1} = -0,604.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.0017 \times 28.26 + 2.1} = -0,603.$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.0017 \times 43.61 + 2.1} = 0,53.$$

$$I_f = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda \times \mu}.$$

b) Moments d'inerties fictifs

Avec : I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.4}{5 \times 0.0017} = 12,53.$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.4}{5 \times 0.0017} = 4,94.$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 69721.71}{1 + 12.53 \times -0,604} = 11676,68 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 69721.71}{1 + 4.94 \times -0,604} = 38660,86 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fj}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 69721.71}{1 + 12.53 \times -0,603} = 1078742,1 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 69721.71}{1 + 12.53 \times 0,53} = 10037,28 \text{ cm}^4.$$

c) Calcul des flèches partielles

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{1506.49 \times 7.17^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 38660.86} = 0,19 \text{ cm.}$$

$$f_g^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{1506.49 \times 7.17^2 \times 10^4}{10 \times 32164.20 \times 11676.68} = 0,21 \text{ cm.}$$

$$f_j^i = \frac{M_t^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{1504.45 \times 7.17^2 \times 10^4}{10 \times 32164.20 \times 11676.68} = 0,20 \text{ cm.}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{2320.8 \times 7.17^2 \times 10^4}{10 \times 32164.20 \times 10037.28} = 0,36 \text{ cm.}$$

d) La flèche totale

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i).$$

$$\Delta_{ft} = (0,19 - 0,21) + (0,36 - 0,21).$$

$$\Delta_{ft} = 0,13 \text{ cm.}$$

e) La flèche admissible

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad (L > 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{717}{1000} = 1,22.$$

$$f = 0,13 < \bar{f} = 1,22 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

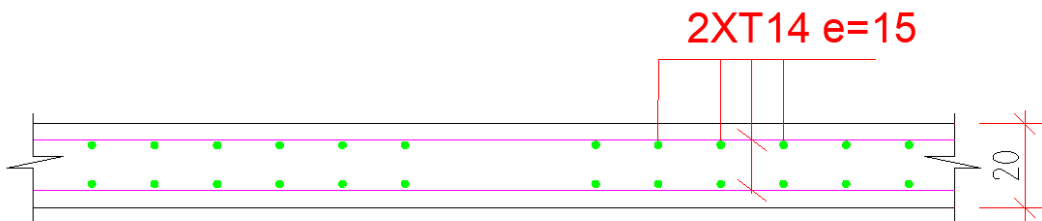


Figure III.5: Ferrailage de la dalle pleine.

III.4. Étude des escaliers

III.4.1. Introduction

Dans le cadre de la conception architecturale de notre mosquée, nous avons intégré quatre types différents d'escaliers, chacun adapté à une zone spécifique du projet en tenant compte des exigences fonctionnelles, de sécurité et d'accessibilité. Ces types sont :

- **Escalier droit sans palier**

Il s'agit d'un escalier simple constitué d'une seule volée inclinée, sans changement de direction. Il est utilisé dans les zones où la hauteur à franchir est faible et l'espace est limité.

- **Escalier à deux volées avec palier intermédiaire (retour à 180°)**

Composé de deux volées droites reliées par un palier, il permet un changement de direction complet. Ce type est couramment utilisé dans les bâtiments publics comme les mosquées pour assurer un meilleur confort de montée.

- **Escalier à deux volées avec palier d'angle (retour à 90°)**

Ce type d'escalier permet un changement de direction à 90° à travers un palier d'angle. Il est idéal pour les zones d'angle ou les cages d'escaliers étroites, en optimisant l'espace disponible.

- **Escalier à volée continue avec palier de repos incliné**

Il s'agit d'un escalier long comportant une portion inclinée servant de zone de repos. Il est adapté aux circulations longues, comme dans les minarets ou les escaliers principaux.

Chaque type a été soigneusement sélectionné et positionné dans le projet afin de répondre aux normes de circulation, de confort et de sécurité définies par les règlements de construction.

III.4.2. Élément constitutifs

La marche : Élément horizontal sur lequel on pose le pied en montant ou descendant l'escalier.

La contremarche : Élément vertical situé entre deux marches, formant la face avant de la marche.

Le giron g : Distance horizontale mesurée entre deux nez de marches successives, prise le long de la ligne de foulée (trajet moyen d'un usager).

La hauteur de marche (h) : Distance verticale entre le dessus de deux marches consécutives.

L'emmarchement : Largeur utile de l'escalier, c'est-à-dire la largeur du passage praticable entre les rampes ou les murs latéraux.

Le jour : Vide central visible en projection verticale, situé entre les extrémités intérieures des marches dans une cage d'escalier.

Le nez de marche : Partie avant de la marche qui déborde légèrement au-dessus de la contremarche.

La paillasse : Dalle inclinée en béton armé qui supporte les marches de l'escalier.

La volée : Ensemble continu de marches comprises entre deux paliers.

Le palier : Surface horizontale située à l'extrémité d'une volée, servant de repos ou de transition entre deux volées.

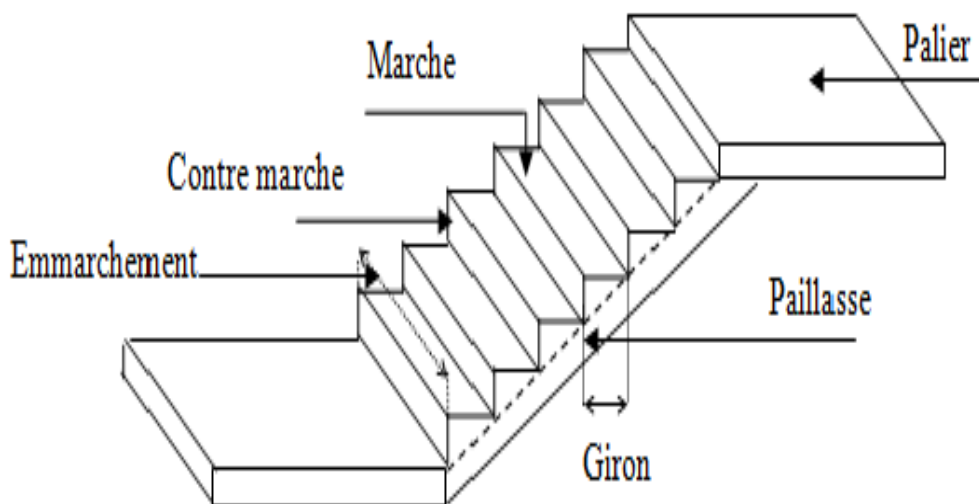
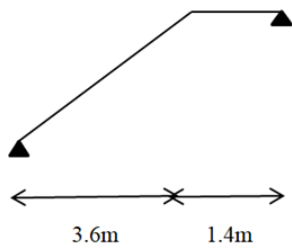


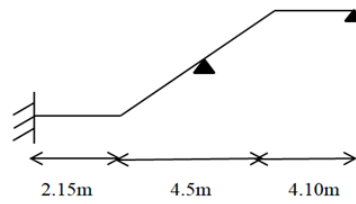
Figure III.6 : Schémas d'un escalier.

III.4.3. Dimensionnement

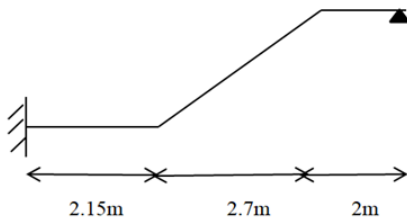
On a 4 types sont



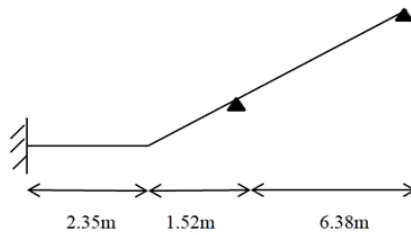
(1)



(2)



(3)



(4)

Figure III.7: Schéma statique des 4 types d'escaliers.

🚦 Type 1

1. Étude géométrique

a) Choix du nombre de marches

Hauteur du contre marche $h = 17 \text{ cm}$ ($16 \leq h \leq 18$) cm ;

Largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$ ($22 \leq g \leq 34$) cm ;

Nombre de marches $= 216 / 17 \approx 13$ marches.

b) Utilisation de la formule de Blondel

$2h + g \approx 60$ à 64 cm .

$\rightarrow 2 \times 17 + 30 = 64$.

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

c) Développement horizontal (longueur de la paillasse)

\rightarrow Nombre de girons : 12 (car 13 marches = 12 girons).

$\rightarrow 12 \times 30 = 3,6\text{m}$.

d) Longueur réelle de la paillasse (L)

Paillasse inclinée, donc :

$$\rightarrow L = \sqrt{H^2 + 3.6^2} = \sqrt{2.16^2 + 3.6^2} \approx 4.2 \text{ m.}$$

e) L'inclinaison de la paillasse

$$\text{Tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56 = 29,54^\circ.$$

f) La longueur de la paillasse

Volées

$$L = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{2.16}{\sin 29.54} = 4,38 \text{ m.} \quad L_{\text{pai}} = 4,38 \text{ m.}$$

g) Epaisseur de la paillasse: (paillasse porteuse)

Condition de résistance

$$\frac{L_{\text{pai}}}{30} < e_p < \frac{L_{\text{pai}}}{20} \Rightarrow \frac{4.38}{30} < e_p < \frac{4.38}{20}$$

D'où : $e_p = (14.6 ; 21.9) \text{ cm}$; on prendra : $e_p = 15 \text{ cm}$.

2. Décent de charge

a. paillasse

Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Dalle de sol	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
la paillasse	0.15. cos α	25	3.26
Les marches	0.17 / 2	25	2.125
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G			7.97
Q			2.5

b. palier

Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Dalle de sol	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Le palier	0.15	25	3.75
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G			5.49
Q			2.5

3. Combinaison de charges

➤ Etat limite ultime (ELU)

Paillasse: $q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 7.97 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 14,51 \text{KN/ml}$.

Palier : $q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 5.49 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 11,16 \text{KN/ml}$.

➤ Etat limite service (ELS)

Paillasse : $q_s = (G + Q)1 = 7.97 + 2.5 = 10,47 \text{KN/ml}$.

Palier : $q_s = (G + Q)1 = 5.49 + 2.5 = 7,99 \text{KN/ml}$.

❖ A l'ELU

$$Q_u \text{ Paillasse} = 14.51 \text{KN/m}^2$$

$$Q_u \text{ Palier} = 11.16 \text{KN/m}^2$$

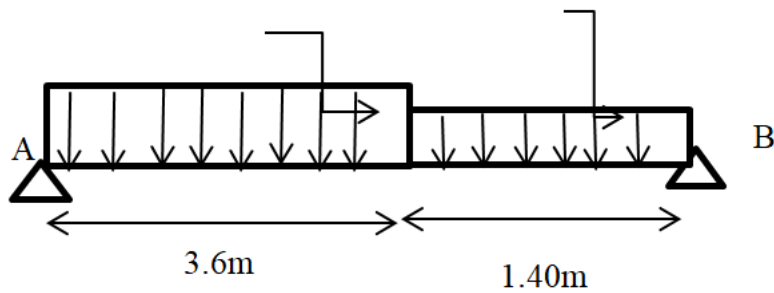


Figure III.8 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos à l'ELU.

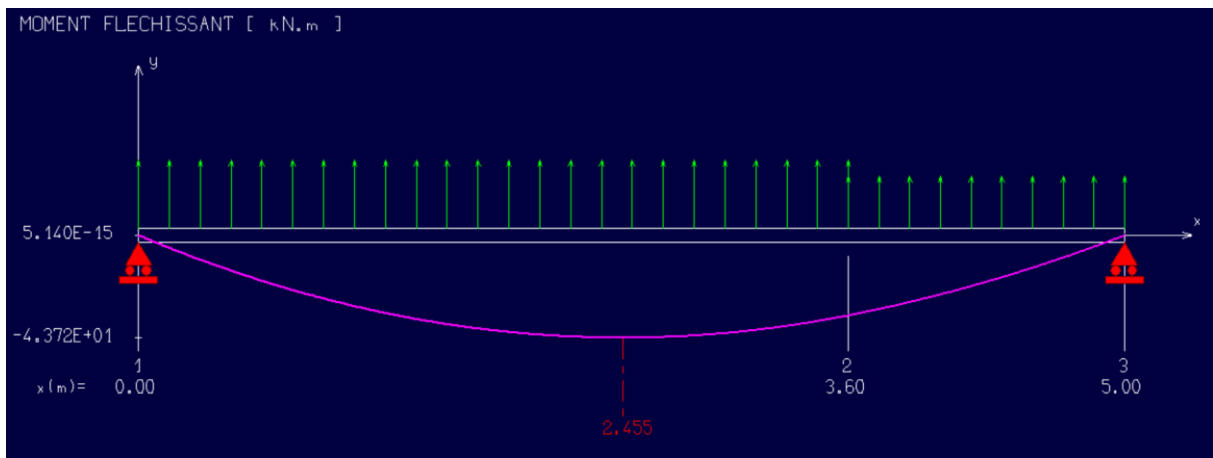
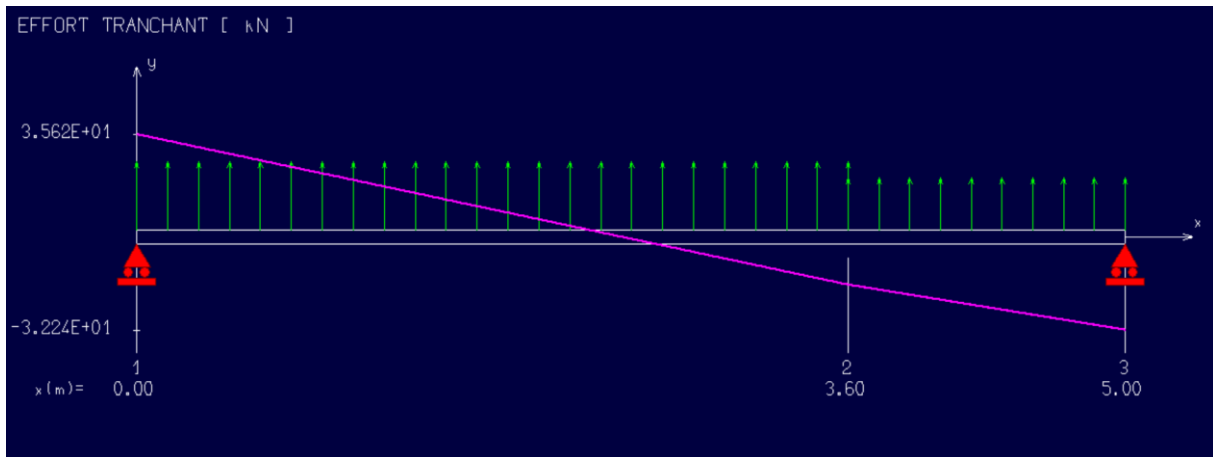


Figure III.9: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.(RDM6)



FigureIII.10: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU. (RDM6)

• Calcul du moment fléchissant maximum

$$M_{\max}^u = M(2,455) = 43,72 \text{ KN.m.}$$

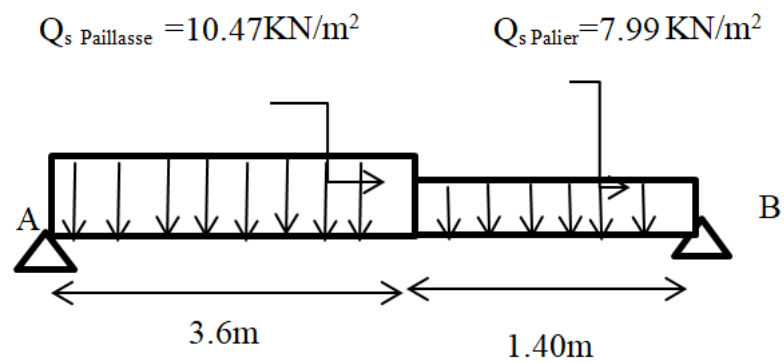
- Moment en appuis

$$M_a^u = -0,2M_{\max}^u = -8,744 \text{ KN.m.}$$

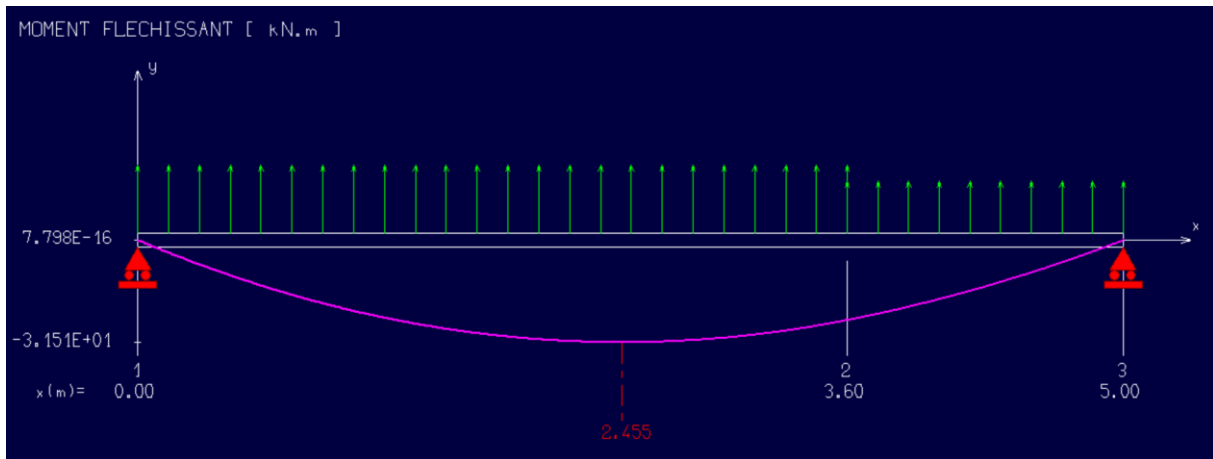
- Moment en travée

$$M_t^u = 0,8M_{\max}^u = 34,976 \text{ KN.m.}$$

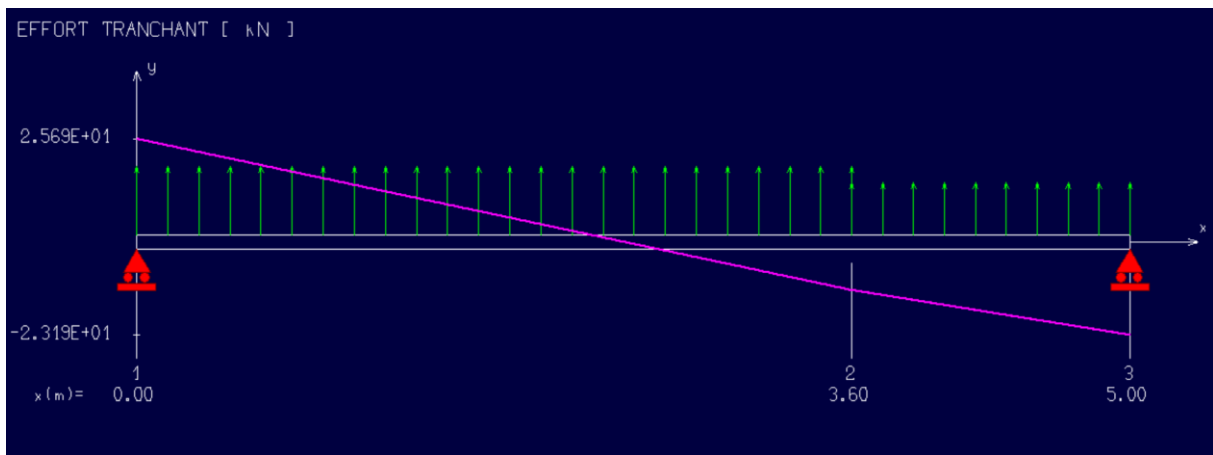
❖ A l'ELS



FigureIII.11: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos à l'ELS.



FigureIII.12 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS. (RDM6)



FigureIII.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS. (RDM6)

- **Calcul du moment fléchissant maximum**

$$M_{\max}^S = M(2.455) = 31,51 \text{KN.m.}$$

- Moment en appuis

$$M_a^S = -0.2M_{\max}^u = -6,302 \text{KN.m.}$$

- Moment en travée

$$M_t^S = 0.8M_{\max}^u = 25,21 \text{KN.m.}$$

- **Calcul du ferrailage**

- ❖ **En travée**

- **Etat limite ultime (E L U)**

$$M_t^u = 34,976 \text{KN.m.}$$

$$\left. \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

- **Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{34.976 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,076.$$

$\mu = 0,076 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,076}) = 0,099.$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,099 = 0,96.$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34.976 \times 10^3}{0,96 \times 18 \times 348} = 5,88 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 5,88 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,88}{4} = 1,47 \text{ cm}^2.$$

- **Choix des armatures**

$$A \longrightarrow 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$T12 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}.$$

➤ **Etat limite service (E L S)**

$$M_t^S = 25,21 \text{ KN.m}$$

- **Calcul et vérification des contraintes**

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$- \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^S} = \frac{34.976}{25.21} = 1,38.$$

$$- \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,49 > \alpha = 0,099 \dots \text{C.V.}$$

✚ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

❖ **En appuis**

➤ **Etat limite ultime (E L U)**

$$M_a^u = -8,744 \text{ KN.m.}$$

• **Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{8.744 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,096.$$

$\mu = 0,096 < \mu_l = 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,096}) = 0,127.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0,127 = 0.949.$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.744 \times 10^3}{0.949 \times 18 \times 348} = 1,413 \text{ cm}^2.$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times d = 0.0008 \times 100 \times 18 = 1,44 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 1,413 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1,413}{4} = 0,353 \text{ cm}^2.$$

• **Choix des armatures**

$$A \longrightarrow 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$T10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}.$$

➤ **L'état limite service (ELS)**

$$M_a^s = -6,302 \text{ KN.m.}$$

• **Calcul et vérification des contraintes**

Flexion simple

- Section rectangulaire sans A' } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}.$
- Acier FeE400
- $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{8.744}{6.302} = 1.45.$
- $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.45-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,53 > \alpha = 0,127 \dots \text{C.V}$

🚦 Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

• **Vérification au cisaillement**

$T_u^{\max} = 43,72 \text{ KN.}$

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{4372}{100 \times 100 \times 18} = 0,024 \text{ MPa.}$

- $\bar{\tau} = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right].$

- $\bar{\tau} = \min [3.33 ; 5 \text{ MPa}].$

- $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa.}$

$\tau_u = 0,024 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$

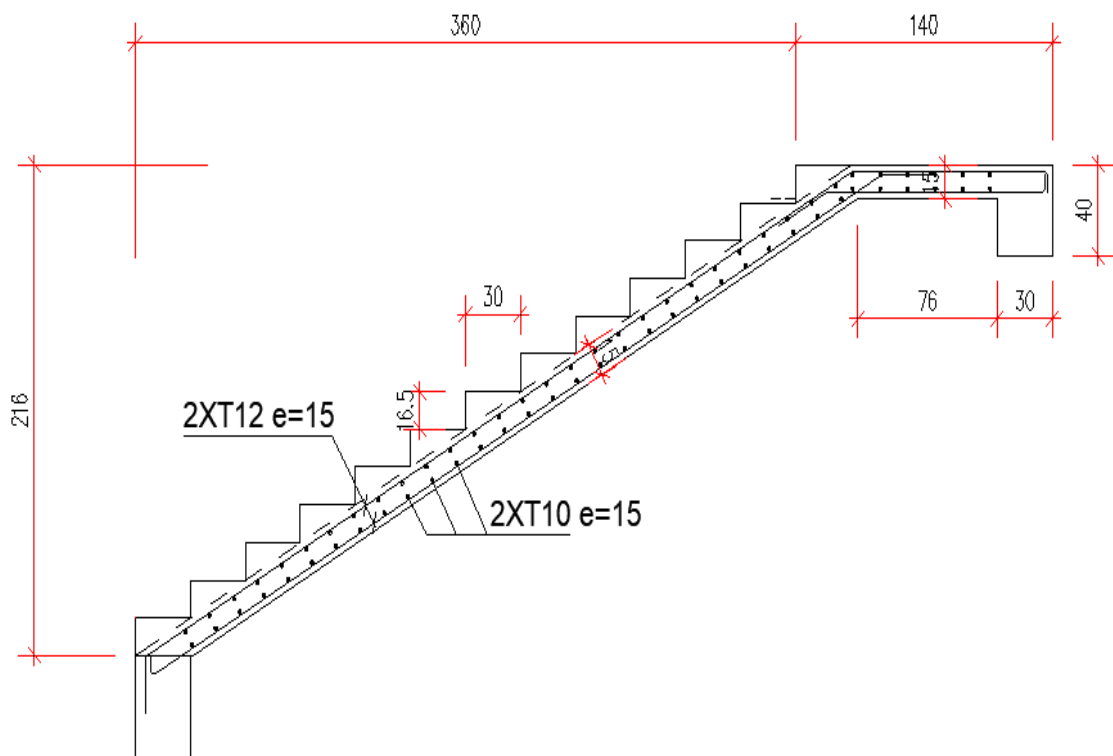


Figure III.14 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.

✚ **Type 2**

1. Étude géométrique

h	g	H	Nombre de marche	Nombre de giron	L	α	L_{pi}	ep
17	30	272	16	15	530	29,54°	550	20

2. Décent de charge

	paillasse	Palier
G (KN/m²)	8,22	6,74
Q (KN/m²)	2,5	2,5

❖ A l'ELU

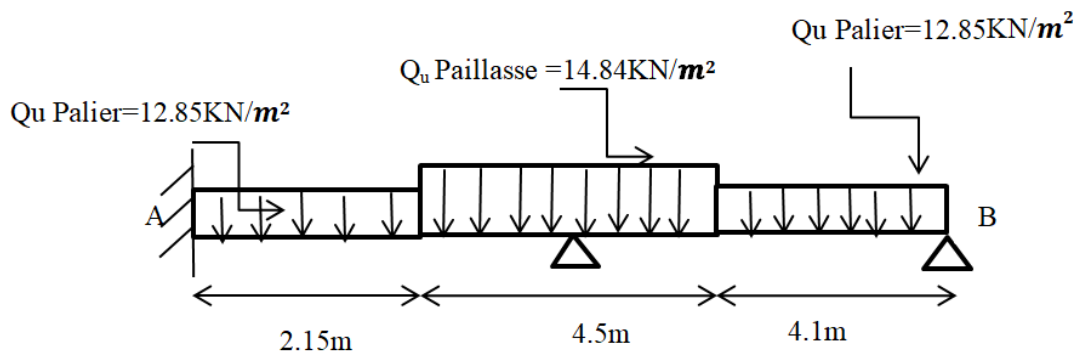


Figure III.15 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos à l'ELU.

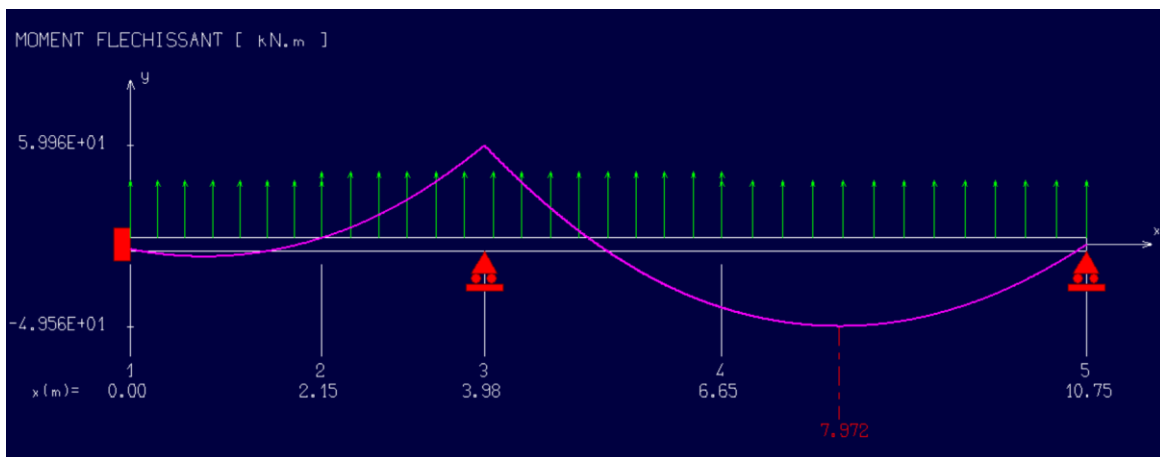


Figure III.16: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU. (RDM6)

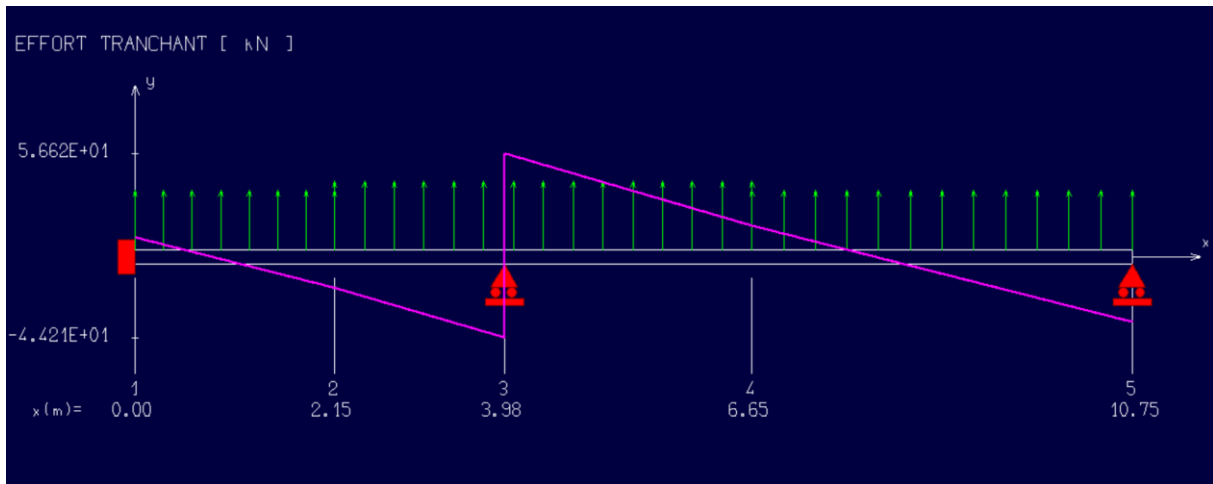


Figure III.17: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU. (RDM6)

❖ A'ELS

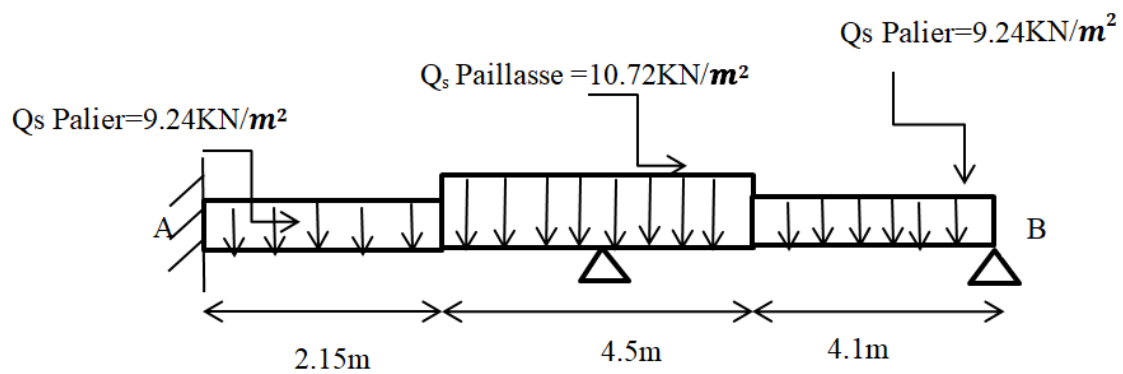


Figure III.18 : Schéma statique d'un escalier à pailleuse avec palier de repos à l'ELS.

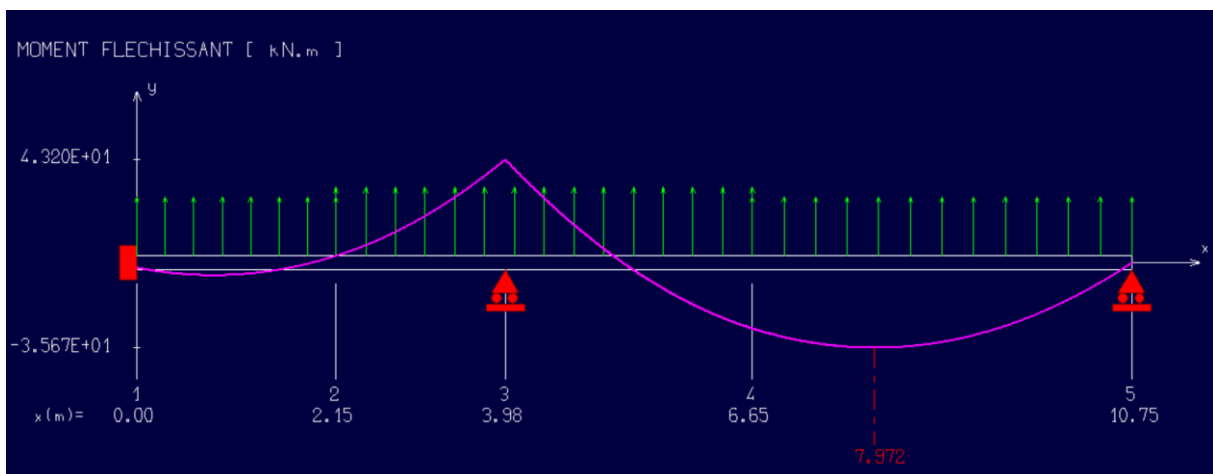
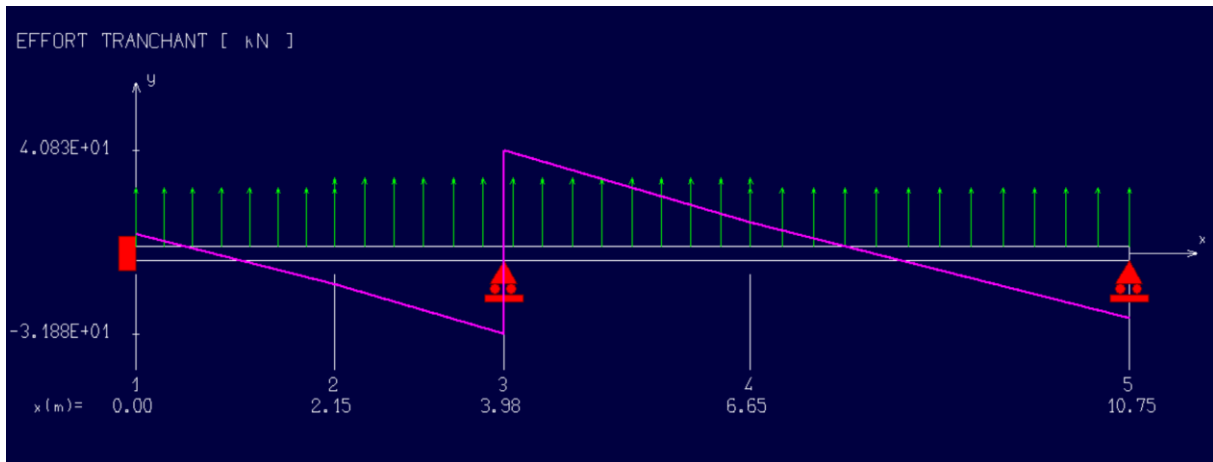


Figure III.19: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS. (RDM6)



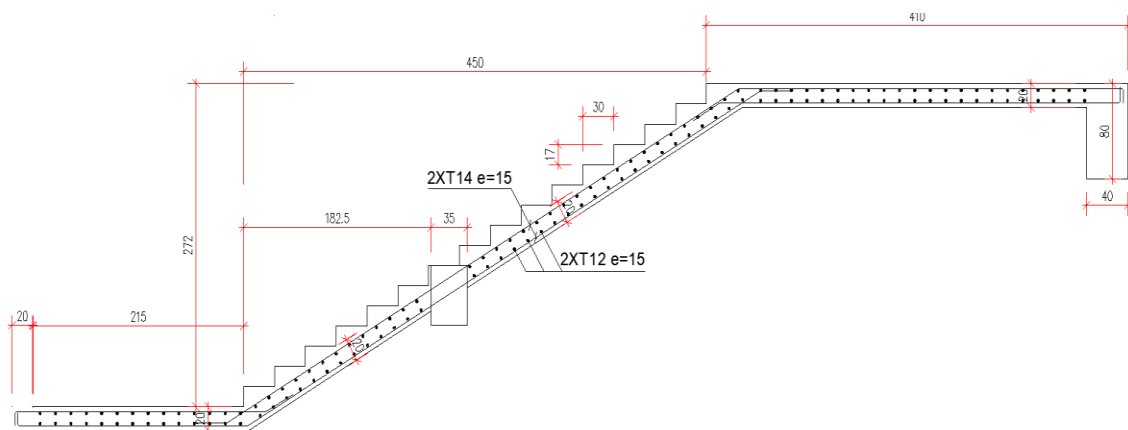
FigureIII.20: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS. (RDM6)

TableauIII.2: Tableau des moments en travée et en appuis.

	ELU (KN.m)	ELS(KN.m)
Travée	39,65	28,54
Appuis	-9,91	-7,13

TableauIII.3: Tableau de ferrailage en travée et en appuis.

	En travée (cm²)	En appui (cm²)
A calculée	1,44	1,25
A choisie	3,08	2,26



FigureIII.21 : Schéma de ferrailage de l'escalier type 2.

✚ Type 3

1. Étude géométrique

h	g	H	Nombre de marche	Nombre de giron	L	α	Lpi	ep
17	30	170	10	9	319	29,54°	350	15

2. Décent de charge

	paillasse	Palier
G (KN/m ²)	7,13	5,49
Q (KN/m ²)	2,5	2,5

❖ A l'ELU

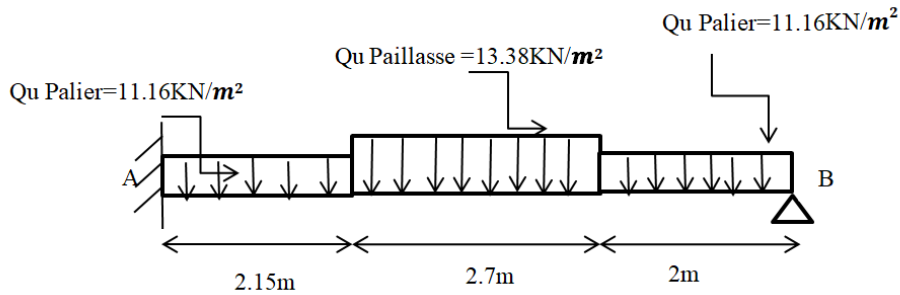


Figure III.22 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos à l'ELU.

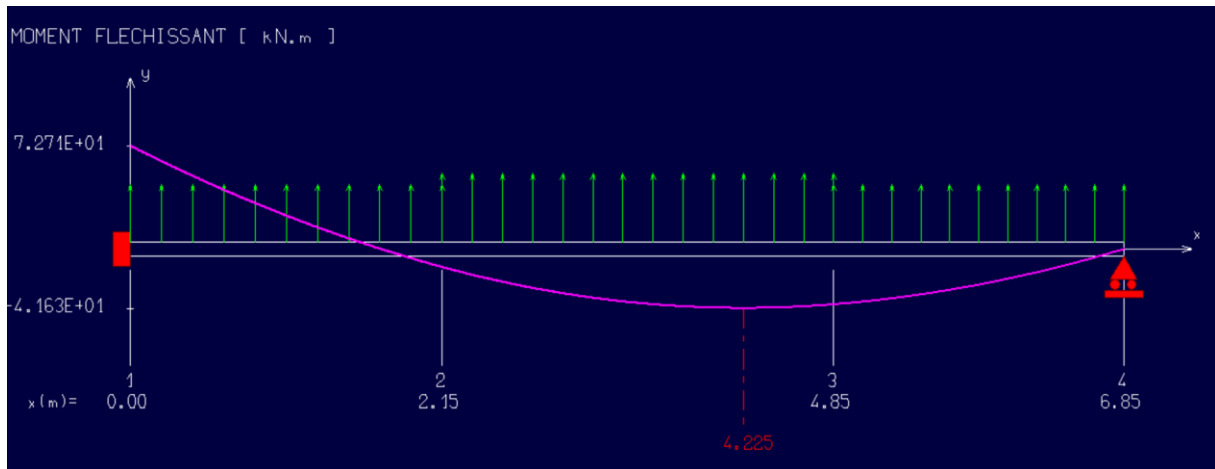


Figure III.23: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU. (RDM6)

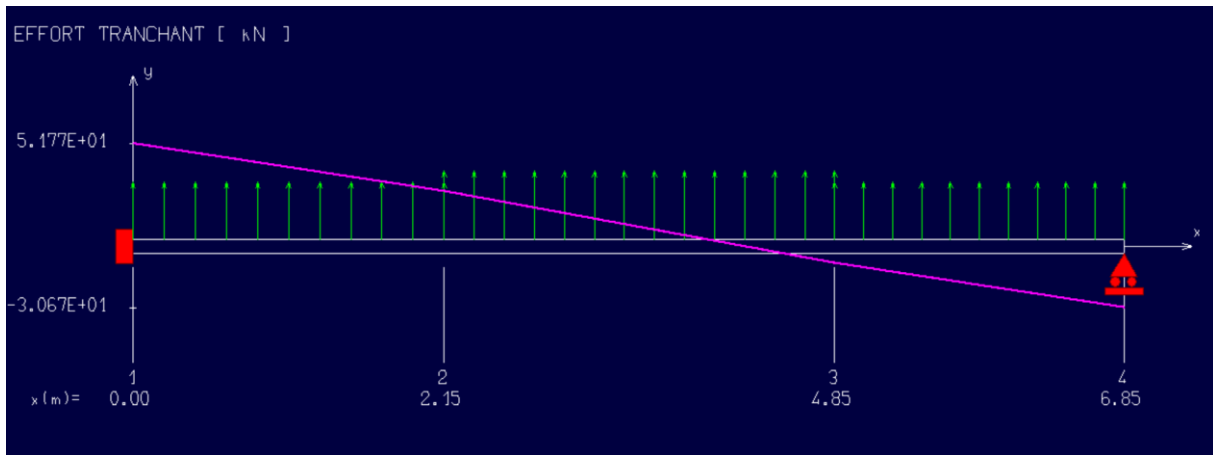


Figure III.24: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU. (RDM6)

❖ A l'ELS

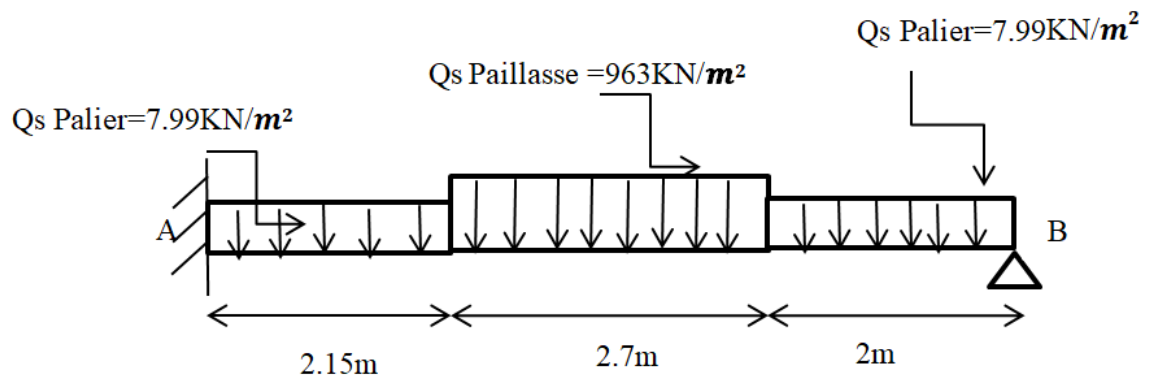


Figure III.25: Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos à l'ELS.

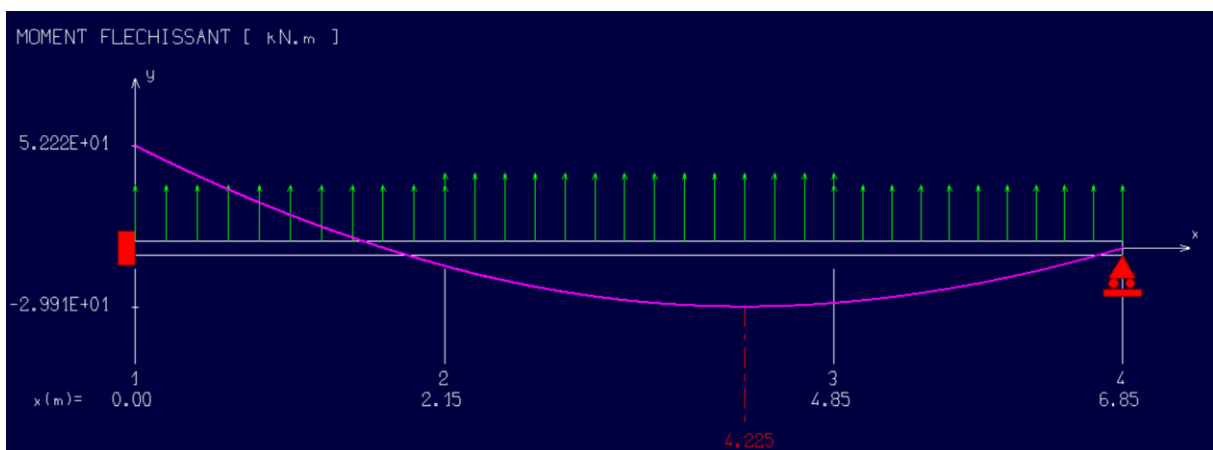
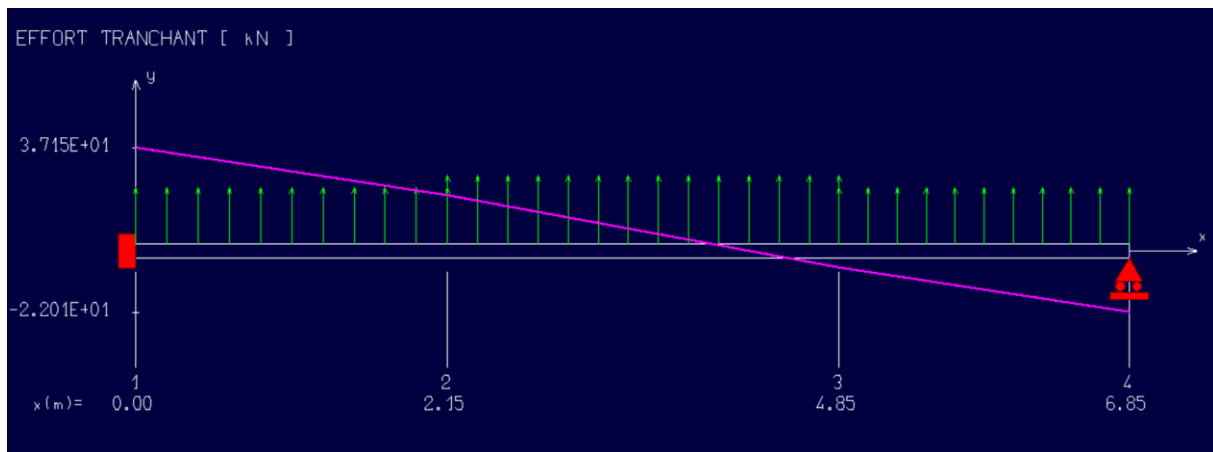


Figure III.26: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS (RDM6)



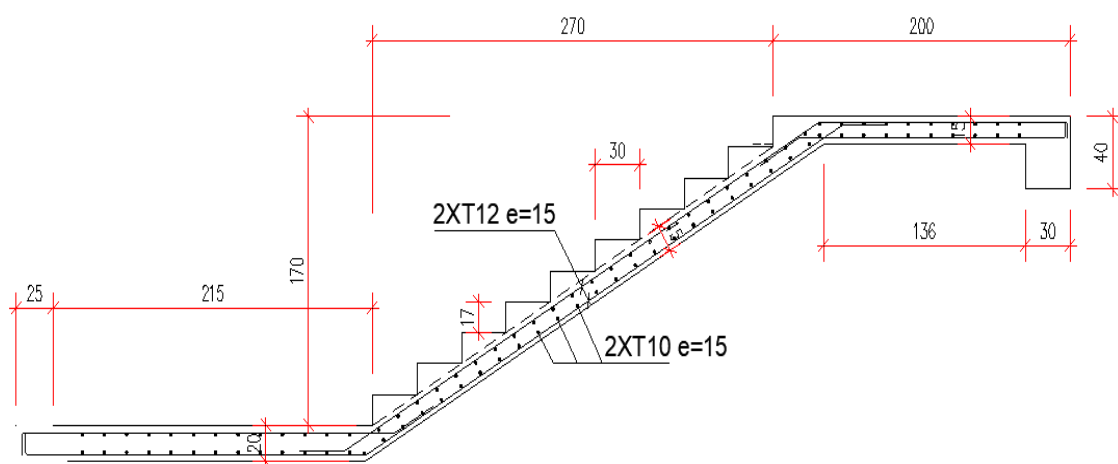
FigureIII.27: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS. (RDM6)

TableauIII.4: Tableau des moments en travée et en appuis.

	ELU (KN.m)	ELS(KN.m)
Travée	33,304	23,928
Appuis	-8,326	-5,982

TableauIII.5: Tableau de ferrillage en travée et en appuis.

	En travée (cm ²)	En appui (cm ²)
A calculée	1,12	0,49
A choisie	2,26	1,57



FigureIII.28 : Schéma de ferrillage de l'escalier type 3.

✚ Type 4

1. Étude géométrique

h	g	H	Nombre de marche	Nombre de giron	L	α	L_{pi}	ep
18	30	483,5	27	26	920	30,96°	939	15

2. Décent de charge

	paillasse	Palier
G (KN/m ²)	8,19	6,74
Q (KN/m ²)	2,5	2,5

❖ A l'ELU

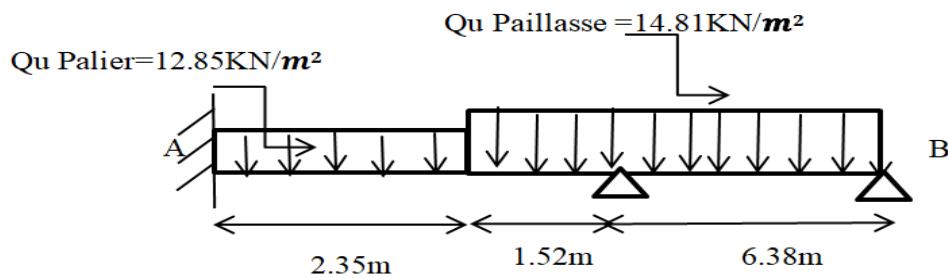


Figure III.29 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos à l'ELU.

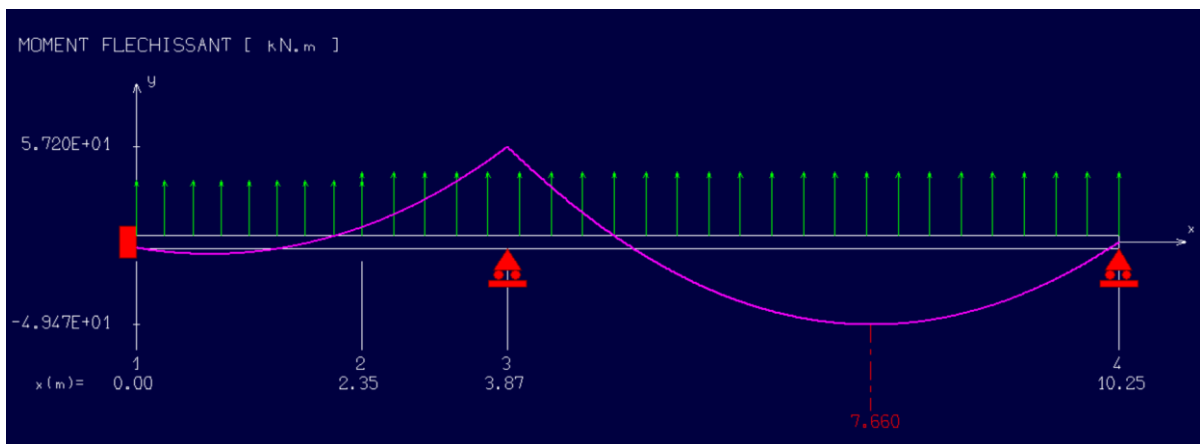


Figure III.30: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU. (RDM6)

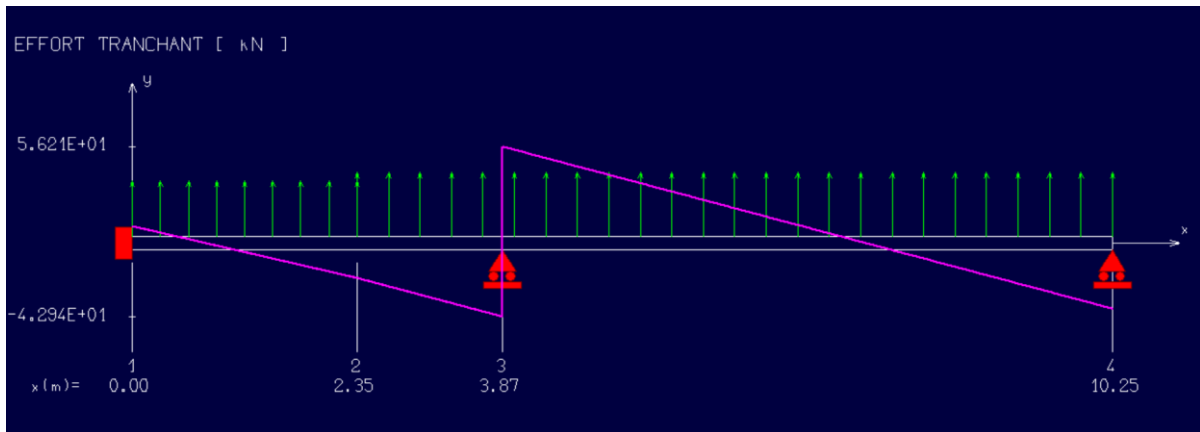


Figure III.31: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU. (RDM6)

❖ A l'ELS

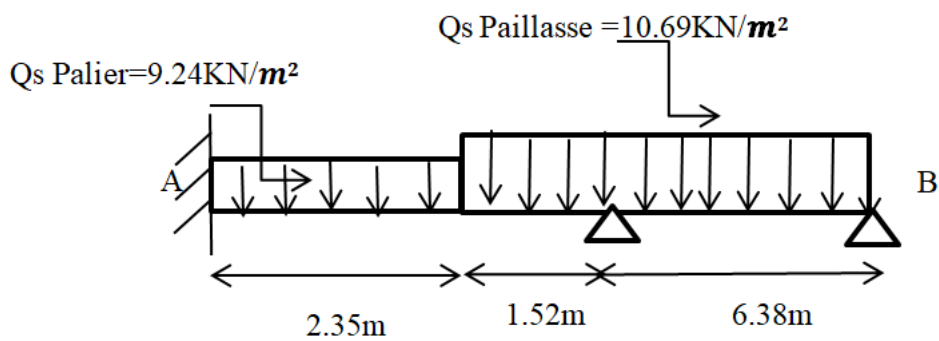


Figure III.32 : Schéma statique d'un escalier à paille avec palier de repos à l'ELS.

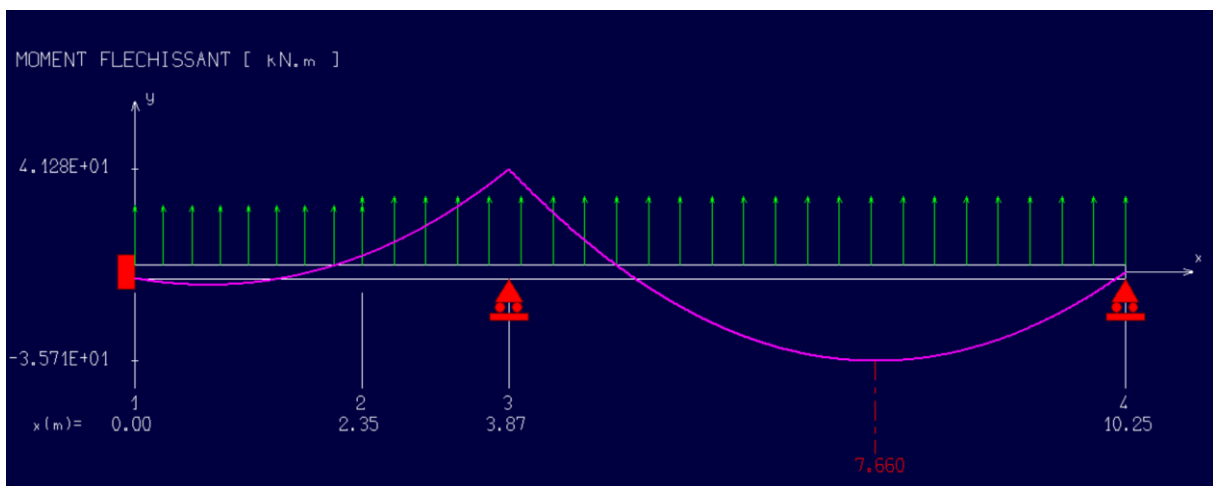
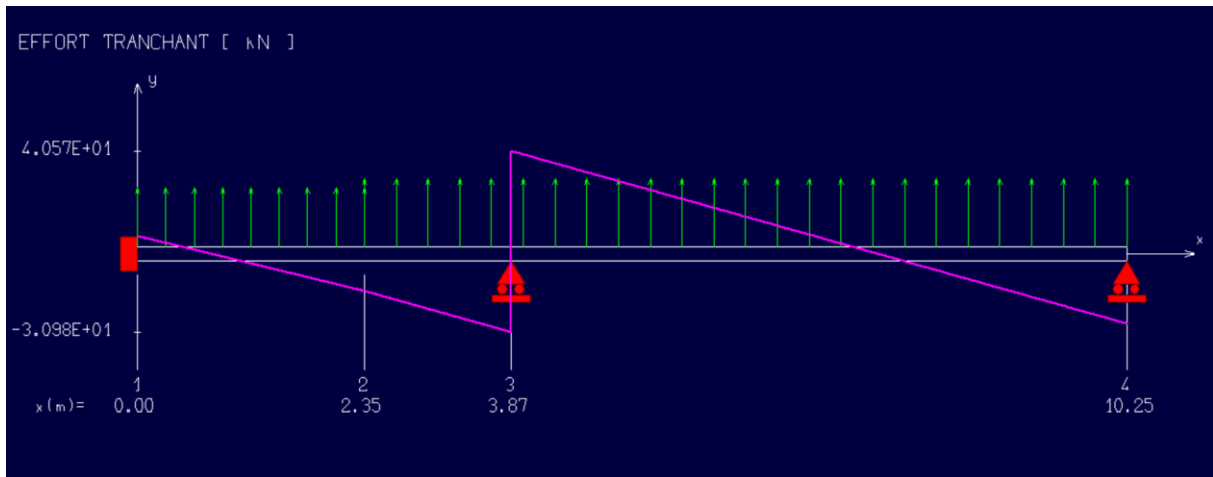


Figure III.33: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS. (RDM6)



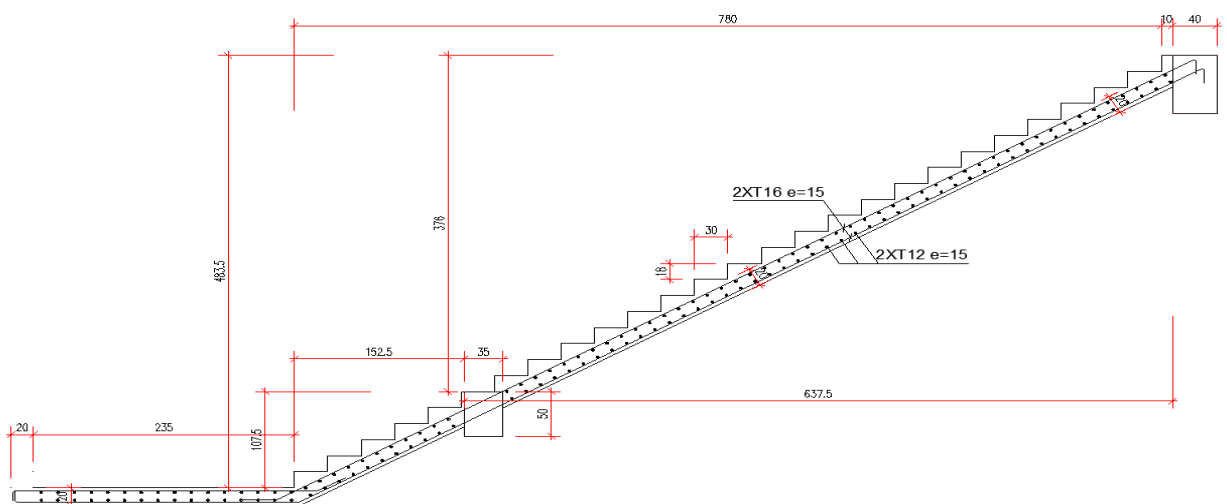
FigureIII.34: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS. (RDM6)

TableauIII.6: Tableau des moments en travée et en appuis.

	ELU (KN.m)	ELS(KN.m)
Travée	39,576	28,568
Appuis	-9,894	-7,142

TableauIII.7: Tableau de ferrillage en travée et en appuis.

	En travée (cm ²)	En appui (cm ²)
A calculée	2,21	1,20
A choisie	4,02	2,26



FigureIII.35 : Schéma de ferrillage de l'escalier type 4.

III.4.4. Etude de la poutre palière

$L = 3,6\text{m}$.

- **Pré dimensionnement de la poutre palière**

✓ $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$ (BAEL 91).

- $24 < h < 40$.

- On prend : $h = 40\text{ cm}$ et $b = 30\text{ cm}$.

- **Vérification des conditions imposées par le RPA2024**

- $b = 30\text{cm} > 25\text{ cm}$ → condition vérifiée.

- $h = 40\text{cm} \geq 30\text{ cm}$ → condition vérifiée.

- $b/h = 0,75 < 4\text{ cm}$ → condition vérifiée.

Donc la section de la poutre principale est de dimensions $(30 \times 40)\text{cm}^2$.

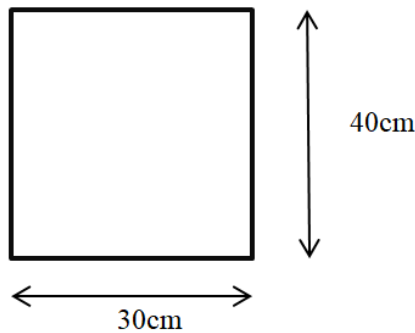


Figure III.36 : Dimension de la poutre palière.

- **Calcul du poids propre (g) de la poutre palier**

$$G = P_p + R_b + P_{\text{mur}}$$

○ Poids propre de la poutre.

$$g = \gamma_b \times h \times b = 25 \times 0,40 \times 0,30 = 3\text{ KN/ml}$$

○ Réaction de l'escalier (ELU) $R_B = 32,24\text{KN}$.

○ Réaction de l'escalier (ELS) $R_B = 23,18\text{KN}$.

○ Poids de mur

Mure brique (=18 KN/m³)

$$P_{\text{mur}} = \gamma * e * h = 18 * 0,15 * 0,4 = 1,08 \text{ KN/m.}$$

$$G = g + P_{\text{mur}} = 3 + 1,08.$$

$$G = 4,08 \text{ KN/m.}$$

- **Combinaison fondamentales**

- **ELU**

$$Q_u = 1,35 G + R_B.$$

$$Q_u = 1,35 * (4,08) + 32,24.$$

$$Q_u = 37,75 \text{ KN/ml.}$$

- **ELS**

$$Q_s = G + R_B.$$

$$Q_s = 4,08 + 23,18.$$

$$Q_s = 27,26 \text{ KN/ml.}$$

- ❖ **A L'ELU**

$$Q_u = 37,75 \text{ KN/m}$$

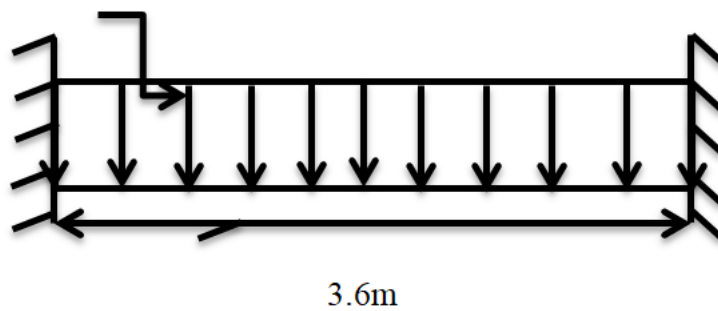
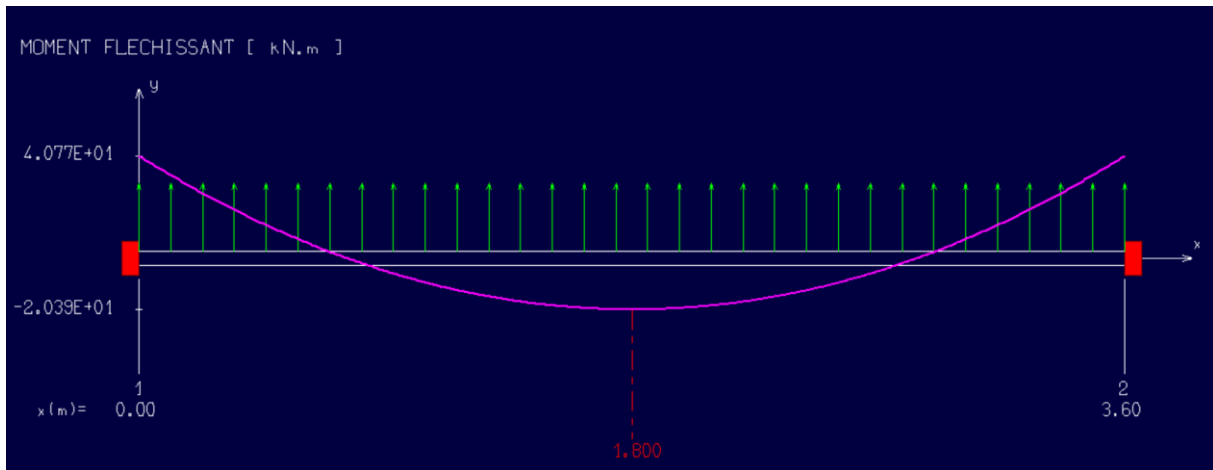
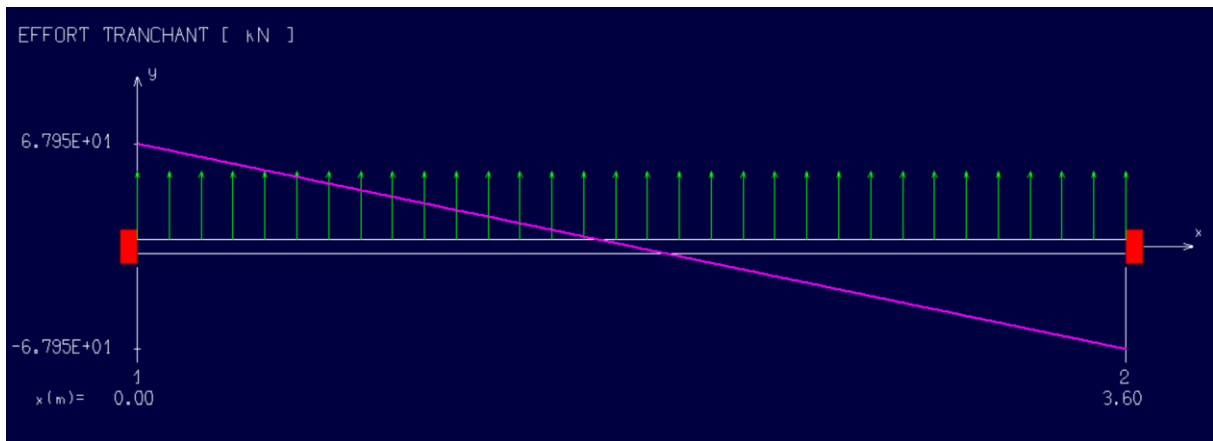


Figure III.37 : schéma statique de poutre palière à ELU.



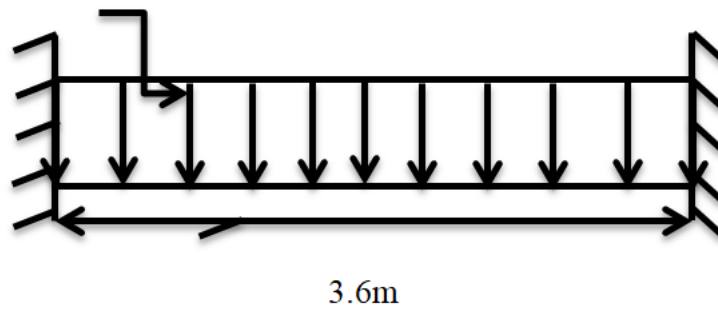
FigureIII.38: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU. (RDM6)



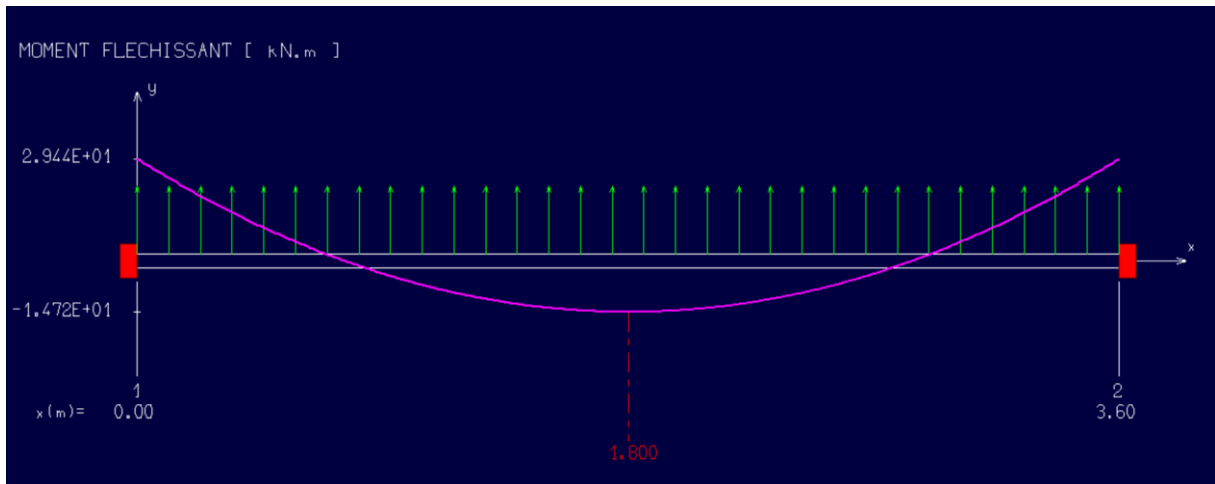
FigureIII.39: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU. (RDM6)

❖ A L'ELS

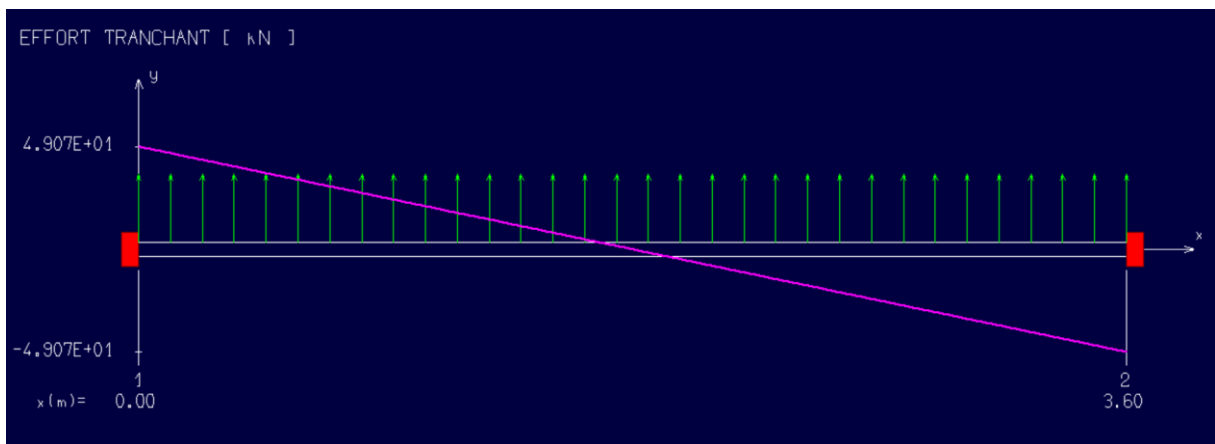
$Q_s = 27.26 \text{ kN/m}$



FigureIII.40 : schéma statique de poutre palière à ELS.



FigureIII.41: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS. (RDM6)



FigureIII.42: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS. (RDM6)

TableauIII.8: Tableau des moments de la poutre palière.

	ELU (KN.m)	ELS(KN.m)
Travée	16,312	11,776
Appuis	-4 ,078	-2,944

- **Ferraillage**

A → 2,26cm².

T12 → e=15.

III.5. Balcon

Les balcons sont considérés comme étant encastrés dans les poutres et sont calculés comme des consoles d'une largeur de 1 mètre, soumises à une charge permanente (G) et à une surcharge d'exploitation (Q). Dans notre structure, un seul type de balcon est présent.

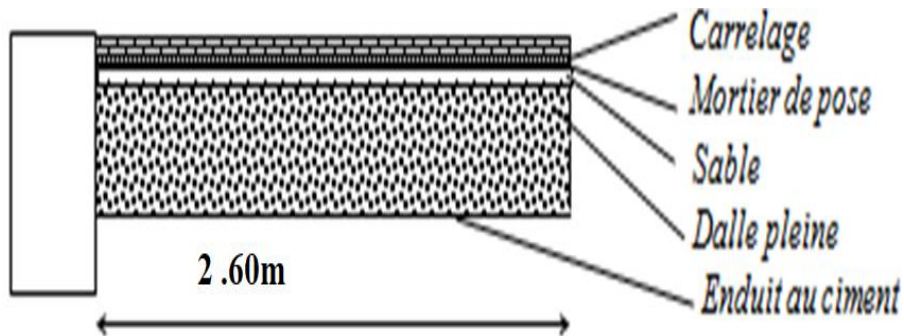


Figure III.43: coupe sur balcon.

III.5.1. Décent de charge

- 1-Carrelage + mortier de pose + sable 104 daN/m².
- 2-Dalle pleine en béton armé (20cm) 2500×0,15..... 609 daN/m².
- 3-Enduit au ciment (1.5cm) (18daN/m²/cm).....27 daN/m².

$$G = 740 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bonde de 1m de largeur:

$$\bar{G} = G \times 1.00 = 7,4 \text{ kN/m}^2.$$

Surcharges d'exploitation:

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2.$$

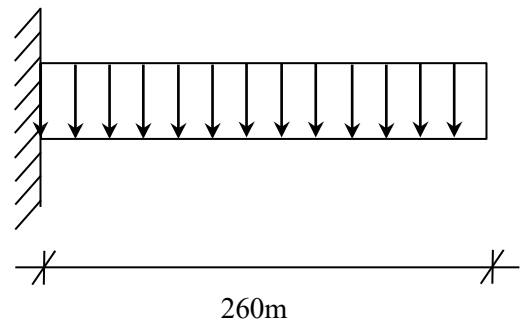


Figure III.44: Schéma statique du balcon.

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L.91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{hd}{10} \text{ avec } hd=20.$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}.$$

Donc on prendra $\phi_{\max}=15\text{mm}$.

III.5.2. Calcul de l'enrobage

$$C=a+\frac{\phi}{2} \quad C=(10+15/2)=17,5 \text{ mm.}$$

$$d=hd-c=20-1,75=18,25 \text{ cm.}$$

III.5.3. Moments fléchissant

❖ Etat limite ultime (E.L.U.)

$$M_u=-[1.35G+1.5Q] L^2/2 = -[1.35 \times 740+1.5 \times 400] 2.6^2/2.$$

$$M_u=-5404,62\text{daN.m.}$$

❖ Etat limite service (E.L.S)

$$M_{ser}=-[G+Q] L^2/2 \times 1.00 = -[740+400] 2.6^2/2.$$

$$M_{ser}=-3853,2\text{daN.m.}$$

III.5.4. Calcul du ferrailage

❖ Etat limite ultime (E.L.U.)

$$M_u=-5404,62\text{daN.m}$$

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu=\frac{M\mu}{\sigma_b b x d^2}=\frac{5404,62}{14,17 \times 100 \times 18,25^2}=0,012.$$

$$\mu=0,012 < \mu_{AB}=0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s=\frac{f_e}{\gamma_s}=\frac{400}{1.15}=348 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \alpha=1,25 \times (1-\sqrt{1-2\mu})=0,014.$$

$$\beta=1-0.4 \times \alpha=0.992.$$

$$A_u=\frac{M\mu}{\sigma_s \beta x d}=\frac{5404.62}{348 \times 0.992 \times 18.25}=0,85.$$

Condition de non fragilité: [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min}=0,0008 \times b \times h=0,0008 \times 100 \times 20=1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a=\max(A_u; A_{\min}) \Rightarrow A_t=1,6\text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$A \longrightarrow 7.7\text{cm}^2.$$

$$T14 \longrightarrow e=25\text{cm.}$$

❖ Etat limite de service (E.L.S)

$$M_{ser}=-3853.2\text{daN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} M_{ser}=-3853.2\text{daN.m} \\ \text{Flexion simple} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_c 28 = 18 \text{ MPa}$$

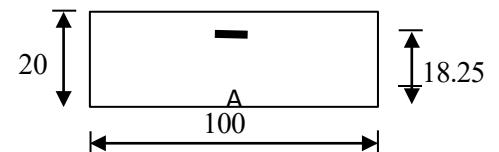


Figure III.45: section de calcul.

Section rectangulaire sans

Acier FeE400

Avec $\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{5404.62}{3853.2} = 1,40$.

$\frac{1.40-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.5 < \alpha = 0,014 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion

$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 18\text{MPa}$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

} les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues

III.5.4.1. Dessin du ferrailage

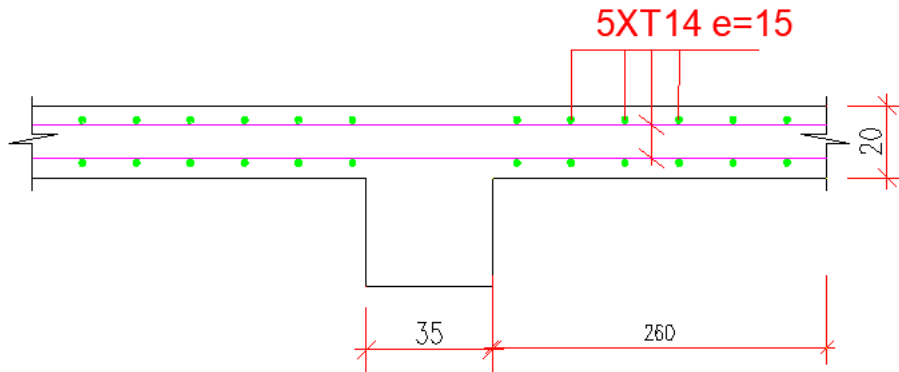


Figure III.46: dessin ferrailage de balcon.

III.6. Etude de l'acrotère

III.6.1. Définition de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé situé en périphérie de la toiture. Il remplit principalement deux fonctions :

Protéger les joints d'étanchéité contre les infiltrations d'eau de pluie ;

Assurer la sécurité des personnes en bordure de toiture.

III.6.2. Ferrailage d'acrotère

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère, assimilé à une console encastree dans la poutre du plancher de la terrasse.

La console est soumise à deux actions principales :

- Un effort vertical G dû à son poids propre ;
- Un effort horizontal Q exercé par la main courante, générant un moment de renversement M au niveau de la section d'encastrement (considérée comme la section la plus sollicitée).

Les calculs seront effectués pour une bande de 1 mètre de large avec une épaisseur de 10 cm, soit une section de calcul de $100 \times 10 \text{ cm}^2$.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

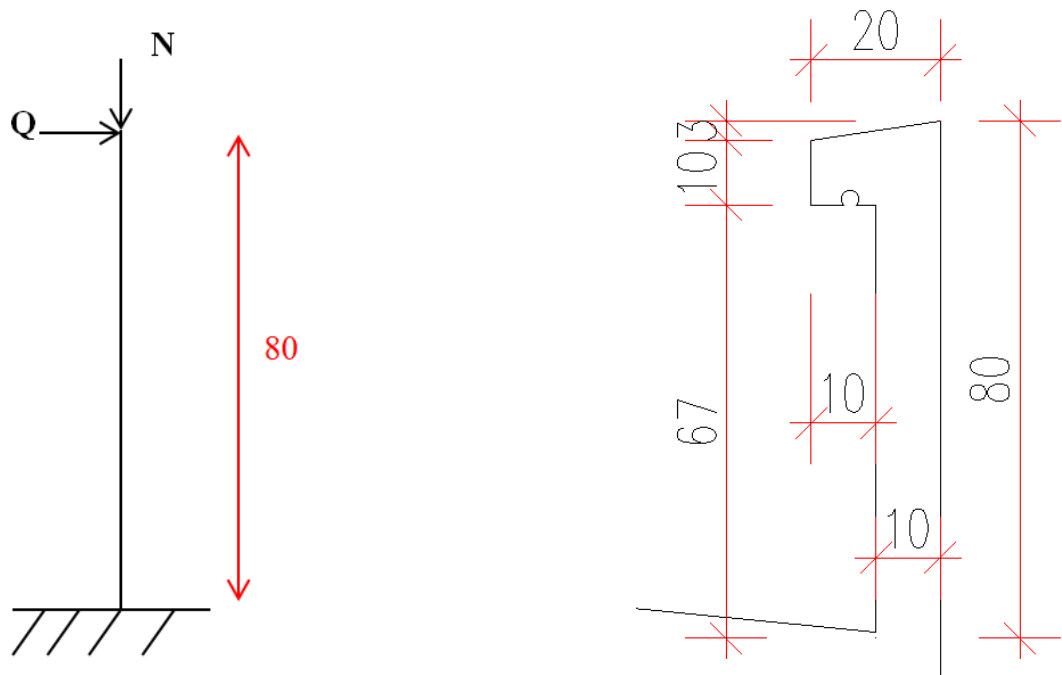


Figure III.47: schéma statique de l'acrotère.

III.6.2.1. Descente des charges

On considère une bande de 1 m de largeur.

- Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $g_{R0R} = \rho \times S$
- S : la surface transversale totale de l'acrotère
- ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$
- La surface : $S = (67 \times 10) + (10 \times 10) + \left(\frac{20 \times 3}{2}\right) = 800 \text{ cm}^2 = 0,08 \text{ m}^2$
- Poids propre de l'acrotère : $g_{R0R} = \rho \times S = 25 \times 0,08 = 2 \text{ KN/ml}$.
- Poids de l'enduit de ciment :
 $g_{R1R} = \rho \cdot P = (0,8 + 0,1 + 0,1 + 0,03 + 0,1 + 0,2) \times 0,02 \times 18 = 0,479 \text{ KN/ml}$.
- $W_p = g_{R0R} + g_{R1R} = 2,479 \text{ KN/ml}$.
- La charge d'exploitation (la main courante)

$Q = 1 \text{ KN/ml}$ (terrasse inaccessible)

III.6.2.2. Détermination des sollicitations

i. Vérification de l'effort due au séisme

Le RPA 2024 exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (Art 6.2.3) :

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

Ou :

- A : coefficient d'accélération (zone V, groupe d'usage 1B) $\Rightarrow A = 0,25$

- I : coefficient d'importance (cf. Tableau 3.10) $\Rightarrow I = 1,2$
- S : coefficient de site (cf. Tableau (3.3) ;(3.4)) $\Rightarrow S = 1,2$
- W_p : Poids de l'élément considéré $\Rightarrow W_p = 2,479 \text{KN/ml}$.
- C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le pour le consol $\Rightarrow C_p = 0,8$
- H : Hauteur totale de la mosquée à partir de la base $\Rightarrow H = 18,86 \text{m}$
- h_z : Hauteur de niveau « k » à partir de la base $\Rightarrow h_z = 3,4 \text{m}$

$$F_p = (0.25 \times 1.2 \times 1.2) \cdot 0.8 \cdot \left(1 + \frac{3 \times 3.4}{18.86}\right) \times 2.479$$

$$F_p = 1,1 \text{KN.}$$

$$M = F_p \times L = 1.1 \times 0.8 = 0,88 \text{KN.m.}$$

ii. Calcul des sollicitations

➤ ELU

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.88 = 1,32 \text{KN.m.}$$

$$N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 2.479 = \frac{3,347 \text{KN}}{\text{ml}}$$

✚ ELS

$$M_s = M = 0,88 \text{KN.m}$$

$$N_s = W_p = 2,479 \text{KN/ml}$$

III.6.2.3. Calcul de ferrailage

i. Position de point d'application de l'effort normal

✚ ELU

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.32}{3.347} = 0,39 \text{m}$$

$$e_0 = 0.39 \text{m} > \frac{h}{8} = \frac{0.1}{8} = 0,013 \text{m}$$

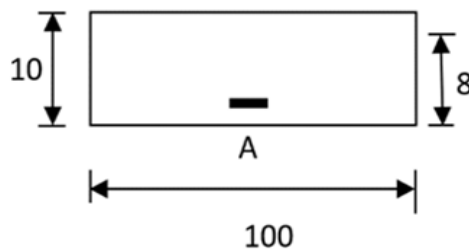


Figure III.48 : Section de calcul.

L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section.

- Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

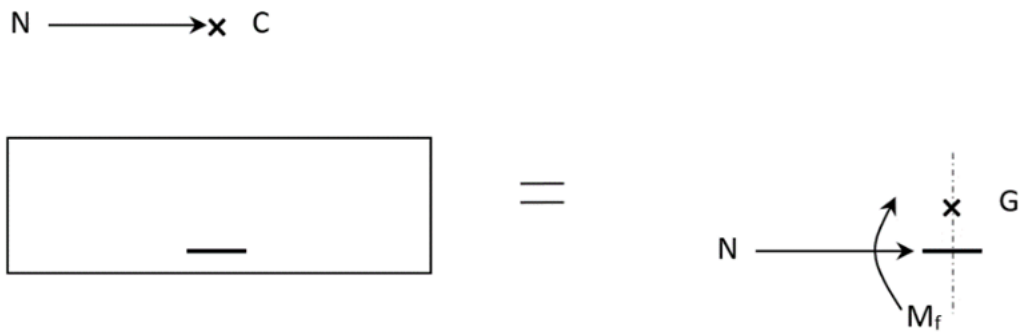


Figure III.49: sollicitations par rapport armatures tendues.

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 3.347 \times \left(0.39 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 1,406 \text{ KN.m.}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1406}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0,02.$$

$$\mu = 0.02 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' N' \text{ existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0253.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,989.$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1406}{348 \times 0.989 \times 8} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{m}_L.$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.51 - \frac{3347}{100 \times 348} = 0,41 \text{ cm}^2/\text{m}_L.$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) [B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armée d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25 cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$- A_{\min} = 0.23 \times \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} = 0,966 \text{ cm}^2.$$

$$\text{➤ } A_t = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 0,966 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures

$$A \longrightarrow 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$T10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm.}$$

Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{1.57}{4} = 0,393 \text{ cm}^2/\text{m}_L.$$

ELS

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.88}{2.479} = 0,36 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.36\text{m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0,02 = 0,03\text{m}$$

- Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Détermination des contraintes

- C : Centre de pression (point d'application) ;
- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée ;
- y2 : La distance du point C à l'axe neutre ;
- y1 = y2 + c ;
- N est un effort de compression $\rightarrow y2 > 0$ et
- C se trouve à l'extérieur de la section $\rightarrow c$ sera considéré comme négatif

1) Calcul des contraintes

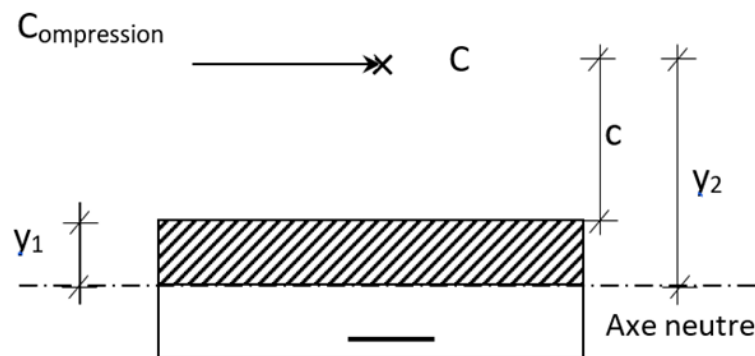


Figure III.50 : Position de centre de pression.

- $p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$
- $c = e_0 - \frac{h}{2} = 36 - \frac{10}{2}$
- $c = -31 \text{ cm}$

- $p = -3 \times (-32)^2 + \frac{90 \times 3.14}{100} \times (8 + 31)$
- $p = -2958,96$
- $q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$
- $q = -2 \times (-31)^3 - \frac{90 \times 3.14}{100} \times (8 + 31)^2$
- $q = 61014,4$

y_2 : est la solution de l'équation

- $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$
- $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$
- $y_2^3 - 2958.96 \times y_2 + 61014.4 = 0$

Donc la résolution de l'équation est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = 61014.4^2 + \frac{4}{27} \times (-2958.96)^3 = -115318461 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 61014.4}{2 \times (-2958.96)} \times \sqrt{\frac{-3}{-2958.96}} = 0.928 \Rightarrow \varphi = 158,11$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{2958.96}{3}} = 62,81$$

- $y_{21} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 62.81 \times \cos\left(\frac{158.11}{3}\right) = 38,06 \text{ cm}$
- $y_{22} = a \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 120^\circ\right) = 62.81 \times \cos\left(\frac{158.11}{3} + 120\right) = -62.3 \text{ cm}$
- $y_{23} = a \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 240^\circ\right) = 62.81 \times \cos\left(\frac{158.11}{3} + 240\right) = -24.24 \text{ cm}$
- $y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 38.06 \text{ cm}$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 38.06 - 32 = 6.06 < 10 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ D'où : $y_1 = 6.06 \text{ cm}$

ii. **Calcul du moment statique**

$$- S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (6.06)^2}{2} - 15 \times 3.14 \times (8 - 6.06) = 1744.806 \text{ cm}^3.$$

$$- k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{2479}{100 \times 1744.806} = 0.14$$

$$- \sigma_b = k \cdot y_1 = 0.014 \times 6.06 = 0.086 \text{ MPa}$$

$$- \sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.014 \times (8 - 6.06) = 0.4074 \text{ MPa}$$

➤ **L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) =$$

➤ Avec :

- FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$ et $f_e = 400\text{MPa}$

➤ **Donc :** $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63\text{MPa}$
 $\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$

✓ **Conclusion**

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

i. Vérification des contraintes de cisaillement

- $T_u^{\max} = 1.5F_p = 1.5 \times 114.6 = 171.9\text{daN}$

- $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{1719}{100 \times 8 \times 100} = 0.022\text{MPa}$

- $\begin{cases} \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa} \\ \tau_u = 0.022\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$

➤ Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

• **Remarque**

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblable.

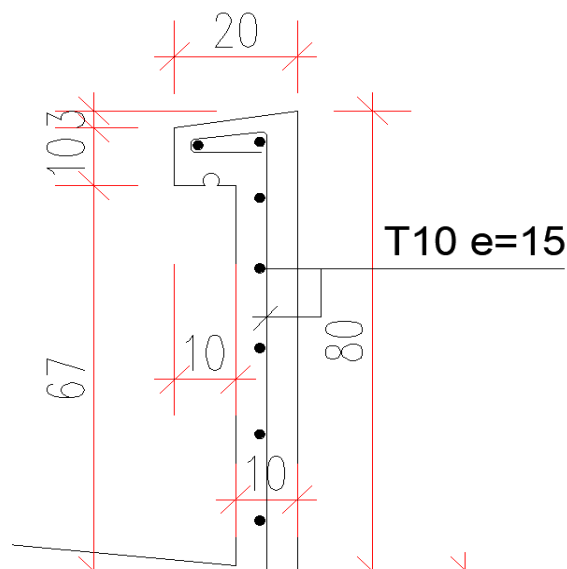


Figure III.51: dessin ferrailage de l'acrotère.

III.7. Conclusion

L'étude des éléments non structuraux dans la structure, comme les escaliers et les acrotères...etc., a pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes dans les mesures et de choisir le bon ferrailage en respectant les règlements en vigueur **BAEL91** et **RPA2024**.

Chapitre V: Etude sismique.

V.1.Introduction

Les tremblements de terre ont toujours représenté l'un des désastres naturels les plus graves auxquels l'humanité a été confrontée. Leur survenue soudaine, la violence des forces en jeu, ainsi que l'ampleur des pertes humaines et matérielles qu'ils engendrent, ont profondément marqué la mémoire collective à travers les générations.

Un séisme est un phénomène résultant du frottement et du déplacement des plaques tectoniques. Ce mouvement libère une énergie considérable, générant des efforts sismiques qui imposent aux structures des accélérations pouvant atteindre des valeurs comparables à celle de la pesanteur. Ces efforts sont de nature dynamique, c'est-à-dire qu'ils varient en fonction du temps.

Dans le cadre de cette étude, l'analyse sismique des structures sera réalisée conformément aux dispositions du Règlement Parasismique Algérien [RPA 2024].

V.2.Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif principal de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques propres. Cela se fait en analysant son comportement en vibration libre non amortie, ce qui permet d'estimer les efforts et les déplacements maximaux que la structure peut subir en cas de séisme.

Toutefois, l'étude dynamique d'une structure dans sa configuration réelle est souvent très complexe et nécessite des calculs longs et fastidieux, parfois même impossibles à réaliser manuellement. C'est pourquoi on a généralement recours à des modélisations, permettant de simplifier le problème tout en conservant une représentation suffisamment fidèle pour en permettre l'analyse.

V.3.Méthodes de calcul des forces sismique

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA version 2024 prévoit d'utiliser soit :

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

V.3.1Principe de la méthode statique équivalente

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Conditions d'application de la MSE

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

Le bâtiment étudié est classé dans le groupe d'importance 1B (lieux de culte pouvant accueillir plus de 300 personnes), et il respecte les conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur ne dépassant pas 32 mètres dans les zones sismiques IV, V et VI, conformément au tableau 4.1 du RPA 2024.

Dans le cas où le bâtiment présente une irrégularité en plan ou en élévation, l'utilisation de la méthode statique équivalente reste possible, à condition de respecter les limitations de hauteur et de nombre d'étages imposées pour les bâtiments irréguliers, selon leur groupe d'usage et leur zone sismique.

Remarque

Dans notre cas, la structure ne satisfait pas à la condition (b), car elle dépasse 3 niveaux ou 11 mètres en zone V, ce qui excède la limite autorisée pour l'application de la méthode statique équivalente aux bâtiments irréguliers du groupe 1B.

Par conséquent, la méthode statique équivalente n'est pas applicable à notre projet, et il convient d'avoir recours à une méthode d'analyse dynamique (analyse modale spectrale ou analyse par accélérogrammes), conformément à l'article 4.1.3 du RPA 2024.

V.3.2.Principedelaméthoded'analysemodale spectrale

Par cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets induits par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés afin d'obtenir la réponse globale de la structure.

- **Les hypothèses**

Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (appelés également nœuds maîtres) ;

- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte dans l'analyse ;
- Les planchers et les fondations sont considérés comme rigides dans leur plan ;
- Le nombre de modes à prendre en compte doit être suffisant pour que la somme des taux de participation modale des masses atteigne au moins 90 %.

- **Principe de la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes**

Cette méthode repose sur le même principe que l'analyse spectrale, à la différence qu'au lieu d'utiliser un spectre de réponse standard, on utilise des accélérogrammes réels enregistrés lors de séismes pour représenter l'action sismique.

V.4.Présentation du Logiciel ETABS 9.7.4 (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems)

Est un logiciel professionnel développé par la société CSI (Computers and Structures, Inc.), largement utilisé dans les domaines du génie civil, de l'ingénierie structurelle et de l'architecture, notamment pour la conception et l'analyse des structures en béton armé ou en acier. Il permet de modéliser des bâtiments en trois dimensions de manière précise et intuitive, grâce à une interface conviviale. Le logiciel intègre différents types d'analyses, allant de l'analyse statique (linéaire et non linéaire) à l'analyse dynamique, incluant l'analyse modale, spectrale, ainsi que l'analyse par accélérogrammes réels. ETABS génère automatiquement les charges gravitaires, sismiques (conformément aux normes telles que l'Eurocode ou l'UBC) et les charges de vent. Il permet également le dimensionnement automatique des armatures pour les éléments en béton tels que les poutres, poteaux et voiles. Compatible avec plusieurs plateformes BIM (comme AutoCAD, Revit et SAP2000), il est adapté à divers types de structures, notamment les immeubles à étages multiples, les tours, les mosquées et les bâtiments publics, en particulier ceux soumis à des sollicitations sismiques ou dynamiques. Grâce à ses fonctionnalités avancées, ETABS offre un gain de temps considérable, une visualisation claire des déformations, efforts internes et réactions aux appuis, tout en garantissant une vérification rigoureuse des normes parasismiques, notamment selon le RPA 2024.

V.5. Modélisation de la structure

Une structure est composée d'éléments porteurs (poutres et poteaux) reliés entre eux par des nœuds et reposant sur une fondation rigide. Il convient toutefois de souligner que ce modèle constitue une simplification mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'un ouvrage, incluant la détermination de sa période fondamentale et de ses modes propres, nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat, représentant au mieux le comportement réel du système.

Le modèle adopté est celui d'une console verticale encadrée à sa base, où les masses sont supposées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau de la structure. Les éléments porteurs (poutres et poteaux) sont modélisés à l'aide d'éléments finis de type "frame" à deux nœuds, chacun ayant six degrés de liberté (translations et rotations selon les trois axes). Les voiles sont modélisés à l'aide d'éléments coques (Shell) à quatre nœuds, tandis que les planchers sont représentés par des diaphragmes rigides, assurant la transmission horizontale des efforts. Le sens des poutrelles peut être défini automatiquement. Les dalles sont modélisées par des éléments de type dalle (slab), en négligeant les efforts membranaires.

Étapes de la modélisation

- Choix du plan de travail : la structure est modélisée en trois dimensions (3D) ;

- Définition des unités : les unités adoptées sont le kilo newton (kN) pour les forces et le mètre (m) pour les longueurs ;
- Création graphique du modèle via l'interface du logiciel ETABS ;
- Modélisation des poutres et poteaux par des éléments barres (Barres) ;
- Modélisation des voiles et des dalles pleines à l'aide de panneaux (Panneaux) ;
- Modélisation des dalles alvéolées par des éléments de type bardage (Béton 0) ;
- Définition des propriétés des matériaux, notamment celles du béton utilisé ;
- Attribution des sections et des matériaux à chaque élément de la structure ;
- Définition des conditions aux limites (encastremements, appuis, etc.) ;
- Définition des charges appliquées, réparties comme suit :
 - **Charges permanentes (G)** : incluent le poids propre de la structure, les charges permanentes réparties des planchers sur les poutres principales et secondaires, ainsi que la poussée des terres sur les voiles périphériques du sous-sol ;
 - **Charges d'exploitation (Q)** : correspondent aux charges d'usage réparties des planchers vers les poutres ;
 - **Charges sismiques (E)** : comprennent les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et l'application du spectre de réponse sismique selon les trois directions principales (X, Y, Z).
- Définition des combinaisons de charges selon les exigences normatives en vigueur.

$$ELU=1,35 G + 1,5 Q.$$

$$ELS= G + Q.$$

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{cases}$$

Où

$$E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey$$

$$E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey$$

Si l'action verticale doit être prise en compte, les combinaisons deviennent :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E3 \\ G + \psi \cdot Q + E4 \\ G + \psi \cdot Q + E5 \end{cases}$$

Avec

$$\begin{cases} E3 = \pm Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez \\ E4 = \pm 0.3Ex \pm Ey \pm 0.3Ez \\ E5 = \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey \pm Ez \end{cases}$$

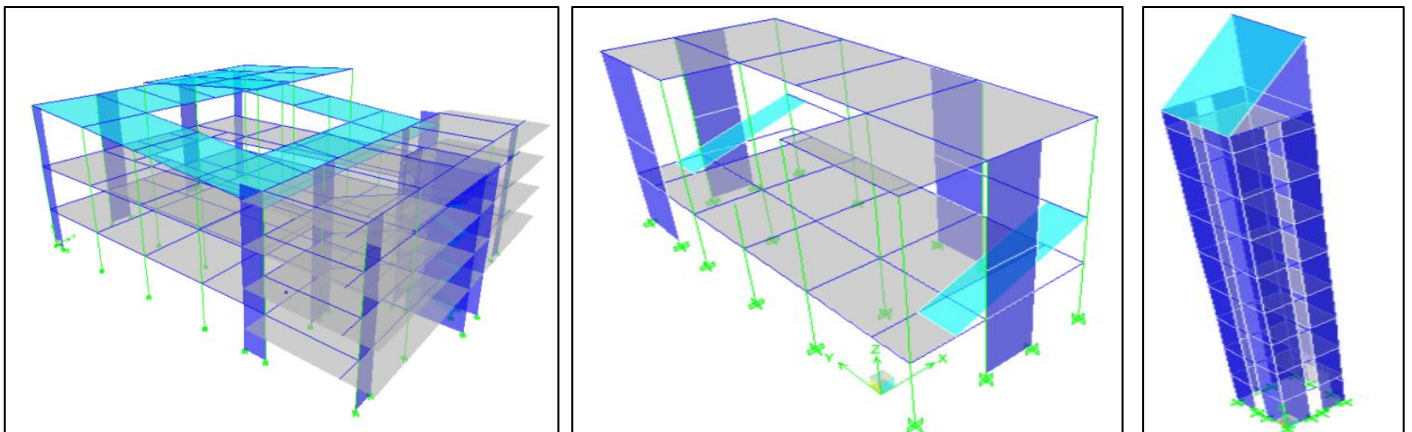
$$\Psi=0.6.$$

Tableau V.1: Les valeurs du Coefficient d'accompagnement.

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	-Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	-Bâtiments recevant du public temporairement	
2a	-Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0.30
2b	-salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3	-Entrepôts, hangars	0.50
4	-Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	-Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse
- Détermination des résultats et
- Interprétation des résultats.

La modélisation de la structure réalisée par ETABS est représentée sur la Figure V.1.



1-Bloc de prière.

2- Bloc d'entrée.

3-Minaret.

FigureV.1: 3-D de la mosquée modéliser par ETABS.

V.6.Résultats de la modélisation numérique

Dans notre cas, la structure étudiée est une mosquée implantée en zone sismique V, classée dans le groupe d'importance 1B (lieux de culte recevant plus de 300 personnes). Cette structure dépasse la hauteur limite autorisée de 11 mètres ou 3 niveaux pour l'application de la méthode statique équivalente, en raison de son irrégularité et de sa hauteur importante. Par conséquent, toutes les conditions exigées par le RPA 2024 pour l'utilisation de cette méthode ne sont pas réunies. Il est donc nécessaire d'adopter une méthode d'analyse dynamique, notamment l'analyse modale spectrale, telle que définie dans l'article 4.1.3 du RPA 2024.

$$S_a/g = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

D'où :

A:coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

T : Période fondamentale de la structure.

S_a : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2 .

Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

D'après un fichier Excel élaboré par le Pr. Abdelatif Megnounif, il est possible d'introduire tous les paramètres sismiques liés à la zone où la mosquée est implantée.

Calcul des différents spectres - RPA 2024

abdellatif-megnounif.com Mes cours IRPA2024

Type du spectre		Spectre Elastique Spectre Calcul Spectre déplacements				
Direction du spectre	Horizontal					
Données du projet		Données du spectre				
Type de matériau	Beton	Spectre de Calcul Horizontal				
Zone	V	A	I	S	Ksi (%)	5,00
Type de site	S1	0,25	1,20	1,00	1,00	5,00
Groupe d'importance	1B	R	Qf	T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)
Système de contreventement	Mixte-equivalent ossature avec remplissage	3,50	1,50	0,100	0,400	2,000
Catégorie de pondération	a					
Valeur de l'amortissement (%)	5					
Type de contreventement pour la valeur de CT						
Ossatures spatiales en BA sans remplissage en maçonnerie						
facteur de qualité Qf						
Régularité en plan	Obs					
Régularité en élévation	N/obs					
Conditions minimales sur le nombre étage	N/obs					
Conditions minimales sur les travées	N/obs					
t(s) S_a/g						

Spectre de Calcul Horizontal

Paramètre	Valeur
Accélération spectrale maximale (à T=0)	0,35
Accélération spectrale à T=0,2s	0,32
Accélération spectrale à T=1s	0,15
Accélération spectrale à T=2s	0,08
Accélération spectrale à T=3s	0,05
Accélération spectrale à T=4s	0,03
Accélération spectrale à T=5s	0,02

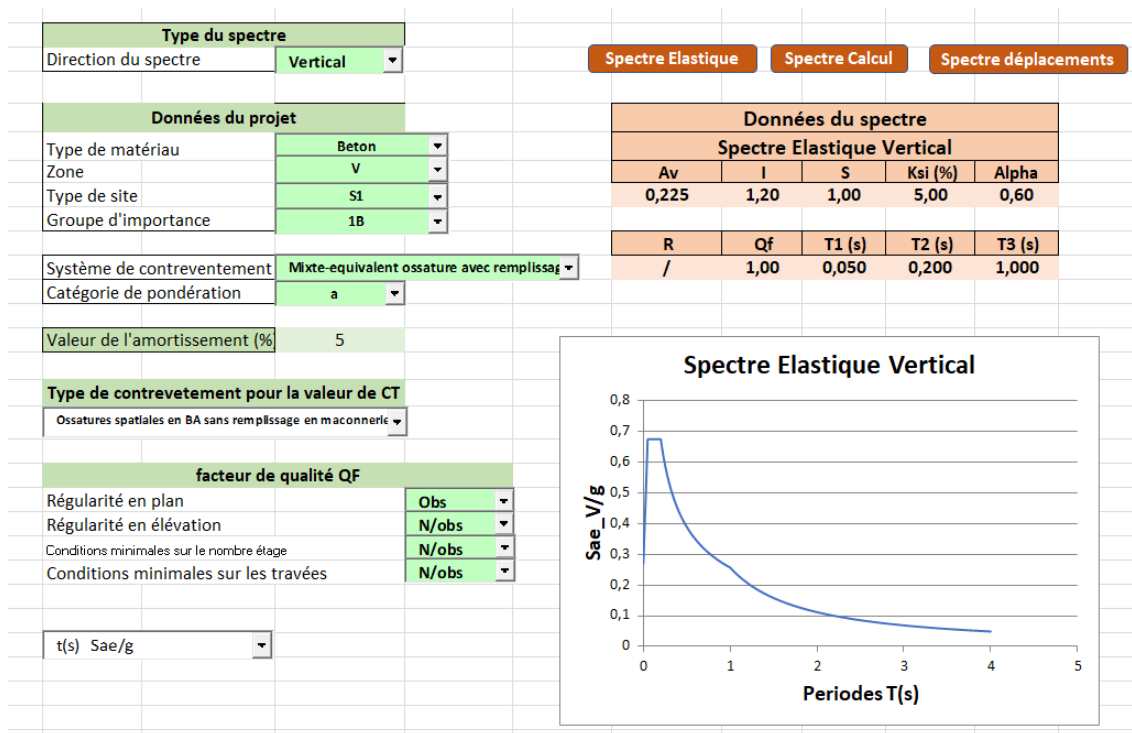


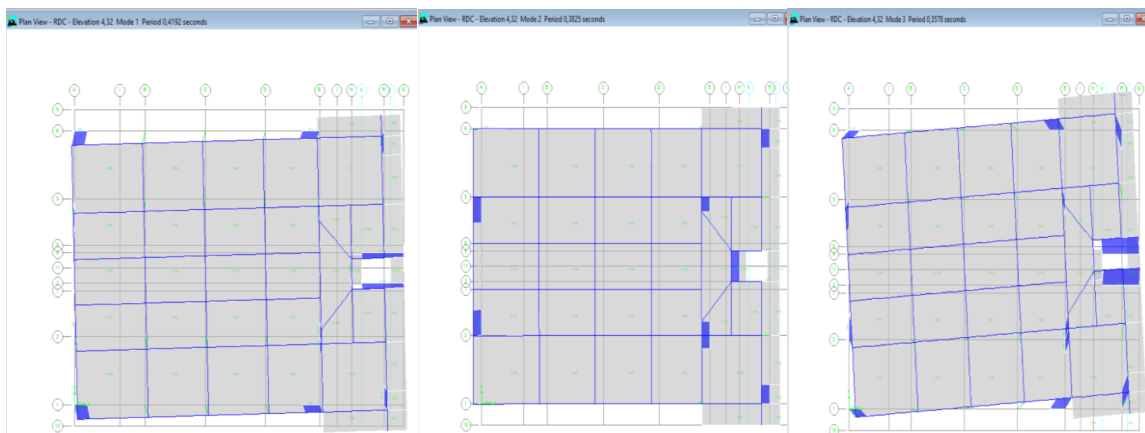
Figure V.2 : Le fichier Excel du RPA 2024, élaboré par le Pr. Abdelatif Megnounif, présente le calcul des spectres horizontal et vertical pour la zone où est implantée notre mosquée.

V.7. Vérifications de la structure selon les recommandations du RPA 2024

V.7.1 Vérification des modes fondamentaux

Les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA/2024].

✚ Bloc de prière.

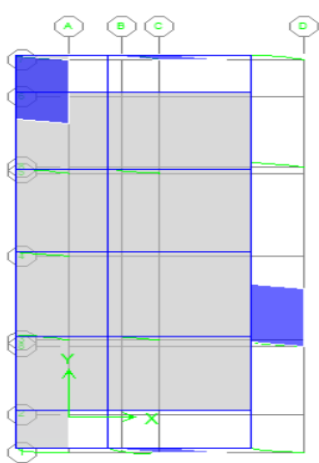


Translation suivant y
(Mode 1, T= 0,41S)

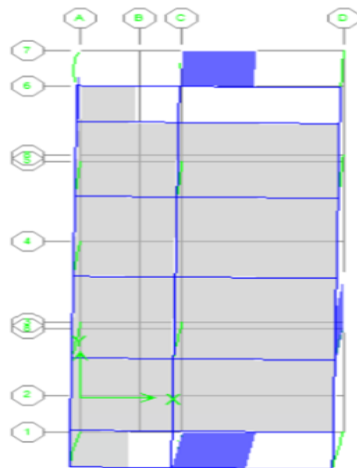
Translation suivante x
(Mode 2, T= 0,38S,)

Torsion suivante z
(Mode 3, T= 0,36S)

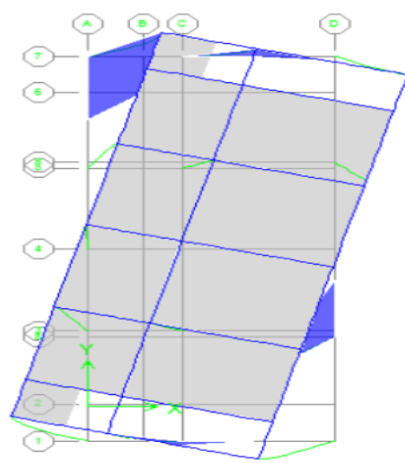
✚ Bloc d'entrée.



Translation suivant y
(Mode 1, T= 0,27S)

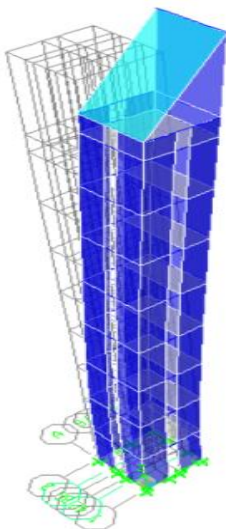


Translation suivante x
(Mode 2, T= 0,25 S)

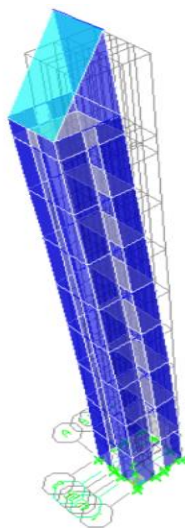


Torsion suivante z
(Mode 3 T= 0,197 S)

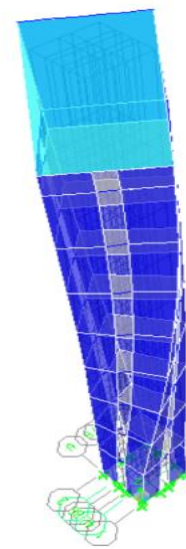
✚ Minaret.



Translation suivant y
(Mode 1, T= 0,51 S)



Translation suivante x
(Mode 2, T= 0,49 S)



Torsion suivante z
(Mode 3 T= 0,16 S)

FigureV.3: les modes fondamentaux de 3 blocs.

Les résultats obtenus montrent un bon comportement de la structure des trois blocs, notamment par l'absence de torsion dans les deux premiers modes. Ainsi, la stabilité de la structure vis-à-vis de la torsion est vérifiée.

V.7.2.Vérification de la période fondamentale de la structure

✚ Bloc de prière.

Calcul $T_{empirique}$

Selon le RPA99, la formule de la période fondamentale est :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau. $h_N=19.64$ m.

- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA version 2024. $C_T = 0,05$.
 $T = 0,05 \times 19.64^{3/4}$.

$T = 0,47s$.

La valeur de T calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus du RPA version 2024

Le Tableau V.2 montre la vérification de la période.

Tableau V.2 : Comparaison entre la période dynamique et la période empirique.

T[s]	1.3T [s]	T_d [s]	Condition du RPA
0.47	0.611	0.41	vérifié

Nous avons trouvé que

$$T_d = 0,41s < 1,3T_{\text{empirique}} = 0,611s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Bloc d'entrée.

$$T = C_T hN^{3/4}$$

$$T = 0,05 \times 15.52^{3/4}$$

$$T = 0,39s$$

Tableau V.3 : Comparaison entre la période dynamique et la période empirique.

T[s]	1.3T [s]	T_d [s]	Condition du RPA
0.39	0.508	0.27	vérifié

$$T_d = 0,27s < 1,3T_{\text{empirique}} = 0,508s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Minaret.

$$T = C_T hN^{3/4}$$

$$T = 0,05 \times 29.6^{3/4}$$

$$T = 0,63s$$

Tableau V.4 : Comparaison entre la période dynamique et la période empirique.

T[s]	1.3T [s]	T_d [s]	Condition du RPA
0.63	0.825	0.57	vérifié

$$T_d = 0,57s < 1,3T_{\text{empirique}} = 0,825s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.7.3. Vérification du taux de participation massique modale

Bloc de prière.

Après avoir modélisé la structure, et en introduisant tous les paramètres prédéfinis, on obtient

Tableau V.5 : Taux de participation modale.

Mode	Période [s]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,41917	0,0207	59,0303
2	0,382451	74,6689	59,0372
3	0,357789	74,6785	75,1975
4	0,144205	74,6788	81,5946
5	0,136038	79,9721	81,5959
6	0,106133	79,9721	85,1687
7	0,092261	79,9762	92,6467
8	0,084032	95,4872	92,65

Le nombre des modes à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que:

- La somme des masses modales effectives atteint les 90% de la masse totale de la structure à partir du mode 8 :
- Directions xx : 8ème mode : Masse cumulée =95,4872% =>**Condition vérifiée.**
- Directions yy : 8ème mode : Masse cumulée = 92,65 % =>**Condition vérifiée.**

✚ **Bloc d'entrée.**

Tableau V.6: Taux de participation modale.

Mode	Période [s]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,275912	60,2225	0,8462
2	0,252931	61,0587	61,7811
3	0,197685	61,059	61,8559
4	0,075286	98,5996	61,8568
5	0,059912	98,6022	97,8649
6	0,051482	98,6175	98,6631

Le nombre des modes à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que:

- La somme des masses modales effectives atteint les 90% de la masse totale de la structure à partir du mode 8 :
- Directions xx : 8ème mode : Masse cumulée =98.6175% =>**Condition vérifiée.**
- Directions yy : 8ème mode : Masse cumulée = 98.6631% =>**Condition vérifiée**

Minaret.

Tableau V.7: Taux de participation modale.

Mode	Période [s]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,579937	68,9843	0
2	0,559052	68,9843	67,1632
3	0,165819	68,9843	67,4976
4	0,114474	88,2729	67,4976
5	0,099543	88,2729	87,6728
6	0,052583	88,2729	88,2838
7	0,050491	92,9268	88,2838
8	0,040373	92,9268	93,9943
9	0,033042	95,2301	93,9943
10	0,02972	95,2301	94,6637

Le nombre des modes à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que:

- La somme des masses modales effectives atteint les 90% de la masse totale de la structure à partir du mode 10 :
 - Directions xx : 10ème mode : Masse cumulée =95.2301% =>**Condition vérifiée.**
 - Directions yy : 10ème mode : Masse cumulée = 94.6637% =>**Condition vérifiée.**

V.7.4.Vérification de l'effort sismique

Bloc de prière.

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- **Calcul de la force sismique par la méthode d'analyse modale spectrale**

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

Avec

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

T_0 : Période fondamentale de vibration des bâtiments.

λ : Coefficient de correction.

W : poids sismique totale du bâtiment.

1) calcul de spectre de calcul

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

On a :

$$T_2 = 0,5 \text{ s} \leq T = 0,47 \text{ s} \leq T_3 = 2 \text{ s}$$

Donc

$$\frac{s_{ad}}{g} = \text{A. I. S.} \left[2,5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right]$$

Avec

Les paramètres sismiques adoptés pour la conception de la mosquée sont les suivants :

- A : Coefficient d'accélération sismique correspondant à la Zone V, groupe d'usage 1B, selon le Tableau 3.8 du RPA 2024
 $\Rightarrow \mathbf{A = 0,25.}$
- I : Coefficient d'importance de la structure, applicable aux lieux de culte, selon le Tableau 3.10
 $\Rightarrow \mathbf{I = 1,2.}$
- S : Coefficient de site correspondant à un sol moyen, selon les Tableaux 3.3 et 3.4 $\Rightarrow \mathbf{S = 1.}$
- Ksi% : valeur de l'amortissement% $\Rightarrow \text{Ksi} = 5\%.$

Coefficient de comportement

La valeur de R est donnée par le RPA version 2024 en fonction du système de contreventement. Dans notre cas on a utilisé un système de portiques contreventés par des voiles.

R=3.5.

Régularité en élévation

La structure est classée régulièrement en élévation **Pq=0.55.**

Q : Facteur de qualité, défini par : **Q = 1 ± Σ Pq ⇒ Q=1.55.**

Tableau V.8: Les conditions du facteur de qualité.

Catégorie	Critère, q	Pq
(a)	1. Régularité en plan	0.05
	2. Régularité en élévation	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0.05
	2. Régularité en élévation	0.20
	3. Redondance en plan	0.05

- **Période fondamentale de la structure**

T = 0.47 s.

- **T₂**: Période caractéristique associée à la catégorie du site.
T₂ = 0.50 s (Site S₂).

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0.25 \cdot 1.2 \cdot 1.2 \left[2.5 \frac{1.55}{3.5} \right] \cdot \left[\frac{0.5}{0.47} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0.424$$

Calcul de force sismique v

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

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot w$$

λ: Coefficient de correction en prend λ=0.85

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq 2T_2 \text{ et si la bâtiment a plus de deux niveaux} \\ 1, & \text{autrement} \end{cases}$$

$$V = 0,85 \cdot 0,424 \cdot 0,158344,3$$

$$V = V_x = V_y = 2102.8.$$

- **Calcul de poids total W de la structure**

D’après le RPA 99 version 2024, le poids total de la structure **W = ΣW Gi + psi WΣQi**

W Gi : Poids du aux charge permanentes ;

W Qi : Poids du aux charges d’exploitation ;

ΣW Gi: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

ΣQi: Résultante des réactions verticales dues aux charges d’exploitation

Psi: coefficient de pondération, fonction de la nature t de la durée de la charge d’exploitation

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel ETABS :

W = 5834430Kg = 58344.3KN.

Tableau V.9: récapitulatif des résultats de paramètres de calcul de la force sismique.

λ	$\frac{S_{ad}}{g}$	T	W	V	80%V
0,85	0.274	0.47	58344.3	2102.8	1682.18

- $V_x = V_y = 2102.8KN > 80\% V_x = 1682.18KN \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

 **Bloc d’entrée.**

W = 98539.3Kg = 985.393KN.

Tableau V.10 : récapitulatif des résultats de paramètres de calcul de la force sismique.

λ	$\frac{S_{ad}}{g}$	T	W	V	80%V
0,85	0.511	0.39	985.393	42.790	34.240

- $V_x = V_y = 42.790 \text{ KN} > 80\% V_x = 34.240 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

✚ Minaret.

$$W = 215005 \text{ Kg} = 2150.05 \text{ KN.}$$

Tableau V.11 : récapitulatif des résultats de paramètres de calcul de la force sismique.

λ	$\frac{S_{ad}}{g}$	T	W	V	80%V
0,85	0.316	0.63	2150.05	57.75	46.2

- $V_x = V_y = 57.75 \text{ KN} > 80\% V_x = 46.2 \text{ KN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

V.7.5. Vérification des déplacements inter-étages

✚ Bloc de prière.

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

Tableau V.12 : Valeurs limitent des déplacements inter-étages.

Type de Structure	Déplacement limite $\overline{\Delta_k}$
Bâtiments en Acier	0.0100 h_K
Bâtiments en Béton Armé	0.0075 h_K
Bâtiment en PAF	0.0050 h_K
Bâtiments en Bois	0.0075 h_K
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0050 h_K

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

h_K : La hauteur du niveau « k »

V_A : Le coefficient réducteur il est pris égal à 0.5

$$\frac{R}{Q_f} = \frac{3,5}{1.55} = 2.25$$

Tableau V.13 : Vérification de déplacement inter-étage.

Niveaux	h (mm)	$\delta_{kx} = R/Q * \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R * \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
6	1120	4.082	7.453	0.03	0.06	11.2	vérifiée	vérifiée
5	2370	3.518	8.054	0.05	0.05	23.7	vérifiée	vérifiée
4	3010	3.331	4.298	0.07	0.12	30.01	vérifiée	vérifiée
3	2050	3.072	3.908	0.1	0.23	20.5	vérifiée	vérifiée

2	1700	2.525	2.949	0.13	0.20	17	vérifiée	vérifiée
1	1700	2.047	3.429	0.16	0.26	17	vérifiée	vérifiée
RDC	3400	1.55	1.883	0.17	0.29	34	vérifiée	vérifiée
Sous-sol	4320	0.627	0.906	0.18	0.52	43.2	vérifiée	vérifiée

✚ Bloc d'entrée.

Tableau V.14 : Vérification de déplacement inter-étage.

Niveaux	h (mm)	$\delta_{kx} = Q/R * \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R * \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
2	4500	1.638	2.377	0.9	0.159	45	vérifiée	vérifiée
1	5240	0.638	0.917	0.28	0.55	52.4	vérifiée	vérifiée
RDC	3400	0.254	0.357	0.41	0.16	34	vérifiée	vérifiée

✚ Minaret.

Tableau V.15 : Vérification de déplacement inter-étage.

Niveaux	h (mm)	$\delta_{kx} = R/Q * \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R * \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
10	4200	7.392	10.407	0.310	0.361	42	vérifiée	vérifiée
9	1000	6.073	8.682	0.274	0.353	10	vérifiée	vérifiée
8	3000	5.76	8.114	0.310	0.320	30	vérifiée	vérifiée
7	3000	4.808	6.668	0.257	0.238	30	vérifiée	vérifiée
6	3000	3.859	5.275	0.204	0.203	30	vérifiée	vérifiée
5	3000	2.942	3.948	0.153	0.267	30	vérifiée	vérifiée
4	3000	2.087	2.731	0.106	0.100	30	vérifiée	vérifiée
3	3000	1.323	1.671	0.063	0.021	30	vérifiée	vérifiée
2	3000	0.683	0.822	0.027	0.015	30	vérifiée	vérifiée
1	3000	0.205	0.402	0.014	0.0123	30	vérifiée	vérifiée

V .7.6.Vérification de l'effet P-Δ

✚ Bloc de prière.

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$.

Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$.

Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

Les tableaux 37 dans le sens xx et 38 dans le sens yy confirment que les effets P- Δ peuvent être négligés dans la structure étudiée.

Tableau V.16 : Vérification de l'effet P- Δ sens XX.

Etage	H	P	Vx	Δ	θ	Vérification
6	1120	15648.9	184,1	0.03	0.002	ok
5	2370	25851.5	332,07	0.05	0.001	ok
4	3010	82662	638,13	0.07	0.003	ok
3	2050	35441.4	768,14	0.1	0.002	ok
2	1700	54407.9	922.26	0.13	0.004	ok
1	1700	10592.36	1163,35	0.16	0.001	ok
RDC	3400	59495.6	1271,63	0.17	0.002	ok
Sous-sol	4320	20401.21	1453,79	0.18	0.001	ok

Tableau V.17 : vérification effets du second ordre sens y-y.

Etage	H	P	Vy	Δ	θ	Vérification
6	1120	15648.9	170,24	0.06	0.005	ok
5	2370	25851.5	291,64	0.05	0.002	ok
4	3010	82662	539,11	0.12	0.006	ok
3	2050	35441.4	628,49	0.23	0.006	ok
2	1700	54407.9	723,11	0.20	0.008	ok
1	1700	10592.36	944,91	0.26	0.002	ok
RDC	3400	59495.6	1013,84	0.29	0.005	ok
Sous-sol	4320	20401.21	1149,72	0.52	0.002	ok

 **Bloc d'entrée.**

Tableau V.18 : Vérification de l'effet P- Δ sens XX.

Etage	H	P	Vx	Δ	θ	Vérification
-------	---	---	----	----------	----------	--------------

2	4500	36685.7	148,44	0.9	0.049	ok
1	5240	14466.6	165,54	0.28	0.005	ok
RDC	3400	47387	226,25	0.41	0.025	ok

Tableau V.19 : vérification effets du second ordre sens y-y.

Etage	H	P	V_y	Δ	θ	Vérification
2	4500	36685.7	148,48	0.159	0.009	ok
1	5240	14466.6	167,64	0.55	0.008	ok
RDC	3400	47387	225,86	0.16	0.009	ok

 **Minaret.**

Tableau V.20 : Vérification de l'effet P-Δ sens XX.

Etage	H	P	V_x	Δ	θ	Vérification
10	4200	15210	70.1	0.310	0.016	ok
9	1000	19073	126.2	0.274	0.041	ok
8	3000	23962	193.8	0.310	0.012	ok
7	3000	22464	242.5	0.257	0.008	ok
6	3000	22464	280.8	0.204	0.005	ok
5	3000	22464	312.9	0.153	0.004	ok
4	3000	22464	340.3	0.106	0.002	ok
3	3000	22464	362.3	0.063	0.001	ok
2	3000	22464	377,4	0.027	0.001	ok
1	3000	21976	383	0.014	0.0003	ok

Tableau V.21: vérification effets du second ordre sens y-y.

Etage	H	P	V_y	Δ	θ	Vérification
10	4200	15210	67.3	0.361	0.019	ok
9	1000	19073	128.7	0.353	0.052	ok
8	3000	23962	197.5	0.320	0.013	ok
7	3000	22464	245.8	0.238	0.007	ok
6	3000	22464	284.3	0.203	0.005	ok

5	3000	22464	316.5	0.267	0.006	ok
4	3000	22464	343.4	0.100	0.002	ok
3	3000	22464	364.7	0.021	0.0004	ok
2	3000	22464	379.1	0.015	0.0003	ok
1	3000	21976	385	0.0123	0.0002	ok

V.8. Justification de la largeur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale

d_{\min} satisfait la condition suivante, d'après logiciel ETABS on a déterminé :

$$\delta_1 = 21,29 \text{ mm.}$$

$$\delta_2 = 7,29 \text{ mm.}$$

$$d_{\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2} \geq 40 \text{ mm} \\ \sqrt{(21,29)^2 + (7,28)^2} \geq 40 \text{ mm} \rightarrow 22,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{CNV.} \end{array} \right.$$

On prend $d_{\min} = 40 \text{ mm}$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon § 4.5.2, au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

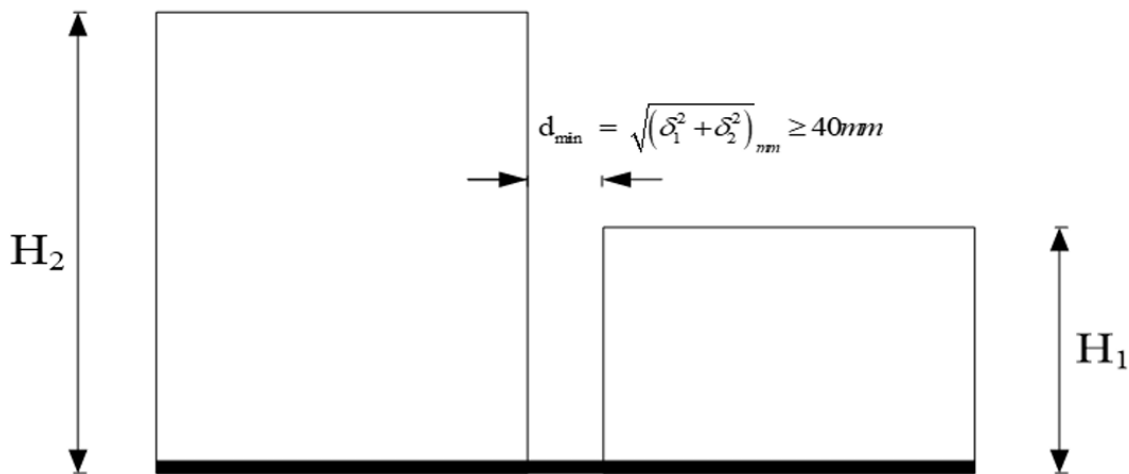


Figure V.4: Largeur minimum du joint sismique. (RPA, 2024)

V.9. Conclusion

L'étude dynamique a permis d'évaluer la résistance de la structure face au risque sismique et de réaliser plusieurs vérifications indispensables à une conception conforme aux exigences du comportement parasismique. Cette démarche a été rendue possible grâce à une disposition optimale des voiles assurant le contreventement de l'ouvrage, tout en respectant les prescriptions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. La structure étudiée satisfait pleinement à l'ensemble de ces exigences.

Suite au calcul sismique, il a été constaté que le comportement global de la structure est conforme aux dispositions du RPA 2024. Il est donc possible de passer à l'étape suivante, à savoir le dimensionnement et le ferrailage des éléments porteurs de la structure.

Chapitre VI :
Etude des éléments structuraux.

VI.1. Introduction

L'étude des éléments structuraux constitue une discipline fondamentale du génie civil et de l'ingénierie mécanique, visant à analyser le comportement des composants porteurs d'une structure soumis à diverses sollicitations. Ces éléments, tels que les poutres, les poteaux et les voiles, assurent la stabilité et la résistance de l'ouvrage en transférant les charges appliquées vers les fondations. Comprendre leur fonctionnement est essentiel pour concevoir des structures sûres, économiques et durables.

L'analyse des efforts internes, des contraintes, des déformations ainsi que des conditions aux limites est donc indispensable pour prédire le comportement global de la structure et optimiser sa conception.

VI.2.. Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024

• Armatures longitudinales

Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales est fixé à 0,5 % de la section en tout point de la poutre.

En cas de zones sismiques importantes :

- 4 % dans les zones courantes
- 6 % dans les zones de recouvrement

Dans les zones sismiques IV, V et VI, les dispositions suivantes sont obligatoires :

- Au minimum deux barres d'acier à haute adhérence de diamètre 14 mm doivent être disposées en partie supérieure et inférieure sur toute la longueur de la poutre.
- Un quart de la section maximale des armatures supérieures sur appui doit être prolongé sur toute la travée.
- Les poutres faiblement chargées verticalement, mais soumises à des efforts sismiques importants, doivent être armées symétriquement, avec une section d'armatures en travée $\geq 50\%$ de celle sur appui.

Longueur minimale de recouvrement des barres :

- $50 \times \phi$ en zones I, II et III
- $60 \times \phi$ en zones IV, V et VI

• Armatures transversales (étriers)

Le diamètre de confinement ne doit pas être inférieur à 6mm.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = (0,003).s.b$$

L'espacement maximum, entre les deux armatures transversales est :

Dans les zones critiques

$$S = \min (h/4 ; 24\phi_l ; 17,5 ; 6\phi_l)$$

En dehors la zone critique

$$S' \leq h/2$$

Avec

$$S' = \min (h/4 ; 12\phi_l)$$

VI.3.Ferrailage des poutres

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

$$\text{ELU} : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA version 2024 :

$$G + \psi Q \pm EY \pm 0, 3EX$$

$$G + \psi Q \pm 0,3EX \pm EY$$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants des poutres principales et secondaires sont pris depuis ETABS 9.0.7 et les résultats sont regroupés dans le Tableau VI.1 ci-dessous.

Tableau VI.1 : Sollicitations maximales de calcul des poutres du Bloc de prière.

Combinaisons	Sollicitations	P (35X50) (kN.m)	P (35X65) (kN.m)	P (40X100) (kN.m)	P (40X65) (kN.m)
E.L.U : 1.35 G+1.5 Q	Moment en travée M_{tu}	24.48	270.56	1391.11	24.45
	Moment en appui M_{au}	-79.83	-252.65	-1910.05	-377.37
	Effort Tranchent T_u	85.70	189.9	767.2	195.1
E.L.S : G + Q	Moment en travée M_{ts}	17.64	195.55	1003.65	18.05
	Moment en appui M_{as}	-57.97	-182.81	-1378.34	-273.23
	Effort Tranchent T_s	62.20	137.6	553.9	141.4
A.C.C : G + psiQ ± 0,3E	Moment en travée M_t	525.54	405.88	1142.9	291.08
	Moment en appui M_a	-609.96	-467.53	-1873.36	-330.12
	Effort Tranchent T_a	740	203.6	549.9	165.4

Tableau VI.2 : Sollicitations maximales de calcul des poutres du Bloc d'entrée.

Combinaisons	Sollicitations	P (35X50) (kN.m)	P (35X75) (kN.m)	P (40X100) (kN.m)	P (40X80) (kN.m)
E.L.U : 1.35 G+1.5 Q	Moment en travée M_{tu}	20.298	348.01	236.55	202.89
	Moment en appui M_{au}	-139.31	-362.60	-402.76	-139.31
	Effort Tranchent T_u	154.90	191.40	309.50	154.90
E.L.S : G + Q	Moment en travée M_{ts}	146.91	315.35	170.43	146.91
	Moment en appui M_{as}	-101.12	-261.57	-290.86	-101.12

	Effort Tranchent T_s	112.30	138.40	223.60	112.30
A.C.C : G + psiQ ± 0,3E	Moment en travée M_t	414.54	290.19	381.15	414.54
	Moment en appui M_a	-525.98	-296.53	-684.92	-525.98
	Effort Tranchent T_a	222.30	161	270.10	222.30

- Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre

Tableau VI.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

situation	γ_b	γ_s	f_{bu} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
durable	1,50	1,15	14,17	30	348
accidentelle	1,15	1,00	18,48	30	400

On prend la poutre principale (35×50) cm² comme un exemple de calcul.

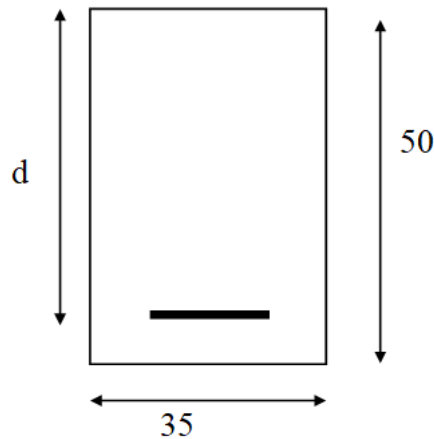


Figure. VI.1 : La section d'une poutre longitudinale.

- Calcul des armatures longitudinales

- En travée
- ELU (Situation normale)

$M_{t_u} = 24.48 \text{KN}$.

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

- $\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24480}{14.17 \times 35 \times 45^2} = 0,024$.
- $\mu = 0.024 < 0.392$ Acier FeE400 $\Rightarrow A' \neq$ et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024}) = 0.031$.
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0,031 = 0,988$.

3) Détermination des armatures

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{24480}{348 \times 0.988 \times 45} = 1.58 \text{cm}^2.$$

➤ **Situation Accidentelle**

$M_{t_{acc}} = 525.54 \text{KN}$.

1) **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

- ✓ $\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{525540}{18,48 \times 35 \times 45^2} = 0,401$.
- ✓ $\mu = 0.401 < 0.392$ Acier FeE400 $\Rightarrow A' \neq$ et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$.
- ✓ $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,401}) = 0,694$.
- ✓ $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.694 = 0,722$.

2) **Détermination des armatures**

✓ $A_t^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{525540}{400 \times 0.722 \times 45} = 40.41 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul les armatures minimales**

✓ **Condition imposée par le RPA**

$A_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 35 \times 50 = 8.75 \text{ cm}^2$.

✓ **Condition imposée par le CBA93**

$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.4}{400} \times 35 \times 45 = 2.17 \text{ cm}^2$.

3) **Choix des armature**

$A_t = \max (A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 15 \text{ cm}^2$.

3T16 \longrightarrow $A=6,03 \text{ cm}$.

➤ **ELS**

• **Vérification à l'ELS**

$M_{tx}^{ser} = 17.64 \text{KN.m}$.

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

} $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 18 \text{MPa}$.

➤ **Avec**

- $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{24480}{17640} = 1.38$.

- $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.38}{2} + \frac{30}{100} = 0.49 > \alpha = 0.031 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Conclusion

✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{MPa}$.

✓ Fissuration peu nuisible maintenues \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

✓ Aucune vérification pour σ_s .

➤ **En appui**

➤ **ELU (Situation normale)**

$M_{au} = -79.83 \text{Kn}$.

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

- $\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times \beta \times d^2} = \frac{79830}{14.17 \times 35 \times 45^2} = 0.079$.
 - $\mu = 0.079 < 0.392$ Acier FeE400 $\Rightarrow A' \neq$ et $1000\varepsilon_s$.
 - $A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{79830}{348 \times 0.959 \times 45} = 5.32 \text{ cm}^2$.
- **Situation Accidentelle**

$M_{aacc} = -609.96 \text{ Kn}$.

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

- ✓ $\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times \beta \times d^2} = \frac{609960}{18.48 \times 35 \times 45^2} = 0.466$.
- ✓ $\mu = 0.466 < 0.392$ Acier FeE400 $\Rightarrow A' \neq$ et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$.
- ✓ $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.466}) = 0.923$.
- ✓ $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.923 = 0.631$.

2) Détermination des armatures

- ✓ $A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{609960}{400 \times 0.631 \times 45} = 53.71 \text{ cm}^2$.

3) Calcul des armatures minimales

- ✓ **Condition imposée par le RPA**

$$A_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 35 \times 50 = 5.75 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Condition imposée par le CBA93**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.4}{400} \times 35 \times 45 = 2.17 \text{ cm}^2$$

4) Choix des armatures

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 53.71 \text{ cm}^2$$

$$3T16 \longrightarrow A = 6,03 \text{ cm}$$

➤ **ELS**

- **Vérification à l'ELS**

$$M_{ax}^{ser} = -57.97 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

➤ **Avec**

$$- \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{79830}{57970} = 1.38$$

$$- \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.38}{2} + \frac{30}{100} = 0.49 > \alpha = 0.103 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$.

- ✓ Fissuration peu nuisible maintenues ⇒ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenue
- ✓ Aucune vérification pour σ_s .

1) Vérification de l'effort tranchant

$$T_u = 85.70 \text{ kN.}$$

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

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}.$$

Avec :

$$\text{➤ } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 45 = 40.5.$$

$$\text{➤ } b = 350.$$

$$\text{➤ } f_{c28} = 30 \text{ MPa.}$$

$$T_u = 85700 \text{ N} \leq 0.267 \times 405 \times 350 \times 30 = 1135417.5 \text{ N.}$$

⇒ L'effort tranchant n'influence pas au voisinage des appuis.

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

$$- \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{85700}{350 \times 450} = 0.544 \text{ MPa.}$$

$$- \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 5.22 \text{ MPa.}$$

$$- \tau_u = 0.544 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5.22 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

✓ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

▪ Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

La section sur appui est soumise aux sollicitations :

- M_u : moment sur appui généralement négatif e
- V_u : effort tranchant

Au niveau des armatures inférieures

- La bielle d'appui exerce sur l'armature A_i un effort de compression évalué à $\frac{M_u}{Z}$ et $Z = 0.9d$.

- La condition de stabilité exige $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq |V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d}$

➤ Le moment M_u étant pris avec son signe

- 1^{er} cas : $|V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$ pas de vérification de la section de la A_i

$$|V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$$

$$|85.70| + \frac{-79.83 \times 1000 \times 100}{0.9 \times 45} \stackrel{?}{<} 0$$

-197025.41 < 0 C.V → alors l'effort tranchant n'influe pas sur les armatures transversales.

▪ Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{lmin}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}; \frac{35}{10}; 1.4\right) = 1.4$$

On prend $\varphi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 4\text{T}8 \rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier).

▪ **L'espacement des armatures transversales : selon BAEL91**

- $\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$
- $K=1$ (flexion simple)
- $\alpha = 90^\circ$
- $\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{35 \times (0.947 - 0.3 \times 2.4)} = 47.56\text{cm.}$
- $\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 32.4; 40) = 32.4\text{cm.}$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 35} = 33.74\text{cm.}$$

• **Selon l'RPA (version 2024)**

➤ **Zone critique**

$$\delta_{t4} = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17\text{ cm}; 6\phi_l\right) = \min(12,5; 33,6; 17; 8,4;) = 8,4\text{cm.}$$

➤ En dehors de la zone critique :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25\text{cm.}$$

Avec

$$\delta_{t5} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(12,5; 16,8) = 12,5\text{cm.}$$

Donc :

- $\delta_t = 8\text{cm}$ en zone critique.
- $\delta_t = 12,5\text{ cm}$ en dehors de la zone critique.

▪ **Longueur de recouvrement**

$$A_{t\min} = 60 \phi_{l\max}$$

TableauVI.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage du bloc de prière.

Type des poutres		A_s calculé (cm ²)	A_s RPA (cm ²)	Choix des barres	A_s choisie (cm ²)	Longueur de recouvrement [cm]
P (35X50)	Travées	18,194	8.75	6T20	18,85	2,03
	Appuis	22,750		3T16+3T20	24,88	
P (35X65)	Travées	10,918	11.375	6T16	12,06	6,747
	Appuis	11,401		6T16	12,06	
P (40X100)	Travées	36,863	20	8T20+4T20	37,7	11,108
	Appuis	43,795		4T25+8T20	44,77	
P (40X65)	Travées	10,394	13	4T25	19,64	9,544
	Appuis	11,667		4T20	12,57	

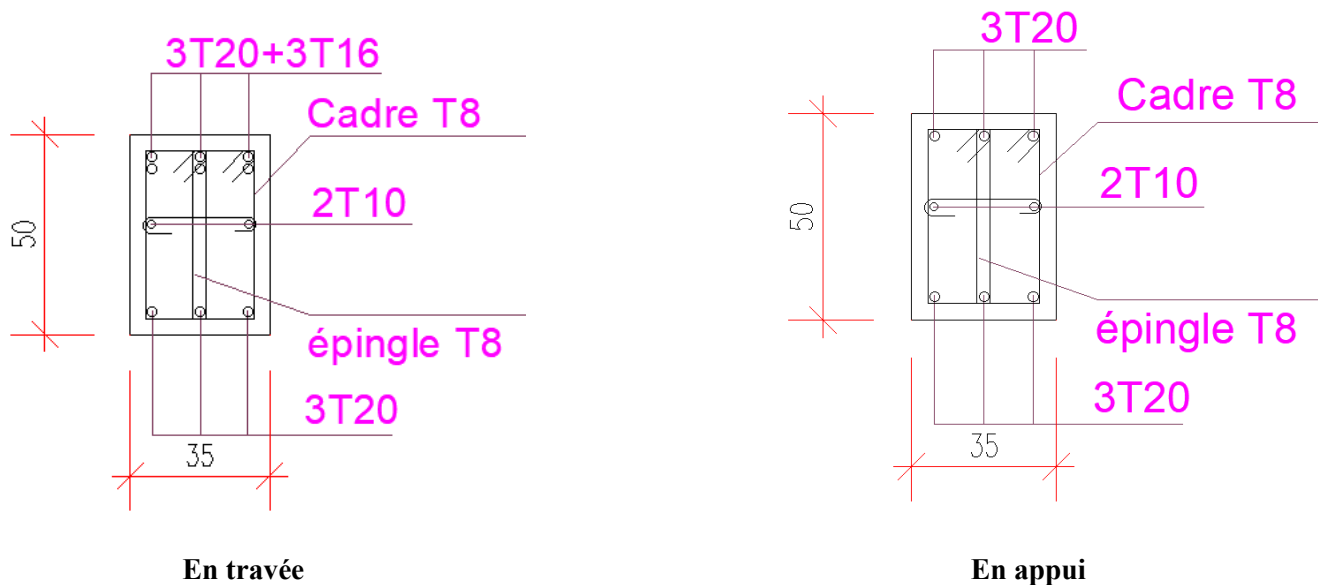


Figure VI.2 : ferrailage de poutre (35X50).

Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage du bloc d'entrée.

Type des poutres		A_s calculé (cm ²)	A_s RPA (cm ²)	Choix des barres	A_s choisie (cm ²)	Longueur de recouvrement [cm]
P (35X50)	Travées	6,03	8.75	3T16	6,03	2,111
	Appuis	6,086		3T16	6,03	
P (35X75)	Travées	15,068	13.125	3T20+3T16	15,45	2,288
	Appuis	9,26		3T20	9,42	
P (40X100)	Travées	10,49	20	4T20	12,57	3,426
	Appuis	15,89		4T25	19,64	
P (40X80)	Travées	11,99	16	4T20	12,57	3,855
	Appuis	11,4		4T20	12,57	

VI.4. Etude des poteaux

VI.4.1. Définition

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, Un poteau est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens (M_y et M_z), donc les poteaux sont sollicités en flexion composée déviée. La section d'acier est calculée en prenant en compte les trois types de sollicitations suivants :

- Effort normal maximal et le moment fléchissant correspondant.
- Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

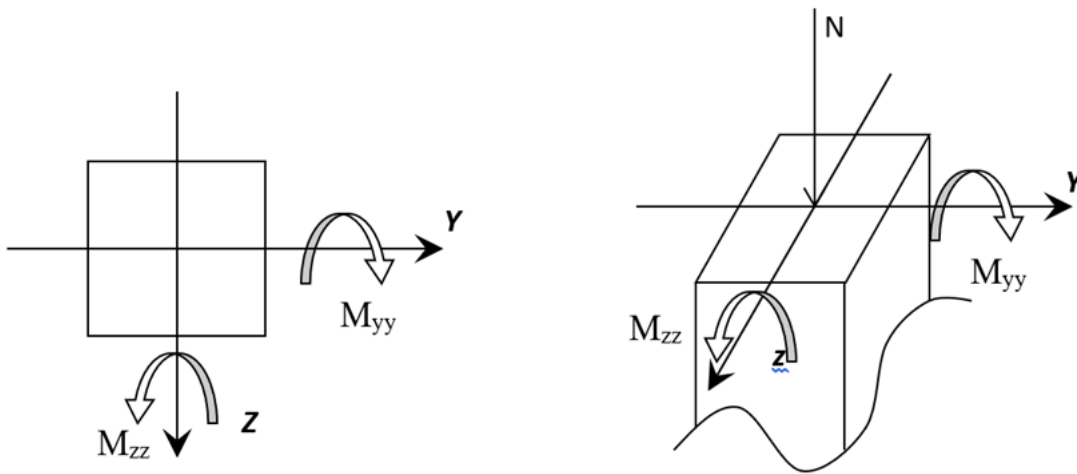


Figure.VI.3: Sollicitation sur les poteaux.

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée (s.p.c).
- Une section entièrement comprimée (s.e.c).
- Une section entièrement tendue (s.e.t).

a) Section partiellement comprimée

Une section partiellement comprime si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal N) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.

Le centre de pression si de trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression

Si l'effort normal de compression se trouvée à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifier :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c')\sigma_b \cdot b \cdot h \geq N'(d - c') - M_1$$

Avec M_1 : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

b) Section entièrement comprimée

La section est entièrement comprimé => le diagramme des déformations passe par le pivot C [domaine 3] caractérise par $\epsilon_b = 2\%$ pour la fibre située à $\frac{3}{7}$ de la fibre la plus comprimée.

c) Section entièrement tendue

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

VI.4.2.Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024

▪ **Armatures longitudinales**

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

- ✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de &% (zone V).
- ✓ Ferrailage maximum est de 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est 60ϕ (zone V).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15 cm en zone V

▪ Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a V_u)}{(h_1 \cdot f_e)}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

Tranchant

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min (b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_1)$ (zone V)
- Dans la zone courante : $t' \leq \min (b_1/2; h_1/2; 10\phi_1)$ (zone V)

Φ_1 : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ est donnée comme suit :

0,3 % si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

Si $3 < \lambda_g = \left(\frac{lf}{a} \text{ ou } \frac{lf}{b} \right) < 5$: Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $(10 \phi_i)$

VI.4.3. Combinaison de charges

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

- $1,35G + 1,5Q \longrightarrow \text{ELU}$
- $G + Q \longrightarrow \text{ELS}$

- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 2024] :

- $G + \psi Q \pm E_x \pm 0,3E_y$
- $G + \psi Q \pm 0,3E_x \pm E_y$

VI.4.4. Principe de calcul

- 1) $N_{\max}, M_{ZZ\text{corr}}, Myy_{\text{corr}}$ (ELU)
- 2) $Myy_{\max}, N_{\text{corr}}, M_{ZZ\text{corr}}$ (ELA)
- 3) $M_{ZZ\max}, N_{\text{corr}}, Myy_{\text{corr}}$ (ELA)
- 4) $N_{\min}, M_{ZZ\text{corr}}, Myy_{\text{corr}}$ (ELA)

Les moments fléchissant et les efforts tranchants des poteaux sont pris depuis Robot Structural Analysais Professional 2025 et les résultats sont regroupés dans le Tableau 25 ci-dessous.

TableauVI.6: Sollicitations de calcul maximales des poteaux de bloc de prière.

Type de poteaux	ELU (cas 01)		ACC (cas 02)		ACC (cas 03)		ACC (cas 04)	
	N_{max}		N_{cor}		N_{cor}		N_{min}	
POT (60×60)	N_{max}	2904,3	N_{cor}	3279,5	N_{cor}	2766,2	N_{min}	390,6
	$M_{y_{cor}}$	11,5	$M_{y_{max}}$	64,55	$M_{y_{cor}}$	159,65	$M_{y_{cor}}$	14,48
	$M_{z_{cor}}$	19,7	$M_{z_{cor}}$	164,88	$M_{z_{max}}$	116,37	$M_{z_{cor}}$	68,18
POT (60×90)	N_{max}	5315	N_{cor}	3724,5	N_{cor}	6042,7	N_{min}	717
	$M_{y_{cor}}$	2,94	$M_{y_{max}}$	309,88	$M_{y_{cor}}$	135,39	$M_{y_{cor}}$	1,53
	$M_{z_{cor}}$	482,57	$M_{z_{cor}}$	164,88	$M_{z_{max}}$	706,88	$M_{z_{cor}}$	88,85

TableauVI.7: Sollicitations de calcul maximales des poteaux de bloc d'entrée.

Type de poteaux	ELU (cas 01)		ACC (cas 02)		ACC (cas 03)		ACC (cas 04)	
	N_{max}		N_{cor}		N_{cor}		N_{min}	
POT (50×60)	N_{max}	620,7	N_{cor}	1567,3	N_{cor}	1404,6	N_{min}	216,2
	$M_{y_{cor}}$	3,93	$M_{y_{max}}$	44,12	$M_{y_{cor}}$	29,78	$M_{y_{cor}}$	7,07
	$M_{z_{cor}}$	28,07	$M_{z_{cor}}$	38,13	$M_{z_{max}}$	39,47	$M_{z_{cor}}$	3,93
POT (60×100)	N_{max}	1790,8	N_{cor}	1250,2	N_{cor}	1259,4	N_{min}	463,7
	$M_{y_{cor}}$	18,34	$M_{y_{max}}$	131,18	$M_{y_{cor}}$	47	$M_{y_{cor}}$	36,17
	$M_{z_{cor}}$	107,64	$M_{z_{cor}}$	176,57	$M_{z_{max}}$	176,1	$M_{z_{cor}}$	221,9
POT (60×90)	N_{max}	1292	N_{cor}	1249,4	N_{cor}	1966,5	N_{min}	72
	$M_{y_{cor}}$	8,12	$M_{y_{max}}$	138,11	$M_{y_{cor}}$	74,73	$M_{y_{cor}}$	37,68
	$M_{z_{cor}}$	39,72	$M_{z_{cor}}$	82,2	$M_{z_{max}}$	175,16	$M_{z_{cor}}$	18,89

VI.4.5. Ferrailage des poteaux

❖ Exemple de calcul

Ferrailage du poteau de section (60x60) cm²

▪ Cas 01

1) Position du point d'application de l'effort normal N'

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{11500}{29043} = 2,95 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 3 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

2) Calcul de la section total

$$B = a \times b = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2 = 0.3600\text{m}^2.$$

3) Calcul de la section réduite Br

$$Br = (60-2) \times (60-2) = 3364\text{cm}^2 = 0.3 \text{ m}^2.$$

4) Calcul de coefficient ne fonction de λ

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{10,15}{35}\right)^2\right]} = 0.84 / 1.1 = 0.76$$

$$A' \geq \left[\frac{N'}{100 \times a} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \rightarrow A' \geq \left[\frac{290430}{100 \times 0,76} - \frac{3364 \times 30}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{400} = -203,94 \text{ cm}^2$$

$$A' \geq -203,94 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

5) Calcul les armatures minimales et maximales

$$A_{\min} = \max \left[8 \frac{(a+b)}{100} ; \frac{0,2}{100} (a \cdot b) \right]$$

$$A_{\min} = \max (9,6 ; 7,2) = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5}{100} (a \cdot b) = \frac{5}{100} (60 \cdot 60) = 180 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures en flexion simple

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{11500 \times 10^3}{60 \times 14,17 \times 54^2} = 0,38 > 0,392$$

Donc ; les armatures de compression sont nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,38}) = 0,625$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,625 = 0,75$$

Calcul du moment réduit limite

$$M_r = \mu \cdot b \times \sigma_b \times d^2 = 0,38 \cdot 60 \cdot 14,17 \cdot 54^2 = 1139549,47 \text{ N.m}$$

Calcul du moment résiduel ΔM

$$\Delta M = M_1 - M_r = 11500 \times 10^3 - 1139549,47 = 10360,45 \text{ N.m}$$

Calcul des armatures

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11500 \times 10^3}{400 \times 0,75 \times 54} = 709,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - d')} = \frac{11500 \times 10^3}{400 (54 - 6)} = 0,598 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 70,41 - \frac{2904,3}{100 \times 400} = -72,6 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales

CBA 93

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0,2 \times 60 \times 60}{100} ; \frac{8(60+60)}{100} \right] = \max [7,2 ; 9,6]$$

$$A_{\min} = 9,6 \text{ cm}^2$$

RPA 2024

$$0.01 \times a \times b = 0.01 \times 60 \times 60 = 36 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{cal}, A_{PRA}, A_{CBA}) = (0; 36 ; 9,6) = 36 \text{ cm}^2$$

Cas 02

1) Position du point d'application de l'effort normal N'

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{64550}{3279,5} = 1,96 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 3 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

2) Calcul de la section total

$$B = a \times b = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2 = 0.36 \text{ m}^2.$$

3) Calcul de la section réduite Br

$$B_r = (60-2) \times (60-2) = 3364 \text{ cm}^2 = 0.3364 \text{ m}^2.$$

4) Calcul de coefficient ne fonction de λ

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{10,15}{35}\right)^2\right]} = 0.84 / 1.1 = 0.76$$

$$A' \geq \left[\frac{N'}{100 \times a} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \rightarrow A' \geq \left[\frac{3279,5}{100 \times 0,6} - \frac{3364 \times 30}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{400} = -160,26 \text{ cm}^2$$

$$A' \geq -160,26 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

5) Calcul les armatures minimales et maximales

$$A_{min} = \max \left[8 \frac{(a+b)}{100} ; \frac{0,2}{100} (a \cdot b) \right]$$

$$A_{min} = \max (9,6 ; 7,2) = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \frac{5}{100} (a \cdot b) = \frac{5}{100} (60 \cdot 60) = 180 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{min}, A_{cal}) = 180 \text{ cm}^2$$

Cas 03

1) Position du point d'application de l'effort normal N':

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{159,65}{2766,2} = 2,66 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 3 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

2) Calcul de coefficient ne fonction de λ

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{10,15}{35}\right)^2\right]} = 0.84 / 1.1 = 0.76$$

$$A' \geq \left[\frac{N'}{100 \times a} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \rightarrow A' \geq \left[\frac{2766,2}{100 \times 0,6} - \frac{3364 \times 30}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{400} = -168,81 \text{ cm}^2$$

$$A' \geq -168,81 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

3) Calcul les armatures minimales et maximales

$$A_{\min} = \max \left[8 \frac{(a+b)}{100} ; \frac{0,2}{100}(a.b) \right]$$

$$A_{\min} = \max (9,6 ; 7,2) = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5}{100} (a.b) = \frac{5}{100} (60.60) = 180 \text{ cm}^2$$

Calcul suivant l'axe z-z

Cas 01

1) Position du point d'application de l'effort normal N':

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{115000}{280700} = 0,4 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 3 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

2) Calcul de la section total

$$B = a \times b = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2 = 0.36 \text{ m}^2.$$

3) Calcul de la section réduite Br

$$B_r = (60-2) \times (60-2) = 3364 \text{ cm}^2 = 0.3364 \text{ m}^2.$$

4) Calcul de coefficient ne fonction de λ

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{10.15}{35} \right)^2 \right]} = 0.84 / 1.1 = 0.76$$

$$A' \geq \left[\frac{N'}{100 \times a} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \rightarrow A' \geq \left[\frac{28070}{100 \times 0.6} - \frac{3364 \times 30}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.15}{500} = -252,91 \text{ cm}^2$$

$$A' \geq -252,91 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

5) Calcul les armatures minimales et maximales

$$A_{\min} = \max \left[8 \frac{(a+b)}{100} ; \frac{0,2}{100}(a.b) \right]$$

$$A_{\min} = \max (9,6 ; 7,2) = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5}{100} (a.b) = \frac{5}{100} (60.60) = 180 \text{ cm}^2$$

6) Choix des armatures

$$A_s = \max (A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 252,91 \text{ cm}^2$$

Cas 02

1) Position du point d'application de l'effort normal N':

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{164,88}{3279,5} = 2,02 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 3 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

2) Calcul de la section total

$$B = a \times b = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2 = 0.36 \text{ m}^2.$$

3) Calcul de la section réduite Br

$$B_r = (60-2) \times (60-2) = 3364 \text{ cm}^2 = 0.3364 \text{ m}^2.$$

4) Calcul de coefficient ne fonction de λ

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{10.15}{35}\right)^2\right]} = 0.84 / 1.1 = 0.76$$

$$A' \geq \left[\frac{N'}{100 \times a} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \rightarrow A' \geq \left[\frac{32795}{100 \times 0.6} - \frac{3364 \times 30}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.15}{400} = -331,66 \text{ cm}^2$$

$$A' \geq -331,66 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

5) Calcul les armatures minimales et maximales

$$A_{\min} = \max \left[8 \frac{(a+b)}{100} ; \frac{0,2}{100} (a \cdot b) \right]$$

$$A_{\min} = \max (9,6; 7,2) = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5}{100} (a \cdot b) = \frac{5}{100} (60 \cdot 60) = 180 \text{ cm}^2$$

6) Choix des armatures

$$A_s = \max (A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 331,66 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures en flexion simple

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{32795 \times 10^3}{60 \times 14,17 \times 54^2} = 0,27 < 0,392 ; 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,27}) = 0,402$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.402 = 0,718$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{32795 \times 10^3}{0.718 \times 400 \times 54} = 211,46 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 68,06 - \frac{32795}{100 \times 400} = -81,98 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

7) Armatures minimales

CBA 93

$$A_{min} = \max \left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0.2 \times 60 \times 60}{100} ; \frac{8(60+60)}{100} \right] = \max[7,2 ; 9,6]$$

$$A_{min} = 9,6 \text{ cm}^2.$$

RPA 2024:

$$0.01 \times a \times b = 0.01 \times 60 \times 60 = 36 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{cal}, A_{PRA}, A_{CBA}) = (36 \text{ cm}^2; 9,6 \text{ cm}^2) = 36 \text{ cm}^2$$

Cas 04

Calcul des armatures en flexion simple

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{68,18 \times 10^3}{60 \times 14,17 \times 54^2} = 0,22 < 0,392 ; 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,22}) = 0,314$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,314 = 0,874$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{6818 \times 10^3}{0,874 \times 400 \times 54} = 36,11 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 36,11 - \frac{32795}{100 \times 400} = -81,98 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

7) Armatures minimales

CBA 93

$$A_{min} = \max \left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0.2 \times 60 \times 60}{100} ; \frac{8(60+60)}{100} \right] = \max[9,6; 7,2]$$

$$A_{min} = 9,6 \text{ cm}^2.$$

RPA 2024

$$0.01 \times a \times b = 0.01 \times 60 \times 60 = 36 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{cal}, A_{PRA}, A_{CBA}) = (36 \text{ cm}^2; 9,6 \text{ cm}^2) = 36 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A = \max (\text{cas1}, \text{cas2}, \text{cas3}, \text{cas4}) = 36 \text{ cm}^2$$

VI.3.6. Vérification de l'effort tranchant

D'après le fichier résultat robot bat

$$T_{max} = 166230 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{166230}{60 \times 54 \times 100} = 0.44 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.44 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \text{C. V}$$

Diamètre des armatures transversales A_t

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

On prend $\varphi_t = 8 \text{mm}$ avec nuance d'acier FeE500.

Espacement des armatures transversales

Suivant les règles BAEL 91

$$\delta_t = \min(15\varphi_L^{\min}; 40 \text{cm}; (b + 10) \text{cm})$$

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

Selon l'RPA 2024

Zone nodale

$$t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{3}; 10 \text{ cm}; 60\varphi_l\right) = 10 \text{cm}$$

Zone courante

$$t' \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varphi_l\right) = 20 \text{cm}$$

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

Armatures transversales minimales

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{190,5}{60} = 2,92 < 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\%b \times \delta_t = 0.008 \times 60 \times 15 = 7,48 \text{cm}^2$$

La longueur de recouvrement

$$l_r = 60\varphi_{l\max} = 120 \text{ cm}$$

Remarque

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que

Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.8: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux de bloc de prière.

Type de poteaux	Section cm ²	A _{cal} cm ²	A _{min} RPA cm ²	A _{min} CBA cm ²	Choix	A adopté cm ²	Recouvrement cm ²
POT (60×60)	3600	31,55	9,6	30	16T16	32,17	1,571
POT (60×90)	5400	54	12	54	16T20+4T25	60,09	1,745

Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux de bloc d'entrée.

Type de poteaux	Section cm ²	A _{cal} cm ²	A _{min} RPA cm ²	A _{min} CBA cm ²	Choix	A adopté cm ²	Recouvrement cm ²
POT (50×60)	3000	30	8,8	30	16T16	32,17	2
POT (60×100)	6000	50	12,8	55	18T20	56,55	2,2
POT (60×90)	5400	54	12	54	18T20	56,55	2

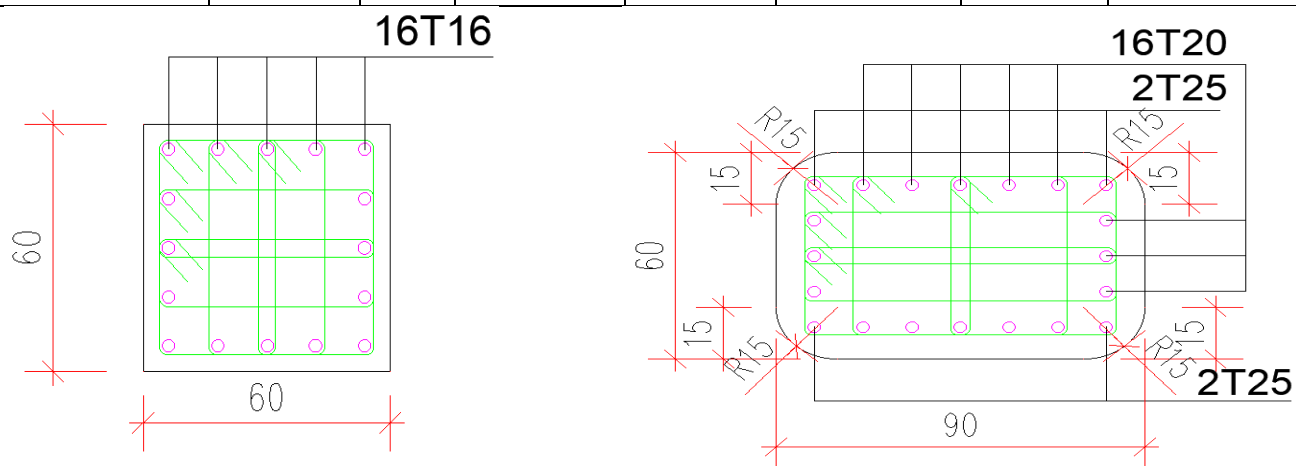


Figure VI.4 : ferrailage des poteaux de bloc de prière.

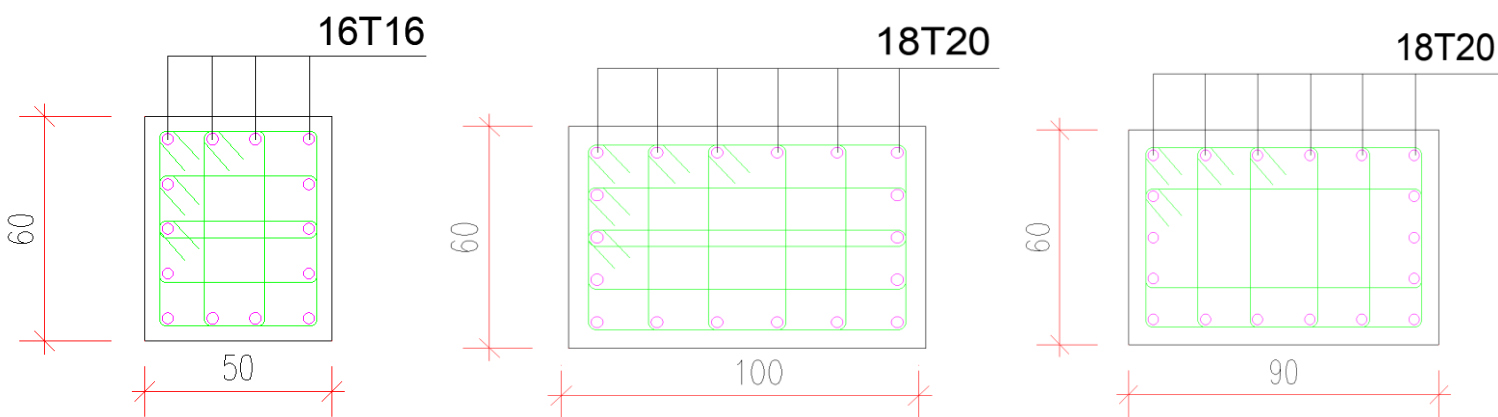


Figure VI.5 : ferrailage des poteaux de bloc d'entrée.

VI.5 .Etude des voiles

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construits en béton armé ou non armé.

Le rôle des voiles est de :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers ;
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme) et
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieur à quatre fois son épaisseur est considérée comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers
- A leurs extrémités.

VI.5.1.Ferraillage des voiles de contreventement :

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul est limité par la prescription d'Eqn (7.22).

- Pour les voiles élancés ($(h_w/l_w) > 2.0$), le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.
- Pour les voiles courts ($(h_w/l_w) \leq 2.0$), il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissants, résultant du calcul de structure.

▪ Aciers verticaux

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm

Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme.

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

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

▪ Acier horizontal

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{V}{z \cdot f_e}$$

Avec

- V : effort tranchant de calcul . $V = 1,4V_{u, calcul}$

- Z : distance entre les centres de gravité des armateurs des deux extrémités confinées.

VI.5.2. Combinaison de charges

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :
 - $1,35G + 1,5Q \longrightarrow \text{ELU}$
 - $G + Q \longrightarrow \text{ELS}$
- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 2024] :
 - $G + \psi Q \pm E_x \pm 0,3E_y$
 - $G + \psi Q \pm 0,3E_x \pm E_y$

VI.5.3. Sollicitations dans les voiles

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

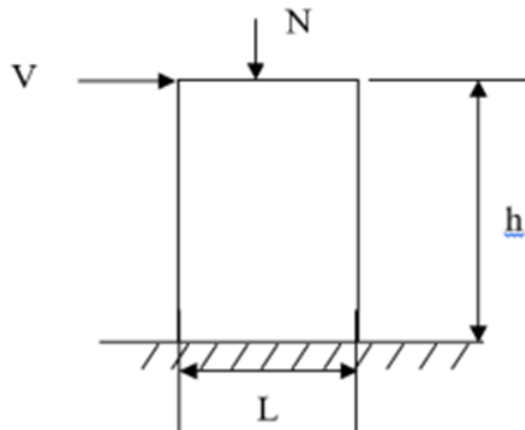


Figure VI.6 : Schéma d'un voile. (Okacha, 2021)

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel ETABS, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

Exemple de calcul

Tableau VI.10: Sollicitations de calcul maximales des voiles verticaux de bloc de prière.

Type	Combinaison	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	L_t (m)	e(m)
ELU	ELU	3739,8	287,64	60	505	30
ACC	$G + \psi Q \pm E_x$	6719,4	401,766			

TableauVI.11: Sollicitations de calcul maximales des voiles horizontaux de bloc de prière.

Type	Combinaison	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	L _t (m)	e(m)
ELU	ELU	409,77	994,83	60	505	30
ACC	$G+\psi Q\pm E_x$	4671,4	13616,4			

TableauVI.12: Sollicitations de calcul maximales des voiles verticaux de bloc d'entrée.

Type	Combinaison	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	L _t (m)	e(m)
ELU	ELU	2121,5	111,79	60	405	25
ACC	$G+\psi Q\pm E_x$	1831,2	213,66			

Tableau VI.13: Sollicitations de calcul maximales des voiles horizontaux de bloc d'entrée.

Type	Combinaison	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	L _t (m)	e(m)
ELU	ELU	388,2	765,52	60	405	25
ACC	$G+\psi Q\pm E_x$	1431,3	3947,02			

TableauVI.14: Sollicitations de calcul maximales des voiles verticaux de minaret.

	Type	Combinaison	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	L _t (m)	e(m)
RDC	ELU	ELU	1735,3	2,22	300	245	25
	ACC	$G+\psi Q\pm E_x$	2574,6	5029,22			

1^{er} étage	ELU	ELU	1332,1	0,32			
	ACC	G+ψQ\pmE_x	2433,8	4343,71			
2, 3,4^{ème} étage	ELU	ELU	853,6	0,11			
	ACC	G+ψQ\pmE_x	1300,6	2149,9			
5, 6,7^{ème} étage	ELU	ELU	386,4	2,79			
	ACC	G+ψQ\pmE_x	347,9	455,8			

Tableau VI.15: Sollicitations de calcul maximales des voiles horizontaux de minaret.

	Type	Combinaison	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	L_t(m)	e(m)
RDC	ELU	ELU	1,1	330,98	300	245	25
	ACC	G+ψQ\pmE_x	383,3	1771,57			
1^{er} étage	ELU	ELU	0,2	119,14			
	ACC	G+ψQ\pmE_x	372,5	1108,58			
2, 3,4^{ème} étage	ELU	ELU	0,1	62,5			
	ACC	G+ψQ\pmE_x	309,2	412,41			

5, 6,7ème étage	ELU	ELU	5,2	3,37			
	ACC	G+ψQ±E_x	191,1	113,86			

VI.4.1.3. Les caractéristiques géométriques du voile

$$I I = \frac{(0,15 \times 5,05^3)}{12} = 1,61 \text{ m}^4 \text{ (I : inertie du voile)}$$

$$\Omega = 0,15 \times 5,05 = 0,758 \text{ m}^2 \text{ (\Omega : surface en plan du voile)}$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{5,05}{2} = 2,53 \text{ m (V : la position de l'axe neutre)}$$

VI.4.1.4. Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile

Effort de compression à ELU

$$N_{\max} = 3739,8 \text{ KN (Effort de compression)}, M_{\text{cor}} = 287,64 \text{ KN.m}$$

Calcul les contraintes

$$\sigma_d = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v = \frac{3739,8}{0,6} + \frac{287,64 \times 2,53}{1,61}$$

$$\sigma_d = 6685,006 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_d = 6,68 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v = \frac{3739,8}{0,6} - \frac{287,64 \times 2,53}{1,61}$$

$$\sigma_g = 5780,99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_g = 5,78 \text{ N/mm}^2$$

($\sigma_d > 0$; $\sigma_g > 0$) => la section est entièrement comprimée

Calcul de la contrainte moyenne

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \cdot L_c\right)$$

$$L_c = L = 5,05 \text{ m}$$

$$d_1 \leq \min\left(\frac{3}{2}; \frac{2}{3} \cdot 5,05\right) = \min(1,5; 0,67; 5,05)$$

On prendra : $d = 0,67 \text{ m}$

Détermination de la contrainte moyenne de la bande d1 :

$$\sigma_1 = \sigma_g + (lc - d_1) \times \frac{(\sigma_d - \sigma_g)}{Lc}$$

$$\sigma_1 = 5,78 + (5,05 - 0,67) \times \frac{(6,68 - 5,78)}{5,05} = 6,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{6,68 + 5,78}{2} = 6,23 \text{ MPa}$$

L'effort normal appliqué sur la bande d1

$$Nu = \sigma_{\text{moy}} \times e \times d_1 = 6,23 \times 150 \times 670 = 769080 \text{ N}$$

$$Nu = 626,115 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort limite ultime

L'effort limite Nu_{lim} est donné par la formule suivante :

Cas d'un mur non armé : $A = 0$

$$Nu_{\text{lim}} = \alpha \times \frac{Br \times fc28}{0,9 \times \gamma b}$$

Avec :

$$Br = (d - 2) \times (a - 2) = (67 - 2) \times (15 - 2) = 845 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0,845}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} = \frac{0,845}{1 + 0,2\left(\frac{43,87}{30}\right)^2} = 0,59$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 5,05 = 3,54 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{a} = \frac{3,455\sqrt{12}}{0,15} = 79,78$$

Donc: $\alpha = 0,455$

$$Nu_{\text{lim}} = \alpha \times \frac{Br \times fc28}{0,9 \times \gamma b} = 0,59 \times \frac{0,8 \times 25000}{0,9 \times 1,5} = 8740,74 \text{ KN}$$

Conclusion

$$Nu_{\text{lim}} = 8740,74 \text{ KN} > Nu = 626,115 \text{ KN} \rightarrow \text{c. v}$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires.

VI.4.1.5. Calcul de ferrailage

D'après notre système de contreventement on prend en considération juste les sollicitations des voiles les plus sollicités (sous-sol) et on applique leur ferrailage maximum sur les autres étages.

On prend les cas plus défavorables (Cas : $G+\psi Q+0,3 EX+EY$) (ACC)

L'effort normal appliqué sur la bande d1

Ferrailage verticale

$N_{\max} = 6719,4\text{KN}$ (Effort de compression), $M_{\text{cor}} = 401,766\text{KN.m}$

Calcul les contraintes

$$\sigma_d = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}v = \frac{6719,4}{0,845} + \frac{401,766 \times 2,53}{1,61}$$

$$\sigma_d = 8583,29\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_d = 8,58\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}v = \frac{6719,4}{0,825} - \frac{401,766 \times 2,53}{1,61}$$

$$\sigma_g = -7320,61\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_g = -7,32\text{N/mm}^2$$

$(\sigma_d > 0; \sigma_g < 0) \Rightarrow$ la section est partiellement tendue

Calcul de la longueur de la zone tendue et la largeur de la bande max :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \cdot L_c\right)$$

$$L_c = L - L_t = 5,05 - 3,54 = 1,51$$

$$\frac{\sigma_d}{L_c} = \frac{\sigma_g}{L_t} \rightarrow L_t = \frac{\sigma_g \times L_c}{\sigma_d}$$

$$L_t = \frac{\sigma_g \times (L - L_t)}{\sigma_d} = \frac{\sigma_g \times L}{\sigma_d + \sigma_g} = \frac{80922,91 \times 5,05}{8583,29 + 7320,61}$$

$$L_t = 2,4\text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{5,05}{2}; \frac{2}{3} \cdot 3,54\right) = \min(2,53; 2,36) = 2,36\text{ m}$$

On prend $d_1 = L_c' \geq \max(0,15L_w; 1,5b_w) = 0,85\text{ m}$

Avec

L_c' : la longueur confinée du voile.

$$d_2 = d_3 = 0,6\text{ m}$$

Détermination de la contrainte moyenne dans la première bande:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_g(L_t - d_1)}{L_t} = \frac{7320,61(2,4 - 0,85)}{2,4} = 3616,28\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}1} = \frac{\sigma_g + \sigma_1}{2} = \frac{7,32 + 3,61}{2} = 5,47\text{ MPa}$$

Détermination de la valeur d'effort normal moyen (traction) sollicitation la zone d'about

$$Nu_1 = \sigma_{moy1} \times e \times d_1 = 5,47 \times 150 \times 845 = 6693322,5 \text{ N}$$

Calcul des armatures verticales :

$$A_s = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{6693322,5}{400} = 1733,31 \text{ mm}^2 \quad . C. \S$$

$$A_{s1} = 12,46 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures de couture

$$A_{c1} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{2,53}{400} \times \frac{850}{5050} = 1171,06 \text{ mm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A_1 = A_{c1} + A_{s1} = 5,47 + 12,46 = 17,93$$

Armatures minimales RPA :

$$A_{min1} = 0,20\% \times b \times d_1 = 0,002 \times 15 \times 85 = 2,55 \text{ cm}^2 \text{ (Zone tendu)}$$

$$A_1 = \max(A_{cal}, A_{min}) = (17,93 ; 2,55) = 16,62 \text{ cm}^2$$

Détermination de la contrainte moyenne dans deuxième bande :

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_g(L_t - (d_1 + d_2))}{L_t} = \frac{6177,816(2,53 - (0,85 + 0,6))}{5,05} = 1808,14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{3,61 + 1,80}{2} = 2,7 \text{ MPa}$$

Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de la deuxième bande

$$Nu_2 = \sigma_{moy2} \times e \times d_2 = 2,7 \times 150 \times 600 = 234 000 \text{ N}$$

Calcul des armatures de vertical

$$A_{s2} = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{234000}{400} = 486 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 4,86 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures de couture

$$A_{c2} = 11,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 875210}{400} \times \frac{600}{5050} = 294,07 \text{ mm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée

$$A_2 = A_{c2} + A_{s2} = 2,94 + 4,86 = 7,80 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales RPA

$$A_{\min 2} = 0,20\% \times b \times d_2 = 0,002 \times 15 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = (7,80 ; 1,8) = 7,80 \text{ cm}^2$$

Détermination de la contrainte moyenne de la bande 3

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_g(L_t - (d_1 + d_2 + d_3))}{L_t} = \frac{6177,816(2,05 - (0,85 + 0,6 + 0,6))}{2,05} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}3} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} = \frac{1,8 + 0}{2} = 0,9 \text{ MPa}$$

Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de bande 3 :

$$Nu_3 = \sigma_{\text{moy}3} \times e \times d_3 = 0,9 \times 150 \times 600 = 81000 \text{ N}$$

Calcul des armatures verticales :

$$A_{s3} = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{8100}{400} = 162 \text{ mm}^2$$

$$A_{s3} = 1,62 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures de couture

$$A_{c3} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 875210}{500} \times \frac{600}{5500} = 294,07 \text{ mm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée

$$A_3 = A_{c3} + A_{s3} = 2,94 + 1,62 = 4,56 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales RPA

$$A_{\min 3} = 0,20\% \times b \times d_2 = 0,002 \times 15 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = (4,56 ; 1,8) = 4,56 \text{ cm}^2$$

Zone courante

$$d' = l_c - d_1 - d_2 - d_3 = 1,4 \text{ m}$$

$$A_{\min 3} = 0,20\% \times b \times d' = 0,002 \times 15 \times 140 = 4,2$$

Espacement des armatures verticales

D'après l'RPA /2024

Zone confinée

$$St \leq \min\left(\frac{b_c}{2}; 20 \text{ cm}; 8 \cdot \phi_l\right) \rightarrow St \leq (7,5 ; 20 ; 16 \text{ cm}) = 7,5 \text{ cm}$$

En dehors de la zone confinée

$$St \leq \min(1,5b_w; 25 \text{ cm}) \rightarrow St \leq (7,5 ; 20 ; 16 \text{ cm}) = 7,5 \text{ cm}$$

Ferrailage horizontale

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\nabla}{z \cdot f_e}$$

Avec

∇ : effort tranchant de calcul, $\nabla = 1,4V_{u \text{ calcul}}$

z: distance entre les centre de gravité des armatures des deux extrémité confinée

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{1,4 \times v_u}{z \cdot f_e} \Rightarrow A_h \frac{1,4 \times v_u \times S}{z \cdot f_e} = 2,77 \text{ cm}^2$$

VI.4.1.6. Vérification de la contrainte de cisaillement

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 2024).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{\nabla}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \times v_u}{b_0 \cdot d} \leq 0,2f_{c28}$$

Avec :

V : L'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile, ($d=0,9h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

ACC :

$$\tau_u = \frac{\nabla}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times v_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 875,210}{0,15 \times 0,6 \times 5,05} = 2695,92 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = 2,695 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = 2,695 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

ELU :

$$\tau_u = \frac{v}{b \cdot d} = \frac{11,37}{0,15 \times 0,6 \times 5,05} = 25,01 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = 0,025 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,06 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

TableauVI.16 : Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles de bloc de prière.

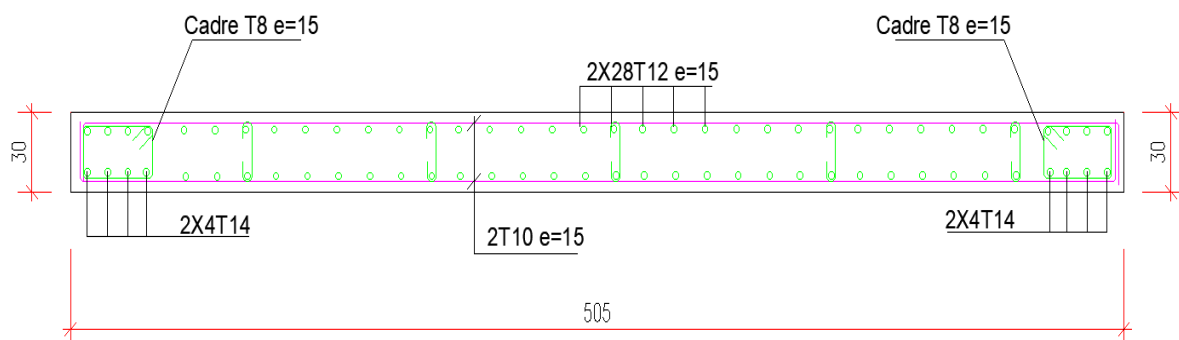
Voile	A calculé (cm ² /ml)	Choix d'armatures	Espacement (cm)
Vertical	63,34	T12	15
Horizontal	1,57	T10	

TableauVI.17 : Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles de bloc d'entrée.

Voile	A calculé (cm ² /ml)	Choix d'armatures	Espacement (cm)
Vertical	47,5	T12	15
Horizontal	1,57	T10	

TableauVI.18: Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles de minaret.

	Voile	A calculé (cm ² /ml)	Choix d'armatures	Espacement (cm)
RDC	Vertical	81,68	T20	15
	Horizontal	1,57	T10	
1 ^{er} étage	Vertical	75,4	T20	
	Horizontal	1,57	T10	
2, 3,4 ^{ème} étage	Vertical	48,26	T16	
	Horizontal	1,57	T10	
5, 6,7 ^{ème} étage	Vertical	27,14	T12	
	Horizontal	1,57	T10	



FigureVI.7 : ferrailage de voile de bloc de prière.

VI.6.Ferrillages des linteaux

Deuxième cas : $\tau_b > (0.06f_c28)$ Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires. Les efforts (M, V) sont repris par des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales, de section A_D , à disposer obligatoirement (cf. Figure (7.11)). Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2.f_e.\sin\alpha}$$

Avec

$$\tan\alpha = \frac{h-2d}{L}$$

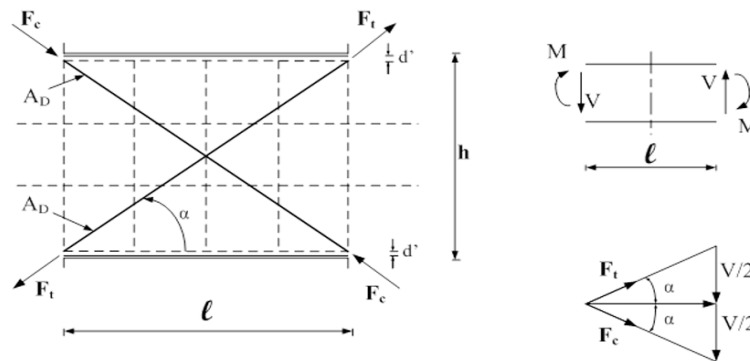


Figure VI.8: Efforts dans les bielles du linteau.

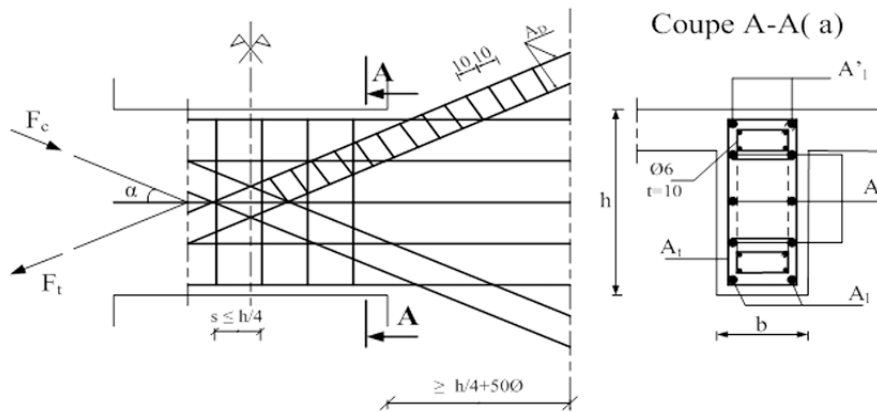


Figure VI.9: Armatures de linteaux.

Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

En addition aux spécifications du § 7.3, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon Eqns. (7.10) & (7.11):

$$\tau_b \leq 0.2f_c28$$

où:

$$\tau_b = \text{avec: } V / b \cdot d$$

- $V = 1.4V_{u, \text{calcul}}$
- b_0 : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute
- $V = V_{\text{calcul}}$ (sans majoration)

Armatures de linteaux

$$\begin{array}{l}
 A_l, A'_l \geq 0,0015bh \\
 A_c \geq 0,0020bh \\
 AD \left\{ \begin{array}{l} \geq 0,0015bh : \text{si } \tau_b > 0,06f_c28 \\ = 0 : \text{si } \tau_b \leq 0,06f_c28 \end{array} \right. \\
 At \left\{ \begin{array}{l} \geq 0,0015bs : \text{si } \tau_b \leq 0,025f_c28 \\ \geq 0,0025bs : \text{si } \tau_b > 0,025f_c28 \end{array} \right.
 \end{array}$$

Armatures de linteaux

$$\begin{array}{l}
 A_l, A'_l \geq 0,0015 \cdot 105 \cdot 300 \rightarrow A_l, A'_l \geq 47,25 \\
 A_c \geq 0,0020 \cdot 105 \cdot 300 \rightarrow A_c \geq 63 \\
 AD \left\{ \begin{array}{l} \geq 47,25 : \text{si } \tau_b > 1,8 \\ = 0 : \text{si } \tau_b \leq 1,8 \end{array} \right. \\
 At \left\{ \begin{array}{l} \geq 0,0015bs : \text{si } \tau_b \leq 0,75 \\ \geq 0,0025bs : \text{si } \tau_b > 0,75 \end{array} \right.
 \end{array}$$

VI.6.1. Ferrailage minimal (cf. Figure (7.12))

$b = 105\text{cm}$; $h = 300\text{cm}$.

a) Aciers longitudinaux

$$(A_l, A'_l) \geq 0.0025b \cdot h^2$$

$$(A_l, A'_l) \geq 27,56$$

b) Armatures transversales

- pour $\tau_b \leq 0.025f_c28$:

$$A_t \geq 0.0015bs$$

• pour $\tau_b > 0.025f_c28$:

$A_t > 0.0025b.s$

$A \longrightarrow 16,08m^2$.

T16 $\longrightarrow e=10$.

c) Armatures en section courante (armatures de peau): Les armatures longitudinales inter Médières ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

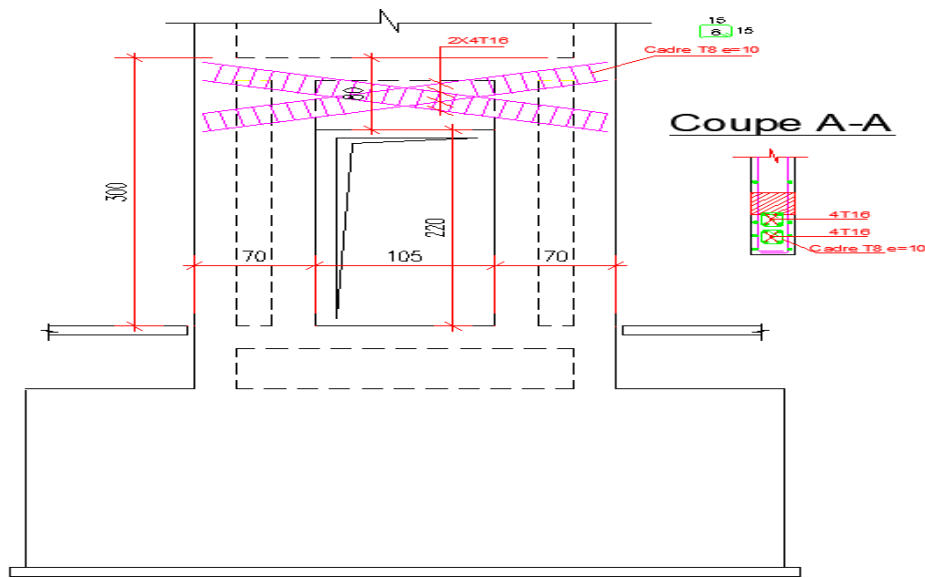


Figure VI.10:ferrailage de linteaux.

VI.7.Ferrailages des voiles et des trumeaux

Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul est limité par la prescription d'Eqn. (7.22).

- Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées au § 7.7.1, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles de béton armé en vigueur.
- Pour les voiles élancés ($(h_w/l_w) > 2.0$), le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile (cf. Figure (7.13)).
- Pour les voiles courts ($(h_w/l_w) \leq 2.0$), il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissant, résultant du calcul de structure. Commentaire: L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes : • la première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet. • La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique. Le diagramme du moment fléchissant, pour les systèmes à contreventement mixte, peut éventuellement être négatif dans les étages supérieurs (cf. Figure (7.13)). La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit (cf. Figure (7.13)) :

$$h_{cr} = \max (l_w, h_w) \quad (7.20)$$

et:

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_e: \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2 \cdot h_e: \text{ pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} \quad (7.21)$$

avec: h_e est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats.

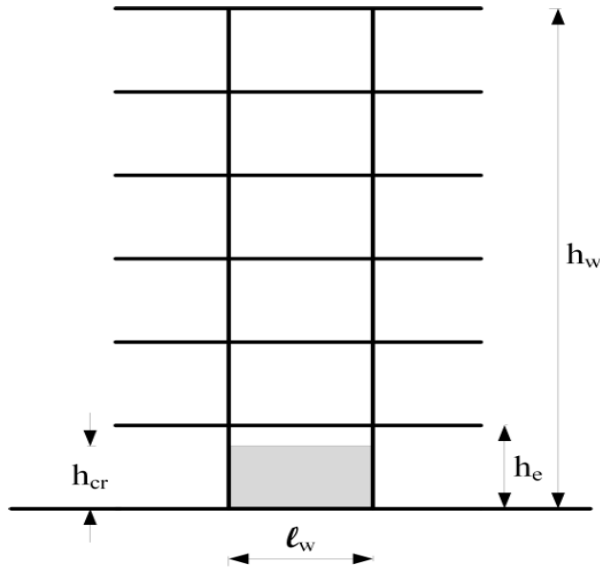


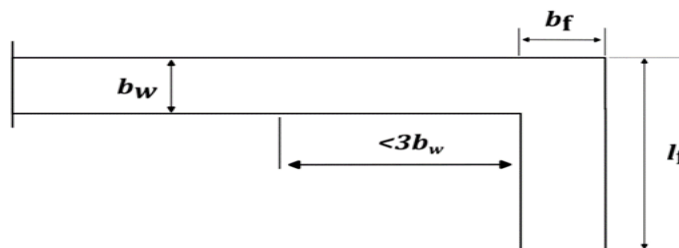
Figure VI.11: Zone critique à la base du voile.

Exigences de ductilité pour la zone critique

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$(v = N_d / B_c \cdot f_{c28}) \leq 0.40 \quad (7.22)$$

Ces limites sont à respecter dans les vérifications sous combinaisons sismiques réglementaires. Les symboles ont les mêmes significations qu'au § 7.1.3.



(c) Configuration de l'extrémité du voile en contact avec membrure raidisseuse transversale importante

Figure VI.12: Eléments de rives.

Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur, l_c , mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à $\epsilon_{cu} = 0,35\%$ (cf. Figure (7.16)). Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au voile. La longueur de l'élément de rive doit respecter :

$$l_c \geq \max (0.15l_w; 1.5b_w) \quad (7.23)$$

avec:

- l_w : longueur du voile
- b_w : largeur de l'âme du voile

L'épaisseur de l'élément de rive confiné doit respecter la condition suivante :

$$b_c \geq \max (20 \text{ cm} ; h_e 20) \quad (7.24)$$

Si le voile est relié à une membrure raidisseuse d'une épaisseur ($b_f \geq h_e/15$) et d'une longueur ($l_f \geq h_e/5$) et si l'élément de rive confiné doit être prolongé au-delà de la membrure dans l'âme sur une longueur supplémentaire allant jusqu'à $(3b_w)$, alors l'épaisseur de l'élément de rive confiné b_c reste égale à b_w .

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, χ_u , doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

$$\chi_u = (v_d + \omega_v) h_c \cdot b_c \cdot b_0$$

$$v_d = N_d / h_c \cdot b_c \cdot f_{cd}$$

$$\omega_v = A_{sv} / h_c \cdot b_w \cdot f_{yd} \cdot f_{cd}$$

avec:

- v_d : effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire
- h_c : longueur de la partie confinée
- b_c : largeur de la partie confinée égale à b_w dans le cas d'une section rectangulaire
- b_w : largeur du voile
- ω_v : pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes
- A_{sv} : section de ferrailage correspondant à la section du voile ($h_c \cdot b_w$)
- f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier
- f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression

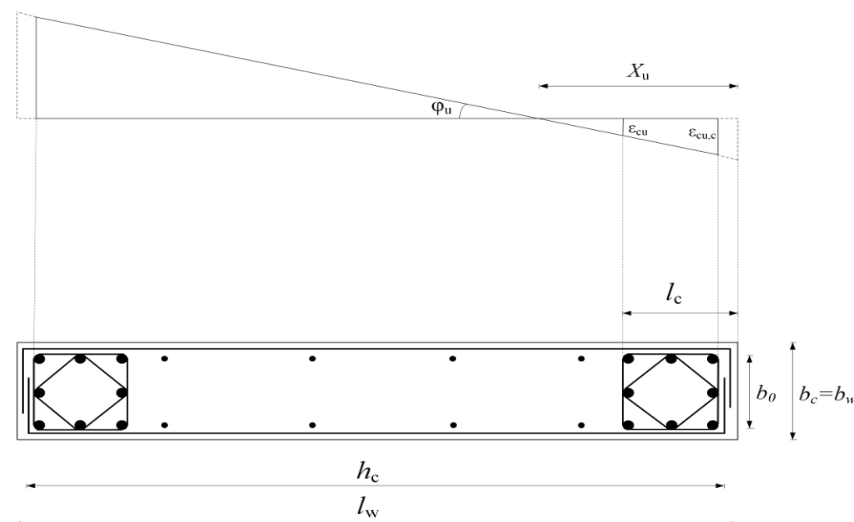


Figure VI.13: Eléments de rive pour les voiles.

Les barres verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$St \leq \min (bc/2, 20 \text{ cm}, 8.\phi l) \quad (7.28)$$

avec: ϕl représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive. La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm. La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr}) et doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq 0.09st.b_0. f_{c28} f_e$$

$$A_t \geq 0.3st.b_0. (A_g A_c - 1). f_{c28}$$

où :

- b_0 représente l'épaisseur confinée de l'élément de rive (7.29) f_e (7.30)
- (A_g/A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée Au-dessus de la zone critique, et en respectant la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen, en appliquant les règles de béton armé en vigueur.

Il convient, en outre, de prévoir des éléments de rive sur un niveau supplémentaire, avec au moins la moitié des armatures de confinement requises dans la zone critique.

Aciers verticaux

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm.

Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme.

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire Eqn. (7.31):
 $A_h s \geq V z. f_e$

avec:

$$\bullet V: \text{effort tranchant de calcul, } V = 1.4V_{u, \text{calcul}} \quad (7.31)$$

- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

Règles communes

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min (1.5b_w, 25\text{cm})$$

$$\text{Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m}^2. \quad (7.32)$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($b_w/10$).

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $60\phi_l$ pour les barres situées dans les zones IV, V et VI ;
- $50\phi_l$ pour les barres situées dans les zones I, II et III.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \text{ (avec: } V_{fe}) V = 1.4V_{u, \text{calcul}} \quad (7.33)$$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn. (7.33) et celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10mm avec une longueur minimum d'ancrage de $(50\phi_l)$.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

VII.1. Voile périphérique

Afin d'assurer une meilleure rigidité à la partie en sous-sol de la construction et de permettre la reprise des efforts dus à la poussée des terres, il est indispensable de mettre en place un voile périphérique en béton armé.

Ce voile est renforcé par deux nappes d'armatures disposées en quadrillage, l'une côté intérieur et l'autre côté extérieur, afin de garantir une bonne tenue structurelle et une résistance adéquate aux sollicitations.

- **Le Dimensionnement**

D'après le R.P.A.2024; l'épaisseur être supérieure ou égale à 25cm.

Dans notre structure on a : $e = 25 \text{ cm}$

- **Calcul des charges**

Poussée des terres

$$P1 = K_a \times \gamma \times \frac{h}{2}$$

$$P1 = 0,325 \times 18 \times 0,15 = 0,9$$

Avec

P1 : Poussé des terres

γ : Poids spécifique des terres

h : Hauteur du voile

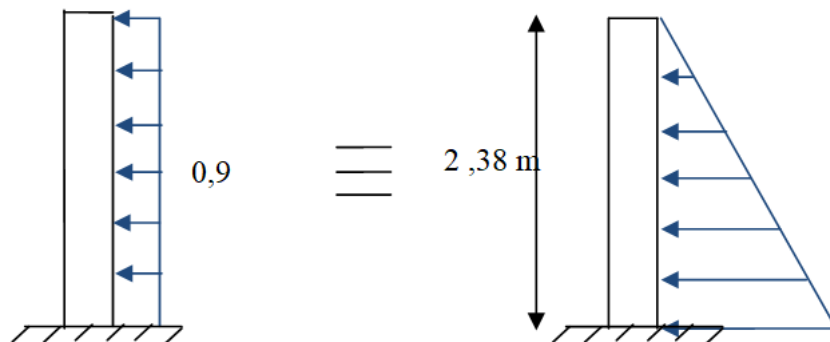


Figure VII.1: schéma statique d'un voile périphérique .

- **Calcul de la contrainte de poussée**

Poids volumique du sol $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = 0,325$$

VII.1.1. Combinaison fondamentale

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 \times \gamma \times \frac{h}{2} \times K_a \times 1\text{m} = 1.35 \times 18 \times \frac{2,38}{2} \times 0.325 \times 1 = 9,40 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : q_s = \gamma \times \frac{h}{2} \times K_a \times 1\text{m} = 18 \times \frac{2,38}{2} \times 0.325 \times 1 = 6,96 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 2,38 \text{ m}$$

$$L_y = 2,38 \text{ m}$$

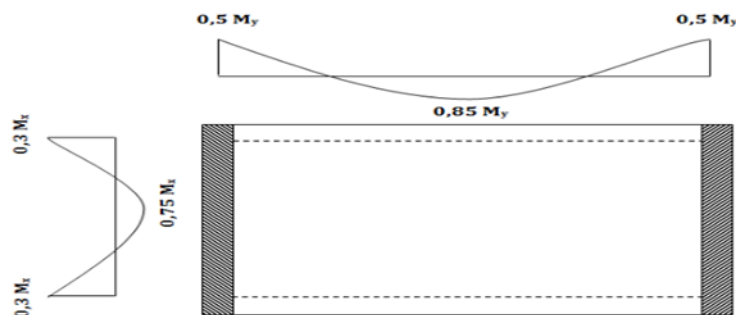
$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,38}{2,38} = 1 \text{ Si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle portent en deux sens}$$

D'après le tableau

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

VII.1.2. La réduction des moments



ELU

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0368 \times 9,67 \times 2,38^2 = 2,02 \text{ KN.m} \\ M_y = 1,000 \times 2,02 = 2,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0441 \times 7,17 \times 2,38^2 = 1,79 \text{ KN.m} \\ M_y = 1,000 \times 1,79 = 1,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELU

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 2,02 = 1,515 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 2,02 = 1,717 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 2,02 = 0,606 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 2,02 = 1,01 \text{KN.m} \end{cases}$$

ELS

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 1,79 = 1,342 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0.85 \times 1,79 = 1,522 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 1,79 = 0,537 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 1,79 = 0,895 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **La fissuration est considérée comme Peu nuisible**

$$c_x = a + \frac{\varnothing}{2} = 2 + \frac{1}{2} = 2,5 \text{ cm}$$

$$c_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} = 2 + 1 + \frac{1}{2} = 3,5 \text{ cm}$$

- **Les hauteurs utiles**

$$d_x = h - c_x = 30 - 2,5 = 27,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - c_y = 30 - 3,5 = 26,5 \text{ cm}$$

VII.1.3.Calcul du ferrailage

Sens xx

En travée

Calcul du ferrailage

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1,515 \times 10^3}{100 \times 14,17 \times 27,5^2} = 0.0003 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0003}) = 0.00034$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.00034 = 0.999$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1,515 \times 10^3}{0.999 \times 348 \times 27,5} = 0,032 \text{cm}^2$$

ELU

Condition de non fragilité

[CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 238 \times 30 = 4,3 \text{ cm}^2$$

Conditions exigées par le RPA/V2024

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 238 \times 30 = 7,14 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) = 7,14 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A = 4T16/\text{ml} = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximal des armatures

$$\text{Ecartement des armatures: } \delta \leq \min(3hd; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

ELS

$$M_{tx} = 1,342 \text{ KN.m.}$$

• Calcul et vérification des contraintes

Flexion simple

- Section rectangulaire sans A' } \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa.}
- Acier FeE400
- $\gamma = \frac{M_{tx}}{M_{tx}} = \frac{1,515}{1,342} = 1,13.$
- $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,13-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,95 > \alpha = 0,0003 \dots \text{C.V}$

🚦 Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

En appuis

Calcul du ferrailage

$$\mu = \frac{M_{\text{ax}}}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{0,606 \times 10^3}{100 \times 14,17 \times 27,5^2} = 0,0001 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0001}) = 0.00014$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.00014 = 0.999$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{ax}}}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{0,606 \times 10^3}{0.999 \times 348 \times 27,5} = 0,013 \text{ cm}^2$$

ELU

Condition de non fragilité

[CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 238 \times 30 = 4,3 \text{ cm}^2$$

Conditions exigées par le RPA/V2024

$$A_{\min RPA} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 238 \times 30 = 7,14 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min RPA}) = 7,14 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A = 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS

$$\text{Max} = 0,537 \text{ KN.m.}$$

• Calcul et vérification des contraintes

Flexion simple

- Section rectangulaire sans A' $\left. \begin{array}{l} \text{?} \\ \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa} . \end{array} \right\}$
- Acier FeE400
- $\gamma = \frac{M_{\text{cal}}}{M_{\text{ELU}}} = \frac{0,606}{0,537} = 1,13.$
- $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,13-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,09 > \alpha = 0,00014 \dots \text{C.V}$

🚦 Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Sens y-y

En travée

Calcul du ferrailage

$$\mu = \frac{M_{\text{ty}}}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1,717 \times 10^3}{100 \times 14.17 \times 26,5^2} = 0.0003 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00037}) = 0.0004$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0004 = 0.999$$

$$A_{\text{st}} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1,717 \times 10^3}{0.999 \times 348 \times 26,5} = 0,037 \text{ cm}^2$$

ELU

Condition de non fragilité

[CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 238 \times 30 = 4,3 \text{ cm}^2$$

Conditions exigées par le RPA/V2024 :

$$A_{\min RPA} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 238 \times 30 = 7,14 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min RPA}) = 7,14 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A = 4T16/\text{ml} = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS

$$M_{ty} = 1,522 \text{ KN.m.}$$

• Calcul et vérification des contraintes

Flexion simple

- Section rectangulaire sans A' } $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa} .$
- Acier FeE400
- $\gamma = \frac{M_{ty}}{M_{ty}} = \frac{1,717}{1,522} = 1,13.$
- $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,13-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,09 > \alpha = 0,0004 \dots \text{C.V}$

🚦 Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

En appuis

Calcul du ferrailage

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1,01 \times 10^3}{100 \times 14.17 \times 26,5^2} = 0.0002 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0002}) = 0.0005$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0005 = 0.999$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1,01 \times 10^3}{0.999 \times 348 \times 26,5} = 0,02 \text{ cm}^2$$

ELU

Condition de non fragilité (CBA91/A4.2.1)

$$A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 238 \times 30 = 4,3 \text{ cm}^2$$

Conditions exigées par le RPA/V2024

$$A_{\min RPA} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 238 \times 30 = 7,14 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min RPA}) = 7,14 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A = 4T16 / ml = 8,04 \text{ cm}^2 / ml$$

ELS

$$M_{\text{May}} = 1,895 \text{ KN.m.}$$

• Calcul et vérification des contraintes

Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$
- $\gamma = \frac{M_{\text{May}}}{M_{\text{ELU}}} = \frac{1,01}{0,895} = 1,13.$
 - $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,13-1}{2} + \frac{30}{100} = 0,09 > \alpha = 0,00014 \dots \text{C.V.}$

✚ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

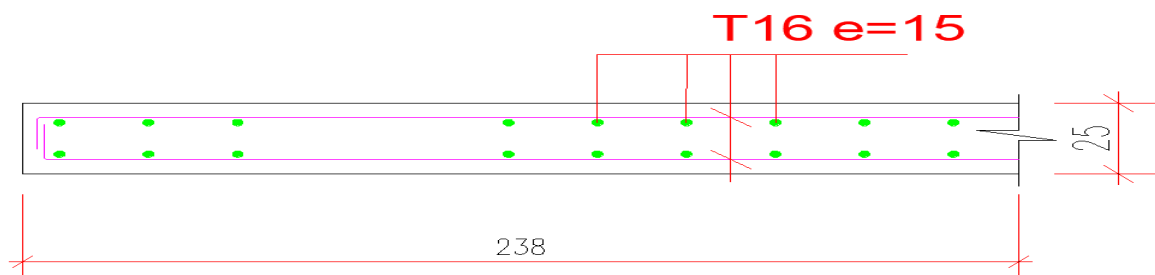


Figure VII.2 : Schéma du ferrailage de voile périphérique.

VII.2. Etude des fondations

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.2.2. Choix du type de fondations

Avec une capacité portante du sol égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.

- Radier évidé.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
($S_{\text{semelles}} / S_{\text{mosquée}} < 50 \%$).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec : $N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau et à chaque voile sont données par les tableaux suivants :

Tableau VII.1: les surfaces des semelles isolées de bloc de prière.

sem	N_u (t)	S_{sem} (m ²)	sem	N_u (t)	S_{sem} (m ²)
1	315,15	15,758	23	436,02	21,801
2	285,92	14,296	24	387,65	19,383
3	196,43	9,822	25	250,67	12,534
4	196,25	9,813	26	218,24	10,912
5	188,22	9,411	27	336,53	16,827
6	187,03	9,352	28	334,18	16,709
7	171,30	8,565	29	667,24	33,362
8	170,81	8,541	30	664,92	33,246
9	495,24	24,762	31	235,59	11,779
10	411,91	20,596	32	259,96	12,998
11	489,38	24,469	33	262,25	13,113
12	408,75	20,438	34	896,66	44,833
13	290,34	14,517	35	581,45	29,073
14	290,43	14,522	36	904,96	45,248
15	826,62	41,331	37	573,47	28,674
16	830,90	41,545	38	461	23,050
17	531,22	26,561	39	465,91	23,296
18	472,52	23,626	40	31,73	1,587
19	437,65	21,883	41	202,2	10,110
20	480,67	24,034	42	234,64	11,732
21	531,50	26,575	43	33,57	1,679
22	473	23,650			
Surface = 856,013m²					

Surface totale des semelles : $S_{\text{semelles}} = 856,013\text{m}^2$

Surface totale du bloc1 : $S_{\text{bloc1}} = 1182,273 \text{ m}^2$

Vérification

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bloc1}}} = \frac{856,013}{1182,273} = 0,72 \Rightarrow 0,72 > 0,50$$

Tableau VII.2:les surfaces des semelles isolées de bloc d'entrée.

sem	N _u (t)	S _{sem} (m ²)	sem	N _u (t)	S _{sem} (m ²)
1	246,31	12,316	10	179,08	8,954
2	280,32	14,016	11	178,05	8,903
3	141,09	7,055	12	129,20	6,460
4	72,840	3,642	13	281,15	14,058
5	44,830	2,242	14	182,46	9,123
6	51,830	2,592	15	165,36	8,268
7	287,99	14,399	16	162,97	8,149
8	141,74	7,087	17	241,91	12,096
9	61,920	3,096			
Surface =142,456 m²					

Surface totale des semelles : S_{semelles} = 142,456 m²

Surface totale du bloc2 : S_{bloc2} = 302,925 m²

Vérification

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bloc2}}} = \frac{142,456}{302,925} = 0,60 \Rightarrow 0,60 > 0,50$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise de la mosquée ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer des semelles filantes comme fondation

Tableau VII.3:les surfaces des semelles isolées de minaret.

sem	N _u (t)	S _{sem} (m ²)
1	72,200	3,61
2	147,25	7,363
3	147,25	7,363
4	72,200	3,61
5	70,070	3,504
6	81,750	4,088
7	167,93	8,397
8	81,750	4,088
9	167,93	8,397
10	70,070	3,504
11	57,490	2,875
12	57,490	2,875
Surface =59,674m²		

Surface totale des semelles : S_{semelles} = 142,456 m²

Surface totale du minaret : S_{minaret} = 7,35 m²

Vérification

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{minaret}}} = \frac{59,674}{7,35} = 8,12 \Rightarrow 8,12 > 0,50$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise de la mosquée ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation.

VII.2.3.Semelles filantes

Choisissons une semelle filante de largeur B et de longueur L.

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

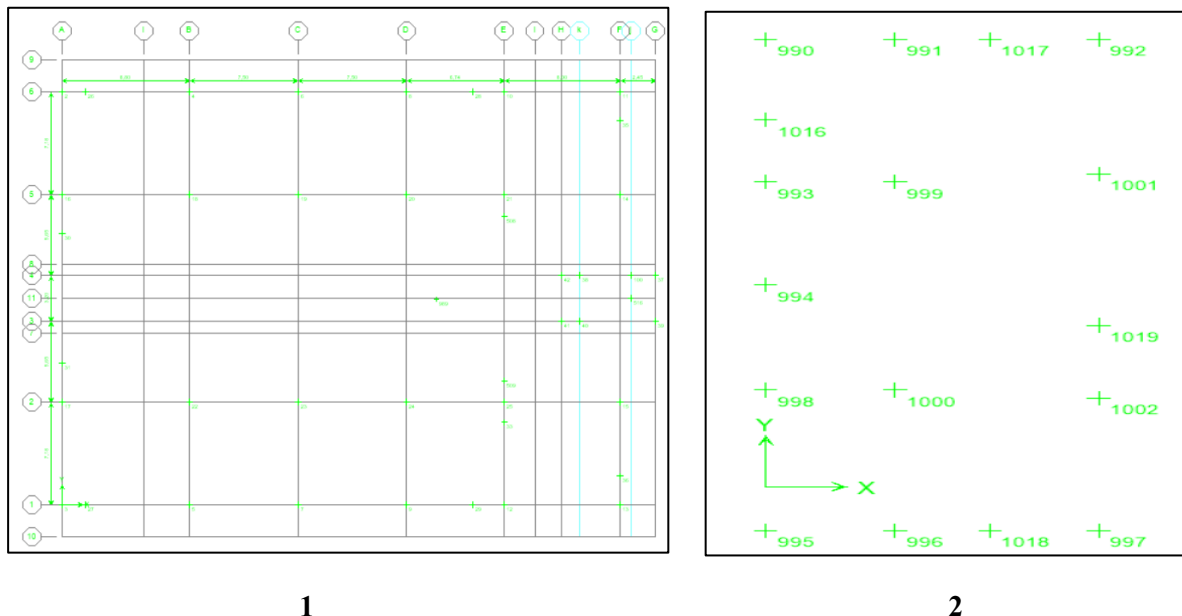


Figure VII.3:Disposition des semelles filantes sous poteaux du bloc de (1- prière, 2-d'entée).

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bloc de prière

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_s}$

- **Calcul des surfaces revenant aux semelles**

Les surfaces des semelles et les

Charges appropriées sont représentées sur les tableaux suivants

Tableau VII.4:Récapitulatif des surfaces des semelles filantes de bloc de prière.

	FILE	N (t)	σ_{sol} (t/m ²)	Ss (m ²)	L(cm)	B calculé(cm)	Badapté(cm)
Sens transversal	SF01	1421,8	20	71,09	38,54	1,8	1,8
	SF02	2385,60		119,28	38,54	3	3
	SF01'	2376		118,80	38,54	3	3
	SF02	1208		60,40	38,54	1,56	1,8
	SF01	615,80		30,79	18,98	1,6	1,6
Sens longitudinal	SF4	893,60		44,68	32,85	1,36	1,4
	Σ			511,04			

Surface totale des semelles =511,04m² :(Ss).

Surface total du bloc de prière=1181,453 m² (Sm).

Vérification

$$Ss / Sm = 511,04 / 1182,273 = 43,26\%$$

$$Ss / Sm = 43,23\% > 50\%$$

Tableau VII.5:Récapitulatif des surfaces des semelles filantes de bloc d'entrée.

	FILE	N (t)	σ_{sol} (t/m ²)	Ss (m ²)	L (cm)	B calculé(cm)	Badapté(cm)
Sens transversal	SF08	296,53	20	14,827	10,5	1,41	1,6
	SF10	227,22		11,361	4,08	2,78	2,8
	SF10	239,97		11,999	4,08	2,7	2,8
	SF09	263,84		13,192	10,5	1,26	1,6
Sens longitudinal	SF4	484,93		24,25	22,45	1,08	1,4
	SF7	318,62		15,931	22,45	0,71	1,6
	Σ			91,56			

Surface totale des semelles =91,56m² :(Ss).

Surface total du bloc d'entrée=302,925 m² (Sm).

Vérification

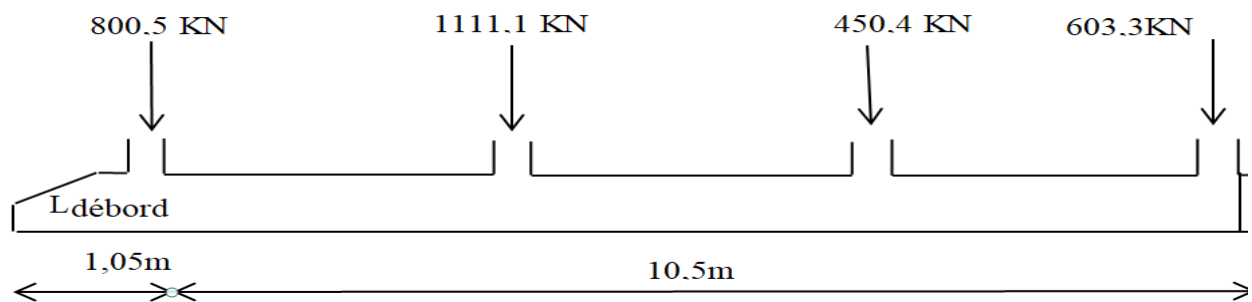
$$Ss / Sm = 91,56 / 302,925 = 30,23\%$$

$$Ss / Sm = 30,23\% > 50\%$$

Concernant la semelle qui se trouve au niveau du joint sismique entre les deux blocs, on peut faire la somme de la surface des deux semelles filantes appartient au axes d et A

FILE	σ_{sol} (t/m ²)	Ss (m ²)	L (cm)	B _{adapté} (cm)
A, d	20	68,93	55,3	2,80

• Dimensionnement de la semelle filante sous poteau



La surface nécessaire de la semelle filante pour reprendre la totalité des efforts lui revenant est

$$S_{semelle} = \frac{\sum N_i}{\sigma_{Sol}} \rightarrow S_{semelle} = \frac{296,53}{20} = 14,83$$

La longueur totale de la semelle filante est donnée par

$$L = 10,5 \text{ m}$$

La largeur de la semelle continue doit vérifier la condition suivante : $B \geq \frac{S_{semelle}}{L}$

$$\text{Donc } B \geq \frac{14,83}{10,5} = 1,41 \text{ m} \Rightarrow \text{on prend } B = 1,6 \text{ m}$$

Hauteur de la semelle filante h : La hauteur de la semelle est donnée par la relation suivante :

$$h = d + 0,05 \quad \text{Avec: } d = \frac{B-b}{4}$$

B : la largeur de la semelle.

b : coté du poteau.

$$d = \frac{1,6 - 0,5}{4} = 0,28 \text{ m}$$

on prend h = 0,33m

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6:Dimensions des semelles filantes.

N(KN)	L(m)	B(m)	h(m)
2965,3	10,50	1,60	0,33

VII.2.3.1. Vérification des semelles filantes

- Vérification au poinçonnement CBA 93 (Art A.5.2.4.2)

$$N_u \leq 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime sous le poteau le plus sollicité.

h : l'épaisseur totale de la dalle.

U_c : le périmètre $\Rightarrow \mu_c = (a + b + 2h) * 2$

Avec : a et b : les dimensions du poteau.

h : la hauteur de la semelle

Le tableau suivant résume les résultats

Tableau VII.7: Vérification de la semelle filante au poinçonnement.

a(m)	b(m)	h(m)	μ_c (m)	$0,045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	N_u (KN)	Condition
0,50	0,60	0,33	3,32	1091,27	2965,3	vérifiée

VII.2.3.2. Vérification des contraintes à ELS

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{max, min} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} X \frac{L}{2}$$

$$N = \sum N_i$$

$$M = \sum N_i * e_i + \sum M_i$$

e_i : Distance entre l'axe du poteau et le centre de gravité de la semelle filante.

σ_{moy} : Contrainte moyenne du sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

S: Section de la semelle filante.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau

Tableau VII.8: Vérification des contraintes de la semelle filante.

N(KN)	S (m ²)	M(KN.m)	I(m ⁴)	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	Condition
2965,3	14,83	94,59	0,11	109,66	96,46	106,36	200	vérifiée

VII.3.3.Ferraillage Des Semelles Filantes sous poteaux

- Calcul des armatures sens transverses

Le ferraillage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

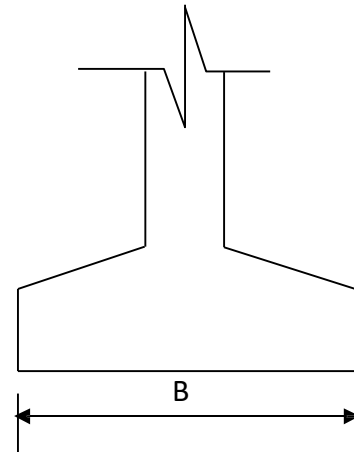
$$A_x = \frac{N_u (A - a)}{8 d \sigma_{su}}$$

$$A_y = \frac{A_x}{4} * B$$

$$N_u = \sum N_i = 2965,3 \text{ KN.}$$

$$A_x = \frac{2965,3(160-50)}{8.28.348.10^{-1}} = 41,84 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = \frac{41,84}{4} \cdot 1,60 = 10,46 \text{ cm}^2.$$



1. Vérification condition de non fragilité

$A_{min} = 2(\text{cm}^2 / \text{ml}) * A(\text{m})$, Avec A:la largeur de la semelle

$$A_{min} = 2(\text{cm}^2 / \text{ml}) * 1,6 = 3,2 \text{ cm}^2$$

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau suivant

Tableau VII.9: Récapitulatif du ferraillage des semelles filantes.

Ax (cm ²) / ml	Choix	Ax adopté(cm ²)	St (cm)	Ay (cm ²) /ml	Choix	Ay adopté (cm ²)
41,84	T16	44,24	15	10,46	T14	12,32

Tableau VII.10:Récapitulatif du ferraillage des semelles filantes bloc de prière.

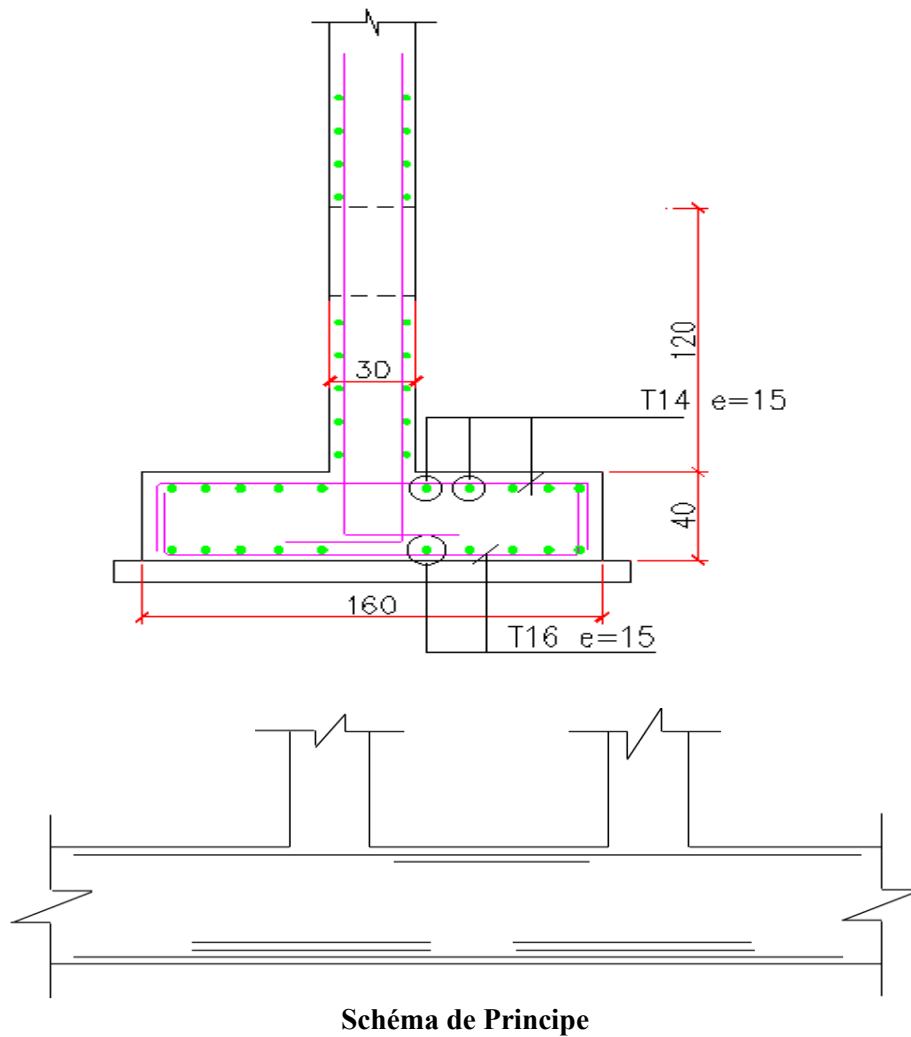
Axes		M (KN.m)	Acalculé (cm ²)	Aadopté	Choix/ml
6	travée	32,13	3,34	4,62	T14
	appui	29,71	3,09	3,14	T10
5	travée	32,79	3,43	4,62	T14
	appui	29,58	3,08	3,14	T10
2	travée	49,89	5,24	6,16	T14
	appui	50,65	5,32	5,50	T10
1	travée	49,7	5,22	6,16	T14

	appui	52,42	5,51	6,28	T10
3-4	travée	31,31	3,26	4,02	T16
	appui	24,88	2,58	3,14	T10
A	travée	32,54	3,39	4,62	T14
	appui	29,84	3,11	3,14	T10

Tableau VII.11:Récapitulatif du ferrailage des semelles filantes bloc d'entrée.

Axes		M (KN.m)	Acalculé (cm²)	Aadopté	Choix/ml
5	travée	10,46	3,11	3,14	T14
	appui	10,97	1,13	1,57	T10
3	travée	8,18	8,42	9,24	T14
	appui	11,74	1,21	1,57	T10
1	travée	37,11	3,82	4,62	T14
	appui	34,33	3,53	3,93	T10
d	travée	44,82	4,61	6,03	T16
	appui	40,47	4,16	4,71	T10
A	travée	44,65	4,59	6,03	T16
	appui	41,57	4,27	4,71	T14

2.Schéma de ferrailage

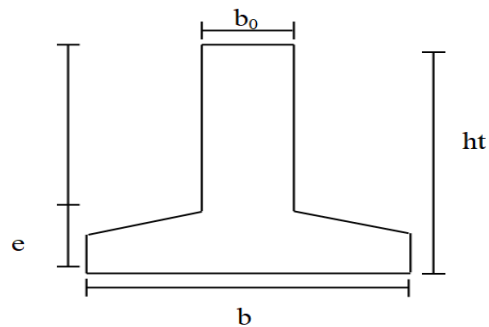


FigureVII.4:Ferrailage semelle filante sous poteaux.

- **Dimensionnement de la nervure**

On ferraille une section en T, dont les dimensions sont les suivantes :

$$e \geq 6\phi + 6\text{cm} \Rightarrow e = 40\text{cm} ; ht = 160 \text{ cm} ; d = 28\text{cm}$$



FigureVII.5:Section de la semelle.

- **Calcul de b_0**

$$b_0 \leq \min \frac{Lx Ly}{2 \cdot 10}$$

$$b_0 \leq \min \frac{6,42 \cdot 5,28}{2 \cdot 10}$$

Donc $b_0 = 30 \text{ cm}$

- **Calcul des armatures du libage (nervure)**

Le longitudinale se fait en considérant une poutre en T renversée appuyée sur les poteaux et sollicitée par la réaction du sol.

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée

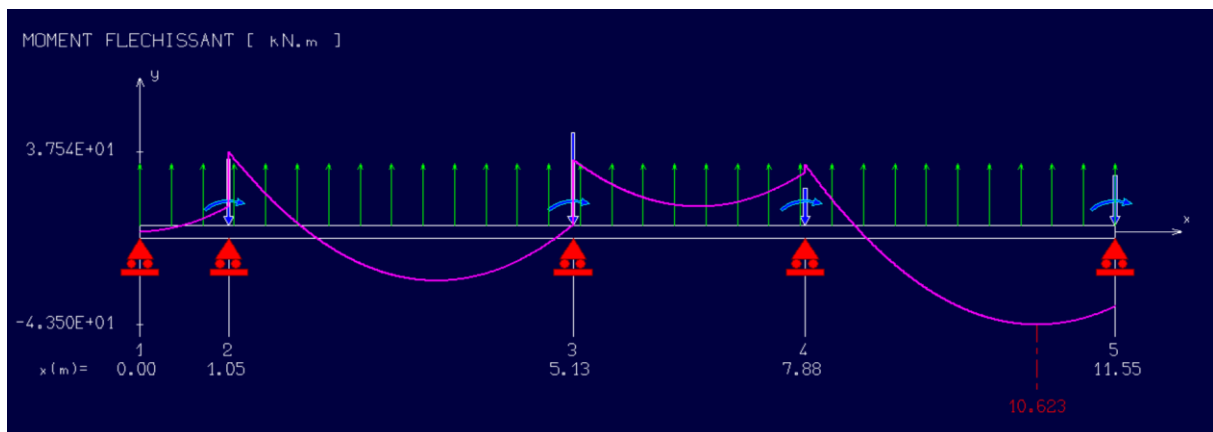


Figure VII.6: Diagramme des moments fléchissant des semelles filantes sous poteaux. (RDM 6)

- **Calcul à l'ELU**

La position de l'axe neutre α_0

$$\alpha_0 = e/d \quad \Rightarrow \quad \alpha_0 = 40/28 =$$

Le moment réduit μ_0 ; Si :

$$0 \leq \alpha_0 \leq 0,166 \quad \Rightarrow \quad \mu_0 = \frac{5\alpha_0^2(4 - 12\alpha_0 + 3\alpha_0^2)}{4(1 - \alpha_0)^2}$$

$$0,167 \leq \alpha_0 \leq 0,259 \quad \Rightarrow \quad \mu_0 = 1,14\alpha - 0,57\alpha^2 - 0,07$$

$$\alpha_0 \geq 0,259 \quad \Rightarrow \quad \mu_0 = 0,8\alpha_0(1 - 0,4\alpha_0)$$

Dans notre cas on a : $\alpha_0 \geq 0,259 = 1,43 \geq 0,259$

$$\mu_0 = 0,8 \cdot 1,43(1 - 0,4 \cdot 1,43) = 0,49$$

- **Le moment repris par la table de compression M_t**

$$M_t = \mu_0 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{be} \quad \Rightarrow \quad M_t = 0,49 \cdot 0,328^2 \cdot 14 \cdot 17$$

$M_t = 1633,06 \text{ kN.m} > M_u = 13,64 \text{ kN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

- **Le calcul se fait comme une section rectangulaire ($b \cdot h$).**

Moment fléchissant en travée $M_t = 13,64 \text{ KN.m}$

Moment fléchissant en appui $M_a = -34,88 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul en travée**

$M_t = 13,64 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \mu = \frac{13640}{14,17 \times 100 \times 28^2} = 0,01$$

$$\mu_b < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

$$\mu_b = 0,01 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13640}{348 \times 0,994 \times 28} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

✓ **Calcul en appui**

$M_t = 34,88 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \mu = \frac{34880}{14,17 \times 100 \times 28^2} = 0,031$$

$$\mu_b < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

$$\mu_b = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{34880}{348 \times 0,984 \times 28} = 3,64 \text{ cm}^2$$

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau.

Tableau VII.10: Récapitulatif du ferrailage du libage.

	M (KN.m)	Acalculé (cm²)	Aadopté	Choix/ml
travée	13,64	1,41	12,06	T16
appui	34,88	3,64	4,52	T12

VII.3.3.1. Schéma de ferrailage

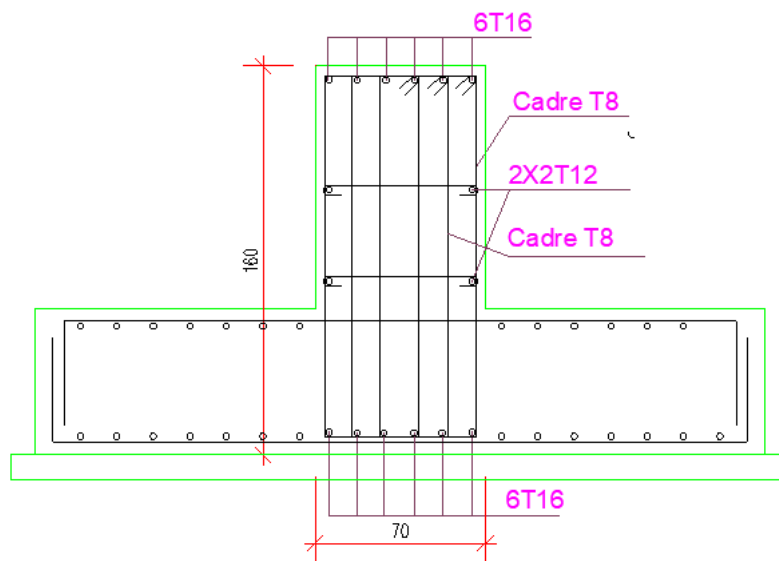


Figure VII.7: Ferrailage du libage.

VII.4. Etude du radier

VII.4.1. Pré dimensionnement du radier

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité ;
- Condition forfaitaire ;
- Condition de non cisaillement ;
- Condition de non poinçonnement.

❖ Condition de rigidité

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \text{ et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_e: Est la longueur élastique.

L_{max}: La plus grande distance entre deux poteaux $L_{\max}=5,50$ m.

b: Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E: Module de déformation ($3,2 \times 10^6$ MPa).

h_r: Hauteur du radier.

I: Inertie d'une bande de 1m du radier.

$$I = \frac{b \times h_r^3}{12}$$

K: Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen. $K = 40 \text{ KN/m}^3$.

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^6 \times 2,45^4}{3,2 \times 10^6 \times 3,14^4}}$$

$$h_r = 6,058 \text{ m.}$$

- **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{2,45}{8} \leq h_r \leq \frac{2,45}{5}$$

$$0,306 \leq h_r \leq 0,49$$

$$h_r = 0,3 \text{ m.}$$

- **Condition de non cisaillement**

(D'après le BAEL 91)

Pour le panneau le plus défavorable :

$$\text{On a : } \begin{cases} L_x = 2,45 \text{ m} \\ L_y = 2,45 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{T_{\max}}{b \times 0,9 \times h}$$

La fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,15 \times \frac{30}{1,5} = 3 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa.}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,45}{2,45} = 1.$$

Si $0,4 < p < 1$ Donc la dalle travaille dans les deux directions.

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_x + L_y)} \quad \text{et} \quad T_y = q \frac{L_x}{3}$$

q : Charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{1192,98}{7,35} = 162,31 \text{ KN/m}^2.$$

$$T_x = 162,31 \times \frac{2,45 \times 2,45}{(2 \times 2,45 + 2,45)} = 132,55 \text{ KN/ml.}$$

$$T_y = 162,31 \times \frac{2,45}{3} = 132,55 \text{ KN/ml.}$$

$$T = \max(T_x ; T_y) = 132,55 \text{ KN/ml.}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0,9 \times b \times \tau_u} = \frac{132,55}{0,9 \times 1 \times 2,5 \times 10^3} = 0,059 \text{ m.}$$

- **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1).$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2(a + h + b + h) = 2 \times (0,65 + h + 0,65 + h) = 2,6 + 4h.$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculé à l'ELU.

Pour notre structure $N_u = 52,44 \text{ KN}$ appliquée sur un poteau de section $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

$$N_u \leq 0,045 \times (2,6 + 4h) \times h \times 20.$$

$$21,6h^2 - 52,32 \geq 0.$$

$$21600h^2 - 52,32 = 0.$$

$$H = 0,05 \text{ m.}$$

On aura à $h_r \geq 0,05 \text{ m.}$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 0,1 \text{ m.}$ Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

- **Calcul du débord**

$$d \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{0,3}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 30 \text{ cm.}$$

On prend : $d = 30 \text{ cm.}$

- **Calcul de la surface de radier**

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + d(l_{x \max} + l_{y \max}).$$

$$S_{\text{radier}} = 7,35 + 0,3(2,45 + 2,45) = 8,82 \text{ m}^2.$$

- **Hauteur de la nervure**

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{245}{10} = 24,5 \text{ cm}$$

On prendra $h_n = 30 \text{ cm.}$

- **Epaisseur de la dalle du radier**

$$e \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{245}{20} = 12,5 \text{ cm} \quad \text{On prendra } e=25 \text{ cm.}$$

VII.3.2. Pré dimensionnement des poutres

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h \text{ [BAEL91].}$$

$$30 \leq b_0 \leq 40; b_0=40\text{cm.}$$

$$b_1 \leq \min \left[\frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10} \right].$$

$$L_x=245 \text{ cm}; L_y=245 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \min[102,5; 24,5]; b_1 \leq 25 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{245}{10} = 24,5 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{245 - 40}{2} = 102,5\text{cm.}$$

On prend $b_1 = 25\text{cm.}$

$$b = b_0 + 2b_1 = 40 + 2 \times 25 = 90\text{cm.}$$

Tableau VII.13 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.

Type des poutres	H[cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [cm]	B[cm]
Poutre principale	100	40	40	25	90
Poutre secondaire	100	40	40	25	90

▪ Caractéristiques du radier

$$h_{\text{radier}} = 0,3 \text{ m.}$$

$$S_{\text{radier}} = 8,82 \text{ m}^2.$$

VII.4.2. Vérification des contraintes sous radier

❖ A L'ELU

Remarque :

La contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ MPa}$ par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 0,246 + 0,145}{4} = 0,220 \text{ MPa.}$$

❖ A L'ELS

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 0,179 + 0,106}{4} = 0,160 \text{ MPa.}$$

VII.4.3. Vérification de l'effet de sous pression

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

Y : Poids volumique de l'eau

$$2150 \text{ KN} > 1,5 \times 8,82 \times 10 \times 2,45$$

$$2150 \text{ KN} > 32,41 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.4. Calcul de la dalle du radier

VII.4.5.1. Calcul des moments fléchissant

On a obtenu les moments par logiciel robot

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_x \text{ appuis} = 1,6 \text{ t.m} \\ M_x \text{ travée} = 2,3 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y \text{ appuis} = 1,6 \text{ t.m} \\ M_y \text{ travée} = 2,3 \text{ t.m} \end{cases}$$

VII.4.5.2. Calcul du ferrailage

❖ **Sens xx**

En travée

$$\mu = \frac{M_t^x}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{23 \times 10^3}{100 \times 14,17 \times 30^2} = 0,018 < 0,372.$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}) = 0,022.$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,022 = 0,991$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{23 \times 10^3}{0,991 \times 434,78 \times 30} = 1,78 \text{ cm}^2.$$

Vérification

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = 3,62 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = 3,62 \text{ cm}^2.$$

Choix

T14 avec un espacement $e=15$ cm.

▪ **Espacement des barres**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

▪ **Armatures principales**

$$S_t \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée}).$$

$$S_t \leq \min(60; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appuis**

$$\mathbf{Ma_x^u = 16000 \text{ N.m}}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

- $\mu = \frac{Ma_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times (30)^2} = 0,012$
- $\mu = 0,051 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$
- $\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,015$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$

• **Détermination des armatures**

$$- A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16 \times 10^3}{348 \times 0,994 \times 30} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

- Acier FeE400: $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Choix des armatures**

- $A = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- (T14 $\rightarrow e = 15 \text{ cm}$)

• **Sens Y-Y**

➤ **En travées**

$$\mathbf{Mt_y^u = 23000 \text{ N.m}}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

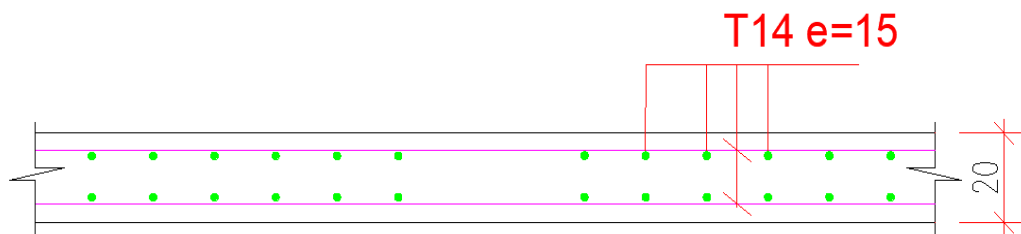
- $\mu = \frac{Mt_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{23 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times (30)^2} = 0,074$
- $\mu = 0,074 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$
- $\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,096$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,962$

• **Détermination des armatures :**

$$- A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{23 \times 10^3}{348 \times 0,962 \times 30} = 10,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

- Acier FeE400: $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 10.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- **Choix des armatures**
 - $A = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 - (T14 $\rightarrow e = 15\text{cm}$)
- **En appuis**
 $M_a^u = 16000 \text{ N.M}$
- **Vérification de l'existence des armatures comprimées**
 - $\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (30)^2} = 0,050$
 - $\mu = 0,050 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ (acier FeE400) $\Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$
 - $\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
 - $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.064$
 - $\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,974$
- **Détermination des armatures :**
 - $A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16 \times 10^3}{348 \times 0,974 \times 30} = 6.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**
 - Acier FeE400: $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 - $A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 6.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- **Choix des armatures :**
 - $A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 - (T14 $\rightarrow e = 20\text{cm}$)



FigureVII.7: schéma de ferrailage de la dalle pleine du radier.

VII.4.5.3..Etude des poutres nervurent

TableauVII.14: Sollicitations de calcul maximales des poutres nervurent.

Sollicitations	Poutres (kN.m/kN)
Moment en appui M_{au}	5,5
Moment en travée M_{tu}	3,3
Moment en appui M_{as}	5,5
Moment en travée M_{ts}	3,3

Le ferrailage des poutres nervurent a été calculé avec le robot expert et les résultats sont montrées dans le tableau.VII.15.

TableauVII.15:Tableau récapitulatif du ferrailage.

Type des poutres		Acal [cm ²]	Barres choisis	Acor[cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
Poutres principales (25x25)	Travées	6,10	6,16	4T14	96
	Appuis	5,80	6,16	4T14	120
Poutres secondaires (25x25)	Travées	3,54	4,62	3T14	96
	Appuis	3,10	4,62	3T14	96

CONCLUSION GENERAL

Au terme de ce travail, il ressort clairement l'importance d'intégrer de manière rigoureuse les règles et normes parasismiques dans la conception et la construction des édifices religieux, et plus particulièrement des mosquées. Cette étude nous a permis de déterminer les dimensions optimales des éléments en béton armé (poteaux, poutres, planchers, voiles), garantissant ainsi la solidité, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Elle a également mis en évidence la nécessité de concilier harmonieusement les exigences architecturales et les contraintes techniques de l'ingénierie civile, afin de réaliser un projet à la fois sûr, fonctionnel et esthétique. La mosquée étudiée constitue à cet égard un exemple d'application réussie de ces principes, répondant aux normes de sécurité et de durabilité tout en satisfaisant aux besoins des fidèles et de la communauté.

Par ailleurs, ce travail ouvre des perspectives pour des études futures, notamment en recourant à des logiciels de calcul plus avancés, en adoptant des matériaux innovants et en intégrant plus largement les considérations énergétiques et environnementales dans la conception des édifices religieux. Il constitue ainsi une contribution modeste mais significative au domaine du génie civil appliqué aux constructions religieuses, et réaffirme le rôle des mosquées comme repères urbains, spirituels et culturels pour la société.

Bibliographie

Pour l'élaboration de présent document nous avons utilisé

➤ Référence

[1] : Bougtaya, A. (2023). Étude technique et structurelle d'une mosquée en béton armé dans la ville de Mostaganem. Mémoire de fin d'études, Master en Génie Civil – Option Structures, Université Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem, 172 p.

[2] : Zerrouki, A. (2022). Analyse structurelle d'une mosquée en béton armé selon le RPA 2020. Mémoire de fin d'études, Master en Génie Civil – Option Structures, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, Alger, 165 p.

[3] : Benissa, F. Z. (2023). Conception architecturale et structurelle d'une mosquée en béton armé dans la ville d'Oran. Mémoire de fin d'études, Master en Génie Civil – Option Structures, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran, 190 p.

[4] : Kada, Y. & Merzoug, S. (2021). Étude comparative entre le système portique en béton armé et le système à murs porteurs dans une mosquée en béton armé. Mémoire de fin d'études, Master en Génie Civil – Option Structures, Université Ferhat Abbas, Sétif, 178 p.

➤ Règlements

- ❖ Règle de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93** « **DTR-B 41** ».
- ❖ Règles parasismiques algériennes **R.P.A 2024**.
- ❖ Charges permanentes et charges d'exploitation **D.T.R-B.C 2.2**.
- ❖ Cahier des clauses technique générales : **Fascicule 74**.

➤ Livre

- ❖ Ouvrages en béton armée H.Renaud.

➤ Logiciels utilisés

- ❖ ETABS 9.7.4.....Analyse des structures.
- ❖ AUTOCAD 2022.....Dessin.
- ❖ WORD 2016.....Traitement du texte.
- ❖ Exel2016.....Les calculs.