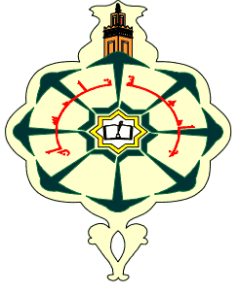


REPUBLIC ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de la formation et l'enseignement professionnels



Université Abou Bekr-Belkaid Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de génie civil



Mémoire pour l'obtention du diplôme

Du master en génie civil

Option : Ingénierie des structures

Thème

**Etude structurelle d'un hôtel voile-Dalle
(R+6+sous-sol) selon le RPA2024**

Présenté par :

- BOUHASSOUN Ghada Omaima

Soutenu publiquement, le 24 / 06 / 2025 , devant le jury composé de :

Mme. Fatima AYAD	MCB	Univ. Tlemcen	Présidente
Mme. Amina MEDJAHAD	MAA	Univ. Tlemcen	Examinatrice
Mme Nassima AISSAOUI	MCB	Univ. Tlemcen	Directeur de mémoire
M. Ahmed BELBACHIR	MCB	Univ. Tlemcen	Directeur de mémoire

2024-2025

ملخص

يتناول هذا البحث الدراسة الهيكلية والزلزالية لفندق يقع في تلمسان المصنف ضمن المنطقة الزلزالية 3 وفقا لبرنامج RPA2024. تتكون المنشأة من ثلاث كتل: مبنيان من نوع R+6 مع طابق تحت ارضي ومبنى من نوع R+1 مع طابق تحت ارضي يعتمد النظام الحامل على جدران حاملة مع بلاطات مما يمثل مقاومة مثلى للتحملات الزلزالية. تم اجراء التحليل الديناميكي للمنشأة باستخدام برنامج SAP2000 مما أتاح نمذجة دقيقة لسلوكها العام. تم تنفيذ التصميم وتسليح العناصر الخرسانية المسلحة وفقا لمعايير BAEL91 وCBA93 وأخيرا تم اختيار أساس من نوع رادبي عام مفرغ يضمن توزيعا فعالا للأحمال على التربة.

الكلمات المفتاحية

أساس مسلح، التصميم، الجدران الحاملة، العزم، بناية، الزلزال، البلاطة ، sap2000 .

Abstract

This thesis presents a structural and seismic study of a hotel located in Tlemcen, classified as seismic zone 3 according to RPA 2024. The structure consists of three distinct blocks: two G+6 buildings with basements and one G+1 building with basement. The adopted load-bearing system combines reinforced concrete shear walls and solid slabs, providing optimal stiffness and resistance to seismic forces. A dynamic analysis was conducted using SAP2000 software, enabling detailed modeling of the structural behavior under seismic loading. The sizing of structural elements (beams, columns, walls) and their reinforcement were verified according to BAEL 91 standards and CBA 93. Finally, the foundation was designed as a ribbed raft foundation, ensuring uniform load distribution on the ground and enhancing the overall stability of the structure.

Keywords:

Structure, Slab, Design, sap2000, hear wall , moment, Raft, Seismicity.

Résumé

Ce mémoire présente une étude structurelle et sismique d'un hôtel situé à Tlemcen, classée en zone sismique 3 selon le RPA 2024. La structure est constituée de trois blocs distincts : deux bâtiments en R+6 avec sous-sol et un bâtiment en R+1 avec sous-sol. Le système porteur retenu combine des voiles en béton armé et des dalles pleines, offrant une rigidité et une résistance optimales aux charges sismiques. Une analyse dynamique a été menée à l'aide du logiciel SAP2000, permettant une modélisation fine du comportement structural sous séisme. Le dimensionnement des éléments (poutres, poteaux, voiles) et leur ferrailage ont été vérifiés selon les normes BAEL 91 et CBA 93. Enfin, la fondation a été conçue sous forme de radier général nervuré, assurant une répartition homogène des charges sur le sol et améliorant la stabilité globale de l'ouvrage.

Mots clés :

Structure, dalle, dimensionnement, SAP2000, Voile, Moment, radier, sismicité.

REMERCIEMENT

Je rends grâce à Allah le Tout-Puissant, source de force, de courage et de persévérance, sans qui la réalisation de ce travail n'aurait été possible.

J'adresse ma profonde gratitude à mes encadreurs, **Mme N. AISSAOUI et Mr. A. BELBACHIR**, pour leur accompagnement précieux, leurs conseils éclairés et leur bienveillance tout au long de ce projet.

Mes remerciements sincères vont également aux membres du jury, **Mme A. MEDJAHAD et Mme F. AYAD**, pour l'attention qu'ils ont portée à ce mémoire ainsi que pour leurs remarques constructives et enrichissantes.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à ma famille, et tout particulièrement à mes parents, pour leur soutien indéfectible, tant moral que matériel, tout au long de mon parcours.

Je remercie aussi l'ensemble des enseignants de l'Université Aboubakr Belkaid, et plus spécialement ceux du département de Génie Civil, dont l'enseignement a fortement contribué à ma formation.

Enfin, je n'oublie pas toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont apporté leur aide et leur soutien dans l'élaboration de ce travail, car un tel projet est toujours le fruit d'efforts partagés.

Merci à tous.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire...

À ma mère, source inépuisable d'amour, de tendresse et de prières silencieuses. Toi qui as veillé sur chacun de mes pas, essuyé mes larmes et porté mes doutes avec une force admirable. Que ce travail soit le reflet de toute ma reconnaissance et de mon amour éternel.

À mon père, symbole de courage et de sacrifice. Toi qui as travaillé sans relâche pour que je ne manque de rien, et qui m'as transmis la patience, la persévérance et l'honneur. Ce modeste travail est aussi le fruit de ton dévouement.

À mes chères sœurs, pour leur douceur, leur complicité et leur présence apaisante dans les moments difficiles.

À mon petit frère, dont l'innocence, l'amour et les sourires ont souvent ravivé mon courage. Merci à vous d'être là, simplement, et de m'avoir accompagnée avec votre affection.

À mes grands-parents :

À ma grand-mère, qui repose désormais en paix sous la miséricorde de Dieu,

À mon grand-père, qui bien que loin par la distance, demeure toujours proche par ses prières sincères.

À ma famille, pour leur présence bienveillante, leurs encouragements constants et leur amour inconditionnel. Chacun de vous occupe une place précieuse dans ce parcours.

À toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à cette réussite. Votre soutien, même discret, a été essentiel.

Et enfin, **à moi-même**, pour avoir tenu bon malgré les épreuves, pour avoir persévéré lorsque l'envie d'abandonner se faisait sentir. Sois fière du chemin parcouru.

BOUHASSOUN Ghada Omaïma

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....
CHAPITRE 1 : GENERALITE	1
1. La différence entre système voile-dalle et poteaux-poutre	3
2. Avantage de système voile-dalle.....	4
3. Les types d'un système voile-dalle	5
4. Traitement de système voile-dalle selon les règlements parasismiques.....	8
5. Présentation de l'ouvrage	9
6. Caractéristiques géométriques de la structure.....	10
7. Le rapport géotechnique.....	11
8. Conception de la structure.....	11
9. Règlements et normes utilisés	14
CHAPITRE 2 : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET DESCEND DES CHARGES	16
1. Pré-dimensionnement des planchers	17
2. Pré-dimensionnement des voiles	20
3. Pré-dimensionnement des poutres.....	21
4. Évaluation des charges	26
CHAPITRE 3 : ETUDE DU PLANCHER	31
1. Etude de la dalle pleine (terrasse)	32
2. Etude de la dalle pleine (étage courant)	41
CHAPITRE 4 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE.....	52
1. Étude d'Escalier	53
2. Étude de l'acrotère	73
3. Étude de l'ascenseur.....	80
CHAPITRE 5 : ETUDE SISMIQUE	92
1. Méthode de calcul	94
2. Présentation du programme SAP2000	97
3. Combinaisons d'actions	99
4. Description générale du projet	99
5. Disposition des voiles.....	100
6. Les conditions à vérifier Bloc 1	100
7. Les conditions à vérifier Bloc 2	112

8. Les conditions à vérifier Bloc 3	120
9. Vérifications de la largeur des joints sismiques	128
CHAPITRE 6 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	130
1. Ferrailage des poutres	131
2. Ferrailage des voiles.....	144
CHAPITRE 7 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	169
1. Choix du type de fondation	170
2. Rapport géotechnique.....	171
3. Pré-dimensionnement.....	171
4. Détermination des moments et effort tranchant	174
5. Calcule de ferrailage de la dalle à ELU.....	177
6. Vérification a ELS.....	179
7. Vérification au cisaillement	180
8. Calcule de l'espacement.....	180
9. Calcule du ferrailage de la nervure	181
10. Vérification à ELS.....	182
11. Vérification au cisaillement :	183
12. Ferrailage transversale :	183
CONCLUSION GENERALE.....
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES
ANNEXES.....

Liste des tableaux

Tableau 1: Epaisseur des dalles pleines	19
Tableau 2: Section des poutres.....	25
Tableau 3: Charge permanente et d'exploitation du plancher-terrasse	26
Tableau 4: Charge permanente et d'exploitation d'étage courant (Bloc1)	27
Tableau 5: Charge permanente et d'exploitation d'étage courant (Bloc2)	27
Tableau 6: Charge permanente et d'exploitation d'étage courant (Bloc3)	28
Tableau 7: Charges permanentes de cloisons extérieures	28
Tableau 8: Charges permanentes de palier.....	29
Tableau 9: Charges permanentes de volée	29
Tableau 10: Résultats des calculs à ELU	35
Tableau 11: Résultats des moments à ELS	38
Tableau 12: Coefficient μ_x μ_y	42
Tableau 13: Résultats des calculs à ELU	45
Tableau 14: Résultats des calculs à ELS	47
Tableau 15: Combinaisons de charges	56
Tableau 16: Effort tranchant et moment fléchissant (ELU).....	59
Tableau 17: Effort tranchant et moment fléchissant(ELS).....	61
Tableau 18: Sollicitations de calcul à ELU et ELS	62
Tableau 19: Ferrailage des escaliers	66
Tableau 20 : Combinaison des charges de la poutre palière	68
Tableau 21: Ferrailage en appuis et en travée a ELU	68
Tableau 22: Vérifications à ELS	69
Tableau 23: Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS	74
Tableau 24: Ferrailage de l'acrotère.....	77
Tableau 25: Valeur e_1	78
Tableau 26: : Résultats des calculs.....	86
Tableau 27: Conditions d'application de la méthode statique équivalente (Table 4.1).....	95
Tableau 28 : valeur de la période(T_0) (table4.4)	101
Tableau 29: Valeur des paramètres décrivant les spectres de repense élastique (Table 3.5) .	102
Tableau 30: Poids des différents niveaux.....	103
Tableau 31: Période et facteur de participation modale	103
Tableau 32: Valeur de pondérations P_q (Table3.19)	105
Tableau 33: Valeurs des forces sismiques et effort tranchant des différents niveaux.....	106
Tableau 34: Rapport des efforts sismiques à la base.....	107
Tableau 35: Vérifications de la stabilité au renversement	108
Tableau 36: Vérifications de la stabilité au renversement	108
Tableau 37: justification vis-à-vis l'effet P- Δ	109
Tableau 38 : Déplacement inter-étage.....	110
Tableau 39: Vérification de l'effort normal	111
Tableau 40: Poids des différents niveaux.....	113
Tableau 41: Période et facteur de participation modale	114
Tableau 42: Valeur des forces sismiques et effort tranchant des différents niveaux	116

Tableau 43: Rapport des efforts sismiques à la base.....	117
Tableau 44: Vérifications de la stabilité au renversement	117
Tableau 45: Vérifications de la stabilité au renversement	117
Tableau 46: justification vis-à-vis l'effet P- Δ	118
Tableau 47: Déplacement inter-étage.....	119
Tableau 48: Vérification de l'effort normale	119
Tableau 49: : Poids des différents niveaux.....	121
Tableau 50: Période et facteur de participation modale	122
Tableau 51 : Valeur des forces sismiques et effort tranchant des différents niveaux	124
Tableau 52: Rapport des efforts sismiques à la base.....	125
Tableau 53: Vérifications de la stabilité au renversement	125
Tableau 54: Vérifications de la stabilité au renversement	126
Tableau 55: justification vis-à-vis l'effet P- Δ	126
Tableau 56: Déplacement inter-étage.....	127
Tableau 57: Vérification de l'effort normal	127
Tableau 58 : déplacement suivant XX et YY de tous les blocs	128
Tableau 59 : Caractéristiques sous situation accidentelle et durable	131
Tableau 60: Ferrailage Poutre principale (25×50)	135
Tableau 61: Ferrailage Poutre secondaire (25×40)	138
Tableau 62: Vérification des résultats au cisaillement.....	139
Tableau 63 : Sollicitation dans le voile(9) dans la zone (3)	150
Tableau 64 : Caractéristiques géométriques de voile (9).	150
Tableau 65: Ferrailage verticale des voiles Sous-sol (Bloc1).....	157
Tableau 66: Ferrailage horizontale des voiles Sous-sol (Bloc1).....	158
Tableau 67: Vérification de cisaillement (Bloc1).	159
Tableau 68: Ferrailage verticale des voiles Sous-sol (Bloc2).....	165
Tableau 69: Ferrailage horizontale des voiles Sous-sol (Bloc2).....	166
Tableau 70: Vérification de cisaillement (Bloc2)	167
Tableau 71: Moment fléchissant du radier et nervure à ELU et ELS	177
Tableau 72: Ferrailage de la dalle en travée suivant (x-x)	178
Tableau 73: Ferrailage de la dalle en appuis suivant (x-x)	178
Tableau 74: Ferrailage de la dalle en appuis suivant (y-y)	179
Tableau 75: Vérification des contraintes suivant (x-x)	180
Tableau 76: Vérification des contraintes suivant (y-y)	180
Tableau 77: Ferrailage de la nervure en travée suivant (x-x).....	181
Tableau 78: Ferrailage de la nervure en appuis suivant (x-x).....	181
Tableau 79: Ferrailage de la nervure en travée suivant (Y-Y).....	182
Tableau 80: Ferrailage de la nervure en appuis suivant (Y-Y)	182
Tableau 81: Vérification des contraintes suivant (x-x)	182
Tableau 82: Vérification des contraintes suivant (y-y)	183

Liste des figures

Figure 1: Dalle pleine	5
Figure 2: Dalle nervurés	6
Figure 3: dalle mixte	6
Figure 4: dalle alvéolées.....	7
Figure 5: Plans de situation [source : Google Earth, consulté le 16 Février 2025].....	9
Figure 16: Dalle pleine	11
Figure 17: Système d'armature à une seule nappe	12
Figure 18: Système d'armature à doubles nappes	12
Figure 19: Brique utilisée	13
Figure 20: Coupe de voile	21
Figure 21: Détail du plancher-terrasse	26
Figure 22: Détail du plancher.....	26
Figure 23: Élément constituant les murs extérieurs	28
Figure 24: Caractéristiques géométrique de l'acrotère	30
Figure 25: Schéma statique de la dalle.....	32
Figure 26: Plan coffrage & ferrailage de la dalle pleine	50
Figure 27: schéma d'un escalier	53
Figure 28: Vue en plan d'escalier	53
Figure 29: Schéma statique	54
Figure 30: Schéma statique de l'escalier à l'ELU.....	57
Figure 31: Diagrammes des sollicitations	59
Figure 32: Diagramme des moments	59
Figure 33: Schéma statique de l'escalier à l'ELS	60
Figure 34: Diagrammes des sollicitations	61
Figure 35: Diagrammes des moments retenus	62
Figure 36: Plans coffrage ferrailage d'escalier	67
Figure 37: Caractéristiques géométrique de l'acrotère	73
Figure 38: Schématisation de l'acrotère	75
Figure 39: Section de calcul d'acrotère.....	75
Figure 40: Détails de ferrailages d'acrotère	80
Figure 41: Cage d'ascenseur	81
Figure 42: Schéma représentant la surface d'impact.....	82

Figure 43: Forme du spectre de repense.....	97
Figure 44: Modèle 3D de la structure.....	98
Figure 45: Modèle 3D du Bloc1.....	100
Figure 46: : Les trois premiers modes de déformation (Bloc 1)	104
Figure 47: Modèle 3D du Bloc2.....	112
Figure 48: Les trois premiers modes de déformation (Bloc 2)	115
Figure 49: Modèle 3D du Bloc3.....	120
Figure 50: Les trois premiers modes de déformation (Bloc 3)	123
Figure 51: Ferrailage des poutres principales	143
Figure 52: Ferrailage des poutres secondaires	144
Figure 53: Vue 3D de la disposition du voile (Bloc1)	144
Figure 54: Numérotation des voiles (Bloc1)	145
Figure 55 Vue en 3D de la disposition des voiles (Bloc2).....	160
Figure 56: Numérotation des voiles (bloc2).....	160
Figure 57: Plans de coffrage et Ferrailage du voile9 (Bloc1)	168
Figure 58 : Valeur du diagramme des contraintes de sol en KPA	172
Figure 59: Dimension du radier	173
Figure 60 : diagramme des moments de la dalle a L'ELU dans le sens x	174
Figure 61: diagramme des moments de la dalle a L'ELU dans le sens y.....	175
Figure 62: diagramme des moments de la dalle a L'ELS dans le sens x	175
Figure 63: diagramme des moments de la dalle a L'ELS dans le sens y	175
Figure 64: diagramme effort tranchants à la dalle.....	176
Figure 65: diagramme des moments de la nervure a ELU	176
Figure 66: diagramme des moments de la nervure a Els.....	176
Figure 67: diagramme effort tranchant de la nervure.....	177
Figure 68: Exemple de coupe de ferrailage de radier.....	185

Liste des notations

A : Coefficient d'accélération de la zone

A_t : Section d'armature transversale

A_r : Armature de répartition.

A_{st} : Air des armatures tendues.

A_{sc} : Air des armatures comprimées.

A_h : Armature horizontale.

B : Air d'une section du béton.

C : Enrobage.

D : Débordement.

d : Distance séparent entre la fibre la plus comprimé et les armature inférieure.

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation

E : Action sismique.

ν : Coefficient de poisson.(nu)

α : Position relative de la fibre neutre.

x : Position de l'axe neutre

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.(gamma)

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

I : Moment d'inertie d'une section.

e : Excentricité de l'effort normale (épaisseur de la dalle, Voile,..)

S_t : Espacement.

σ_{bc} : Contrainte du béton

σ_{st} : Contrainte de l'acier

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

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

f_{cj} : Résistance à la compression

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton a la compression.

h : Hauteur d'une section.

M_u : Moment fléchissant a l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment fléchissant a l'état limite service.

M_r : Moment renversant

M_s : Moment stabilisant

M_t : Moment fléchissant en travée.

M_a : Moment fléchissant en appuis.

N_u : Effort normale ultime.

N_s : Effort normale service.

τ_1 : Contrainte admissible de cisaillement.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

T_u : Effort tranchant a l'état limite ultime.

μ_u : Moment ultime réduit.

$v = v'$: Bras de levier.

L : La portée d'une poutre ou d'une dalle.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T_1 et T_2 : Période caractéristique.

W : Poids totale de la structure.

η : Facteur de correction d'amortissement

Q_F : Facteur de qualité.

S : Coefficient de site

I : Coefficient d'importance.

ψ : coefficient d'accompagnement.

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

λ : Coefficient de correction. (λ)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ)

ρ : Poids volumique (ρ)

σ : Contrainte normale (σ).

ϕ_t : Diamètre d'armature transversale. (ϕ)

ϕ_l : Diamètre d'armature longitudinale.

K : Coefficient de raideur du sol

h_d : Epaisseur de la dalle du radier

h_N : Epaisseur de la nervure.

Liste des abréviations

ELU : Etat limite ultime

ELS : Etat limite service

ELA : Etat limite accidentelle

RDC : Rez-de-chaussée

S.S :Sous-sol

HA : Haut adhérence

SET : Section entièrement comprimé

S.S.A : Section simple armature

RPA : Règlement parasismique algérienne

BAEL : Béton arme à l'état limite

CBA : Règle de conception et de calcul des structure en béton arme

DTR : Document technique réglementaire algérien

DDL : Degré de liberté.

Introduction générale

Introduction générale

Dans le cadre de notre formation en génie civil, la réalisation d'un projet de fin d'études représente une étape fondamentale, nous offrant l'opportunité d'appliquer les connaissances théoriques acquises durant notre parcours académique. Pour ce travail, nous avons sélectionné l'étude d'un complexe hôtelier composé de trois blocs distincts :

- **Blocs 1 et 2** : Structure comprenant un sous-sol et six niveaux superposés (R+6 avec sous-sol)
- **Bloc 3** : Structure comportant un sous-sol et un niveau en élévation (R+1 avec sous-sol)

L'ouvrage, situé en zone de sismicité moyenne (niveau 3 selon la classification réglementaire), présente des particularités techniques nécessitant une approche spécifique de conception parasismique.

Le choix de cette étude s'articule autour de trois dimensions fondamentales du génie civil contemporain. D'une part, la prépondérance croissante des infrastructures hôtelières dans le développement urbain, exigeant des solutions structurelles innovantes conciliant sécurité parasismique et flexibilité architecturale. D'autre part, la complexité technique inhérente à ce type d'ouvrage : hétérogénéité des charges, variation des hauteurs libres, et gestion des discontinuités structurales entre blocs. Enfin, l'opportunité pédagogique qu'offre ce projet pour démontrer la maîtrise des méthodologies de calcul tout en appliquant les principes d'optimisation économique des structures en zone sismique.

La conception de cette structure hôtelière en zone sismique a nécessité une approche intégrée, combinant performance technique et efficacité économique. Le choix du système voile-dalle s'est avéré optimal grâce à son excellente rigidité et à sa capacité à redistribuer les efforts sismiques tout en limitant les déformations. L'étude, menée dans le strict respect des normes en vigueur, a permis de développer une solution équilibrée garantissant à la fois la sécurité des usagers et la rentabilité du projet, tout en répondant aux défis spécifiques posés par la variété des espaces.

L'étude s'est déroulée dans le respect des réglementations en vigueur, notamment :

- RPA2024 : Pour le règlement parasismique algérien.
- CBA et BAEL91 modifier99 pour le dimensionnement du béton armé.

Cette étude s'est appuyée sur une méthodologie numérique, exploitant des logiciels spécialisés pour chaque phase du projet : **SAP2000** pour la modélisation et l'analyse structurelle globale, **ETABS** pour la génération des plans techniques et des visualisations 3D, **SAFE** pour le dimensionnement et la vérification du radier, **AutoCAD 2022** pour la production des dessins techniques détaillés.

Ce mémoire est structuré en trois grandes parties complémentaires :

- **Présentation du projet et hypothèses de base :**

Cette partie aborde la présentation du système voile-dalle, les caractéristiques de l'hôtel, le choix des matériaux, le pré-dimensionnement des éléments ainsi que la descente des charges.

- **Étude de la superstructure :**

Elle comprend l'étude du plancher, l'analyse des éléments non structuraux et, surtout, l'étude sismique de l'hôtel à l'aide d'un modèle 3D conforme au RPA 2024.

- **Étude de l'infrastructure :**

Cette partie est consacrée au dimensionnement du radier en fonction des charges descendantes, des conditions géotechniques et de la stabilité globale de l'ouvrage.

Chapitre 1 : Généralité

Introduction

Le génie civil est une discipline essentielle de l'ingénierie, dédiée à la conception, la construction et la maintenance des infrastructures, qu'elles soient publiques ou privées. Son champ d'application s'étend à de nombreux domaines, notamment celui de la construction, qui repose sur des études techniques approfondies et la planification de projets complexes. L'objectif premier consiste à garantir la stabilité, la sécurité et la performance des ouvrages sur le long terme.

Pour y parvenir, les ingénieurs civils s'appuient sur une diversité de systèmes structuraux, soigneusement sélectionnés en fonction des spécificités du projet. Que ce soit des structures en béton armé, en acier, mixtes ou même innovantes (comme les structures parasismiques ou intelligentes), chaque solution est optimisée pour répondre aux exigences techniques, environnementales et économiques.

Ainsi, le génie civil ne se limite pas à ériger des bâtiments ou des ponts : il façonne le cadre de vie des sociétés, en alliant rigueur scientifique et créativité technique.

Le béton armé est l'un des matériaux les plus utilisés dans la construction moderne en raison de sa résistance, sa durabilité et sa flexibilité architecturale. Les systèmes structuraux en béton armé varient selon la disposition des éléments porteurs et leur interaction pour assurer la stabilité du bâtiment.

Il y a deux solutions pour les bâtiments en béton armé :

- Solution poteaux poutre (traditionnel)
- Solution voile-dalle

Dans ce travail, nous avons opté pour une structure en voile-dalle.

L'étude d'une structure en système voile-dalle consiste à analyser le béton armé, en prenant en compte les voiles (murs porteurs) et les dalles (planchers), afin de garantir la résistance et la stabilité de l'ouvrage.

Cela inclut l'évaluation des charges que la structure doit supporter (vent, poids, etc.), vérification de la résistance des matériaux (Béton, Acier, etc.), en outre les aspects liés à l'isolation thermique et acoustique (Froids, Bruit).

Ce système est utilisé dans les structures de grande hauteur ou à usage spécifique, car il permet une répartition homogène des charges verticales et horizontales. Les voiles assurent la stabilité générale, et les dalles assurent la transmission des charges jusqu'aux voiles, puis finalement, jusqu'aux fondations.

1. La différence entre système voile-dalle et poteaux-poutre

1.1. Système voile-dalle

1.1.1. Principe

Un système voile-dalle est une structure porteuse courante dans les bâtiments en béton armé, où les voiles (murs porteurs) et les dalles (planchers) travaillent ensemble pour reprendre les charges verticales et horizontales.

1.1.2. Caractéristiques

- **Voiles en béton armé** : Murs verticaux rigides servant d'éléments porteurs principaux.
- **Dalles pleines ou nervurées** : Planchers horizontaux transmettant les charges aux voiles.
 - Usages courant
 - **Immeubles d'habitation** (étages standardisés).
 - **Bâtiments institutionnels** (écoles, hôpitaux).
 - **Zones sismiques** (bonne résistance aux tremblements de terre).

1.1.3. Avantages

- Construction rapides.
- Bonne résistance aux charges latérales (vent, séisme..... ; etc.)
- Grande rigidité latérale (idéal pour les bâtiments élevés ou en zone sismique).
- Simplicité de construction (coffrage standardisé, béton coulé en place).
- Espace intérieur dégagé (pas de poteaux gênants).

1.1.4. Inconvénients

- Moins flexible qu'un système poteaux-poutres (difficile à modifier après construction).
- Épaisseur importante des voiles et dalles, augmentant le poids de la structure.

1.2. Système poteaux-poutre

1.2.1. Principe

Les charges sont transmises des planchers vers les poutres, puis des poutres vers les poteaux.

1.2.2. Caractéristiques

- **Poteaux** : Éléments verticaux en béton armé, reprenant les charges axiales (compression).
- **Poutres** : Éléments horizontaux reliant les poteaux et supportant les dalles ou planchers.
- **Dalles** : Planchers (pleins, nervurés, prédalles) transmettant les charges aux poutres.
 - Usage courant
 - **Bureaux** (grands plateaux ouverts).
 - **Bâtiments industriels** (grandes portées nécessaires).

1.2.3. Avantage

- Grande flexibilité architecturale (espaces ouverts, modularité des cloisons).
- Adapté aux grandes portées (grâce aux poutres et poteaux bien dimensionnés).
- Matériaux variés (béton, acier, bois, mixte).
- Facilité d'adaptation (modifications possibles après construction).
- Poids structurel moins élevé qu'un système voiles-dalles (économie sur les fondations).

1.2.4. Inconvénients

- Présente des difficultés pour la mise en œuvre.
- Faible capacité à résister aux efforts latéraux, qui permettent d'utiliser des éléments comme (Noyaux rigide, Portique).
- Rigidité latérale limitée (nécessite parfois des contreventements ou noyaux rigides en cas de séisme/vent fort).
- Encombrement des poutres (peut réduire les hauteurs sous plafond).
- Coût potentiellement plus élevé que les voiles-dalles pour les bâtiments courants.

2. Avantage de système voile-dalle

- Rigidité structurelle : Ce système garantit une grande résistance aux efforts latéraux en particulier pour les bâtiments élevés.

- Faciliter de construction : moins des poutres apparentes permettant des hauteurs sous plafonds accrue et une meilleure esthétique.
- Répartition uniforme des charges : diminution des moments de flexion locaux grâce à une répartition optimisée des charges.

3. Les types d'un système voile-dalle

Un système voile-dalle peut être classé en diverse forme selon la disposition et la fonction des voiles et des dalles.

3.1. Système voile-dalle plein (système classique)

Cela dépend avant tout des voiles, qui sont continue du bas du bâtiment jusqu'à sa dernière extrémité sans interruption a aucun étage, tandis que la dalle pleine qui est une dalle en béton et d'armature, elle a une répartition bidirectionnel (travaille dans les deux sens X et Y), contient la possibilité de reposer sur des poutre et aussi des poteaux et voiles.

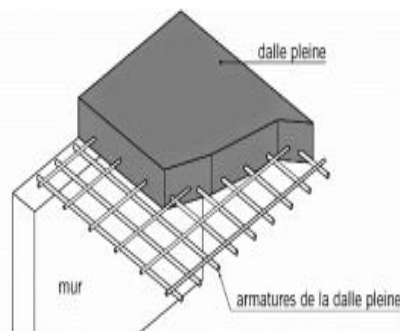


Figure 1: Dalle pleine

- **Avantage :**
 - Grande rigidité.
 - Optimisation de la dissipation des forces sismiques.
 - Adapté pour les structures des grandes Hauteur.

En peut utilises dans : les tours résidentiels ; immeuble de bureaux dans les zone sismique

3.2. Système voile-dalle nervuré

Les dalles comportent des nervures en béton armé disposées en sous-face, ce qui diminue le poids tout en conservant la rigidité, tandis que les voiles assurent la stabilité latérale.

- **Avantage**
 - Diminue du poids total de la structure.
 - Bonne résistance structurelle et rigidités.

En peut l'appliquées dans : les structure de grandes portes (parking, centre commerciaux).

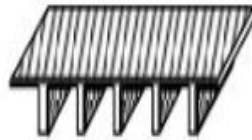


Figure 2: Dalle nervurés

3.3. Système voile-dalle mixte

Associe des voile porteurs avec des poutres noyées ou semi-intégrées Dans la dalle afin de supporter les charges.

- **Avantage**
 - Plus de flexibilités pour l'organisation des espaces.
 - Bonne adaptation aux sollicitations sismiques.

En peut l'utilisées dans : les hôpitaux ; bâtiments industrielles....etc.

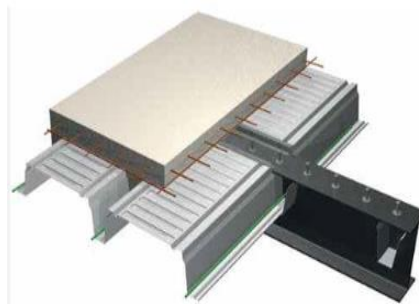


Figure 3: dalle mixte

3.4. Système voile-dalle avec noyau central

Un noyau centrale compose de voile en béton arme constitues généralement autour des ascenseurs et escalier ; garantie la stabilité globale, tandis que les dalle transfèrent les charges vers ce noyau.

- **Avantage :**

- Capacité renforcée à supporter les forces sismiques et les charges due aux vents.

En peut l'utiliser dans : les gratte-ciel, bâtiments avec des grande ouvertures, immeuble résidentiels.

3.5. Système voile-dalle en L

Les voiles sont disposer en forme de L, généralement aux angles ou dans les zones stratégiques pour améliorés la résistance au force latérale.

- **Avantage**

- Diminués le déplacement latérale.

En peut l'utiliser dans : les structures asymétriques ou complexe nécessitant un contrôle de torsion.

3.6. Système voile-dalle alvéolaire

Les dalles alvéolaires généralement fabriquée avec le béton précontraint, elle contient des ouvertures qui permettent à réduire sa masse.

- **Avantage**

- Réduction significative du poids et du cout.
- Rapidité de construction.

- **inconvénient :**

- mauvaise isolation acoustique.

En peut l'utiliser dans : Entrepôt, bâtiment industrielle construction rapide.

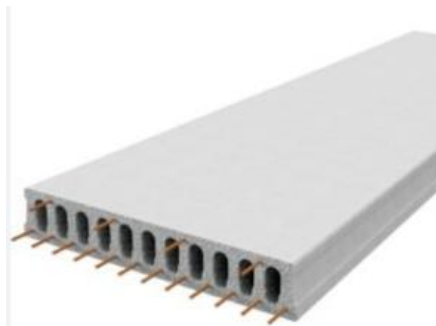


Figure 4: dalle alvéolées

4. Traitement de système voile-dalle selon les règlements parasismiques

Le système voile-dalle est particulièrement efficace dans le respect des normes parasismiques grâce à sa capacité à répartir les forces sismiques.

Les voiles en tant que des murs porteurs, renforcent la rigidité globale de la structure, ce qui permette d'améliorer sa résistance aux forces latérales induites par le tremblement de terre.

4.1. Rigidité et répartition des efforts

Les voiles en béton armé absorbent et redistribuent les forces sismiques. Elles agissent comme des diaphragmes rigides, réduisant les déplacements latéraux et les déformations de la structure.

4.2. Connexion entre voile et dalle

Les dalles horizontales qu'elles soient pleines ou nervurées, transmettent les forces horizontales aux voiles porteurs, assurant ainsi la cohésion, entre les éléments horizontaux et verticaux, et prévenant les ruptures locales.

4.3. Répartition des masses

Le système voile-dalle permet de contrôler et de répartir, les masses de façons uniformes. Une répartition équilibrée des charges réduits les déséquilibres dynamiques et le risque de torsion répondant ainsi aux exigences importante des normes parasismiques.

4.4. Dimensionnement selon les règlements

Les dalles et les voiles sont dimensionnés en fonction des forces sismiques calculées selon les normes :

- Eurocode 8 en Europe
- RPA (règlement parasismique algérien)
- IBC (international building code) dans autre régions

Ces réglementations établissent les exigences en matière de ductilités ; de résistance et de rigidité ; nécessaire pour garantir la sécurité de la structure.

4.5. Mode de vibration

Grâce à leur forte rigidité, les systèmes voile-dalle contrôle les modes de vibration de la structure, un aspect cruciale pour prévenir une amplification excessive des forces dynamiques.

5. Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un hôtel (R+6+sous-sol), composé de trois blocs :

- bloc 1 (R+6+sous-sol)
- bloc2 (R+6+sous-sol)
- bloc 3 (R+1+sous-sol)

L'hôtel sera implanté à BOUDJLIDA wilaya de TLEMCEM. Considérer comme un ouvrage de moyenne importance (Group d'usage 2), selon le règlement parasismique algérien (R.P.A 2024). Cette région est classée de moyenne sismicité zone (3), sur un sol meuble de catégorie (S_3).



Plan de Situation du Projet

Figure 5: Plans de situation [source : Google Earth, consulté le 16 Février 2025]

6. Caractéristiques géométriques de la structure

6.1. Dimension en élévation

- **Bloc : 1et2**

- Hauteur de sous-sol (parking).....H=3,5m
- Hauteur de Rez-de-chaussée(RDC).....H=5m
- Hauteur de 1^{er} étage.....H=3,5m
- Hauteur de 2^{ème} étage.....H=5m
- Hauteur de 3^{ème} étage jusqu'à 6^{ème} étage.....H=3,5m
- Hauteur totale du bloc.....H=31m

- **Bloc : 3**

- Hauteur de sous-sol (parking).....H=3,5m
- Hauteur r de Rez-de-chaussée(RDC)... ..H=5m
- Hauteur de 1^{er} étage.....H=3,5m
- hâteur totale du bloc.....H=12m

6.2. Dimension en plan

La structure présente une forme régulière

- **Bloc 1 :**

- La longueur totale en plan : 26m
- La largeur totale en plan : 15,23m

- **Bloc 2 :**

- La longueur totale en plan : 13,45m
- La largeur totale en plan : 22,74m

- **Bloc 3 :**

- La longueur totale en plan : 12,5m
- La largeur totale en plan : 22,83m

7. Le rapport géotechnique

Selon le rapport fourni par le laboratoire des travaux publique de L'Ouest, SPA (L.T.P.O) le sole d'assise du projet est de nature meuble.

La contrainte admissible du sol est estimée à : $\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars}$.

8. Conception de la structure

8.1. Plancher

Notre structure comporte un seul type de plancher : Dalle pleine.

- **Dalle pleine**

Structure horizontale en béton arme, contient de (Béton, Système d'armature), le système d'armature peut être constitué d'une seule nappe d'armature (1 étage d'armature) ; comme on peut avoir 2 étages d'armatures (Double nappes), repose sur plusieurs types d'éléments (des poutres, voile ou poteaux).



Figure 6: Dalle pleine



Figure 7: Système d'armature à une seule nappe

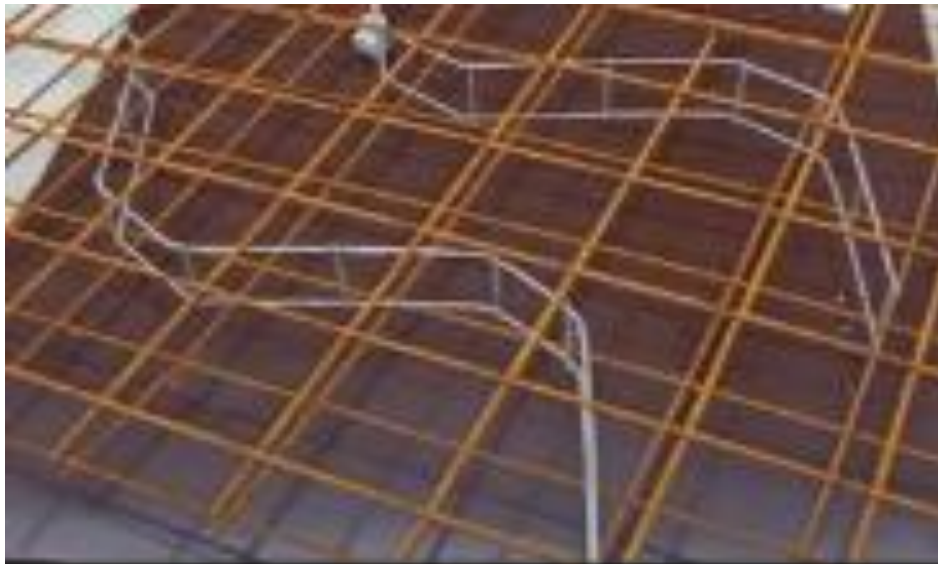


Figure 8: Système d'armature à doubles nappes

8.2. Les voiles

Ce sont des éléments solides, en béton armé, construits sur place ils permettent à la fois de transmettre les charges verticales et garantir la stabilité face aux forces horizontales.

8.3. Escalier

Un escalier est un élément architecturale, formé d'une suite continue de marche, de même hauteur qui permettant l'accès verticale entre les différents étages de la structure.

8.4. Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuse et le parpaing. On a :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs : sont en simples parois réalisées en briques d'épaisseur de 10cm, travaillent à séparer l'espace à l'intérieure d'un même étage.



Figure 9: Brique utilisée

8.5. Revêtement

8.5.1. Terrasse

- Protection gravillon de 5cm et $\rho = 0.20 \text{ KN/m}^2$
- Forme de pente de 7cm et $\rho = 0.20 \text{ KN/m}^2$
- Étanchéité multicouche de 2cm $\rho = 0.12 \text{ KN/m}^2$
- Isolation en liège de 4cm $\rho = 4 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre. 2cm $\rho = 0.10 \text{ KN/m}^2$

8.5.2. Étage courant

- Carrelage de 2cm et $\rho = 0.20 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose de 2cm et $\rho = 0.20 \text{ KN/m}^2$
- Couche de sable de 2cm et $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$
- Enduit en plâtre de 2cm et $\rho = 0.10 \text{ KN/m}^2$

8.5.3. Murs extérieurs à double paroi

Enduit en ciment de 2cm à l'intérieur et à l'extérieur.

8.6. La terrasse

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

8.7. L'acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé, il est considéré également comme un élément décoratif, qui va servir comme garde-corps.

8.8. L'Ascenseur

L'ascenseur est un appareil qui permet de déplacer les personnes ou des objets dans une structure entre les différents niveaux.

8.9. L'Infrastructure

L'infrastructure sera réalisée en béton armé en assurant :

- Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- Limitation des tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans le sol.

9. Règlements et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 2024
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié99

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté la structure étudiée, qui est de forme rectangulaire régulière et composée de trois blocs. Le système choisi est un système voile-dalle, dont nous avons exposé les avantages et les différents types. Nous avons également décrit ses caractéristiques essentielles ainsi que les normes utilisées pour l'étude. Ces éléments constituent une base importante pour la suite du travail.

Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments structuraux et descend des charges

Introduction

Le pré-dimensionnement constitue une étape fondamentale dans le processus de conception des ouvrages de génie civil. Cette phase préliminaire permet d'estimer les dimensions initiales des éléments structuraux (poutres, dalles, poteaux, fondations, etc.) avant l'engagement des calculs détaillés. Cette démarche s'effectue conformément aux prescriptions des normes BAEL 91 et RPA 2024 (règlement parasismique algérien), en vue d'assurer la sécurité structurale, l'optimisation économique et la faisabilité technique du projet.

1. Pré-dimensionnement des planchers

Un plancher est une structure horizontale assurant la séparation entre les différents niveaux d'un bâtiment. Ses fonctions principales peuvent être résumées comme suit :

- **Portance** : capacité à supporter les charges permanentes (poids propre, cloisons, etc.) et charges d'exploitation (mobilier, occupants), tout en participant à la rigidité globale de la structure.
- **Isolation** : fonction thermique et acoustique pour le confort des usagers.
- **Résistance au feu** : performance déterminée par les matériaux constitutifs.

Dans le cadre des structures en béton armé, plusieurs typologies de planchers existent. Pour notre projet, le choix s'est porté sur un plancher en dalle pleine.

L'épaisseur du plancher est définie selon une approche en deux étapes :

- 1) Satisfaction des besoins fonctionnels du bâtiment.
- 2) Vérification des exigences structurales.

Les vérifications suivantes seront conduites pour le dimensionnement :

1.1. Condition de résistance au feu

- $e = 7$ cm pour 1 heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour 2 heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$ cm pour 4 heures de coupe-feu.

1.2. Isolation phonique

D'après les règles de calculs du béton armé CBA93, pour assurer une isolation acoustique satisfaisante, l'épaisseur du plancher doit être supérieure au égale 13cm.

1.3. Limitation de flèche

- $\frac{l_x}{l_y} < 0.4$: la dalle porte suivant sa petite portée uniquement.
- $\frac{l_x}{l_y} > 0.4$: la dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on Pré-dimensionne les planchers.

Avec :

l_x : Petite portée du plancher.

l_y : Grande portée du plancher.

Dans notre cas on prend le panneau qui est la dimension suivante :

– **Bloc1 :**

$$l_x = 6.93\text{m Et } l_y = 7.68 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6.93}{7.68} = 0.902 > 0.4$$

Donc la dalle porte suivant les 2 directions x et y.

Tel que : l_x et l_y sont les dimensions du plus grand panneau.

- Un seul panneau = isoler $\alpha > 0.4 \Rightarrow e \geq \frac{l_x}{20}$
- $\alpha < 0.4 \Rightarrow e \geq \frac{l_x}{30}$
- $0.4 < \alpha \leq 1 \Rightarrow e \geq \frac{l_x}{40}$

$$\text{Donc ; } e \geq \frac{l_x}{40} \Rightarrow e \geq \frac{6.93}{40}$$

$$e \geq 0.17\text{m}$$

Donc en prend $e=20\text{cm}$

– **Bloc2 :**

$$l_x = 6.65\text{m Et } l_y = 10.46\text{m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6.65}{10.46} = 0.635 > 0.4$$

Donc la dalle porte suivant les 2 directions x et y.

Tel que l_x et l_y sont les dimensions du plus grand panneau.

$$0.4 < \alpha \leq 1 \Rightarrow e \geq \frac{l_x}{40}$$

$$\text{Donc ; } e \geq \frac{l_x}{40} \Rightarrow e \geq \frac{6.65}{40}$$

$$e \geq 0.16\text{m}$$

Donc en prend $e=20\text{cm}$

– **Bloc3 :**

$$l_x = 7.23\text{m Et } l_y = 7.35\text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{7.23}{7.35} = 0.983 > 0.4$$

Donc la dalle porte suivant les 2 directions x et y.

Tel que l_x et l_y sont les dimensions du plus grand panneau.

$$0.4 < \alpha \leq 1 \Rightarrow e \geq \frac{l_x}{40}$$

$$\text{Donc ; } e \geq \frac{l_x}{40} \Rightarrow e \geq \frac{7.23}{40}$$

$$e \geq 0.18\text{m}$$

Donc en prend $e=20\text{cm}$

Le tableau suivant résume les épaisseurs des blocs :

Tableau 1:Épaisseur des dalles pleines

Bloc	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3
Épaisseur (cm)	20	20	20

2. Pré-dimensionnement des voiles

Un voile en béton armé est un mur porteur servant à supporter les charge verticale et latérale permettant ainsi la stabilité, la rigidité et la résistance des bâtiments.

Le pré-dimensionnement des voiles en béton armé sera fait selon le R.P.A.2024.

Un élément est considéré comme voile lorsqu'il satisfait au critère géométrique ($L > 4a$) .

Dans le cas contraire ($L < 4a$), l'élément sera traité comme un élément linéaire (poteau-voile).

Avec :

L : portée du voile.

a : épaisseur du voile.

Selon les prescriptions de cet article, l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de : La hauteur libre d'étage (h_e) et les conditions de rigidité aux appuis (encastrement partiel ou total)

L'épaisseur minimale réglementaire est fixée à 15 cm, conformément aux exigences parasismiques."

Selon R.P.A.2024, notre structure appartient à la zone 3 (Tlemcen)

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nombre d'étage} \geq 5 \text{ étages} \\ \text{La hauteur totale} \geq 17\text{m} \end{array} \right. \Rightarrow$ Notre conception satisfait donc pleinement à l'ensemble de ces exigences réglementaires

2.1. Vérification des conditions

$$L \geq 4.a$$

*L : Longueur du voile

*a : épaisseur du voile

$$a \geq \max \left(15\text{cm} ; \frac{h_e}{20} \right) \quad \text{(Formule 7.10)}$$

* h_e : Hauteur libre d'étage

$$h_e = 450\text{cm}$$

$$a \geq \max\left(15\text{cm}; \frac{450}{20}\right)$$

$$a \geq \max(15\text{cm}; 22.5)$$

Donc on prend : $a=25\text{cm}$

$$L \geq 4.a$$

$$L \geq 4.25 \Leftrightarrow L \geq 100\text{ cm}$$

Tous les voiles dans notre projet présentent une longueur supérieure ou égale à 100 cm.

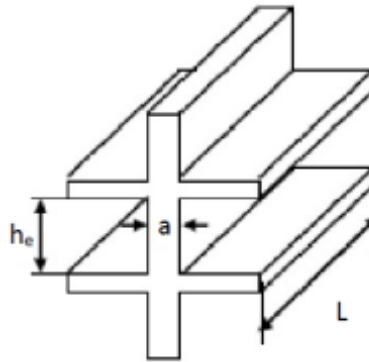


Figure 10: Coupe de voile

3. Pré-dimensionnement des poutres

Une poutre est un élément structural horizontal en béton armé ayant pour fonctions principales : La reprise des charges structurales (planchers, murs, toiture) et le transfert des efforts vers les éléments verticaux de contreventement (poteaux, voiles).

Les poutres ont des sections transversales soit rectangulaires ou carrées, satisfaisant les conditions suivantes.

- **Critère de rigidité :**
 - Limitation de la flèche admissible et rapport portée/hauteur optimal
- **Exigences réglementaires :**
 - Respect des prescriptions du RPA 2024 (Règlement Parasismique Algérien)
 - Conditions de ductilité imposées pour les zones sismiques

3.1. Bloc 1

3.1.1. Poutres principales [P.P]

- Critère de rigidité :

D'après BAEL 91:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.4h$$

Avec :

*h : Hauteur de la poutre principale.

*b : largeur de la poutre.

* L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appui.

$$L_{\max} = 7.05m$$

$$\text{Donc : } \frac{7,05}{15} \leq h \leq \frac{7,05}{10} \Rightarrow 0,47 \leq h \leq 0,705m$$

Donc en prend : $h=50cm$

$$b=25cm$$

- Vérifications des conditions exigées par R.P.A 2024

$$b \geq 20 \text{ cm (zone3)} \Rightarrow 25cm \geq 20cm \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$h \geq 30cm \Rightarrow 50cm \geq 30cm \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{50}{25} < 4 \Rightarrow 2 < 4 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$b_{\max} \leq (1,5h+b1) \Rightarrow b_{\max} \leq 100 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $b \times h = 25 \times 50cm^2$

3.1.2. Les poutres secondaires [P.S]

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.4h$$

$$L_{\max} = 5.85m$$

$$\text{Donc : } \frac{5.85}{15} \leq h \leq \frac{5.85}{10} \Rightarrow 0,39m \leq h \leq 0,58m$$

Donc on prend : $h=40\text{cm}$

$$b=25\text{cm}$$

- **Vérifications des conditions exigées par RPA2024**

$$b \geq 20 \text{ cm (zone3)} \Rightarrow 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{25} < 4 \Rightarrow 1,6 < 4 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$b_{\max} \leq (1,5h + b_1) \Rightarrow b_{\max} \leq 85 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est $b \times h = 25 \times 40 \text{cm}^2$

3.2. Bloc 2

3.2.1. Poutres principales [P.P]

D'après BAEL 91:

$$L_{\max} = 6.40\text{m}$$

$$\text{Donc : } \frac{6.40}{15} \leq h \leq \frac{6.40}{10} \Rightarrow 0,42m \leq h \leq 0.64m$$

Donc on prend : $h=50\text{cm}$

$$b=25\text{cm}$$

- **Vérifications des conditions exigées par RPA2024**

$$b \geq 20 \text{ cm (zone3)} \Rightarrow 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{50}{25} < 4 \Rightarrow 2 < 4 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$b_{\max} \leq (1,5h + b_1) \Rightarrow b_{\max} \leq 100 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $b \times h = 25 \times 50 \text{cm}^2$

3.2.2. Les poutres secondaires [P.S]

$$L_{\max}=5.32\text{m}$$

$$\text{Donc : } \frac{5.32}{15} \leq h \leq \frac{5.32}{10} \Rightarrow 0,35\text{m} \leq h \leq 0,53\text{m}$$

Donc en prend :h=40cm

$$b=25\text{cm}$$

- **Vérifications des conditions exigées par RPA2024**

$$b \geq 20 \text{ cm (zone3)} \Rightarrow 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{25} < 4 \Rightarrow 1,6 < 4 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$b_{\max} \leq (1,5h+b1) \Rightarrow b_{\max} \leq 85 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est $b \times h = 25 \times 40\text{cm}^2$

3.3. Bloc 3 :

3.3.1. poutres principales [P.P]

D'après BAEL 91:

$$L_{\max} = 6.90\text{m}$$

$$\text{Donc : } \frac{6.90}{15} \leq h \leq \frac{6.90}{10} \Rightarrow 0,46\text{m} \leq h \leq 0,69\text{m}$$

Donc en prend :h=50cm

$$b=25\text{cm}$$

- **Vérifications des conditions exigées par RPA2024**

$$b \geq 20 \text{ cm (zone3)} \Rightarrow 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{50}{25} < 4 \Rightarrow 2 < 4 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$b_{\max} \leq (1,5h+b1) \Rightarrow b_{\max} \leq 100 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $b \times h = 25 \times 50\text{cm}^2$

3.3.2. Les poutres secondaires [P.S] :

$$L_{\max}=5.61m$$

$$\text{Donc : } \frac{5.61}{15} \leq h \leq \frac{5.61}{10} \Rightarrow 0,37m \leq h \leq 0,56m$$

Donc en prend :h=40cm

$$b=25cm$$

• **Vérifications des conditions exigées par RPA2024**

$$b \geq 20 \text{ cm (zone3)} \Rightarrow 25cm \geq 20cm \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$h \geq 30cm \Rightarrow 40cm \geq 30cm \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{25} < 4 \Rightarrow 1,6 < 4 \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$b_{\max} \leq (1,5h+b1) \Rightarrow b_{\max} \leq 85 \text{ cm (Condition vérifiée)}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est $b \times h = 25 \times 40cm^2$

Le tableau suivant synthétise les caractéristiques géométriques des sections transversales des poutres dimensionnées pour l'ensemble des trois blocs composant la structure étudiée.

Tableau 2: Section des poutres

BLOC	Poutre	Section (b x h)cm²
1	Principale	(25× 50)
	Secondaire	(25× 40)
2	Principale	(25× 50)
	Secondaire	(25× 40)
3	Principale	(25× 50)
	Secondaire	(25× 40)

4. Évaluation des charges

4.1. Plancher-terrasse

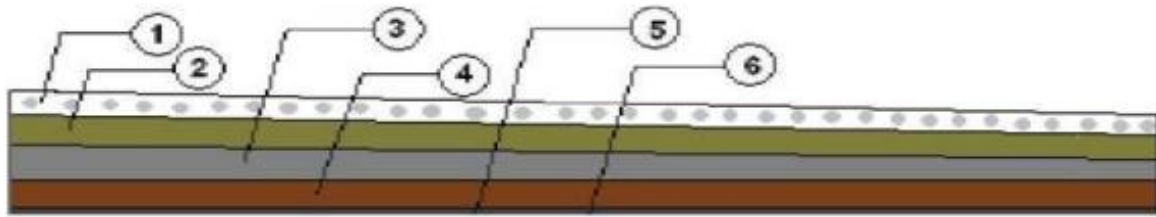


Figure 11: Détail du plancher-terrasse

- Bloc 1 :

Tableau 3: Charge permanente et d'exploitation du plancher-terrasse

N ⁰	Couche	Epaisseur (cm)	G [kN/m ²]
1	Protection en gravillon	5	1
2	Étanchéité multicouche	2	0,24
3	Forme de pente	7	1,54
4	Isolation en liège	4	0,1
5	Dalle pleine	20	5
6	Enduit en plâtre	2	0,2
Charge permanente			8,08
Charge d'exploitation			1

4.2. Plancher étage courant

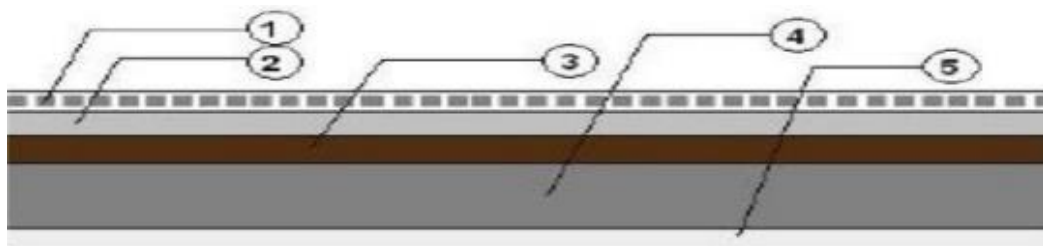


Figure 12: Détail du plancher

Tableau 4: Charge permanente et d'exploitation d'étage courant (Bloc1)

N°	Couche	épaisseur (cm)	G [kN /m ²]
1	Carrelage	2	0,4
2	Mortier de pose	2	0,4
3	Couche de sable	2	0,36
4	Dalle pleine	20	5
5	Enduit de plâtre	2	0,2
6	Cloisons intérieures	10	0,9
Charge permanente			7,26

Charge d'exploitation	Q [kN/m ²]
Sous-sol	2,5
RDC	5
1 ^{er}	2,5
2 ^{ème}	2,5
3 ^{ème}	1,5
4 ^{ème}	Salle de sport(6) +chambre(1,5)
5 ^{ème}	1,5
6 ^{ème}	1,5

• Bloc 2 :

Tableau 5: Charge permanente et d'exploitation d'étage courant (Bloc2)

Charge permanente G [kN /m ²] :	7,26 [kN /m ²]
Charge d'exploitation	Q [kN/m ²]
Sous-sol	2,5
RDC	2,5
1 ^{er}	3,5
2 ^{émé}	2,5
3 ^{ème}	1,5
4 ^{ème}	4
5 ^{ème}	4
6 ^{ème}	4

• Bloc 3 :

Tableau 6: Charge permanente et d'exploitation d'étage courant (Bloc3)

Charge permanente G [kN /m ²] :	7,26 [kN /m ²]
Charge d'exploitation	Q [kN/m ²]
Sous-sol	2,5
RDC	2 ,5
1 ^{ér}	3,5

4.3. Cloisons extérieures (doubles cloisons)

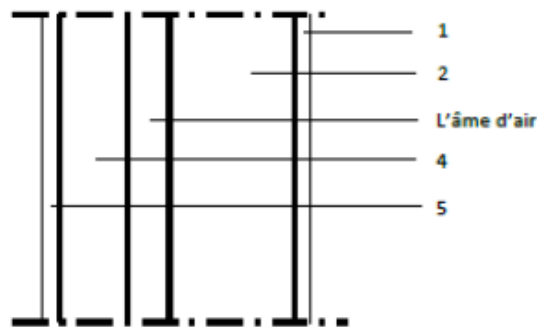


Figure 13: Élément constituant les murs extérieurs

Tableau 7: Charges permanentes de cloisons extérieures

N°	Couche	épaisseur (cm)	G [kN /m ²]
1	Enduit extérieur (ciment)	2	0,4
2	Brique creuse	10	0,9
3	Brique creuse	15	0,195
4	Enduit intérieur (plâtre)	2	0,2
Charge permanente G [kN /m ²] :			1,695

4.4. Escalier

4.4.1. Paliers

Tableau 8: Charges permanentes de palier

Désignation	e_p (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Poids propre du palier $e_p \times 25$	0,14	25,00	3,5
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,2
Charge permanente			4.86
Charge d'exploitation			2.5

4.4.2. Volée

Tableau 9: Charges permanentes de volée

Désignation	e_p (m)	Densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 20 \times h/g^{\wedge}$	0,02	20,00	0,23
Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/2$	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la pailasse $e_p \times \frac{25}{\cos \alpha}$	0,14	25,00	4,02
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	0,10
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre $e_p / \cos \alpha$	0,02	10,00	0,23
Charge permanente			7,84
Charge d'exploitation			2.5

4.5. L'acrotère

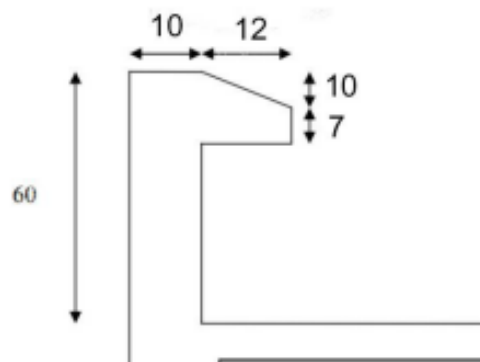


Figure 14: Caractéristiques géométrique de l'acrotère

4.5.1. Évaluation des charges de calcul

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données:

$$\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.12) + 0.1 \times (0.12 / 2) = 0.0744 \text{ m}^2$$

$$G = \gamma_b \times S = 25 \times 0.0744$$

$$G = 1.86 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

Conclusion

Le pré-dimensionnement constitue une étape fondamentale dans la conception des structures. Il doit impérativement respecter les normes en vigueur (telles que le BAEL 91 et le RPA 2024) afin de garantir :

- **La sécurité structurale** (stabilité, résistance et durabilité) ;
- **L'optimisation économique** (équilibre entre performance et coût de réalisation) ;
- **La faisabilité technique** (adaptation aux contraintes constructives).

Chapitre 3 : Etude du plancher

Introduction

Les dalles sont des éléments horizontaux en béton armé, mise en œuvre directement coulés sur place et sont supportées par des poutres.

La dalle est devisée en plusieurs panneaux selon les appuis sur lesquelles elle repose.

On a :

L_x : La plus petite dimension du panneau.

L_y : La plus grande dimension du panneau.

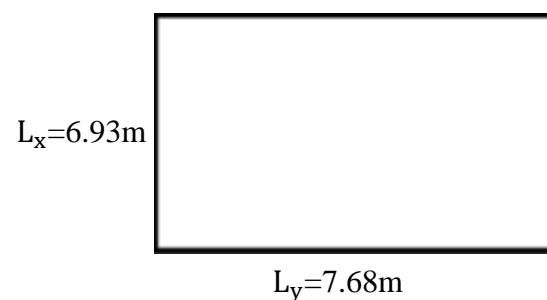


Figure 15: Schéma statique de la dalle

1. Etude de la dalle pleine (terrasse)

Les charges appliquées sur la dalle pleine sont :

G : la charge permanente $\Rightarrow G = 8.08 \text{ KN/m}^2$

Q : la charge d'exploitation $\Rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2$

1.1. Combinaisons des charges et surcharges :

- ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.41 \text{ KN/m}^2$$

- ELS :

$$q_s = G + Q = 9.08 \text{ KN/m}^2$$

1.2. Évaluation des moments appliqués sur la dalle

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6.93}{7.68} = 0.902$$

$\alpha=0.902 > 0.4 \Rightarrow$ Dalle portante dans les deux sens (x ; y)

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \quad (\text{BAEL91})$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad (\text{BAEL91})$$

1.2.1. Calcul des moments isostatique

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,902$$

- ELU : $\vartheta = 0$

μ_x et μ_y Dépendent de α et sont donner par un tableau (Dalle rectangulaire uniformément chargées articulées sur leur contour)

$$\mu_x = 0,0456 \quad ; \quad \mu_y = 0,7834$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_x = 0.0456 \times 12.41 \times (6.93^2) = 27.18 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 0.7834 \times 27.18 = 21.29 \text{KN.m}$$

1.2.2. Le moment total applique sur la dalle

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x \quad \Rightarrow M_{tx} = 23.10 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \quad \Rightarrow M_{ty} = 18.09 \text{KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x \quad \Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 13.59 \text{KN.m}$$

1.2.3. Vérification des conditions de BAEL91

- **Suivant x-x**

$$M_d = 0.5 M_x = 13.59 \text{KN.m}$$

$$M_g = 0.3 M_x = 8.154 \text{KN.m}$$

$$M_{tx} + \frac{M_d + M_g}{2} > 1.25 \times M_x$$

$$23.10 + \frac{13.59+8.154}{2} > 1.25 \times 27.18 \Rightarrow 33.97 \text{KN.m} > 33.98 \text{KN.m} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc, en augmente le moment en travée :

$$M_{tx} = 0.9 M_x = 24.46 \text{KN.m}$$

$$24.46 + 10.87 > 1.25 \times 27.18 \Rightarrow 35.33 \text{KN.m} > 33.98 \text{KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Suivant y-y**

$$M_d = 0.5 M_y = 10.645 \text{KN.m}$$

$$M_g = 0.3 M_y = 6.387 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} + \frac{M_d + M_g}{2} > 1.25 \times M_y \Rightarrow 26.60 \text{KN.m} > 26.61 \text{KN.m} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc, en augmente le moment en travée :

$$M_{ty} = 0.9 M_y = 19.16 \text{KN.m}$$

$$27.68 \text{KN.m} > 26.61 \text{KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

1.3. Détermination de ferrailage :

A ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

- **Suivant (x-x)**

- **En travée**

$$M_{tx} = 24.46 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

$$b = 1 \text{m} ; d = 0.18 \text{m} ; d' = 0.02 \text{m} ; f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{MPa} ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ;$$

$$\sigma_{st} = \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.782 \text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{24.46 \times 10^{-3}}{1 \times (0.18^2) \times 14.17} = 0.053 \leq \mu_r = 0.372 \text{ (Acier FeE500)}$$

Donc, section simple armature (S.S.A)

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0,068$$

$$z = (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.068) = 0.175\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{24.46 \times 10^{-3}}{0.175 \times 434.782}$$

$$A_{st} = 3.21\text{cm}^2$$

Choix: **4T14 = 6,16cm²**

- **Suivant (y-y)**
 - **En travée :**

$$M_{ty} = 19.16\text{KN.m}$$

$$\mu_u = 0,041 \leq \mu_r = 0.372 \quad (\text{Section simple armature } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 0,052$$

$$z = 0,176\text{m}$$

$$A_{st} = 2.50\text{cm}^2$$

Choix : **4T14 = 6,16cm²**

- **Suivant (x. x ; y .y)**
 - **En appuis**

$$M_{ax} = 13.59\text{KN.M}$$

$$\mu_u = 0.029 \leq \mu_r = 0.372 \quad (\text{Section simple armature } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 0.036$$

$$z = 0.177\text{m}$$

$$A_{st} = 1.76\text{cm}^2$$

Choix : **4T12 = 4,52cm²**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 10: Résultats des calculs à ELU

ELU	M _t (KN .m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ² /ml)	A _a calculé (cm ² /ml)	A _t adopté (cm ² /ml)	A _a adopté (cm ² /ml)
Sens x	24.46	13.59	3.21	1.76	4T14=6.16	4T12=4.52
Sens-y	19.16	13.59	2.50	1.76	4T14=6.16	4T12=4.52

1.3.1. Condition de non-fragilité et section minimale d'armatures

Les conditions de non-fragilité et de section minimale d'armatures résultantes comme suit : **BAEL91** (Article B.7.4)

ρ_0 : Le taux des armatures défini de la façon suivante :

- 0,0012 s'il s'agit de ronds lisses (Fe E 215 ou Fe E 235) ;
- 0,0008 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6 mm ;
- 0,0006 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 500 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre au plus égal à 6 mm.

Dans notre projet l'acier utiliser est de type : Haute Adhérence FeE500

Donc ; on prend $\rho_0 = 0,0006$

$$A_{x \min} = \rho_0 \times \frac{(3-\alpha)}{2} \times b \times h_0$$

$$A_{x \min} = 0,0006 \times \frac{(3-0,902)}{2} \times 1 \times 0,2 = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = \rho_0 \times h \times h_0$$

$$A_{y \min} = 0,0006 \times 1 \times 0,2 = 1,2 \text{ cm}^2$$

1.3.2. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d}$$

BAEL91 (Article A.5.1.1)

$$\bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

BAEL91 (Article A.5.2.2)

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{L_x + 2 \cdot L_y} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = q_u \times \frac{L_x}{3}$$

$$V_{ux} = 29,63 \text{ KN} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = 28,66 \text{ KN}$$

Donc : $V_{\max} = 29,63 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = 0,165 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = 1,16 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,165 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

1.3.3. Espacement des barres

La fissuration est préjudiciable :

- Pour les A_s parallèles à L_x et L_y

$$\text{Sens } x : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

1.3.4. Calcul des moments isostatique

$$\mu_x = 0.0528 \quad \mu_y = 0.8502$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_x = 23.02 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 19.57 \text{ KN.m}$$

1.3.5. Le moment total appliqué sur la dalle

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 19.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 16.63 \text{ KN.M}$$

- **Moment en appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x \Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 11.51 \text{ KN.m}$$

1.3.6. Vérification des conditions de BAEL91

- ***Suivant x-x :**

$$M_d = 0.5 M_x = 11.51 \text{ KN.M}$$

$$M_g = 0.3 M_x = 6.90 \text{ KN.M}$$

$$M_{tx} + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.25 \times M_x \Rightarrow 28.78 \text{ KN.m} \geq 28.78 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- ***Suivant y-y :**

$$M_d = 0.5 M_y = 9.785 \text{ KN.M}$$

$$M_g = 0.3M_y = 5.871 \text{ KN. M}$$

$$M_{ty} + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.25 \times M_x \Rightarrow 24.46 \text{ KN. m} > 24.46 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le tableau suivant représente les résultats des moments utilisés à Els dans les deux sens :

Tableau 11: Résultats des moments à ELS

ELS	M_t (KN.m)	M_a (KN .m)
Sens x-x	19.57	11.51
Sens y-y	16.63	11.51

1.3.7. Vérification des contraintes:

A ELS :

- **En travée :**

- **Sens x-x :**

$$M_{tx} = 19.57 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 6,16 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x) :

$$X = n \times \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) \quad \text{Avec : } n=15$$

$$X = 0,0491 \text{ m}$$

- **Calcule moment d'inertie**

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 1,977 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{19.57 \times 10^{-3} \times 0.0491}{1.977 \times 10^{-4}} = 4.86 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 19.57 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0491)}{1.977 \times 10^{-4}} = 194.36 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{nf_{c28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration est préjudiciable}$$

$$n = 1.6 (\text{Acier haut adhérence})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (333.33; 201.63) = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (x - d')}{I} = 43,20 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS

- **Sens y-y :**

$$M_{ty} = 16.63 \text{KN.m}$$

$$A_t = 6.16 \text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x) :

$$X = n \times \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,0491 \text{m}$$

- **Calcul moment d'inertie**

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 1,977 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{16,63 \times 10^{-3} \times 0,0491}{1,977 \times 10^{-4}} = 4,13 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 16,63 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0491)}{1,977 \times 10^{-4}} = 165,16 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{nf_{c28}} \right) = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n.M_s.(x-d')}{I} = 36,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS

- **En appuis :**

- **Les deux sens**

$$M_a = 11,51 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 4,52 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x) :

$$X = n \times \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,0430 \text{ m}$$

- **Calcul moment d'inertie**

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 1,537 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{15 \times 11,51 \times 10^{-3} \times 0,0430}{1,537 \times 10^{-4}} = 3,22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n.M_s.(d-x)}{I} = \frac{15 \times 11,51 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0430)}{1,537 \times 10^{-4}} = 153,89 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{nf_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n.M_s.(x-d')}{I} = 25,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS

1.4. Vérification au poinçonnement

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2, 42)}$$

q_u : Charge de calcul à l'état limite.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Épaisseur totale de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (2,35 + 0,45) = 5,6\text{m}$$

$$u = L_0 + h = 2.15 + 0.2 = 2.35 \text{ m}$$

$$v = e + h = 0.25 + 0.2 = 0.45\text{m}$$

Avec:

L_0 : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h : Epaisseur de la dalle

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $\gamma_b = 1.5$

$$q_u \leq 0.045 \times 5,6 \times 0.20 \times \frac{25000}{1,5}$$

$$q_u = 12,41 \text{ KN} \leq 840\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

2. Etude de la dalle pleine (étage courant)

Les charges appliquées sur la dalle pleine sont :

G : la charge permanente $\Rightarrow G = 7,26 \text{ KN/m}^2$

Q : la charge d'exploitation $\Rightarrow Q = 6 \text{ KN/m}^2$

$$L_x = 6.93\text{m} ; L_y = 7.68\text{m}$$

2.1. Combinaisons des charges et surcharges

- ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 18.80 \text{ KN/m}^2$$

- ELS

$$q_s = G+Q=13.26\text{KN}/\text{m}^2$$

2.2. Évaluation des moments appliqués sur la dalle

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6.93}{7.68} = 0.902$$

$\alpha=0,902 > 0.4 \Rightarrow$ Dalle portante dans les deux sens (x ; y)

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad (\text{BAEL91})$$

2.2.1. Calcul des moments isostatique

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,902$$

- ELU : $\theta = 0$

μ_x et μ_y Dépendent de α et sont donnés par un tableau ci-dessous :

Tableau 12: Coefficient μ_x μ_y

	ELU	ELS
μ_x	0,0456	0,0528
μ_y	0,7834	0,8502

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_x = 0.0456 \times 18.80 \times (6.93^2) = 41.17\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 0.7834 \times 41.17 = 32.25\text{KN.m}$$

2.2.2. Le moment total appliqué sur la dalle.

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85 M_x \quad \Rightarrow M_{tx} = 34.99\text{KN. m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \quad \Rightarrow M_{ty} = 27.41\text{KN. m}$$

- **Moment en appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x \Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 20.58 \text{KN.m}$$

2.2.3. Vérification des conditions de BAEL91

- **Suivant x-x**

$$M_d = 0.5 M_x = 20.58 \text{ KN. m}$$

$$M_g = 0.3 M_x = 12.35 \text{ KN. m}$$

$$M_{tx} + \frac{M_d + M_g}{2} > 1.25 \times M_x \Rightarrow 51.45 \text{KN.m} > 51.46 \text{KN.m} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc, en augmente le moment en travée :

$$M_{tx} = 0.9 M_x = 37.05 \text{KN. M}$$

$$53.51 \text{KN. m} > 51.46 \text{KN. m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Suivant y-y**

$$M_d = 0.5 M_y = 16.12 \text{ KN. M}$$

$$M_g = 0.3 M_y = 9.67 \text{KN. M}$$

$$M_{ty} + \frac{M_d + M_g}{2} > 1.25 \times M_y \Rightarrow 40.30 \text{KN. m} > 40.31 \text{KN.m} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc, en augmente le moment en travée :

$$M_{ty} = 0.9 M_y = 29.02 \text{KN.m}$$

$$41.91 \text{KN.m} > 40.31 \text{KN. m} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

2.3. Détermination de ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

- **Suivant (x-x)**

- **En travée**

$$M_{tx} = 37.05 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec :

$$b=1\text{m} ; d=0,18\text{m} \quad d'=0,02\text{m} \quad f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17\text{MPa} \quad \gamma_s = 1,15 \quad \gamma_b = 1,5 ;$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,782\text{MPa}$$

$$\mu_u = 0,080 \leq \mu_r = 0,372 \text{ (Acier FeE500)}$$

Donc, section simple armature (S.S.A)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0,104$$

$$z = (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,104) = 0,172\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 4,95\text{cm}^2$$

Choix: **6T14 = 9,24cm²**

- **Suivant (y-y)**

- **En travée**

$$M_{ty} = 29,02\text{KN.m}$$

$$\mu_u = 0,063 \leq \mu_r = 0,372 \text{ (Section simple armature } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 0,081$$

$$z = 0,174\text{m}$$

$$A_{st} = 3,84\text{cm}^2$$

Choix : **6T14 = 9,24cm²**

- **Suivant (x. x ; y. y)**

- **En appuis**

$$M_{ax} = 20,58\text{KN.M}$$

$$\mu_u = 0,044 \leq \mu_r = 0,372 \text{ (Section simple armature } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 0.056$$

$$z = 0.175\text{m}$$

$$A_{st} = 2.70\text{cm}^2$$

$$\text{Choix : } 5\text{T14} = 7.70\text{cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 13: Résultats des calculs à ELU

ELU	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t .calculé (cm ² /ml)	A_a .calculé (cm ² /ml)	A_t .adopté (cm ² /ml)	A_a .adopté (cm ² /ml)
Sens-x	37,05	20,58	4.95	2.70	6T14=9,24	5T14=7,70
Sens-y	29,02	20,58	3.84	2.70	6T14=9,24	5T14=7,70

2.3.1. Condition de non-fragilité et section minimale d'armatures

Dans notre projet l'acier utiliser est de type : Haute Adhérence FeE500

Donc ; on prend $\rho_0 = 0,0006$

$$A_{x \min} = \rho_0 \times \frac{(3-\alpha)}{2} \times b \times h_0 = 1,67\text{cm}^2$$

$$A_{y \min} = \rho_0 \times b \times h_0 = 1,6\text{cm}^2$$

2.3.2. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.1.1)}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{MPa} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2.2)}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{L_x + 2 \cdot L_y} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = q_u \times \frac{L_x}{3}$$

$$V_{ux} = 44,88\text{KN} \quad \text{et} \quad V_{uy} = 43,42\text{KN}$$

Donc : $V_{max} = 44,88\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = 0,246\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1.16 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,246\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2.3.3. Espacement des barres :

La fissuration est préjudiciable :

- Pour les A_s parallèles à L_x et L_y .

$$\text{Sens } x : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

2.3.4. Calcul des moments isostatique :

ELS

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_x = 33,62 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 28,58 \text{ KN.m}$$

2.3.5. Le moment total appliqué sur la dalle :

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 28.58 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 24.29 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x \Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 16.81 \text{ KN.m}$$

2.3.6. Vérification des conditions de BAEL91

- **Suivant x-x :**

$$M_d = 0.5 M_y = 16.81 \text{ KN. M}$$

$$M_g = 0.3 M_y = 10.08 \text{ KN. M}$$

$$M_{tx} + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 1.25 \times M_x \Rightarrow 42,025 \text{ KN.m} \geq 42,025 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Suivant y-y :**

$$M_d = 0.5M_y = 14.29 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3M_y = 8,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} + \frac{M_d + M_g}{2} \geq 125 \times M_y \quad \Rightarrow 35,72 \text{ KN.m} > 35,73 \text{ KN.m} \text{ condition non vérifiée}$$

Donc,

$$M_{ty} = 0,9 M_y$$

$$M_{ty} = 25,72 \text{ KN.m}$$

$$37,152 \text{ KN.m} \geq 35,73 \text{ KN.m} \text{ condition vérifiée}$$

Le tableau suivant représente les résultats des moments utilisés à Els dans les deux sens :

Tableau 14: Résultats des calculs à ELS

ELS	M_t (KN .m)	M_a (KN .m)
Sens-X	28,58	16,81
Sens-Y	25,72	16,81

2.3.7. Vérification des contraintes

A ELS :

- **En travée :**
 - **Sens x-x :**

$$M_{tx} = 28,58 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 9,24 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x) :

$$X = n \times \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) = 0,058 \text{ m}$$

- **Calcul moment d'inertie**

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \times A_s (d - x)^2 = 2,71 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

– **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s,x}}{I} = 6,11 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_{s,x} \cdot (d-x)}{I} = 192,99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{nf_{c28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_{s,x} \cdot (x-d')}{I} = 60,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS

– **Sens y-y :**

$$M_{ty} = 25,72 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 9,24 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x) :

$$X = 0,058 \text{ m}$$

– **Calcul moment d'inertie**

$$I = 2,71 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

– **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s,x}}{I} = 5,50 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_{s,x} \cdot (d-x)}{I} = 173,68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{nf_{c28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n.M_s.(x-d')}{I} = 54,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Condition vérifié}$$

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS

- **En appuis:**

- **Les deux sens**

$$M_a = 16,81 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 7,70 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x) :

$$X = n \times \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) = 0,053 \text{ m}$$

- **Calcul moment d'inertie**

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2 = 2,35 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = 3,79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n.M_s.(d-x)}{I} = 136,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{nf_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n.M_s.(x-d')}{I} = 35,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Condition vérifié}$$

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS

2.4. Vérification au poinçonnement

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2, 42)}$$

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (2,35 + 0,45) = 5,6m$$

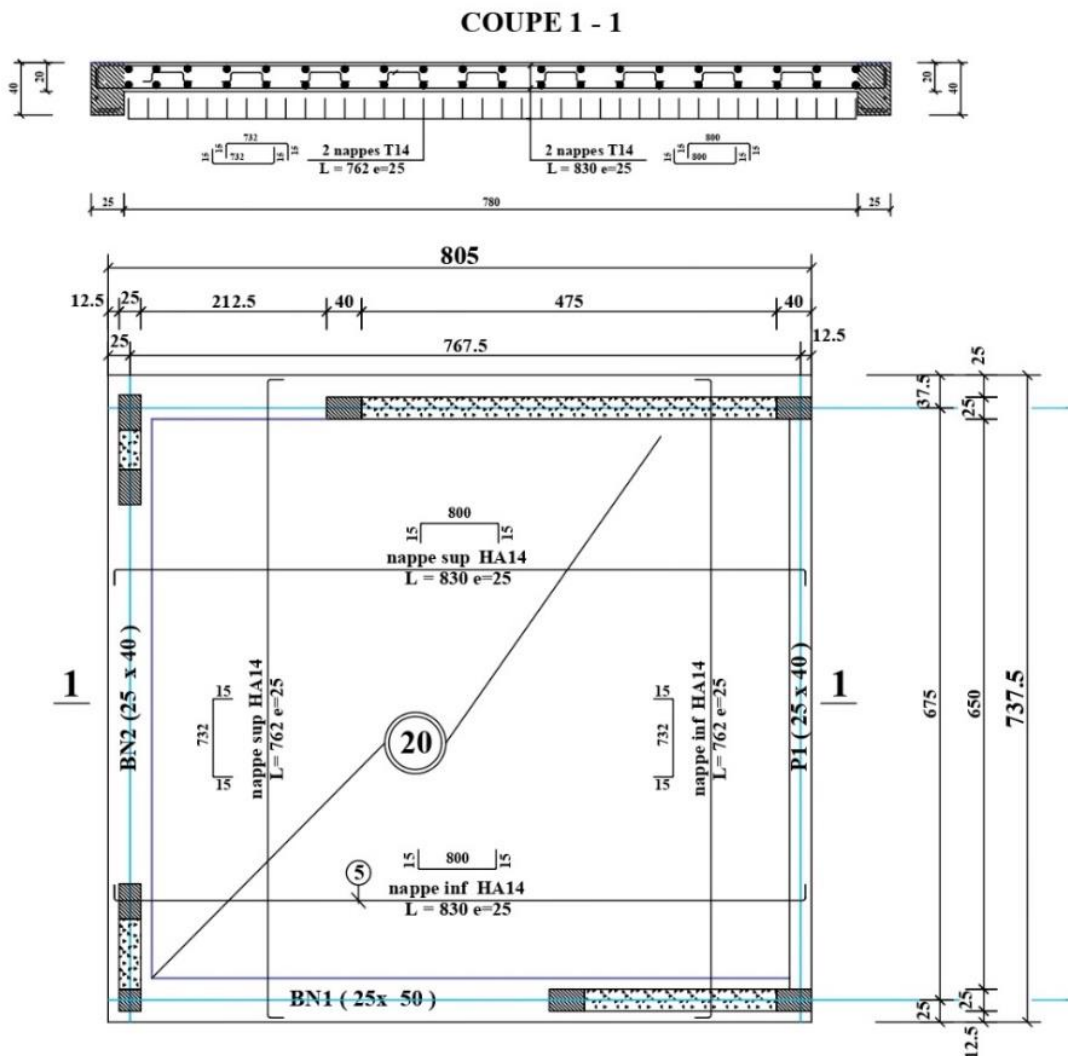
$$u = L_0 + h = 2.15 + 0.2 = 2.35 m$$

$$v = e + h = 0.25 + 0.2 = 0.45m$$

Avec $f_{c28} = 25 MPa$; $\gamma_b = 1.5$

$$q_u \leq 0.045 \times 5,6 \times 0.20 \times \frac{25000}{1,5}$$

$q_u = 18,80 KN \leq 840KN$ Condition vérifiée



PLAN DE COFF & FERR DE LA DALLE PLEINE EPAISSEUR = 20 cm

Figure 16: Plan coffrage & ferrailage de la dalle pleine

Conclusion

Le calcul des dalles pleines vise à vérifier leur résistance aux sollicitations tout en respectant les limites de déformation imposées par les normes (BAEL 91, RPA 2024), garantissant ainsi sécurité et fonctionnalité de l'ouvrage.

Chapitre 4 : Etude des éléments secondaire

Introduction

Ce chapitre s'intéresse à trois éléments non structuraux majeurs : l'escalier, l'acrotère et l'ascenseur. Bien qu'ils ne participent pas directement à la stabilité de la structure, leur conception joue un rôle crucial dans la sécurité, le confort et la fonctionnalité du bâtiment. L'analyse menée repose sur les recommandations du RPA 2024, en mettant l'accent sur leur comportement en situation sismique.

1. Étude d'Escalier

-Un escalier est une structure composée d'une succession de marches, conçue pour relier des niveaux à différentes hauteurs. Il en existe plusieurs types (escalier droit, escalier en colimaçon, escalier à pas japonais, etc.), fabriqués en bois, en béton, en métal ou autres matériaux.

Les types d'escalier de notre hôtel est : (escaliers à deux volées avec palier intermédiaire, Escalier droit).

Le choix du type d'escalier dépend de l'espace disponible à l'usage et des contraintes architecturale.

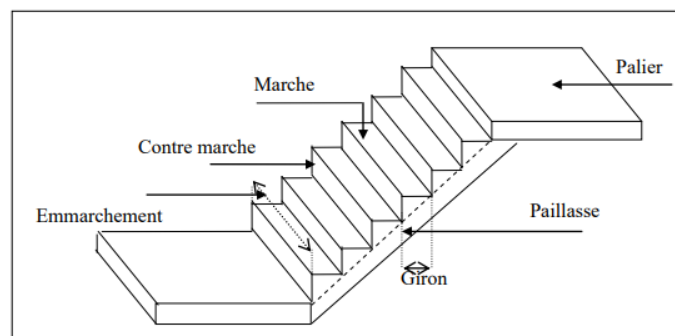


Figure 17: schéma d'un escalier

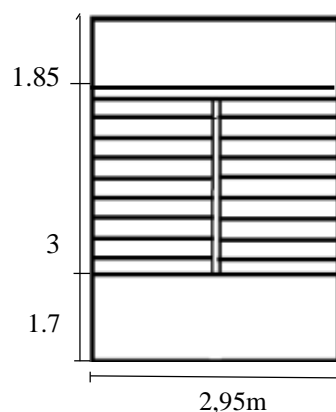


Figure 18: Vue en plan d'escalier

1.1. Études des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire

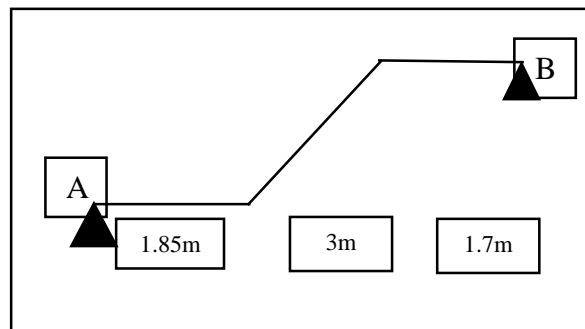


Figure 19: Schéma statique

1.1.1. Hauteur et largeur

h : hauteur de contre marche.

H : hauteur d'un demi-étage.

g : largeur de la marche.

n : nombre de contre marches.

$n-1$: nombre de marches.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

Pour définir « g et h », on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$0.6 \leq g + 2h \leq 0.64$$

On fixe la hauteur de la marche à : **$h=17\text{cm}$**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.87}{0.17} = 11 \text{ (contre marche)}$$

Donc on aura 11 contre marches par volée.

- **Nombre de marche (n-1)**

$$n-1=11-1 \Rightarrow n=10 \text{ (nombre de marche)}$$

- **Largeur de la marche (giron) :**

$$L = (n-1) \times g$$

Donc :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{3}{10}$$

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

D'après la formule de BLONDEL :

$$24\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$$

Donc on prend un giron de (30cm) ; pour les marches rectangulaires

- **Vérification de la formule de BLONDEL**

$$0.6 \leq g + 2h \leq 0.64$$

$$0.6 \leq 0,3 + 2 \times 0,17 \leq 0.64$$

$$0.6\text{m} \leq 0,64\text{m} \leq 0.64\text{m}$$

Donc la condition de Blondel est vérifiée

1.1.2. La longueur de la ligne de foulée

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

$$L = 30(11-1)$$

$$L = 30 \times 10 = 300\text{cm}$$

$$L = 300\text{cm}$$

1.1.3. L'angle de l'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \theta = \frac{17}{30} = 0.567$$

$$\theta = 29.54^\circ$$

1.1.4. La longueur de la paillasse (Volée) :

$$L = \frac{1.87}{\sin(29.54)}$$

$$L = 3.80\text{m}$$

1.1.5. Pré-dimensionnement de la paillasse et le palier de repos

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule :

$$e \geq \max \left(\frac{L_{\text{porté}}}{30} ; 10\text{cm} \right)$$

Portée de l'escalier : $L = 3.80\text{m}$.

$$e \geq \max \left(\frac{3.80}{30} ; 10\text{cm} \right)$$

$$e \geq \max (12.66\text{cm}; 10\text{cm})$$

$$e \geq 12.66\text{cm}$$

On prend l'épaisseur de volée est : $e_v = 15\text{cm}$

Et pour l'épaisseur de palier il est moins au égale l'épaisseur de volée ; donc on prend le même : $e_p = 15\text{cm}$

1.2. Calcul des escaliers

L'escalier est assimilé à une poutre rectangulaire de 1 m de large, et son ferrailage est calculé en flexion simple.

1.2.1. Les combinaisons des charges

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q \text{ [KN/ml]}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q \text{ [KN/ml]}$$

Tableau 15: Combinaisons de charges

Élément	Paillasse (volée)	Palier
$G \text{ [KN/m}^2]$	7.84	4.86
$Q \text{ [KN/m}^2]$	2.5	2.5
$q_u \text{ [KN/ml]}$	14.33	10.31
$q_s \text{ [KN/ml]}$	10.34	7.36

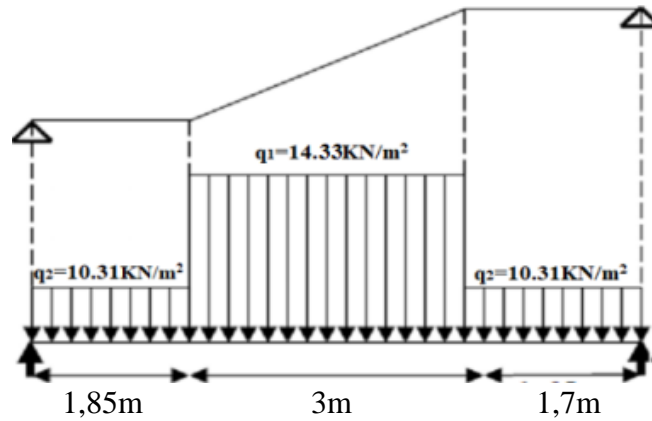


Figure 20: Schéma statique de l'escalier à l'ELU

1.2.2. Calcul à ELU

- Réactions des appuis

$$\sum F_H = 0$$

$$\sum F_V = R_A + R_B - (q_2 \times 1,85) - (q_1 \times 3) - (q_2 \times 1,7)$$

$$R_A + R_B = (q_2 \times 1,85) + (q_1 \times 3) + (q_2 \times 1,7)$$

$$R_A + R_B = 10,31 \times 1,85 + 14,33 \times 3 + 10,31 \times 1,7$$

$$R_A + R_B = 79,59 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = \frac{\left[\frac{1,7^2}{2} \times 10,31 + 3 \times \left(\frac{3}{2} + 1,7 \right) \times 14,33 + 1,85 \times \left(\frac{1,85}{2} + 3 + 1,7 \right) \times 10,31 \right]}{6,55}$$

$$R_A = \frac{[14,89 + 137,56 + 107,28]}{6,55}$$

$$R_A = 39,65 \text{ KN}$$

$$R_B = \frac{\left[\frac{1,85^2}{2} \times 10,31 + 3 \times \left(\frac{3}{2} + 1,85 \right) \times 14,33 + 1,7 \times \left(\frac{1,7}{2} + 3 + 1,85 \right) \times 10,31 \right]}{6,55}$$

$$R_B = 39,94 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 79,59 \text{ KN}$$

$$39,65 + 39,94 = 79,59 \text{ KN}$$

- Effort tranchant et moment fléchissant

- $0m \leq x \leq 1.85m$

$T_x = R_A - q_2 x$

$T_x = 39.65 - 10.31x$

$T(0) = 39.65 \text{KN}$

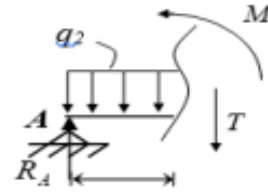
$T(1.85) = 20.57 \text{KN}$

$M_x = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2}$

$M_x = 39.65 x - 10.31 \frac{x^2}{2}$

$M(0) = 0 \text{KN.m}$

$M(1.85) = 55.71 \text{KN.m}$



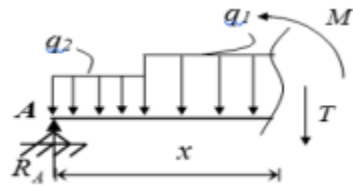
- $1.85m \leq x \leq 4.85m$

$T_x = R_A - 1.85q_2 - q_1 (x - 1.85)$

$T_x = 0 \text{KN}$

$M_x = R_A x - 1.85q_2 (x - \frac{1.85}{2}) - \frac{(x-1.85)^2}{2} \times q_1$

$M_x = 70.49 \text{KN.m}$



- $0m \leq x \leq 1.7m$

$T_x = -R_B + q_2 x$

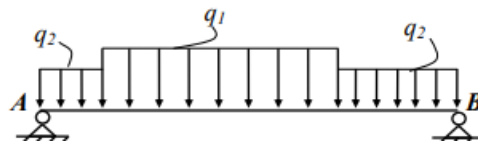
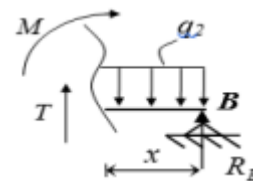
$T(0) = -39.94 \text{KN}$

$T(1.7) = -22.41 \text{KN}$

$M_x = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2}$

$M(0) = 0 \text{KN.m}$

$M(1.7) = 53 \text{KN.m}$



+39,65KN

+20,57K

T(X)

-22,41KN

-39,94KN

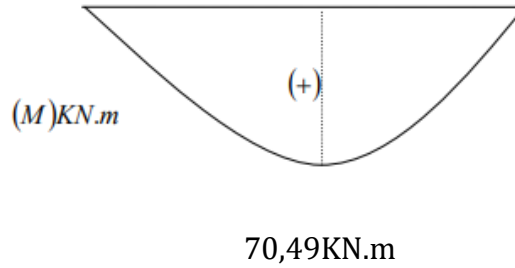


Figure 21: Diagrammes des sollicitations

Tableau 16: Effort tranchant et moment fléchissant (ELU)

X (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN .m)	$T_{max}(KN)$	$M_{max}(KN.m)$	Moment en appuis ($M_a=0.5M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.75M_0$)
0	39,65	39.65	0	39.94	70.49	35.25	52.87
1.85	-	20.57	55.71				
3.28	-	0	70.49				
4.85	-	-22.41	53.00				
6.55	39.94	-39.94	0				

Remarque :

Les moments en appuis sont équilibrés : $M_a=0,5M_0 =35,25KN.m$; et un moment en travers est estimé à $M_t=0,75M_0=52,87KN.m$

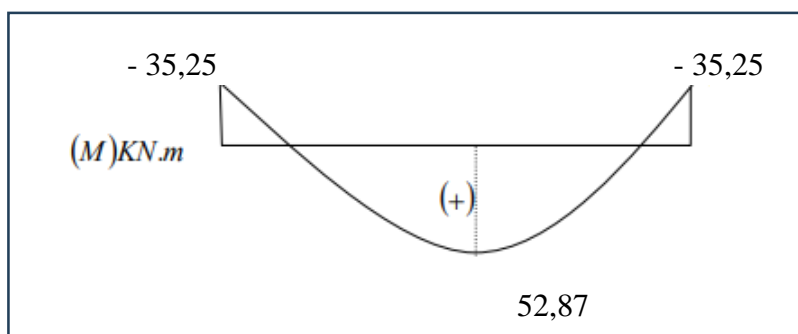


Figure 22: Diagramme des moments

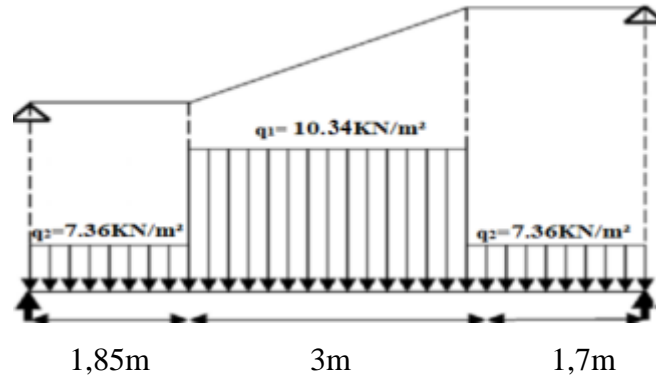


Figure 23: Schéma statique de l'escalier à l'ELS

1.2.3. Calcul à ELS

• Réactions des appuis

$$\sum F_v = R_A + R_B = (q_2 \times 1.85) + (q_2 \times 3) + (q_2 \times 1.7)$$

$$R_A + R_B = 57.15 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = \frac{\left[\frac{1.7^2}{2} \times 7.36 + 3 \times \left(\frac{3}{2} + 1.7 \right) \times 10.34 + 1.85 \times \left(\frac{1.85}{2} + 3 + 1.7 \right) \times 7.36 \right]}{6.55}$$

$$R_A = 28.47 \text{ KN}$$

$$R_B = \frac{\left[\frac{1.85^2}{2} \times 7.36 + 3 \times \left(\frac{3}{2} + 1.85 \right) \times 10.34 + 1.7 \times \left(\frac{1.7}{2} + 3 + 1.85 \right) \times 7.36 \right]}{6.55}$$

$$R_B = 28.68 \text{ KN}$$

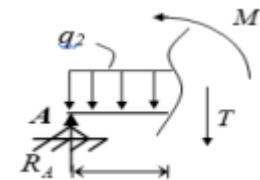
$$28.47 + 28.68 = 57.15 \text{ KN}$$

• Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \text{ m} \leq x \leq 1.85 \text{ m}$

$$T_x = R_A - q_2 x$$

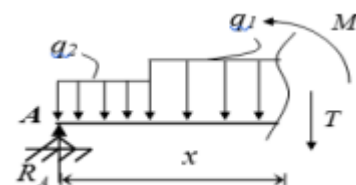
$$M_x = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2}$$



- $1.85 \text{ m} \leq x \leq 4.85 \text{ m}$

$$T_x = R_A - 1.85 q_2 - q_1 (x - 1.85)$$

$$M_x = R_A x - 1.85 q_2 \left(x - \frac{1.85}{2} \right) - \frac{(x - 1.85)^2}{2} \times q_1$$



- $0m \leq x \leq 1.7m$

$T_x = -R_B + q_2x$

$M_x = -R_Bx + q_2 \frac{x^2}{2}$

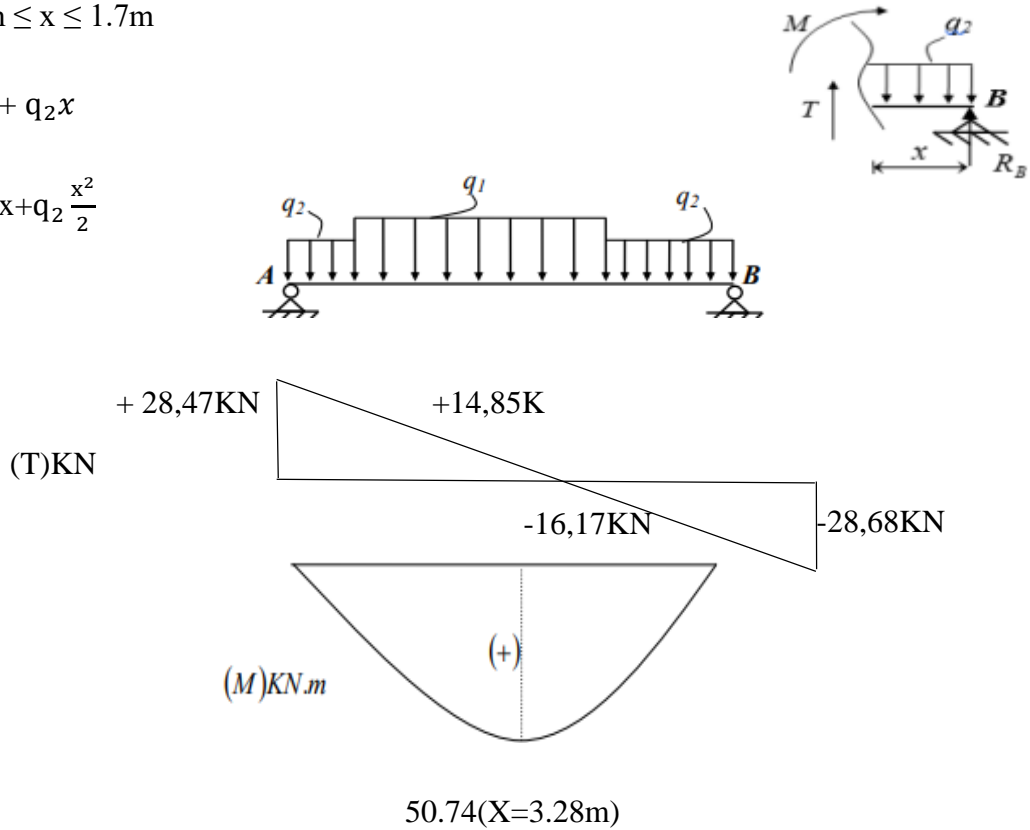


Figure 24: Diagrammes des sollicitations

Tableau 17: Effort tranchant et moment fléchissant(ELS)

X (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN .m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment en appuis ($M_a=0.5M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.75M_0$)
0	28.47	28.47	0	28.68	50.74	25.37	38.06
1.85	-	14.85	40.07				
3.28	-	0	50.74				
4.85	-	-16.17	38.12				
6.55	28.68	-28.68	0				

Remarque :

- Les moments en appuis sont équilibrés : $M_a=0.5M_0=0.5 \times 50,74=25,37KN.m$
- Et les moments réduit en travée : $M_t=0.75M_0=0.75 \times 50,74=38,06KN.m$

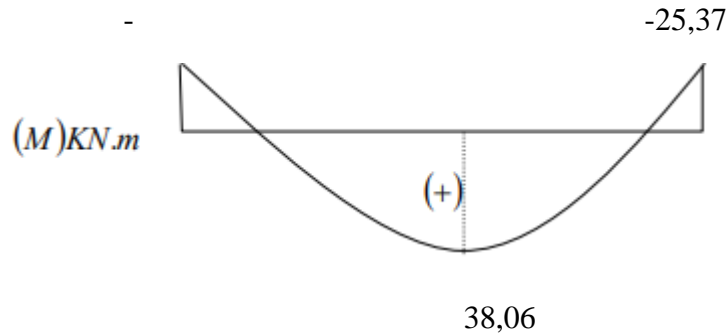


Figure 25: Diagrammes des moments retenus

Tableau 18: Sollicitations de calcul à ELU et ELS

	ELU	ELS
$M_{t_{max}}$ (KN.m)	52,87	38,06
$M_{a_{max}}$ (KN.m)	35,25	25,37
T_{max} (KN)	39,94	28,68

1.2.4. Calcul de ferrailage

- En travée

- ELU :

$f_{c28} = 25\text{MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; M_u = 52.87\text{KN. m}; d = 0.135\text{m} ; h = 0.15\text{m} ; d' = 0.015\text{m}; b=1\text{m}$

$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$ avec : $f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17\text{MPa}$

$\mu_u = 0.204 \leq \mu_R = 0.372 \Rightarrow$ Section a simple armature ($A_{sc} = 0$)

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.288$

$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.119\text{m}$

$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ ($f_e = 500\text{MPa}; \gamma_s = 1.15$)

$A_{st} = 10.21\text{cm}^2$

- Vérification, la condition de non fragilité

$A_{t \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$f_{t28} = 06 + 006f_{c28} = 2.1\text{MPa}$

$$A_{t \min} \geq 1.30 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = \max[10.21; 1.30] \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 10.21 \text{cm}^2$$

$$\text{Le choix : } 8T14+4T12=16.84 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_{\text{rep}} = \frac{16.84}{4} = 4.21 \text{cm}^2$$

$$\text{le choix: } 4T12 = 4.52 \text{cm}^2$$

$$4T12 = 4.52 \text{cm}^2$$

– L'espace

$$e \leq \min[3h; 33]$$

Avec h : épaisseur de palier

$$e \leq \min[45; 33] \rightarrow 20 \text{cm} \leq 33 \text{cm}$$

En prend $\rightarrow e=20 \text{cm}$

▪ ELS:

$$M_{\text{ser}} = 38.06 \text{KN.m}$$

$$A_t = 16.84 \text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

$$X = n \times \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) \quad ; \quad n=15$$

$$X = 0.061 \text{m}$$

– Calcul moment d'inertie

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 2,14 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

– Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{38,06 \times 10^{-3} \times 0,061}{2,14 \times 10^{-4}} = 10,67 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \times 38,06 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,061)}{2,14 \times 10^{-4}} = 200,08 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{n f_{c28}}\right) \rightarrow (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(333,333; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (x-d')}{I} = 120,04 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

• En appuis

▪ ELU:

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0,136 \leq \mu_R = 0,372 \quad \Rightarrow \text{Section a simple armature } (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,183$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,125 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \quad \text{AVEC : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (f_e = 500 \text{ MPA}; \gamma_s = 1,15)$$

$$A_{st} = 6,48 \text{ cm}^2$$

– Vérification, la condition de non fragilité

$$A_{t \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{t \min} \geq 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max[6,48; 1,63] \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6.48\text{cm}^2$$

$$\text{le choix: } 6\text{T}14 + 3\text{T}12 = 12.63\text{cm}^2$$

$$A_{rep} = \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_{rep} = \frac{12.63}{4} = 3.15\text{cm}^2$$

$$\text{le choix: } 3\text{T}12 = 3.39\text{cm}^2$$

$$3\text{T}12 = 3.39\text{cm}^2$$

– L'espace

$$e \leq \min[3h; 33]$$

Avec h : épaisseur de palier

$$e \leq \min[45; 33] \rightarrow 20\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

En prend $\rightarrow e=20\text{cm}$

▪ ELS :

$$M_{ser} = 25.37\text{KN.m}$$

$$A_t = 12.63\text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

$$X = n \times \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right); n=15$$

$$X = 0.055\text{m}$$

– Calcul moment d'inertie

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 1.76 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

– Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = 7.92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = 172.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{nf_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ Condition vérifiée

$$\sigma_{sc} = \frac{n.M_s.(x-d')}{I} = 86.48 \text{ MPa}$$

$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ Condition vérifiée

• **Vérification de cisaillement**

$$T_u = 39.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{39.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135}$$

$$\tau_u = 0.295 \text{ MPa}$$

$\tau_1 = \min[0.15 * f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{ MPa}] \rightarrow$ fissuration préjudiciable

$$\tau_1 = \min[2.5; 4 \text{ MPa}]$$

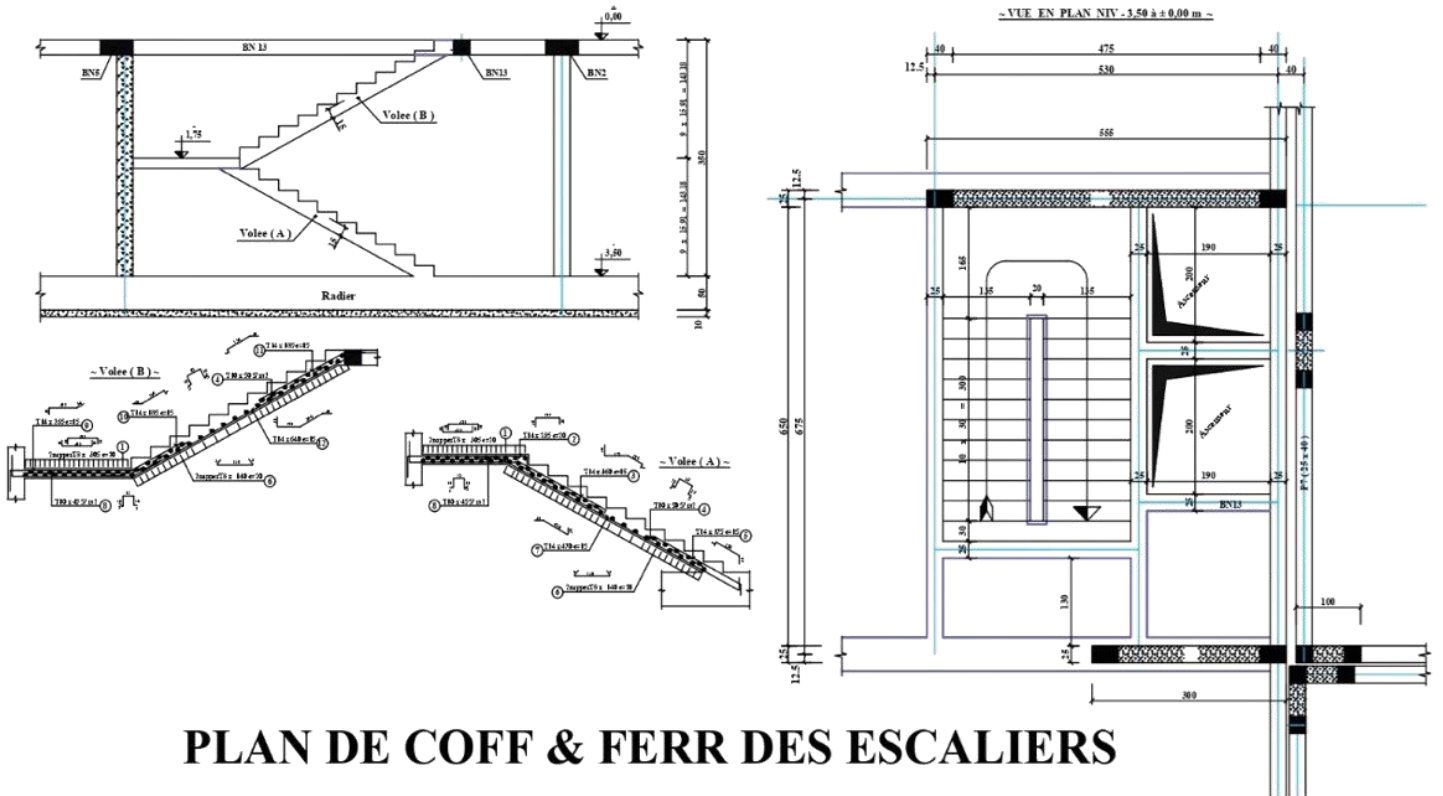
$$\tau_1 = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.295 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2.5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Tableau 19: Ferrailage des escaliers

	$A_{st \text{ cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	e (cm)	$A_r \text{ cal}(\text{cm}^2)$	Choix
Travée	10.21	8T14+4T12 16.84cm ²	20	4.21	4T12 4.52cm ²
Appui	6.48	6T14+3T12 12.63cm ²	20	3.15	3T12 3.39cm ²

• Schéma ferrailage d'escalier



PLAN DE COFF & FERR DES ESCALIERS

Figure 26: Plans coffrage ferrailage d'escalier

1.3. Étude de la poutre palière

1.3.1. Dimensionnement

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{2.95}{15} \leq h_t \leq \frac{2.95}{10}$$

$$0.19m \leq h_t \leq 0.3$$

On prend $h_t=30cm$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.8h_t$$

$$12cm \leq b \leq 24cm$$

En prend : $b = 20cm$

1.3.2. Vérification des conditions RPA2024

$$b \geq 20 \text{ cm} \Leftrightarrow 20cm \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$h_t \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$\frac{h_t}{b} \leq 4 \Leftrightarrow 1,5 < 4 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

1.3.3. Charge supportée par la poutre

$G=8.74\text{KN/ml} \quad ; \quad Q=4.5\text{KN/ml}$

$q_u=1.35G + 1.5Q \quad ; \quad q_s=G+Q$

$q_u=18.55\text{KN/ml} \quad ; \quad q_s = 13.24\text{KN/ml}$

1.3.4. Calcul des sollicitations

$M_0 = \frac{ql^2}{8} \quad ; \quad T = \frac{ql}{2} \quad ; \quad M_t = 0.75M_0 \quad ; \quad M_a = 0.5M_0$

$M_{0u} = 20.18\text{KN.m} \quad ; \quad M_{0s} = 14.40\text{KN.m}$

Tableau 20 : Combinaison des charges de la poutre palière

Élément	q_u [KN/ml]	q_s [KN/ml]	M_u [KN.m]	M_s [KN.m]	T_u [KN]	T_s [KN]
Travée	18.55	13.24	15.14	10.80	27.36	19.53
Appuis	18.55	13.24	10.09	7.2	27.36	19.53

1.3.5. Calcul du ferrailage

Ferrailage de la poutre palière se fera à la flexion simple ($b \times h=20 \times 30$) (cm^2)

- **A ELU :**

$d=0.9h=0.27\text{m} \quad ; \quad d' = 0.1h = 0.03\text{m}$

$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad ; \quad z=d(1-0.4\alpha) \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{z.\sigma_{st}}$

$\mu_R = 0.372(\text{Fe E500})$ Et si $\mu_u \leq \mu_R \rightarrow$ Section simple armature

Tableau 21: Ferrailage en appuis et en travée a ELU

Élément	M_u [KN.m]	μ_u	α	Z [m]	A_{st} [cm^2]
Travée	15.14	0.073	0.094	0.259	1.34
Appuis	10.09	0.048	0.061	0.263	0.882

• **A ELS :**

Tant que la fissuration est préjudiciable et l'acier utilisé est FeE500. On va faire la vérification des contraintes à ELS comme suite :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma_t = \frac{15.14}{10.80} = 1.40 \quad ; \quad \gamma_a = \frac{10.09}{7.2} = 1.40$$

Le tableau suivant résume la vérification à ELS en appuis et en travée :

Tableau 22: Vérifications à ELS

Elément	M _u [KN.m]	M _s [KN.m]	A	$\bar{\alpha}$	Observation
Travée	15.14	10.80	0.094	0.45	Condition vérifiée
Appuis	10.09	7.2	0.061	0.45	Condition vérifiée

- **Vérification, la condition de non fragilité**

- **En travée :**

$$A_{st \min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{MPa}$$

$$A_{t \min} = 0.23 \cdot 0.2 \cdot 0.27 \cdot \frac{2.1}{500}$$

$$A_{st \min} = 0.52 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = \max[1.34, 0.52] [\text{cm}^2]$$

$$A = 1.34 \text{cm}^2$$

Le choix : 3T12 = 3.39 cm²

- **En appuis :**

$$A_{t\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{t\min} = 0.23 \cdot 0.2 \cdot 0.27 \cdot \frac{2.1}{500}$$

$$A_{t\min} = 0.52 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = \max[0.882, 0.52] [\text{cm}^2]$$

$$A = 0.882 \text{cm}^2$$

Le choix : 3T12=3.39cm²

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u \leq \tau_1$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{0.02736}{0.2 \cdot 0.27} = 0.505 \text{MPa}$$

$$\tau_1 = \min[0.15 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{MPa}] \rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_1 = \min[2.5 ; 4 \text{MPa}]$$

$$\tau_1 = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.506 \text{MPa} \leq \tau_1 = 2.5 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = \frac{A_t \cdot 0.9 \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b(\tau_u - 0.3Kf'_{tj})}$$

Avec :

$$f'_{tj} = \min(f_{t28}, 3.3 \text{MPa}) \text{ et } f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6$$

K=1 → flexion simple sans reprise de bétonnage.

- **Calcul Ferrailage transversale**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{L\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(8, 20, 12)(\text{mm})$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

$$A_{t \min} = (0.003). s. b \quad \text{(Formule 7.7)}$$

Avec :

$$s = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5\text{cm}; 6\phi_l\right)$$

h : hauteur de la poutre.

ϕ_t : Diamètre des armatures de confinement.

ϕ_l : Diamètre minimale des barres longitudinales

$$s = \min(7.5; 19.2; 17.5\text{cm}; 7.2)$$

$$s = 7.2\text{cm}$$

$$A_{t \min} = (0.003). 7.2 . 20$$

$$A_{t \min} = 0.43\text{cm}^2$$

- **Choix des sections :**

$$A_t = n. A_{\text{brin}}$$

Avec :

n : nombre des brins.

$$A_t = 4T8(\text{inclinées de } 90^\circ)$$

$$S_{t \min} \geq 7\text{cm} \quad \text{Et} \quad S_{t \max} \leq \min(0.9. d, 40\text{cm})$$

$$S_{t \max} \leq \min(24.3, 40\text{cm})$$

$$S_t = \frac{2.01 \cdot 10^{-4} \cdot 0.9 \cdot \frac{500}{1.15} \cdot 1}{0.20(0.506 - 0.3 \cdot 1 \cdot 2.1)}$$

$$S_t = -3.17 \text{ m} , \text{ On prend } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right)$$

$$\frac{2.01 \times 10^{-4} \times 500}{0.20 \times 0.07} \geq \max\left(\frac{0.505}{2}; 0.4\text{MPa}\right)$$

7.17 MPa \geq 0.4MPa \rightarrow (Condition vérifiée).

- Répartition suivant le RPA2024 :

La longueur critique de la poutre l' :

$$l' = 1.5h = 1.5 \times 30$$

$$l' = 45\text{cm}$$

Zone Nodale :

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\text{lmin}}\right)$$

$$S' \leq \min(7.5; 14.4)(\text{cm})$$

$$S' \leq 7.5\text{cm}$$

$$S' = 5\text{cm}$$

$$5\text{cm} \leq 15\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} \rightarrow S \leq 15\text{cm}$$

Donc, On prend : $S=10\text{cm}$

• **Vérification de la flèche**

$$h = 0.3\text{m}$$

$$l = 2.95\text{m}$$

$$M_{\text{tu max}} = 15.14\text{KN.m}$$

$$M_{\text{au max}} = 10.09\text{KN.m}$$

$$M_{\text{ts max}} = 10.80\text{KN.m}$$

$$M_{\text{as max}} = 7.2\text{KN.m}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.3}{2.95} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,10 > 0,06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{tu \max}}{M_{au \max}} \Rightarrow 0,10 > 0,083 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ts \max}}{M_{as \max}} \Rightarrow 0,10 > 0,083 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{3,39 \times 10^{-4}}{1 \times 0,27} < \frac{4,2}{500} \Rightarrow 0,0012 < 0,0084 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'ai pas nécessaire.

2. Étude de l'acrotère

L'acrotère est une structure en béton armé, non porteuse, qui joue un double rôle : embellir l'architecture du bâtiment et assurer l'évacuation des eaux pluviales en périphérie de la toiture.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal (G) dû à son poids propre.
- Un effort horizontal (Q) dû au vent engendrant un moment de renversement (M).

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

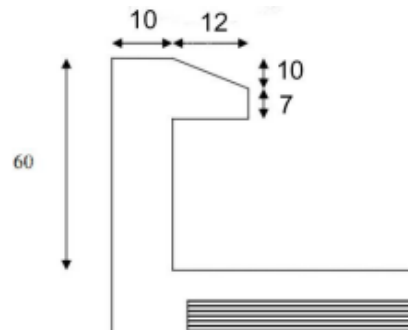


Figure 27: Caractéristiques géométrique de l'acrotère

2.1. Évaluation des charges de calcul

Les sollicitations utilisées pour le calcul du ferrailage sont données comme suit :

$$S = 0,0744 \text{ m}^2$$

$$G = \gamma_b \times S = 25 \times 0,0744 = 1,86 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

2.2. Calcul du ferrailage

Le calcul est effectué pour une section rectangulaire de (100cm x 10cm) en flexion composée selon les états limites ELU, avec vérification complémentaire aux ELS.

2.3. La force horizontale due à la force de séisme

On a :

$$F_{pk} = (A. I. S). C_p. (1 + \frac{3.h_z}{H})W_p \quad \text{(Formule6.3)}$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone. → A = 0.15 (zone 3) → (Table 3.2)

I: Coefficient d'importance. → I=1 (group d'importance 2) →(Table 3.11)

S : Coefficient de site → S=1.55 (S₃) → (Table3.5)

C_p : Facteur de force horizontale → C_p= 0.80 (Élément en console). (Table6.1)

W_p : Poids d'élément considéré→ W_p= 1.86 KN/ml. (Poids de l'acrotère)

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base.

h_z : Hauteur du niveau « k » a partir de la base

$$F_{pk} = (0.15 \times 1 \times 1.55) \times 0.8 \times (1 + \frac{3 \times 3.5}{31}) \times 1.86$$

$$F_{pk} \leq 1.5Q \Rightarrow 0.463 \text{KN/ml} \leq 1.5 \text{KN/ml}$$

2.4. Évaluation des sollicitations

Tableau 23: Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS

Acrotère de 60 (cm)	
N _u = 1.35G	2.511 KN
T _u = 1.5Q	1.5 KN
M _u = 1.5Qh	0.9 KN.ml
N _s = G	1.86 KN
T _s = Q	1.5 KN
M _s = Qh	0.6 KN.ml

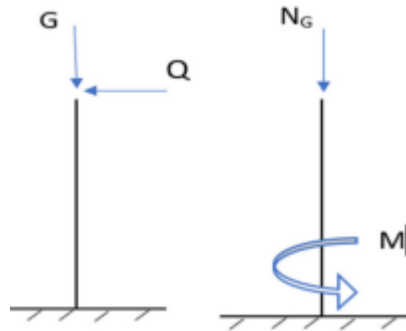


Figure 28: Schématisation de l'acrotère

2.5. Calcul du ferrailage à ELU

- L'excentricité

« e » c'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section :

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016\text{m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,511} = 0,358\text{ m}$$

Donc : $e > e_0$

$e = 0,358\text{ m} > e_0 = 0,016\text{m} \Rightarrow$ Donc, Section partiellement comprimée (SPC), ainsi le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

- Le moment au centre de gravité des armatures inférieures e_a

$$e_a = \frac{h}{2} - d + e$$

$$e_a = \frac{0,1}{2} - 0,09 + 0,358$$

$$e_a = 0,318\text{m}$$

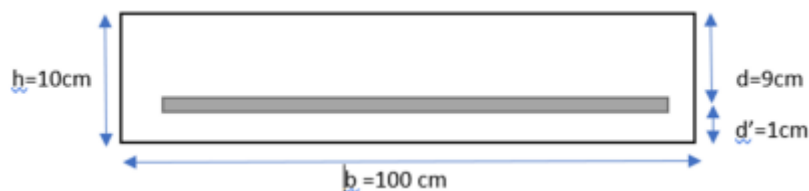


Figure 29: Section de calcul d'acrotère

- **Vérification a l'état limite ultime ELU :**

$$f_{c28} = 25\text{MPa}, f_{bc} = 14.17\text{MPa}, f_{t28} = 2.1\text{MPa}, d = 0,09\text{m}, d' = 0,01\text{m}, h = 0,10\text{m}$$

- **Moment de flexion fictif**

$$M_A = N_u \cdot e_a$$

$$M_A = 2.511 \times 0.318 = 0.798\text{KN.m}$$

- **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.798 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.00695 \leq \mu_R = 0,372 \rightarrow \text{Section simple armature pas d'acier comprimé } (A_{sc} = 0)$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left[\frac{M_A}{Z} - N_u \right]$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.008$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0.0897\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\frac{500}{1.15}} \times \left[\frac{0.798 \times 10^{-3}}{0.0897} - 0.002511 \right]$$

$$A_{st} = 0.146\text{cm}^2 \rightarrow (\text{Faible section})$$

Donc, A_{st} est pris selon la formule de non fragilité :

La condition de non fragilité (D'après le C.B.A.93) :

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.1}{500}$$

$$A_{st \min} \geq 0.869\text{cm}^2$$

$$A_{st} = 4T6 = 1.13\text{cm}^2$$

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{1.13}{4}$$

$$A_r = 0.2825 \text{ cm}^2$$

On prend : 2T8=1.01 cm²

Tableau 24: Ferrailage de l'acrotère

A_{st} calculée (cm ²)	$A_{st \text{ min}}$ (cm ²)	A_{st} (cm ²)	Ferrailage adopté (cm ²)	A_r calculée (cm ²)	Ferrailage adopté (cm ²)
0.146	0.869	0.869	4T6=1.13	0.2825	2T8=1.01

- **Espacement Verticale maximale**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(30, 33\text{cm})$$

On prend : $S_t = 20\text{cm}$

- **Espacement minimum**

$$S_t = \frac{b-(2c+7\phi)}{6} \rightarrow \frac{100-(2 \times 3 + 7 \times 0.6)}{6}$$

$$S_t = 14.96\text{cm}$$

• **Vérification a l'état limite de service ELS**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.86} = 0.32\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016\text{m}$$

Avec :

$$e > \frac{h}{6} \rightarrow 0.322\text{m} > 0.016\text{m} \text{ Et } N = \text{effort de compression}$$

$$\text{Donc, } x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

L'équation suivante définira « e_1 » ; $e_1^3 + p e_1 + q = 0$

Avec ; « q » et « p » sont des coefficients constance.

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2 = 0.03\text{m}^4$$

$$p = -3 \left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right) = -0.21\text{m}^3$$

- Détermination « e_1 »

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q}$$

On suppose : $e_1 = 0.5\text{m}$

Le tableau suivant représente la valeur e_1 correspondante.

Tableau 25: Valeur e_1

$e_1 = 0.5\text{m}$	0.42m
$e_1 = 0.42\text{m}$	0.38m
$e_1 = 0.38\text{m}$	0.36m
$e_1 = 0.36\text{m}$	0.35m
$e_1 = 0.35\text{m}$	0.35m

Donc ; $e_1 = 0.35\text{m}$

$$x = \frac{0.1}{2} + 0.35 - 0.32$$

$$x = 0.08\text{m}$$

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s x}{s} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = \frac{N_s n(d-x)}{s} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{n f_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

- Détermination du moment statique « S »

$$S = \frac{bx^2}{2} - nA_1(d-x)$$

$$S = 3.18 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 0.04\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 0.08\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2.6. Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \tau_1$$

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Donc ; $\tau_1 = \min(0.15 \cdot f_{c28} / \gamma_b, 4\text{MPa}) \rightarrow$ fissuration préjudiciable

$$\tau_1 = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec :

$$T_u = 1.5 \text{ KN} = 0.0015 \text{ MN}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$d = 0.09\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{0.0015}{1 \times 0.09}$$

$$\tau_u = 0.016\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.016\text{MPa} \leq \tau_1 = 2.5\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2.7. Ferrailages d'acrotère

Détails de Ferr de Acrotère

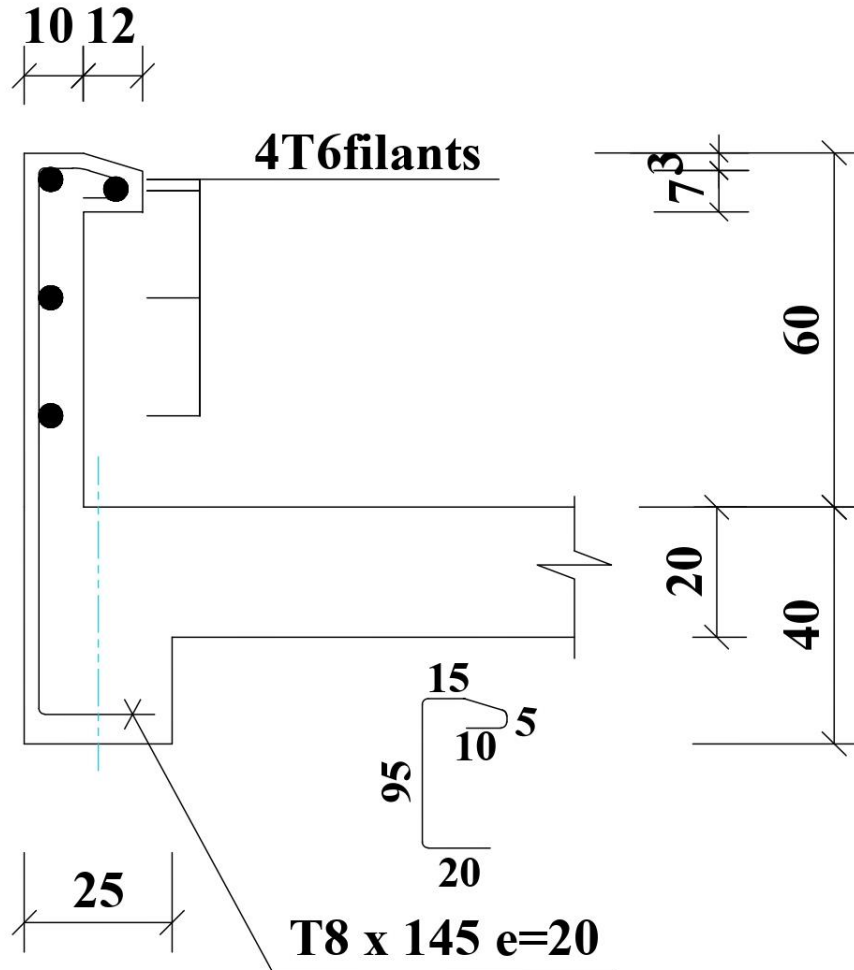


Figure 30: Détails de ferrailages d'acrotère

3. Étude de l'ascenseur

Un ascenseur est un système de transport vertical conçu pour le déplacement sécurisé des personnes entre les différents niveaux d'un bâtiment. Dans le cadre de ce projet, nous avons sélectionné un ascenseur d'une capacité nominale de huit personnes, répondant aux spécifications techniques suivantes.

L : Longueur de l'ascenseur=175cm.

l : Largeur de l'ascenseur=140cm.

H : Hauteur de l'ascenseur=220cm.

F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.

P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.

La charge nominale est de 630kg.

La vitesse $V = 1.6\text{m/s}$.

3.1. Étude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a

$L_x=2,40\text{m}$ et $L_y = 2,50\text{m}$

Donc ; une surface de

$S = 2,50 \times 2,40 = 6\text{m}^2$

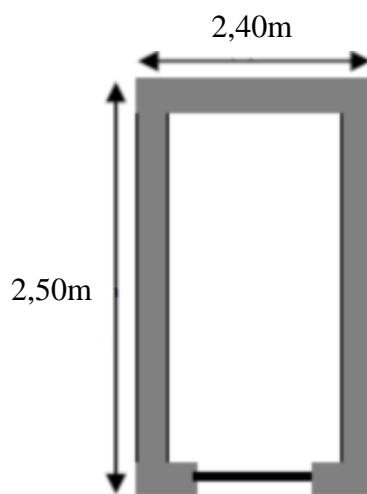


Figure 31: Cage d'ascenseur

3.1.1. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une surface $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une surface $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 Et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 Et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$.

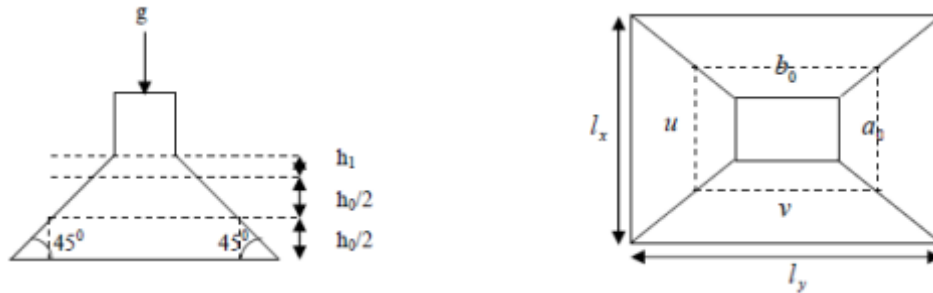


Figure 32: Schéma représentant la surface d'impact

$$\{U = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_r$$

$$\{V = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_r$$

BAEL91.

On a une vitesse $V=1,6$ m/s

$$\begin{cases} a_0 = 150\text{cm} \\ b_0 = 160\text{cm} \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5$ cm $\Rightarrow \xi = 1$

Donc :

$$\{U = 150 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 180\text{cm}$$

$$\{V = 160 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 190\text{cm}$$

3.1.2. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \vartheta \times M_2) \times P \\ M_y = (M_2 + \vartheta \times M_1) \times P \end{cases}$$

Avec : ϑ Coefficient de poisson $\begin{cases} \vartheta = 0 & \text{a ELU} \\ \vartheta = 0,2 & \text{a ELS} \end{cases}$

M_1 : En fonction de $\frac{u}{L_x}$ et ρ

M_2 : En fonction de $\frac{v}{L_y}$ et ρ

$$\rho = \frac{L_x - 2,40}{L_y - 2,50} = 0,9$$

$$\rho = 0,9$$

Donc:

$$M_1 : \frac{u}{L_x} = \frac{1,80}{2,40} = 0,75 \text{ et } \rho = 0,9$$

$$M_2 : \frac{v}{L_x} = \frac{1,90}{2,50} = 0,76 \text{ et } \rho = 0,9$$

En se référant à l'annexe n° 3 on trouve $M_1 = 0,067$ et $M_2 = 0,051$

Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à ELU ($\theta = 0$) :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$P_u = 1,35 \times G$$

Avec :

$$G = P_m + D_m + P_p = 51 + 15 + 6,3 = 72,3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35 \times 72,3$$

$$P_u = 97,60 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 97,60 \times 0,067 \\ M_{y1} = 97,60 \times 0,051 \end{cases}$$

$$M_{x1} = 6,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 4,97 \text{ KN.m}$$

Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times 8,08 + 1,5 \times 1 = 12,40 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_x$$

$$M_{x2} = 2,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 2,60 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,40}{2,50} = 0,96 ; (\mu_x = 0,0401 \quad ; \quad \mu_y = 0,9092)$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,39 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travée:**

$$M_{tx}=0.75 \times M_x$$

$$M_{tx}=7,04\text{KN.m}$$

$$M_{ty}=0.75 \times M_y$$

$$M_{ty}=5,67\text{KN.m}$$

- **Moment en appuis:**

$$M_{ax}=M_{ay} =0.5 \times M_x$$

$$M_{ax}=M_{ay} =4,69\text{KN.m}$$

3.2. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur en prenant:

$$b=1\text{m} ; h=0,20\text{m} ; d=0,18\text{m} ; d'=0,02\text{m}$$

3.2.1. A ELU

- **En travée**

- **Sens (x.x)**

$$M_{tx}=7,04\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \text{ avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17\text{MPa}$$

$$\mu_u = 0,015 \leq \mu_R = 0,372 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 0,018$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,178\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \text{ AVEC : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} (f_e = 500\text{MPa}; \gamma_s = 1,15)$$

$$A_{st} = 0,91\text{cm}^2$$

Le choix 5T10=3,93cm²

- **Sens(y.y)**

$$M_{ty}=5,67\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0,012 \leq \mu_R = 0,372 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 0,015$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,178\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0,73\text{cm}^2$$

Le choix 5T10=3,93cm²

- **En appuis**

- **Sens (x.x ;y.y)**

$$M_{ax} = M_{ay} = 4,69\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0,010 \leq \mu_R = 0,372 \Rightarrow \text{Section simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,012$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,179\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0,60\text{cm}^2$$

Le choix 5T10=3,93cm²

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 26: : Résultats des calculs

	M_t KN.m	M_a KN.m	A_t calculer KN. m	A_a calculer KN. m	$A_{tadopté}$ cm ²	A_a adopté cm ²
Sens-x	7,04	4,69	0,91	0,60	3T10=2.36	3T10=2.36
Sens-y	5,67	4,69	0,73	0,60	3T10=2.36	3T10=2.36

3.2.2. Vérification à l'ELU

- Condition de non-fragilité

$$A_{t\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

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

$$A_{t\min} \geq 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{500}$$

$$2,36 \text{ cm}^2 \geq 1,73 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification au poinçonnement

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2,42)}$$

Avec :

q_u : Charge de calcul à l'état limite.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Épaisseur totale de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190) = 740 \text{ cm}$$

$$q_u = 12,40 \text{ KN} \leq 0,045 \times 750 \times 20 \times \frac{2,5}{1,5} = 1110 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$V_{ux} = \frac{qu.Lx.Ly}{Lx+2.Ly} \quad \text{et} \quad V_{uy} = qu \times \frac{Lx}{3}$$

$$V_{ux} = 10,05\text{KN} \quad \text{et} \quad V_{uy} = 9,92\text{KN}$$

$$\text{Donc : } V_{\max} = 10,05\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = 0,055\text{MPa}$$

Donc ;

$$\tau_u = 0,055\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 1,25\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Espacement des barres :

$$\text{Sens x : } S_t = 20\text{cm} \leq \min(2h; 25\text{ cm})$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(40; 25\text{ cm})$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 25\text{ cm}$$

$$\text{Sens y : } S_t = 25\text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{ cm})$$

$$S_t = 25\text{ cm} \leq \min(60; 33\text{ cm})$$

$$S_t = 25\text{ cm} \leq 33\text{ cm}$$

3.2.3. Calcul à l'ELS

- Les moments engendrés par le système de levage

$$\vartheta = 0,2 ; M_1 = 0.067 \text{ et } M_2 = 0.051$$

$$q_{\text{ser}} = G = 72.3\text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \vartheta \times M_2) \times P \\ M_y = (M_2 + \vartheta \times M_1) \times P \end{cases}$$

$$M_{x1} = 5,58\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 4,65\text{KN.m}$$

- Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = 8,08 + 1 = 9.43\text{ KN}$$

$$q_{\text{ser}} = 9,08\text{KN}$$

$$\mu_x = 0,0474 \quad ; \quad \mu_y = 0,9385$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$M_{x2} = 2,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 2,31 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,05 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x$$

$$M_{tx} = 6,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y$$

$$M_{ty} = 5,22 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \times M_x$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 4,02 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes**

- **En travée**

- **Sens (x.x)**

$$M_{tx} = 6,03 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

$$X = n \times \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X=0,032\text{m}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s (d - x)^2$$

$$I = 8,84 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{6,03 \times 10^{-3} \times 0,032}{8,84 \times 10^{-5}} = 2,18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 6,03 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,032)}{8,84 \times 10^{-5}} = 151,43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{nf_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (x - d')}{I} = 12,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS

- **Sens (y.y)**

$$M_{ty} = 5,22 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

$$X = n \times \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) \quad \text{Avec : } n=15$$

$$X=0,032\text{m}$$

Calcul moment d'inertie :

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I=8.84 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = 1.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = 131.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = 10.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS

- **En appuis**
- **Sens (x .x ; y .y)**

$$M_{ax} = M_{ay} = 4,02 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 2.36 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

$$X = n \times \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,032 \text{ m}$$

Calcul moment d'inertie :

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 8.84 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = 1,45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad CV$$

$$\sigma_{st} = \frac{n.M_s.(d-x)}{I} = 100.9 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n.M_s.(x-d')}{I} = 8.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS.

Conclusion

Les éléments non structuraux ne contribuent pas à la stabilité de l'ouvrage, mais jouent un rôle essentiel en assurant la délimitation des espaces et le confort des utilisateurs.

Chapitre 5 : Etude sismique

Introduction

Dans le code parasismique algérien (R.P.A version 2024), l'objectif est de concevoir des bâtiments et des infrastructures résistants aux séismes, afin de garantir un degré de protection acceptable pour les constructions en cas de tremblement de terre. Cela permet d'éviter les dommages potentiels causés par ce phénomène, tels que les pertes en vies humaines, entre autres.

Pour cela, l'étude de la réponse des structures sous l'action sismique s'effectue à l'aide de méthodes simplifiées :

- Méthode statique équivalente.
- Analyse modale spectrale.
- Analyse dynamique par accélérogramme.

Ces méthodes reposent sur le principe suivant : déterminer les efforts sismiques possibles, puis vérifier les déplacements de la structure pour assurer sa stabilité.

La disposition des voiles dans les structures est un élément fondamental pour assurer une conception correcte et un bon comportement parasismique. Elle permet, entre autres, d'optimiser la rigidité de la structure de manière efficace.

Cependant, le code parasismique algérien (R.P.A 2024) ne comporte aucun article spécifique encadrant ce paramètre. Cette absence contraint les concepteurs à disposer les voiles de manière systématique et empirique, en s'appuyant sur les bonnes pratiques et l'expérience.

Dans le cas de notre étude d'un hôtel R+6 avec sous-sol, utilisant un système voile-dalle, l'analyse sismique portera principalement sur : La distribution des efforts sismiques dans les voiles porteurs et l'analyse de la capacité structurale à résister aux sollicitations sismiques.

1. Méthode de calcul

L'analyse sismique d'une structure peut être réalisée selon trois méthodes principales :

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

1.1. Méthode statique équivalente

1.1.1. Principe

La méthode de R.P.A.2024 consiste à ce que les actions dynamiques réelles générées dans la structure sont substitués par un ensemble de force statique équivalente, dont les effets reproduisent ceux induit par le séisme.

La force sismique totale V , ou l'effort tranchant à la base de la construction :

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

Avec :

- λ : Coefficient de correction.
- $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonne de spectre de calcul de calcul pour la période T_0 .
- T_0 : Période fondamentale de vibration, pour le mouvement de translation dans la direction considéré.
- W : Poids sismique totale de bâtiment.

1.1.2. Critères d'application de la méthode statique équivalente

- Le bâtiments ou bloc étudié, satisfait à la condition de régularité en plans et, en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone (I, II et III) et à 32m en zone (IV, V et VI).
- Le bâtiment, ou bloc étudiant, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncé. et les conditions supplémentaires suivantes :

Tableau 27: Conditions d'application de la méthode statique équivalente (Table 4.1)

Zone sismique	Groupe d'importance
I et II	Tous les groupes
III et IV	Group d'usage 3
	Group d'usage 2, si la hauteur inferieure au égale à 7 niveaux et 23m.
	Group d'usage 1B, si la hauteur inferieure au égale à 5 niveaux et 17m.
	Group d'usage 1A, si la hauteur inferieure au égale à 3 niveaux et 11m.
V et VI	Group d'usage 3, si la hauteur inferieure au égale à 5 niveaux et 17m.
	Group d'usage 2, si la hauteur inferieure au égale à 5 niveaux et 17m
	Group d'usage 1B, si la hauteur inferieure au égale à 3 niveaux et 11m.
	Group d'usage 1A, si la hauteur inferieure au égale à 2 niveaux et 8m.

1.2. Méthode d'analyse modale spectrale

1.2.1. Principe

Cette méthode consiste à :

- Déterminer pour chaque mode de vibration les effets maximaux induits dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.
- Combiner ces effets modaux pour obtenir la réponse globale de la structure.

1.2.2. Spectre de repense de calcule

Dans notre cas n'en utilise pas le spectre de repense de calcule verticales parce que ses conditions ne correspondant pas à notre étude :

$$A_v \cdot I \cdot g = 0.083 \text{ [Zone 3, Catégorie d'importance 2)} \quad (\text{Table5.1})$$

Lorsque $A_v \cdot I \cdot g = 0.083$ ne dépasse pas le $0.25g \rightarrow$ Condition non vérifiée \rightarrow donc le spectre de calcule verticale n'est pas obligatoire.

L'action sismique horizontale est représenter par le spectre de calcule suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} \text{A.I.S.} \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{A.I.S.} \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{A.I.S.} \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{Si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ \text{A.I.S.} \left[2,5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{Si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases} \quad \text{RPA2024 (formule 3.15)}$$

Avec :

* $\frac{S_{ad}}{g}(T)$: Spectre de calcul normaliser par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur 'g'.

*R : Coefficient de comportement de la structure.

* Q_F : Facteur de qualité.

*A : Coefficient d'accélération de zone.

*I : Coefficient d'importance.

*S : Coefficient de site.

* T_1 : Limite inférieure de la période correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

* T_2 : Limite supérieure de période correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

* T_3 : Valeur définissant le début de la branche a déplacement spectrale constante.

- La valeur de spectre de calcul ne doivent, en aucun cas, être inférieure a (0.2. A_v . I).

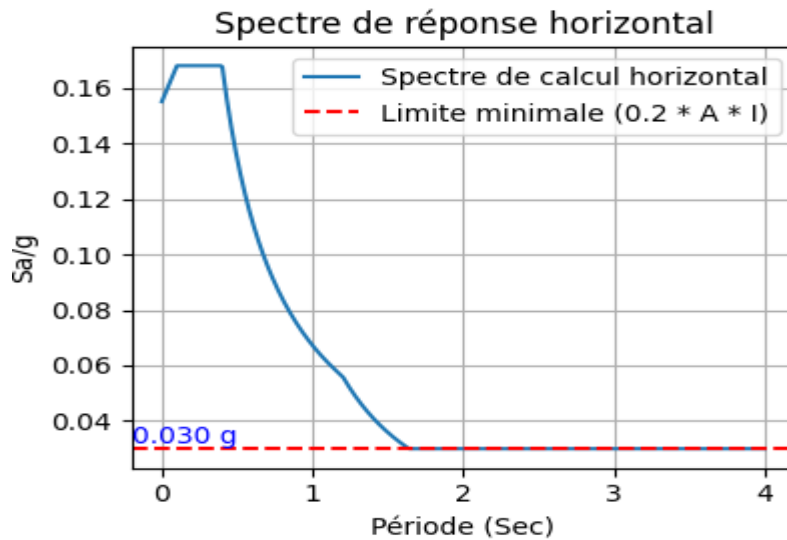


Figure 33: Forme du spectre de repense

1.2.3. Conditions d'application de la méthode modale spectrale

L'utilisation de la méthode spectrale est requise lorsque :

- La structure est située en zone de sismicité moyenne ou forte (zones III à V)
- Pour les bâtiments de catégorie d'importance I et II
- Lorsque les conditions de régularité ne sont pas satisfaites

2. Présentation du programme SAP2000

SAP2000 est un logiciel de calcul de structures leader dans le domaine du génie civil, développé par CSI (Computers and Structures, Inc.). Il permet la modélisation, l'analyse et le dimensionnement de différents types de structures (bâtiments, ponts, ouvrages industriels, etc.) selon les normes internationales (Eurocode, RPA, ACI, etc.).

L'interface graphique proposée rend grandement la modélisation et l'exploitation des résultats plus aisés.

2.1. Modélisation de la structure

L'analyse dynamique est réalisée à l'aide de logiciel SAP2000, sur un modèle tridimensionnel de la structure (figure 44). La modélisation comprend trois blocs distincts :

- Bloc 1 et Bloc 2 : R+6 avec sous-sol (S.S)
- Bloc 3 : R+1 avec sous-sol (S.S)

2.1.1. Hypothèses de modélisation

- 1) La base de la structure est considérée comme encastrée
- 2) Seuls les éléments porteurs principaux sont modélisés :
 - Voiles structuraux
 - Cages d'escalier
- 3) Les autres éléments (acrotères, murs non porteurs) sont pris en compte sous forme de charges

2.1.2. Typologie des éléments

- Les poutres sont modélisées par élément de types : FRAME
- Les voiles et les dalle par élément de type : SHELL
- Le spectre de repense de calcule donner par R.P.A.2024 et introduit en termes de période. Ce fichier est générer par des applications comme le R.P.A sous forme de fichier texte. L'action sismique sera analysée selon deux axes orthogonaux.

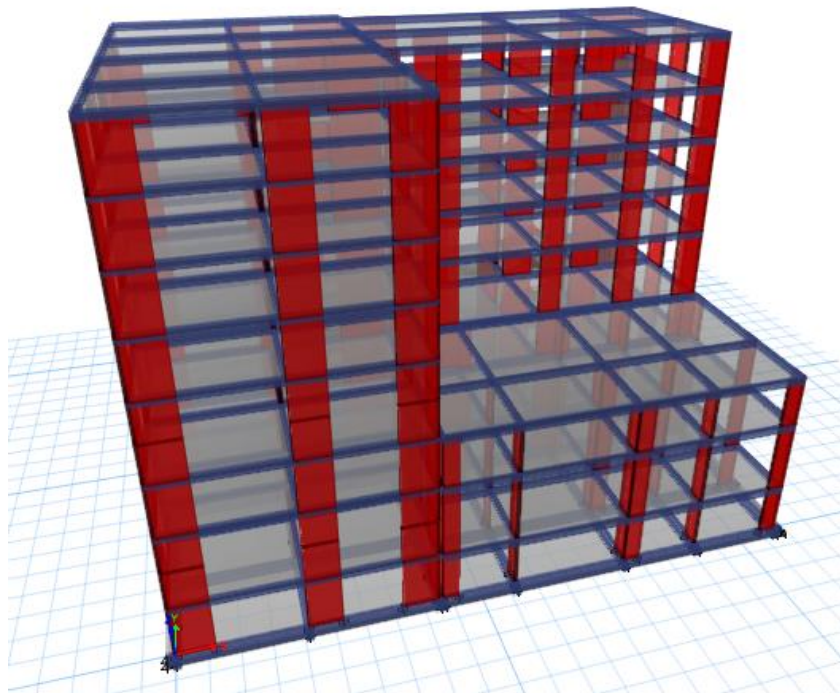


Figure 34: Modèle 3D de la structure

2.2. Étapes de modélisation

La modélisation structurelle a été réalisée selon les principes suivants :

- La Modélisation des voiles est représentée par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds ; avec prise en compte du comportement bidimensionnel des voiles.
- Modélisation des planchers : Chaque plancher est modélisé comme un diaphragme rigide indéformabilité dans son plan (comportement en membrane) et les masses sont uniformément réparties sur les nœuds du niveau correspondant.
- Prises en compte des éléments non modélisés : Les éléments secondaires (murs non porteurs, cloisons, etc.) ne sont pas modélisés explicitement ; leurs masses sont calculées et distribuées sur les nœuds des éléments porteurs.

3. Combinaisons d'actions

3.1. Situation durable

Elle permet de déterminer les moments maximums en travée :

$$\begin{cases} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$$

3.2. Situation accidentelle

Elle donne les moments maximum et minimum en valeurs absolue sur appuis :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{cases} \quad \text{RPA (Formule 5.1)}$$

$$\begin{cases} E1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases} \quad \text{RPA (Formule 5.2)}$$

*G : Charge permanente.

*Q : charge d'exploitation, non pondéré.

* ψ : coefficient d'accompagnement.

4. Description générale du projet

Le projet porte sur la conception d'une structure contreventer par des voiles porteurs.

L'hôtel est situé à BOUDJLIDA, wilaya de TLEMCEM, dans une région de moyenne sismicité qualifiée par le R.P.A.2024 en zone 3.

La structure étudiée est un hôtel composé de 3 Bloc ; le 1^{er} et 2^{ème} Bloc (R+6+S.S) et le 3^{ème} (R+1+S.S), a un établissement à usage d'hébergements temporaires.

La hauteur de RDC et 2^{ème} étage est de 5m, et le, sous sol, 1^{er}, 3^{ème} jusqu'à 6^{ème} est de 3.5m.

Les dimensions en plans sont : Bloc 1 (15.23m×26m×31m), Bloc 2 (22.74m×13.45m×31m), Bloc 3 (22.83m×12.5m×12m).

L'implantation de l'hôtel sur un sol meuble de classe (S_3), le groupe d'usages selon R.P.A.2024 est de classe 2, ce qui permet de fixer l'accélération de la zone à : 0.15g.

5. Disposition des voiles

- Le choix de positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :
- Le nombre doit être suffisant pour cette structure pour assurer une rigidité satisfaisante.
- Disposition symétrique pour éviter l'effet de torsion.
- Éviter des modifications de fond de l'architecture.

6. Les conditions à vérifier Bloc 1

- Bloc1

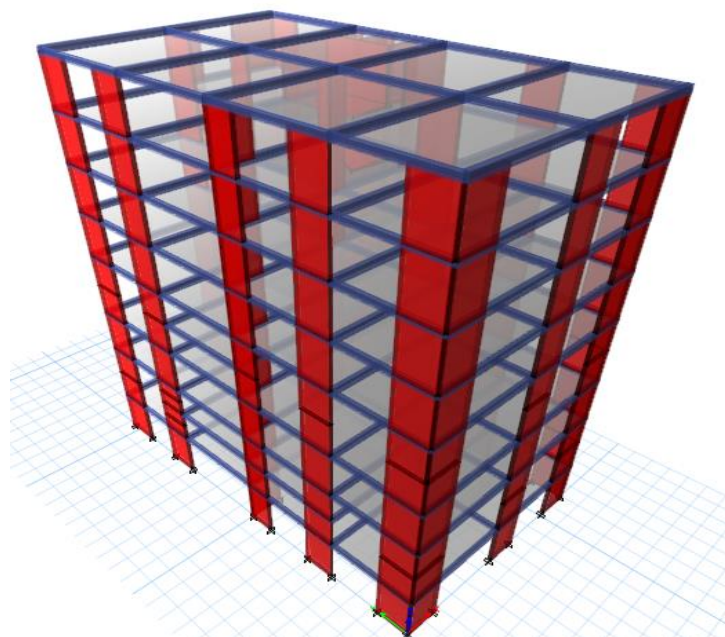


Figure 35: Modèle 3D du Bloc1

6.1. La force sismique totale à la bas V

Toutes les formules sont tirées de R.P.A.2024.

$$V_{x,y} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W \quad \text{(Formule 4.1)}$$

Avec :

* λ : Coefficient de correction.

* $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée de spectre de calcul pour la période T_0 .

* W : Poids sismique totale du bâtiment.

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T_{empirique} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} \quad \text{(Formule 4.4)}$$

Avec :

$T_{empirique}$: Période fondamentale.

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

On a un système : Ossature spatial en béton armé sans remplissage de maçonneries.

Donc, $C_T = 0.075$ (Table 4.3)

* h_N : Hauteur du bâtiment mesurée depuis les fondations ou le sommet de soubassement rigide de la structure jusqu'aux derniers niveaux N.

Donc, $h_N = 31\text{m}$

$$T_{empirique} = 0.075 \cdot (31)^{3/4}$$

$$T_{empirique} = 0.9853\text{s}$$

Tableau 28 : valeur de la période(T_0) (table4.4)

Cas	Période à utiliser
$T_{calculer} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calculer}$
$T_{calculer} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

La valeur de la période calculée donnée par le SAP2000 :

$$T_{calculer} = 0,786\text{s} \quad \text{SAP2000}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.2809 \text{ s}$$

$$T_{\text{calculer}} < 1.3T_{\text{empirique}} \leftrightarrow 0.786\text{s} < 1.2809\text{s}$$

D'après le (tableau 28), la période à utiliser est : $T_{\text{calculer}} = T_0 = 0.786\text{s}$

D'après le spectre de calcul horizontal de la période $T_0 = 0.786\text{s}$:

$$\frac{S_{\text{ad}}}{g}(T_0) = 0.085896.$$

λ : Coefficient de correction.

$$\lambda = \begin{cases} 0.85: \text{Si } T_0 \leq (2T_2) \text{ et si le bâtiment à plus de 2 niveaux} \\ 1: \text{autrement} \end{cases} \quad \text{(Formule 4.2)}$$

Notre structure est dans la zone 3, donc le spectre est de : « type 2 »

Tableau 29: Valeur des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique (Table 3.5)

Spectre type2 (zone, 1,2et3)	S	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)
Site (S ₃)	1.55	0.10	0.40	1.20

D'après le (tableau 29) : $T_2=0.40\text{s}$

Donc ; $T_0 \leq (2T_2) \leftrightarrow 0.786\text{s} \leq 0.80\text{s}$ et le bâtiment à plus de 2 niveaux → C.V

Alors ; en prend $\lambda = 0.85$

- **Poids sismique totale de la structure W :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; n=\text{état le nombre de niveaux} \quad \text{(Formule4.3)}$$

Ou ;

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$$

Avec :

* W_{Gi} : Poids dus ou charges permanente et à celles des équipements fixes éventuelle, solidaires de la structure.

* W_{Qi} : Charge d'exploitation.

* ψ : Coefficient d'accompagnement.

Dans notre cas (Bâtiment recevant du publique temporairement : salle d'exposition de sport, lieux de culte, salle de réunions, salle de classe, restaurant, dortoirs.)

En prend $\psi = 0.40$

(Table4.2)

Le tableau suivant résume le poids de différents niveaux :

Tableau 30: Poids des différents niveaux

Niveaux	S.S	Mezanine1	RDC	1 ^{er}	Mezanine2	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}
Poids(KN)	5662.2345	2805.2592	4930.6294	5300.1976	1654.6249	4810.5904	5296.5253	5155.3828	5155.3828	5056.6911
La totalité	45827.518									

Alors la force sismique à la base V est :

$$V_{x,y} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

$$V_{x,y} = 0.85 \times (0.085896) \times 45827.518$$

$$V_{x,y} = 3345.9404 \text{KN.}$$

6.2. Vérification de comportement dynamique

Tableau 31: Période et facteur de participation modale

Mode	Période T[s]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Cumulée UX [%]	Masse Cumulée UY [%]
1	0,786	0,4926	0,029	0,4926	0,029
2	0,712	0,0851	0,5803	0,5777	0,6093
3	0,535	0,1127	0,0907	0,6904	0,7001
4	0,198	0,0969	0,0164	0,7874	0,7165
5	0,183	0,0346	0,1215	0,822	0,838
6	0,131	0,0308	0,0262	0,8528	0,8642
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
38	0,086	0,000	0,0013	0,8826	0,8833
39	0,086	0,0026	0,0037	0,8852	0,887
40	0,086	0,0013	0,0014	0,8865	0,8884
41	0,085	0,0043	0,0058	0,8909	0,8942
42	0,084	0,0145	0,0209	0,9054	0,9151
43	0,084	0,001	0,0009	0,9064	0,916
-	-	-	-	-	-

-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
55	0,077	0,00000838	0,00001227	0,9082	0,9181
56	0,076	0,000004653	0,0000009354	0,9082	0,9181
57	0,076	0,00000624	0,00001984	0,9082	0,9181
58	0,076	0,00001253	0,00003118	0,9082	0,9182
59	0,075	0,000004009	0,000001123	0,9082	0,9182
60	0,075	0,000001565	0,0001	0,9082	0,9182

On remarque par rapport les modes propres de ce bloc : Les deux premiers modes sont en translation et le troisième mode est rotation. Comme illustre la figure suivante :

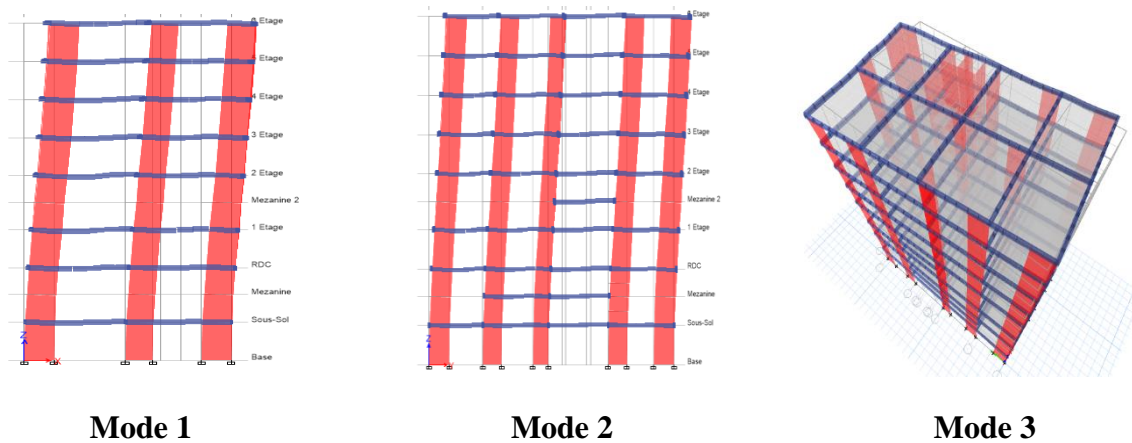


Figure 36: : Les trois premiers modes de déformation (Bloc 1)

- Coefficient d'accélération A

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone 3} \end{array} \right. \rightarrow A=0.15 \quad \text{(Table3.3)}$$

- Coefficient de comportement R

Il est en fonction du système de contreventement.

Dans le cas de notre projet, On adopte un système de contreventement constitué par des voiles, Donc : $R=4.5(b)$ (Table3.18)

- Facteur de qualité Q

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q \quad \text{(Formule3.26)}$$

Avec :

* P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

Tableau 32: Valeur de pondérations P_q (Table3.19)

Catégorie	Critère q	P_{qx}	P_{qy}
« b »	1-Régularité en plan.	0.05	0.05
	2- Régularité en élévation.	0.20	0.20
	3-Redondance en plan.	0.05	0.05

Donc ; $\begin{cases} Q_x = 1.30 \\ Q_y = 1.30 \end{cases}$

• **Pourcentage d’amortissement critique ξ (%) :**

Dans notre structure nous avons : des voiles denses avec remplissage en béton arme/maçonnerie.

Donc en prend : ξ (%)=10%. (Table3.6)

• **Facteur de correction d’amortissement η :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad \text{(Formule3.9)}$$

$\eta = 0.76.$

6.3. Détermination de la force sismique de chaque niveau F

La force sismique de chaque niveau est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V-F_t).W_i.h_i}{\sum_{j=1}^n W_j.h_j} \quad \text{(Formule4.8)}$$

Avec :

* F_i :Effort horizontale revenant au niveau i.

* h_j : Niveau du plancher ou s’exerce la force F_t .

* h_j : Niveau du plancher quelconque.

* $W_i; W_j$: Poids revenant au plancher i et j, respectivement.

- **La force concentrée F_t**

$$F_t = 0.07 \cdot T_0 \cdot V$$

$$F_t = 0.07 \cdot 0.786 \cdot 3345.9404$$

$$F_t = 184.0936K$$

Avec:

$$F_t \leq 0.25V \rightarrow 184.0936KN \leq 836.4851KN \quad (\text{Condition vérifié})$$

Le tableau suivant résume les valeurs des forces sismiques et l'effort tranchant de différents niveaux suivant (x, x) et (y, y) :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (\text{Formule 4.7})$$

Tableau 33: Valeurs des forces sismiques et effort tranchant des différents niveaux

Niveaux	$F_{x,y}$ (KN)	$V_{x,y}$ (KN)
Sous-sol	367.4086	3345.9401
Mezanine1	130.0189	3017.8237
RDC	457.0523	2683.3034
1 ^{er}	343.9169	2348.7831
Mezanine2	76.6890	2005.1044
2 ^{ème}	445.9251	1559.1793
3 ^{ème}	343.6787	1482.4903
4 ^{ème}	334.5203	1138.5734
5 ^{ème}	334.5203	681.5211
6 ^{ème}	328.1164	551.5022

6.4. Vérification de l'effort tranchant à la base

Tableau 34: Rapport des efforts sismiques à la base

	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	V _{dynamique} / V _{statique}
E _x	3345.9404	2717,5518	81.21%
E _y	3345.9404	3043,7775	90.96%

$$\frac{V_{\text{dynamique}}}{V_{\text{statique}}} \geq 0.8$$

*Suivant(x ; x)

;

* Suivant (y ; y) :

$$\frac{3041.559}{3180.7320} = 0.8121 \geq 0.8$$

;

$$\frac{3380.779}{3180.7320} = 0.9096 \geq 0.8$$

D'après les résultats précédant, on remarque que la condition est vérifiée.

6.5. Vérification au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique, doit être calculer par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Pour assurer la stabilité au renversement de l'hôtel, les vérifications suivantes doivent être effectuées :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} :$$

Avec :

*M : moment de renversement.

*N : ensemble des charges gravitaires.

$$N = W + P_{\text{remblais}} + P_{\text{semelle}}$$

Pour l'effort normale en va prendre juste le poids total de la structure « W ».

Les résultats obtenus par le SAP2000 dans le tableau suivant :

Tableau 35: Vérifications de la stabilité au renversement

SENS	N(KN)	M (KN. m)	B(m)	M/N	B/4	Observations
X-X	45827.518	12214.2209	15.23	0.266	3.8075	Condition Vérifiée
Y-Y	45827.518	12214.2209	26	0.266	6.5	Condition Vérifiée

- $\frac{M_s}{M_R} \geq 1.3$:

Avec :

* M_s :Le moment stabilisant.

$$M_s = W \frac{L}{2}$$

W : Poids totale de la structure.

* M_R :Le moment renversant.

$$M_R = \sum_{S,S}^6 F_i \cdot h_i$$

F_i : Force sismique au niveau i.

Tableau 36: Vérifications de la stabilité au renversement

SENS	W(KN)	L(m)	L/2(m)	M_s (KN. m)	M_R (KN. m)	M_s/M_R	Obs.
X-X	45827.518	15.23	7.615	348976.5496	12214.2209	28.571	Condition Vérifiée
Y-Y	45827.518	26	13	595757.734	12214.2209	48.775	Condition Vérifiée

On remarque que les deux conditions sont vérifiées.

6.6. Vérification de l'effet P-Δ

Les effets du 2°ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{(Formule 5.9)}$$

Avec :

* P_k : Poids totale de la structure et les charge d'exploitation, au-dessus de niveaux « k »

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i) \quad \text{(Formule 5.10)}$$

* Δ_k : déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{(Formule 4.16)}$$

* δ_k : Le déplacement horizontal à chaque niveau « k ».

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek} \quad \text{(Formule 4.15)}$$

* δ_{ek} : déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i .

* V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ». $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$.

* h_k : Hauteur du niveau « k ».

Tableau 37: justification vis-à-vis l'effet P-Δ

Etage	h_k (m)	P_k (KN)	δ_{ekx} (m)	Δ_{kx} (m)	V_{kx} (KN)	θ_k	Obs.
S.S	3.5	45827,518	0.000568	0.00196	2717,5518	0.00	CV
M1	2.5	40165,2835	0.001502	0.00323	2645,2675	0.01	CV
RDC	2.5	37360,0243	0.002646	0.00396	2564,6575	0.01	CV
1 ^{er}	3.5	32429,3949	0.004552	0.0066	2370,6479	0.02	CV
M2	2.5	27129,1973	0.005551	0.00346	2147,7036	0.01	CV
2 ^{eme}	2.5	25474,5724	0.007581	0.00703	2072,4874	0.01	CV
3 ^{eme}	3.5	20663,982	0.009656	0.00718	1820,0443	0.02	CV
4 ^{eme}	3.5	15367,4567	0.011658	0.00693	1519,1684	0.02	CV
5 ^{eme}	3.5	10212,0739	0.013533	0.00649	1155,3614	0.01	CV
6 ^{eme}	3.5	5056,6911	0.015219	0.00584	641,9162	0.01	CV
Etage	h_k (m)	P_k (KN)	δ_{eky} (m)	Δ_{ky} (m)	V_{ky} (KN)	θ_k	Obs.
S.S	3.5	45827,518	0.000599	0.00207	3043,7775	0.00	CV
M1	2.5	40165,2835	0.001548	0.00328	2965,8658	0.01	CV
RDC	2.5	37360,0243	0.002709	0.00402	2880,0261	0.01	CV
1 ^{er}	3.5	32429,3949	0.004582	0.00649	2671,8136	0.02	CV
M2	2.5	27129,1973	0.005875	0.00447	2429,1164	0.01	CV
2 ^{eme}	2.5	25474,5724	0.007537	0.00575	2343,3459	0.01	CV

3 ^{eme}	3.5	20663,982	0.00957	0.00704	2055,1716	0.02	CV
4 ^{eme}	3.5	15367,4567	0.011448	0.0065	1703,1073	0.01	CV
5 ^{eme}	3.5	10212,0739	0.013219	0.00613	1280,9317	0.01	CV
6 ^{eme}	3.5	5056,6911	0.014808	0.0055	701,1676	0.01	CV

On remarque que θ_k ne dépasse pas 0.10, donc elle est vérifiée dans les deux sens ;

Alors on peut négliger l'effet P- Δ .

6.7. Vérification du déplacement inter-étage

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous

Avec : $\overline{\Delta}_k = 0.0150h_k$ (Bâtiment en béton armé) (Table5.2)

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k \quad (\text{Formule5.11})$$

Tableau 38 : Déplacement inter-étage

Étage	h_k (m)	$\overline{\Delta}_k$ (m)	Δ_{Kx} (m)	$\Delta_{Kx} \leq \overline{\Delta}_k$	Δ_{Ky} (m)	$\Delta_{Ky} \leq \overline{\Delta}_k$
S.S	3.5	0.0525	0.00196	CV	0.00207	CV
M1	2.5	0.0375	0.00323	CV	0.00328	CV
RDC	2.5	0.075	0.00396	CV	0.00402	CV
1 ^{er}	3.5	0.0525	0.0066	CV	0.00649	CV
M2	2.5	0.0375	0.00346	CV	0.00447	CV
2 ^{eme}	2.5	0.075	0.00703	CV	0.00575	CV
3 ^{eme}	3.5	0.0525	0.00718	CV	0.00704	CV
4 ^{eme}	3.5	0.0525	0.00693	CV	0.0065	CV
5 ^{eme}	3.5	0.0525	0.00649	CV	0.00613	CV
6 ^{eme}	3.5	0.0525	0.00584	CV	0.0055	CV

On remarque que le déplacement inter étage $\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k$ est vérifié.

6.8. Vérification de l'effort normale réduit V_d

L'effort normal réduit est vérifié par la condition :

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.4 \quad (\text{Formule7.11})$$

Avec :

* N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

* B_c : Section du voile. $B_c = L \cdot e$

*L : longueur du voile.

*e : épaisseur du voile.

* f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Tableau 39: Vérification de l'effort normal

Voile	L(m)	e(m)	N_d (MN)	f_{c28} (MPA)	v_d (MN)	Obs.
V1	2.15	0.25	3.1681	25	0.2	CV
V2	2	0.25	2.4128	25	0.1	CV
V3	2.15	0.25	2.3715	25	0.1	CV
V4	2.15	0.25	3.1072	25	0.1	CV
V5	1.2	0.25	1.8479	25	0.2	CV
V6	3	0.25	3.7928	25	0.1	CV
V7	2.4	0.25	3.3087	25	0.1	CV
V8	2.4	0.25	1.3157	25	0.1	CV
V9	5.55	0.25	6.4780	25	0.1	CV
V10	2.15	0.25	2.8387	25	0.1	CV
V11	3.1	0.25	2.6566	25	0.1	CV
V12	2.15	0.25	2.7317	25	0.2	CV
V13	2	0.25	2.3657	25	0.1	CV
V14	1.65	0.25	2.5978	25	0.2	CV
V15	2	0.25	3.0457	25	0.2	CV
V16	2.15	0.25	2.4253	25	0.1	CV
V17	2	0.25	4.5482	25	0.3	CV
V18	1.2	0.25	1.9863	25	0.2	CV
V19	1.25	0.25	2.6562	25	0.3	CV
V20	2.15	0.25	3.5373	25	0.2	CV
V21	4.45	0.25	2.9915	25	0.1	CV
V22	2.15	0.25	2.3104	25	0.2	CV
V23	2	0.25	2.6563	25	0.2	CV
V24	2.15	0.25	2.2536	25	0.1	CV

On remarque que les voiles dans le sous-sol donnent un effort normal plus grand par rapport aux autres étages. Donc lorsque on passe à la vérification de l'effort normal réduit dans les autres niveaux, on peut déduire automatiquement la validation de cette vérification du a la diminution de l'effort axial.

7. Les conditions à vérifier Bloc 2

- Bloc 2

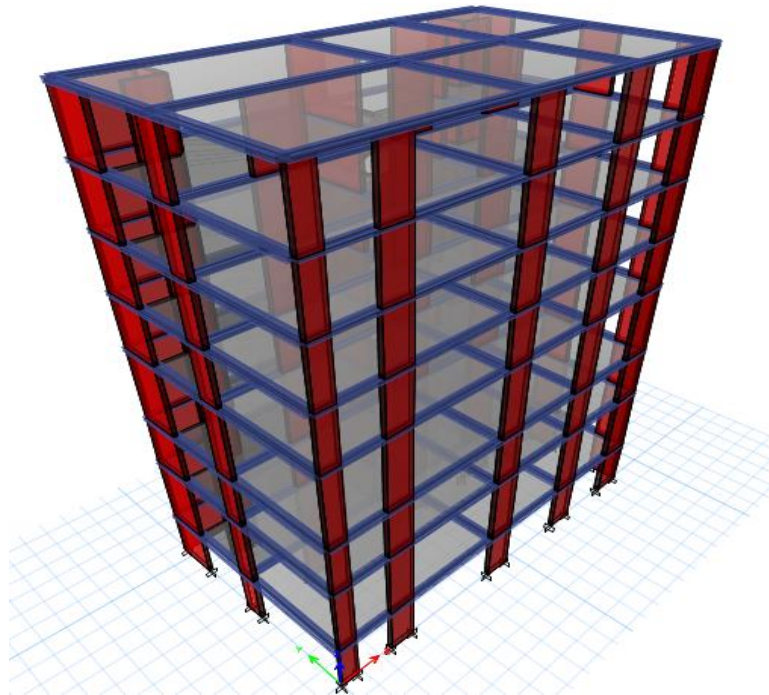


Figure 37: Modèle 3D du Bloc2

7.1. La force sismique totale à la bas V

Toutes les formules sont tirées de RPA2024.

$$V_{x,y} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W \quad \text{(Formule 4.1)}$$

- Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} \quad \text{(Formule 4.4)}$$

Avec :

$$C_T = 0.075 \quad \text{(Table 4.3)}$$

$$h_N = 31\text{m}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.075 \cdot (31)^{3/4}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.9853\text{s}$$

La valeur de la période calculée donnée par le SAP2000 :

$$T_{\text{calculer}} = 1,024\text{s} \quad \text{SAP2000}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.2809 \text{ s}$$

$$T_{\text{calculer}} < 1.3T_{\text{empirique}} \leftrightarrow 1,024\text{s} < 1.2809\text{s}$$

D'après le (tableau 28), la période à utiliser est : $T_{\text{calculer}} = T_0 = 1,024\text{s}$

λ : Coefficient de correction.

$$\lambda = \begin{cases} 0.85: \text{Si } T_0 \leq (2T_2) \text{ et si le bâtiment à plus de 2 niveaux} \\ 1: \text{autrement} \end{cases} \quad \text{(Formule 4.2)}$$

Notre structure est dans la zone 3, donc le spectre est de : « type 2 »

D'après le (tableau 29) : $T_2 = 0.40\text{s}$

Donc ; $T_0 \leq (2T_2) \leftrightarrow 1,024\text{s} \leq 0.80\text{s}$ condition non vérifiée.

Alors ; en prend $\lambda = 1$

• **Poids sismique totale de la structure W**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; n = \text{état le nombre de niveaux} \quad \text{(Formule 4.3)}$$

Le tableau suivant résume le poids de différents niveaux :

Tableau 40: Poids des différents niveaux

Niveaux	S.S	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}	6 ^{ème}
Poids(KN)	3819.3757	4575.5956	4200.124	4575.5957	3985.5975	4253.7555	4253.7555	4046,4588
Totalité	33710,2583							

Alors la force sismique à la base V est :

$$V_{x,y} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

$$V_{x,y} = 1851,4408\text{KN.}$$

7.2. Vérification de comportement dynamique

Tableau 41: Période et facteur de participation modale

Mode	Période T[s]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Cumulée UX [%]	Masse Cumulée UY [%]
1	1,024	0,328	0,1933	0,328	0,1933
2	0,919	0,1479	0,5086	0,4759	0,7019
3	0,715	0,2444	0,0026	0,7203	0,7045
4	0,244	0,0811	0,0129	0,8014	0,7173
5	0,199	0,0084	0,1505	0,8098	0,8678
6	0,154	0,0635	0,000006804	0,8732	0,8678
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
28	0,094	0	0,00000555	0,9043	0,8716
29	0,093	0,00001124	0	0,9043	0,8716
30	0,092	0,000002241	0,000003947	0,9043	0,8716
31	0,091	0	0,00001722	0,9043	0,8717
32	0,09	0,00001591	0,0003	0,9043	0,872
33	0,09	0	0	0,9043	0,872
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
40	0,085	0,0019	0,0314	0,9063	0,9036
41	0,084	0,0003	0,0084	0,9067	0,912
42	0,083	0,0001	0,0112	0,9068	0,9233
43	0,083	0,000006818	0	0,9068	0,9233
44	0,082	0	0,0001	0,9068	0,9233
45	0,082	0,0001	0,0019	0,9069	0,9252

On remarque par rapport les modes propres de ce bloc : Les deux premiers modes sont en translation et le troisième mode est rotation. Comme il est illustré sur la figure suivante :

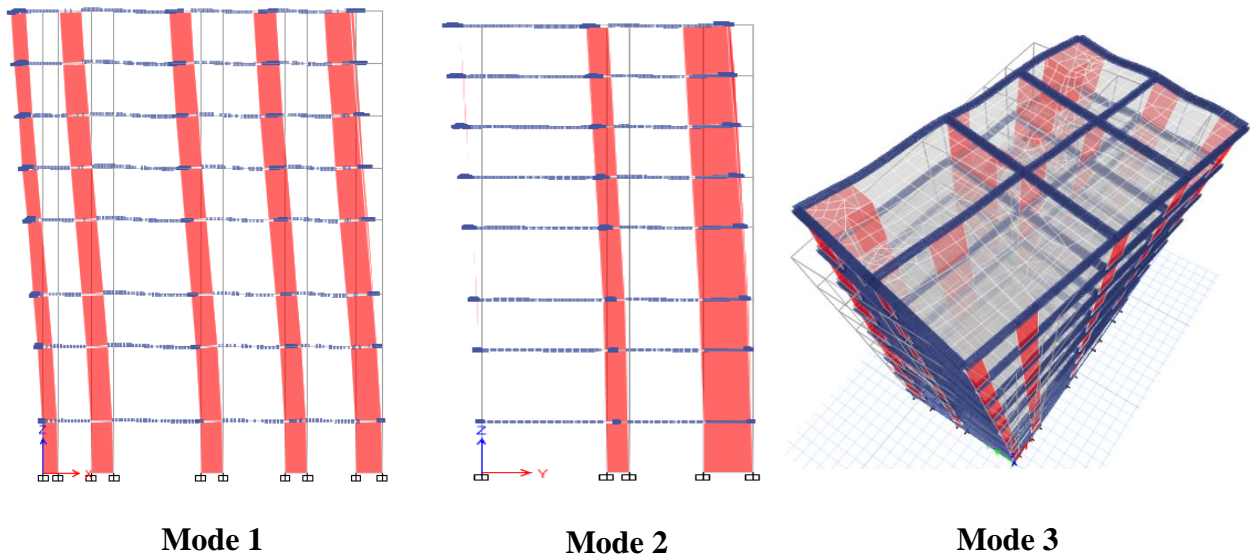


Figure 38: Les trois premiers modes de déformation (Bloc 2)

- Coefficient d'accélération A

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Group d'usage 2} \\ \text{Zone 3} \end{array} \right. \rightarrow A=0.15 \quad \text{(Table3.3)}$$

- Coefficient de comportement R :

Il est en fonction du système de contreventement.

Dans le cas de notre projet, On adopte, Un système de contreventement constitue par des voiles, Donc : $R=4.5(b)$ (Table3.18)

- Facteur de qualité Q :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q \quad \text{(Formule3.26)}$$

$$\text{Donc ; } \begin{cases} Q_x = 1.30 \\ Q_y = 1.30 \end{cases}$$

- Pourcentage d'amortissement critique ξ (%) :

Dans notre structure on a : voile dense avec remplissage en béton arme/maçonnerie.

Donc en prend : ξ (%)=10%. (Table3.6)

- Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad (\text{Formule 3.9})$$

$$\eta = 0.76.$$

7.3. Détermination de la force sismique de chaque niveau F :

La force sismique de chaque niveau est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V-F_t).W_i.h_i}{\sum_{j=1}^n W_j.h_j} \quad (\text{Formule 4.8})$$

- La force concentrée F_t

$$F_t = 0.07 \cdot T_0 \cdot V$$

$$F_t = 0.07 \cdot 1,024.1851,4408$$

$$F_t = 132.7112 \text{KN}$$

Avec:

$$F_t \leq 0.25V \rightarrow 132.7112 \text{KN} \leq 462.8602 \text{KN} \quad (\text{C.V})$$

Le tableau suivant résume les valeurs des force sismique et l'effort tranchant de différent niveau suivant (x, x) et (y, y) :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (\text{Formule 4.7})$$

Tableau 42: Valeur des forces sismiques et effort tranchant des différents niveaux

Niveaux	$F_{x,y}$ (KN)	$V_{x,y}$ (KN)
Sous-sol	174.4377	1851.4404
RDC	298.5365	1666.6315
1 ^{er}	191.8271	1472.3549
2 ^{ème}	298.5365	1278.0783
3 ^{ème}	182.0293	1096.049
4 ^{ème}	194.2766	797.5125
5 ^{ème}	194.2766	605.6854
6 ^{ème}	184.8089	307.1489

7.4. Vérification de l'effort tranchant à la base

Tableau 43: Rapport des efforts sismiques à la base

	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	V _{dynamique} / V _{statique}
E _x	1851,4408	1615,1018	87.23%
E _y	1851,4408	1850,3449	99.94%

$$\frac{V_{dynamique}}{V_{statique}} \geq 0.8$$

*Suivant(x ; x)

;

* Suivant (y ; y) :

$$\frac{3041.559}{3180.7320} = 0.8723 \geq 0.8$$

;

$$\frac{3380.779}{3180.7320} = 0.9994 \geq 0.8$$

D'après les résultats précédant, on remarque que la condition est vérifiée.

7.5. Vérification au renversement

Pour que l'hôtel soit stable au renversement en doit vérifier les conditions suivantes :

- $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$:

Les résultats obtenus par le SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 44: Vérifications de la stabilité au renversement

SENS	N(KN)	M (KN. m)	B(m)	M/N	B/4	Observations
X-X	33710,2583	6911.1617	22,74	0.2050	5.685	Condition Vérifiée
Y-Y	33710,2583	6911.1617	13,45	0.2050	3.362	Condition Vérifiée

- $\frac{M_s}{M_R} \geq 1.3$:

Tableau 45: Vérifications de la stabilité au renversement

SENS	W(KN)	L(m)	L/2(m)	M _s (KN. m)	M _R (KN. m)	M _s /M _R	Obs.
X-X	33710,2583	22,74	11.37	383285.6369	6911.1617	55.4589	Condition Vérifiée
Y-Y	33710,2583	13,45	6.725	226701.4871	6911.1617	32.8022	Condition Vérifiée

On remarque que les deux conditions sont vérifiées.

7.6. Vérification de l'effet P-Δ :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{(Formule 5.9)}$$

Tableau 46: justification vis-à-vis l'effet P-Δ

Etage	h _k (m)	P _k (KN)	δ _{ekx} (m)	Δ _{kx} (m)	V _{kx} (KN)	θ _k	Obs.
S.S	3.5	33710,2583	0.000608	0.0021	1615,1018	0.01	CV
RDC	5	29890,8826	0.002795	0.0075	1572,1019	0.02	CV
1 ^{er}	3.5	25315,287	0.004845	0.0071	1429,0895	0.03	CV
2 ^{eme}	5	21115,163	0.008039	0.0111	1274,0938	0.03	CV
3 ^{eme}	3.5	16539,5673	0.010327	0.0079	1109,2309	0.03	CV
4 ^{eme}	3.5	12553,9698	0.01248	0.0075	945,9902	0.00	CV
5 ^{eme}	3.5	8300,2143	0.014508	0.007	722,1151	0.02	CV
6 ^{eme}	3.5	4046,4588	0.016412	0.0066	396,586	0.01	CV
Etage	h _k (m)	P _k (KN)	δ _{eky} (m)	Δ _{ky} (m)	V _{ky} (KN)	θ _k	Obs.
S.S	3.5	33710,2583	0.000665	0.0096	1850,3449	0.04	CV
RDC	5	29890,8826	0.003143	0.01	1791,9624	0.03	CV
1 ^{er}	3.5	25315,287	0.005588	0.0102	1611,5511	0.04	CV
2 ^{eme}	5	21115,163	0.0096	0.0102	1428,6331	0.03	CV
3 ^{eme}	3.5	16539,5673	0.012561	0.0139	1243,262	0.05	CV
4 ^{eme}	3.5	12553,9698	0.015506	0.0085	1079,5476	0.02	CV
5 ^{eme}	3.5	8300,2143	0.01838	0.0085	864,0061	0.02	CV
6 ^{eme}	3.5	4046,4588	0.021152	0.0023	504,3657	0.00	CV

On remarque que θ_k ne dépasse pas 0.10, dans les deux directions principales. Cette condition étant satisfaite, l'effet P-Δ peut être négligé selon les prescriptions du RPA 2024.

7.7. Vérification déplacement inter-étage

Avec : Δ_k = 0.0150h_k (Bâtiment en béton arme) (Table 5.2)

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k \quad \text{(Formule 5.11)}$$

Tableau 47: Déplacement inter-étage

Étage	$h_k(m)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	$\Delta_{kx}(m)$	$\Delta_{Kx} \leq \bar{\Delta}_k$	$\Delta_{ky}(m)$	$\Delta_{Ky} \leq \bar{\Delta}_k$
S.S	3.5	0.0525	0.0021	CV	0.0096	CV
RDC	5	0.075	0.0075	CV	0.01	CV
1 ^{er}	3.5	0.0525	0.0071	CV	0.0102	CV
2 ^{eme}	5	0.075	0.0111	CV	0.0102	CV
3 ^{eme}	3.5	0.0525	0.0079	CV	0.0139	CV
4 ^{eme}	3.5	0.0525	0.0075	CV	0.0085	CV
5 ^{eme}	3.5	0.0525	0.007	CV	0.0085	CV
6 ^{eme}	3.5	0.0525	0.0066	CV	0.0023	CV

On remarque que le déplacement inter étage $\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$ est vérifié.

7.8. Vérification de l'effort normale réduit V_d :

L'effort normal réduit est vérifié par la condition :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.4 \quad \text{(Formule 7.11)}$$

Tableau 48: Vérification de l'effort normale

Voile	L(m)	e(m)	$N_d(MN)$	$f_{c28}(MPA)$	$v_d(MN)$	Obs.
V1	1	0.25	1.3457	25	0.2	CV
V2	1.5	0.25	2.0806	25	0.2	CV
V3	1.5	0.25	2.2251	25	0.2	CV
V4	1.5	0.25	1.9377	25	0.2	CV
V5	1.7	0.25	2.1600	25	0.2	CV
V6	2.4	0.25	3.2264	25	0.2	CV
V7	2.2	0.25	3.1841	25	0.2	CV
V8	2.2	0.25	2.9543	25	0.2	CV
V9	3.25	0.25	3.3783	25	0.1	CV
V10	1.5	0.25	2.2342	25	0.2	CV

V11	3.4	0.25	2.8422	25	0.1	CV
V12	1.7	0.25	1.9305	25	0.1	CV
V13	1.85	0.25	1.6309	25	0.1	CV
V14	1.10	0.25	1.6165	25	0.2	CV
V15	2.4	0.25	2.6848	25	0.1	CV
V16	2.4	0.25	2.4277	25	0.1	CV
V17	4.4	0.25	3.9805	25	0.1	CV
V18	3.4	0.25	2.1595	25	0.1	CV
V19	2.4	0.25	2.0650	25	0.1	CV
V20	1.7	0.25	2.0439	25	0.1	CV
V21	2	0.25	1.9841	25	0.1	CV
V22	2.4	0.25	2.7945	25	0.1	CV

On remarque que les voiles dans le sous-sol donnent un effort normale plus grande par rapport aux autres étages .Donc lorsque on passe à la vérification de l'effort normal réduit dans les autres niveaux, on peut déduire automatiquement la validation de cette vérification du a la diminution de l'effort axial.

8. Les conditions à vérifier Bloc 3

- Bloc3

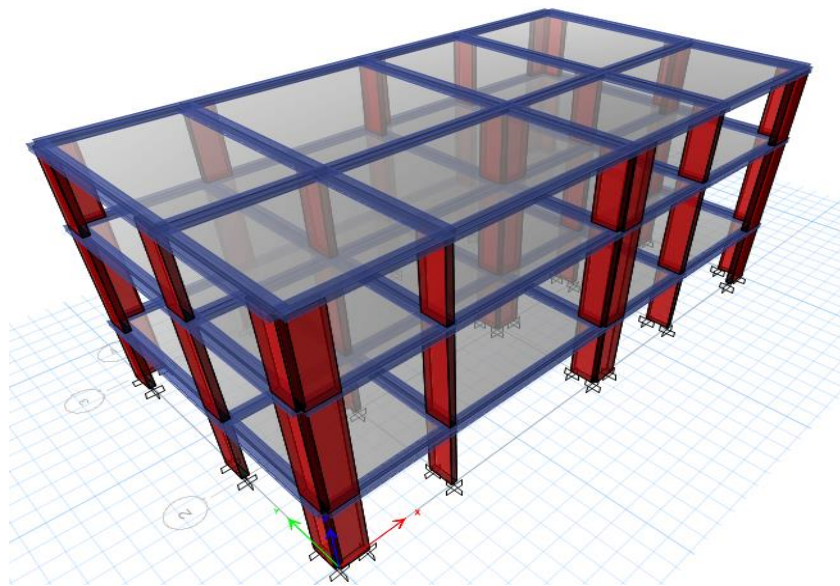


Figure 39: Modèle 3D du Bloc3

8.1. La force sismique totale à la base V

Toutes les formules sont tirées de RPA2024.

$$V_{x,y} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W \quad \text{(Formule 4.1)}$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} \quad \text{(Formule 4.4)}$$

Avec :

$$C_T = 0.075 \quad \text{(Table 4.3)}$$

$$h_N = 12\text{m}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.075 \cdot (12)^{3/4}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.4835\text{s}$$

La valeur de la période calculer donne par le SAP2000 :

$$T_{\text{calculer}} = 0,573\text{s} \quad \text{SAP2000}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 0.6286 \text{ s}$$

$$T_{\text{calculer}} < 1.3T_{\text{empirique}} \leftrightarrow 0,573\text{s} < 0.6286\text{s}$$

D'après le (tableau 28), la période à utiliser est : $T_{\text{calculer}} = T_0 = 0,573\text{s}$

- **Poids sismique totale de la structure W**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; n=\text{état le nombre de niveaux} \quad \text{(Formule4.3)}$$

Le tableau suivant résume le poids de différents niveaux :

Tableau 49: : Poids des différents niveaux

Niveaux	S.S	RDC	1 ^{er}	Totales
Poids(KN)	3668.2208	3883.8457	3471.7748	11023.8413

Alors la force sismique à la base V est :

$$V_{x,y} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

$$V_{x,y} = 1005,0536\text{KN.}$$

8.2. Vérification de comportement dynamique

Tableau 50: Période et facteur de participation modale

Mode	Période T[s]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Cumulée UX [%]	Masse Cumulée UY [%]
1	0,573	0,736	0,00001008	0,736	0,00001008
2	0,471	0,000007978	0,7436	0,736	0,7437
3	0,404	0,0008	0,0003	0,7367	0,744
4	0,13	0,0057	0,0004	0,7424	0,7444
5	0,129	0,001	0,0001	0,7434	0,7445
6	0,127	0,0025	0,00001539	0,7459	0,7445
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
11	0,094	0,002	0,0089	0,8956	0,7535
12	0,093	0,0001	0,1393	0,8956	0,8928
13	0,093	0,0001	0,0007	0,8957	0,8935
14	0,09	0,0058	0,0034	0,9015	0,8969
15	0,087	0,00004102	0,0018	0,9015	0,8986
16	0,086	0,0001	0,0007	0,9016	0,8994
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
25	0,067	0,0009	0,000001227	0,9037	0,903
26	0,066	0,0002	0,000002026	0,9039	0,903
27	0,064	0,0031	0,000001341	0,9071	0,903
28	0,062	0,000002576	0,000006381	0,9071	0,903
29	0,06	0,000001788	0	0,9071	0,903
30	0,058	0,0001	0,000005457	0,9072	0,903

On remarque par rapport les modes propres de ce bloc : Les deux premiers modes sont en translation et le troisième mode est rotation. Comme le montre la figure suivante :

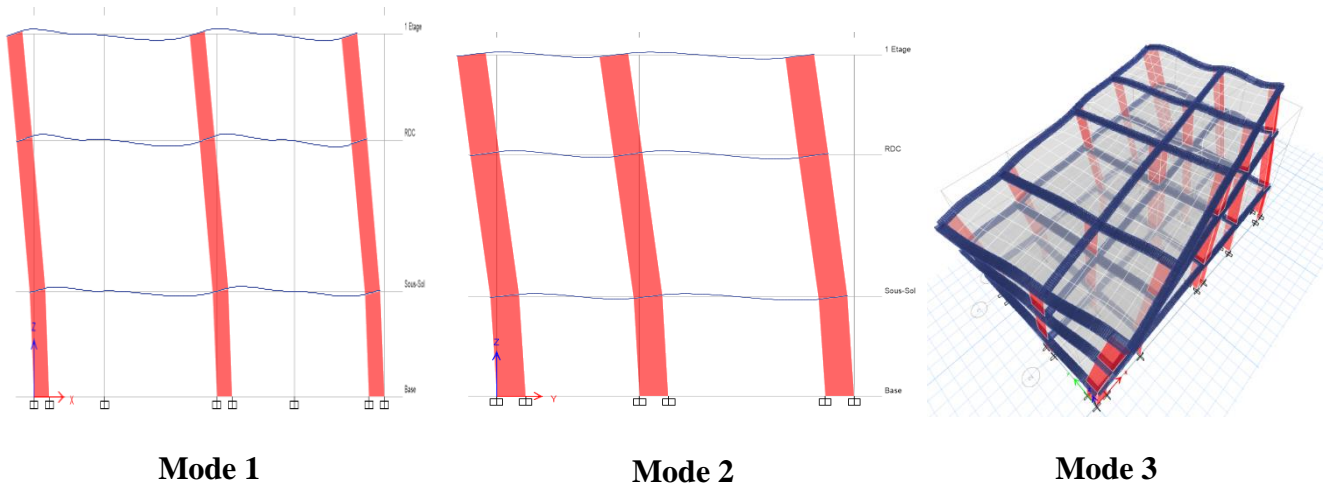


Figure 40: Les trois premiers modes de déformation (Bloc 3)

- Coefficient d'accélération A :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Group d'usage 2} \\ \text{Zone 3} \end{array} \right. \rightarrow A=0.15 \quad \text{(Table3.3)}$$

- Coefficient de comportement R :

Il est en fonction du système de contreventement.

Dans le cas de notre projet, On adopte 'Un système de contreventement constitué par des voiles, Donc : $R=4.5(b)$ (Table3.18)

- Facteur de qualité Q :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q \quad \text{(Formule3.26)}$$

$$\text{Donc ; } \begin{cases} Q_x = 1.30 \\ Q_y = 1.30 \end{cases}$$

- Pourcentage d'amortissement critique ξ (%) :

Dans notre structure on a : voile denses avec remplissage en béton arme/maçonnerie.

Donc en prend : ξ (%)=10%. (Table3.6)

- Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad (\text{Formule 3.9})$$

$$\eta = 0.76.$$

8.3. Détermination de la force sismique de chaque niveau F

La force sismique de chaque niveau est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V-F_t).W_i.h_i}{\sum_{j=1}^n W_j.h_j} \quad (\text{Formule 4.8})$$

- La force concentrée F_t :

$$F_t = 0.07 \cdot T_0 \cdot V$$

$$F_t = 0.07 \cdot 0,573 \cdot 1005,0536$$

$$F_t = 40.3126 \text{KN}$$

Avec:

$$F_t \leq 0.25V \rightarrow 40.3126 \text{KN} \leq 251.2634 \quad (\text{C.V})$$

Le tableau suivant résume les valeurs des forces sismiques et l'effort tranchant de différent niveaux suivant (x, x) et (y, y) :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (\text{Formule 4.7})$$

Tableau 51 : Valeur des forces sismiques et effort tranchant des différents niveaux

Niveaux	$F_{x,y}$ (KN)	$V_{x,y}$ (KN)
Sous-sol	278.9081	1005.0535
RDC	421.8612	741.0819
1 ^{er}	263.9716	319.2207

8.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau 52: Rapport des efforts sismiques à la base

	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	V _{dynamique} / V _{statique}
E _x	1005,0536	972,4816	96.75%
E _y	1005,0536	1179,0962	117.31%

$$\frac{V_{\text{dynamique}}}{V_{\text{statique}}} \geq 0.8$$

*Suivant(x ; x) ;

* Suivant (y ; y) :

$$\frac{3041.559}{3180.7320} = 0.9675 \geq 0.8$$

;

$$\frac{3380.779}{3180.7320} = 1.1731 \geq 0.8$$

D'après les résultats précédant, on remarque que la condition est vérifiée.

8.5. Vérification au renversement

Pour que l'hôtel soit stable au renversement on doit vérifier les conditions suivantes :

- $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$:

Les résultats donnés par le SAP2000 dans le tableau suivant :

Tableau 53: Vérifications de la stabilité au renversement

SENS	N(KN)	M (KN. m)	B(m)	M/N	B/4	Observations
X-X	11023,8413	4009.3849	22.83	0.3637	5.707	Condition Vérifiée
Y-Y	11023,8413	4009.3849	12.5	0.3637	3.125	Condition Vérifiée

- $\frac{M_s}{M_R} \geq 1.3$:

Tableau 54: Vérifications de la stabilité au renversement

SENS	W(KN)	L(m)	L/2(m)	M _s (KN. m)	M _R (KN. m)	M _s /M _R	Obs.
X-X	11023,8413	22.83	11.415	125837.1484	4009.3849	31.3856	Condition Vérifiée
Y-Y	11023,8413	12.5	6.25	68899.0081	4009.3849	17.1844	Condition Vérifiée

On remarque que les deux conditions sont vérifiées.

8.6. Vérification de l'effet P-Δ

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{(Formule 5.9)}$$

Tableau 55: justification vis-à-vis l'effet P-Δ

Étage	h _k (m)	P _k (KN)	δ _{ekx} (m)	Δ _{kx} (m)	V _{kx} (KN)	θ _k	Obs.
S.S	3.5	11023,8413	0.00188	0.0065	972,4816	0.02	CV
RDC	5	7355,6205	0.007811	0.0205	844,8029	0.03	CV
1 ^{er}	3.5	3471,7748	0.012168	0.0151	516,4363	0.02	CV
Étage	h _k (m)	P _k (KN)	δ _{eky} (m)	Δ _{ky} (m)	V _{ky} (KN)	θ _k	Obs.
S.S	3.5	11023,8413	0.001609	0.0055	1179,0962	0.01	CV
RDC	5	7355,6205	0.006559	0.0172	1034,3257	0.02	CV
1 ^{er}	3.5	3471,7748	0.009988	0.0118	616,5709	0.01	CV

On remarque que θ_k ne dépasse pas 0.10, Donc elle est vérifiée dans les deux sens. Alors on peut négliger l'effet P-Δ.

8.7. Vérification du déplacement inter-étage

Avec : $\overline{\Delta}_k = 0.0150h_k$ (Bâtiment en béton armé)

(Table 5.2)

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k$$

(Formule 5.11)

Tableau 56: Déplacement inter-étage

Étage	$h_k(m)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	$\Delta_{kx}(m)$	$\Delta_{Kx} \leq \bar{\Delta}_k$	$\Delta_{ky}(m)$	$\Delta_{Ky} \leq \bar{\Delta}_k$
S.S	3.5	0.0525	0.0065	CV	0.0055	CV
RDC	5	0.075	0.0205	CV	0.0172	CV
1 ^{er}	3.5	0.0525	0.0151	CV	0.0118	CV

On remarque que le déplacement inter étage $\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$ est vérifié.

8.8. Vérification de l'effort normal réduit V_d :

L'effort normal réduit est vérifié par la condition :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.4 \quad \text{(Formule 7.11)}$$

Tableau 57: Vérification de l'effort normal

Voile	L(m)	e(m)	$N_d(MN)$	$f_{c28}(MPA)$	$v_d(MN)$	Obs.
V1	2.5	0.25	0.5711	25	0.03	CV
V2	2.5	0.25	0.8798	25	0.05	CV
V3	2.5	0.25	0.5951	25	0.03	CV
V4	2	0.25	1.2965	25	0.1	CV
V5	2	0.25	0.9282	25	0.07	CV
V6	2	0.25	0.7470	25	0.1	CV
V7	1	0.25	0.6092	25	0.09	CV
V8	1	0.25	0.8024	25	0.05	CV
V9	2	0.25	0.9729	25	0.07	CV
V10	2	0.25	0.6993	25	0.05	CV
V11	1	0.25	0.7649	25	0.1	CV
V12	1	0.25	1.1966	25	0.1	CV
V13	1	0.25	0.6204	25	0.2	CV
V14	1	0.25	0.8583	25	0.1	CV
V15	1	0.25	0.7321	25	0.1	CV

On remarque que les voiles dans le sous-sol donnent un effort normal plus grand par rapport aux autres étages. Donc lorsqu'en passe à la vérification de l'effort normal réduit dans les autres niveaux, on peut déduire automatiquement la validation de cette vérification du a la diminution de l'effort axial.

9. Vérifications de la largeur des joints sismiques

Deux bloc voisins doit être séparé par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} .

$$d_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{(\delta_1^2 + \delta_2^2)} \\ 40\text{mm} \end{array} \right. \quad \text{(Formule 5.8)}$$

Tableau 58 : déplacement suivant XX et YY de tous les blocs

Sens	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3
Déplacement suivant X.X (mm)	15.219	16.412	12.168
Déplacement suivant Y.Y (mm)	21.152	14.808	9.988

- **Suivant X :**

- **Bloc1-2 :**

$$d_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{(15.219^2 + 16.412^2)} \\ 40\text{mm} \end{array} \right. = 22.382\text{mm}$$

- **Bloc1-3 :**

$$d_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{(15.219^2 + 12.168^2)} \\ 40\text{mm} \end{array} \right. = 19.485\text{mm}$$

- **Bloc2-3 :**

$$d_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{(16.412^2 + 12.168^2)} \\ 40\text{mm} \end{array} \right. = 20.430\text{mm}$$

- **Suivant Y :**

- **Bloc1-2 :**

$$d_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{(21.152^2 + 14.808^2)} \\ 40\text{mm} \end{array} \right. = 25.820\text{mm}$$

- **Bloc1-3 :**

$$d_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{(21.152^2 + 9.988^2)} \\ 40\text{mm} \end{array} \right. = 23.391\text{mm}$$

- **Bloc2-3 :**

$$d_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{(14.808^2 + 9.988^2)} \\ 40\text{mm} \end{array} \right. = 17.861\text{mm}$$

Alors, on prend entre tous les blocs un joint de **50mm**.

Conclusion

À l'issue de cette analyse dynamique, nous confirmons que la structure hôtelière étudiée satisfait pleinement aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA 2024), notamment en ce qui concerne :

- Vérification de la participation massique.
- Condition sur la période est vérifiée.
- Condition de la force sismique est vérifiée.
- Stabilité au renversement est vérifiée suivant les deux directions principales.
- Condition de l'effet P- Δ est vérifié dans les deux sens.
- Déplacement latéraux inter-étage est vérifié.
- Vérification de l'effort normale réduit est vérifiée.
- Vérification de la largeur des joints sismiques.

A partir de ce constat, nous pouvons en conclure que notre hôtel présente une conception parasismique fiable avec des dimensions des éléments structuraux adéquats.

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Introduction

Parmi les éléments porteurs essentiels participant à la reprise des efforts sismiques globaux ou assurant leur transmission au sein de la structure, on retrouve principalement les poutres et les voiles.

1. Ferrailage des poutres

Les poutres constituent des composantes horizontales de la structure, protégées des conditions climatiques extérieures. Elles reçoivent principalement les charges verticales issues des planchers et ont pour fonction de les transférer, avec leur propre poids, vers les éléments verticaux porteurs de la structure, tels que les voiles dans notre cas.

1.1. Méthode de calcul

D'une manière générale, les poutres subissent des sollicitations dues au, moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, leur dimensionnement devait se faire en flexion composées. Toutefois l'effort normal étant généralement négligeable dans les poutres, on adopte un calcul en flexion simple.

Le ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations accidentelle et durable.

Tableau 59 : Caractéristiques sous situation accidentelle et durable

Situation	γ_b	γ_s	f_{c28} [MPa]	f_{bc} [MPa]	f_e [MPa]	σ_{st} [MPa]
Durable	1.5	1.15	25	14.17	500	434.782
Accidentelle	1.15	1	25	18.47	500	500

$$\sigma_{st} = \sigma_{bc}$$

1.2. Combinaisons d'action

- **Situation durable**

Elle permet de déterminer les moments maximaux en travée :

$$\begin{cases} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$$

- **Situation accidentelle**

Elle donne les moments maximaux et minimums en valeurs absolues sur appuis :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{cases} \quad \text{RPA (Formule 5.1)}$$

$$\begin{cases} E1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases} \quad \text{RPA (Formule 5.2)}$$

1.3. Résultat de ferrailage longitudinal

1.3.1. Poutre principale (25×50)

- **En appuis**

- **ELU**

$$M_a = 247.2742 \text{KN.m}; (G+0.4Q+ex+0.3ey); \quad d=0.45\text{m}; \quad d' = 0.05\text{m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0,264 \leq \mu_R = 0,358 \quad \Rightarrow \text{section simple armature (} A_{sc} = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,391$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,379\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 13,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } 6T16+6T14=21.30\text{cm}^2$$

$$A_{sc}' = 3T12 = 3.39\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.5\%bh = 6.25\text{cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\%bh = 50\text{cm}^2$$

$$A_{\min} \leq A_{st} + A_{sc} \leq A_{\max} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **ELS**

$$M_{ser} = 153.7266 \text{KN.m (G+Q)}$$

Position de l'axe neutre (x)

$$X = n \times \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right); n = 15$$

$$X = 0.234 \text{ m}$$

- Calcul du moment d'inertie

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 2.55 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{153.7 \times 10^{-3} \times 0.234}{2.55 \times 10^{-3}} = 14.10 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 153.7 \times 10^{-3} \times (0.45 - 0.234)}{2.55 \times 10^{-3}} = 195.28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{n f_{c28}} \right) = 201.63 \text{ MPa} \text{ et } n = 1.6 \text{ (haute adhérence)}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (x - d')}{I} = 166.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée**

- **ELU**

$$M_t = 203.4293 \text{ KN.m}; (G + 0.4Q + ex + 0.3ey); d = 0.45 \text{ m}; d' = 0.05 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0.217 \leq \mu_R = 0.358 \Rightarrow \text{section simple armature (} \mathbf{A_{sc} = 0} \text{)}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.309$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.394 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 10.32 \text{ cm}^2$$

Le choix : $6T14+3T12=12.63\text{cm}^2$

$$A_{sc}'=3T12=3.39\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.5\%bh = 6.25\text{cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\%bh = 50\text{cm}^2$$

$$A_{\min} \leq A_{st} + A_{sc} \leq A_{\max} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **ELS**

$$M_{\text{ser}}=88.8058\text{KN.m (G+Q)}$$

Position de l'axe neutre (x)

$$X=n \times \frac{(A_{st}+A_{sc})}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right), n=15$$

$$X=0.196\text{m}$$

- Calcule moment d'inertie

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 1.84 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s,x}}{I} = 9.45\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_{s,x} \cdot (d-x)}{I} = 183.87\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{n f_{c28}}\right) = 201.63\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_{s,x} \cdot (x-d')}{I} = 105.69\text{MPa}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le tableau suivant résume le ferrailage vertical des poutres principales

Tableau 60: Ferraillage Poutre principale (25×50)

	Situation	Combinaison	Moment [KN.m]	A_s [cm ²]	$A_{s,min}$ [cm ²]	A_s Adopté	A_s réelle
En appuis	Accidentelle	G+0.4Q+ex+0.3ey	247.274	13.04	6.25	6T16+6T14	21.30cm ²
En travée	Accidentelle	G+0.4Q+ex+0.3ey	203.4293	10.32	6.25	6T14+3T12	12.63cm ²

1.3.2. Poutre secondaire (25×40) :

• En appuis

– ELU

$$M_a = 139.5396 \text{KN.m}; (G+0.4Q+ex+0.3ey) ; d = 0.36\text{m} ; d' = 0.04\text{m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0,233 \leq \mu_R = 0,358 \Rightarrow \text{section simple armature (} A_{sc} = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,336$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,311\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 8.97 \text{cm}^2$$

$$\text{Le choix : } 6T14+3T14 = 13.86 \text{cm}^2$$

$$A_{sc}' = 3T12 = 3.39 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\%bh = 5 \text{cm}^2$$

$$A_{max} = 4\%bh = 40 \text{cm}^2$$

$$A_{min} \leq A_{st} + A_{sc} \leq A_{max} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

– ELS

$$M_{ser} = 80.9473 \text{KN.m (G+Q)}$$

Position de l'axe neutre (x)

$$X = n \times \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) ; n=15$$

$$X = 0,175 \text{ m}$$

- Calcul moment d'inertie

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 1.15 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{80.9473 \times 10^{-3} \times 0,175}{1.15 \times 10^{-3}} = 12.31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 80.9473 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,175)}{1.15 \times 10^{-3}} = 195.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{nf_{c28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (x - d')}{I} = 142.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travée

- ELU :

$$M_a = 101.4371 \text{ KN.m}; (G + 0.4Q + ex + 0.3ey) ; d = 0.36 \text{ m} ; d' = 0.04 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$= 0,169 \leq \mu_R = 0,358 \Rightarrow \text{section simple armature (} A_{sc} = 0 \text{)}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,232$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,326 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 6.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc}' = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.5\%bh = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\%bh = 40 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \leq A_{st} + A_{sc} \leq A_{\max} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **ELS**

$$M_{\text{ser}} = 38.0444 \text{ KN.m (G+Q)}$$

Position de l'axe neutre (x)

$$X = n \times \frac{(A_{st} + A_{sc})}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right) ; n = 15$$

$$X = 0,151 \text{ m}$$

- Calcule moment d'inertie :

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 8.923 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{38.0444 \times 10^{-3} \times 0,151}{8.923 \times 10^{-4}} = 6.43 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 38.0444 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,151)}{8.923 \times 10^{-4}} = 133.66 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{nf_{c28}} \right) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (x - d')}{I} = 70.989 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le tableau suivant résume le ferraillage vertical des poutres secondaires.

Tableau 61: Ferrailage Poutre secondaire (25×40)

	Situation	Combinaison	Moment [KN.m]	A_s [cm ²]	$A_{s,min}$ [cm ²]	A_s Adopté	A_s réelle
En appuis	Accidentelle	G+0.4Q+ex+0.3ey	139.5396	8.97cm ²	5	6T14+3T14	13.86cm ²
En travée	Accidentelle	G+0.4Q+ex+0.3ey	101.4371KN	6.22cm ²	5	6T14	9.24cm ²

1.4. Armature transversale

1.4.1. Vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \tau_1$$

* Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Donc ; $\tau_1 = \min(0.15 \cdot f_{c28} / \gamma_b, 4\text{MPa}) \rightarrow$ fissuration préjudiciable

- **Poutre principale (25×50) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

Avec :

$$T_u = 193.5411\text{KN} = 0.1935411\text{MN}$$

$$b = 0.25\text{m}$$

$$d = 0.45\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{0.1935}{0.25 \cdot 0.45}$$

$$\tau_u = 1.72\text{MPa}$$

- **Poutre secondaire (25×40) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

Avec :

$$T_u = 107,8932 \text{KN} = 0.1078932 \text{MN}$$

$$b = 0.25 \text{m}$$

$$d = 0.36 \text{m}$$

$$\tau_u = \frac{0.1078}{0.25 \cdot 0.36}$$

$$\tau_u = 1.19 \text{MPa}$$

Le tableau suivant résume la vérification au cisaillement des poutres principales et secondaires.

Tableau 62: Vérification des résultats au cisaillement

Poutre	Section	$T_{u_{max}}$ [KN]	Combinaisons	τ_u [MPa]	τ_l [MPa]	Condition
Principale	25×50	193.5411KN	G+0,4Q+ex+0,3ey	1.72	3.26	Vérifier
Secondaire	25×40	107,8932KN	1.35G+1.5Q	1.19	2.5	Vérifier

1.4.2. Vérification de l'espacement

En plus des recommandations de RPA2024, les quantités d'acier et les espacements doivent reprendre aux conditions de BAEL91/99 :

$$S_t = \frac{A_t \cdot 0.9 \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_s} (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b(\tau_u - 0.3Kf'_{tj})}$$

Avec :

$$f'_{tj} = \min(f_{t28}, 3.3 \text{MPa}) \text{ et } f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6$$

$K=1 \rightarrow$ flexion simple sans reprise de bétonnage.

A_t : Ferraillage transversale.

- **Poutre principale (25×50) :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{Lmin}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(14, 25, 12) (\text{mm})$$

On prend : $\emptyset_t = 8\text{mm}$

$$A_{t\min} = (0.003).s.b$$

Avec :

$$s = \min\left(\frac{h}{4}; 24\emptyset_t; 17.5\text{cm}; 6\emptyset_l\right)$$

h : hauteur de la poutre.

\emptyset_t : Diamètre des armatures de confinement.

\emptyset_l : Diamètre minimale des barres longitudinales

$$s = \min(12.5; 19.2; 17.5\text{cm}; 7.2)$$

$$s = 7.2\text{cm}$$

$$A_{t\min} = (0.003). 7.2 . 25$$

$$A_{t\min} = 0.54\text{cm}^2$$

– Choix des sections

$$A_t = n. A_{\text{brin}}$$

Avec :

n : nombre des brins.

$$A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2 \text{ (inclinaées de } 90^\circ)$$

$$S_{t\min} \geq 7\text{cm} \quad \text{Et} \quad S_{t\max} \leq \min(0.9.d, 40\text{cm})$$

$$S_{t\max} \leq \min(40.5, 40\text{cm})$$

$$S_t = \frac{2.01 \cdot 10^{-4} \cdot 0.9 \cdot \frac{500}{1} \cdot 1}{0.25(1.72 - 0.3 \cdot 1 \cdot 2.1)}$$

$$S_t = 0.33\text{m} \text{ , On prend } \mathbf{S_t = 35\text{cm}}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right)$$

$$\frac{2.01 \cdot 10^{-4} \cdot 500}{0.25 \cdot 0.35} \geq \max\left(\frac{1.72}{2}; 0.4\text{MPa}\right)$$

$1.14\text{MPa} \geq 0.86\text{MPa} \rightarrow$ (Condition vérifiée).

Répartition suivant le RPA2024 :

- La longueur critique de la poutre l'

$$l' = 1.5h = 1.5 \times 50$$

$$l' = 75 \text{ cm}$$

- **Zone Nodale**

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\text{Lmin}}\right)$$

$$S' \leq \min(12.5; 14.4) \text{ (cm)}$$

$$S' \leq 12.5 \text{ cm}$$

$$S' = 10 \text{ cm}$$

$$10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Zone courante**

$$S \leq \frac{h}{2} \rightarrow S \leq 25 \text{ cm}$$

Donc, On prend : $S = 20 \text{ cm}$

- **Poutre secondaire (25×40)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\text{Lmin}}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(11, 25, 14) \text{ (mm)}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_{t \text{ min}} = (0.003) \cdot s \cdot b$$

Avec :

$$s = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_1\right)$$

h : hauteur de la poutre.

ϕ_t : Diamètre des armatures de confinement.

\emptyset_1 : Diamètre minimale des barres longitudinales

$$s = \min(10; 19.2 ; 17.5\text{cm} ; 8.4)$$

$$s = 8.4\text{cm}$$

$$A_{t \min} = (0.003) \cdot 8.4 \cdot 25$$

$$A_{t \min} = 0.63\text{cm}^2$$

Choix des sections :

$$A_t = n \cdot A_{\text{brin}}$$

Avec :

n : nombre des brins.

$$A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2 \text{ (inclinaées de } 90^\circ)$$

$$S_{t \min} \geq 7\text{cm} \quad \text{Et} \quad S_{t \max} \leq \min(0.9 \cdot d, 40\text{cm})$$

$$S_{t \max} \leq \min(32.4, 40\text{cm})$$

$$S_t = \frac{2.01 \cdot 10^{-4} \cdot 0.9 \cdot \frac{500}{1.15} \cdot 1}{0.25(1.19 - 0.3 \cdot 1 \cdot 2.1)}$$

$$S_t = 0.56\text{m} > S_{t \max}, \text{ On prend } S_t = \mathbf{30\text{cm}}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right)$$

$$\frac{2.01 \cdot 10^{-4} \cdot 500}{0.25 \cdot 0.30} \geq \max\left(\frac{1.19}{2}; 0.4\text{MPa}\right)$$

$$1.34\text{MPa} \geq 0.59\text{MPa} \rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

Répartition suivant le RPA2024 :

- La longueur critique de la poutre l' :

$$l' = 1.5h = 1.5 \cdot 40$$

$$l' = 60\text{cm}$$

- **Zone Nodale :**

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_{l \min}\right)$$

$$S' \leq \min(10 ; 16.8) \text{ (cm)}$$

$$S' \leq 10\text{cm}$$

$$S' = 10\text{cm}$$

10cm ≤ 20cm → condition vérifiée

- **Zone courante :**

$$S \leq \frac{h}{2} \rightarrow S \leq 20\text{cm}$$

Donc, On prend : S=15cm

Les espacements ainsi que les dimensions des armatures retenues sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Poutre	Section (cm)	S _t zone nodale (cm)	S _t zone courante (cm)	A _t adopté (cm ²)
Principale	(25×50)	10	20	4T8=2.01
Secondaire	(25×40)	10	15	4T8=2.01

1.5. Schéma de ferrailage des poutres

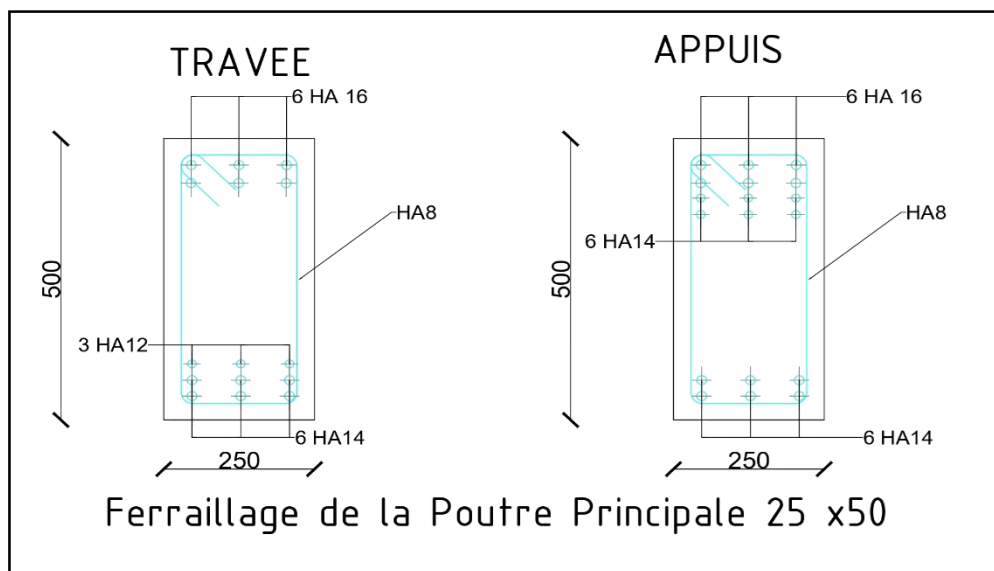


Figure 41: Ferrailage des poutres principales

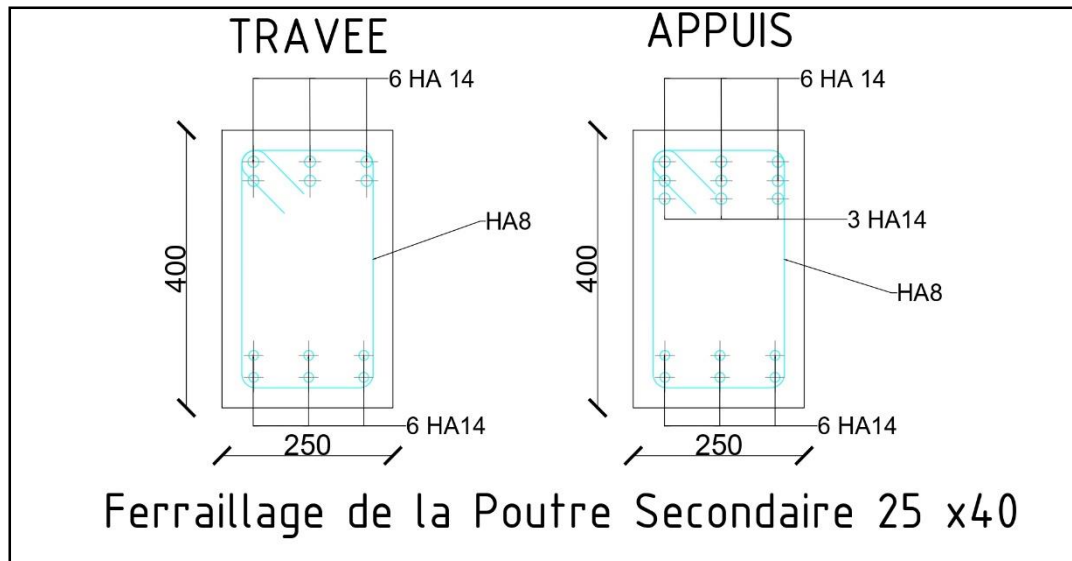


Figure 42: Ferrailage des poutres secondaires

2. Ferrailage des voiles :

Le calcul des voiles vise à vérifier leur capacité à supporter les différentes sollicitations, notamment celles d'origine sismique, et à définir le ferrailage adapté pour garantir la stabilité et la sécurité de la structure.

2.1. Bloc 1

2.1.1. Méthode de calcul

Les voiles sont soumis à un moment fléchissant et à un effort tranchant ; leur dimensionnement doit donc être réalisé en flexion composée.

- Bloc1

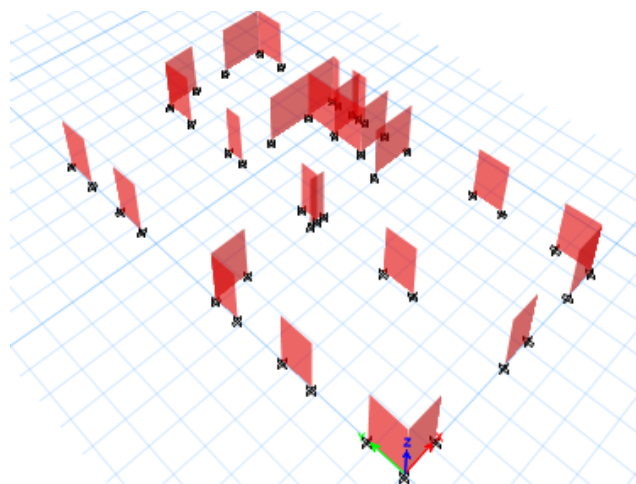


Figure 43: Vue 3D de la disposition du voile (Bloc1)

On va travailler sur le voile le plus favorable du bloc : Voile (9 : sous-sol)

2.1.2. Vérification des conditions R.P.A2024 :

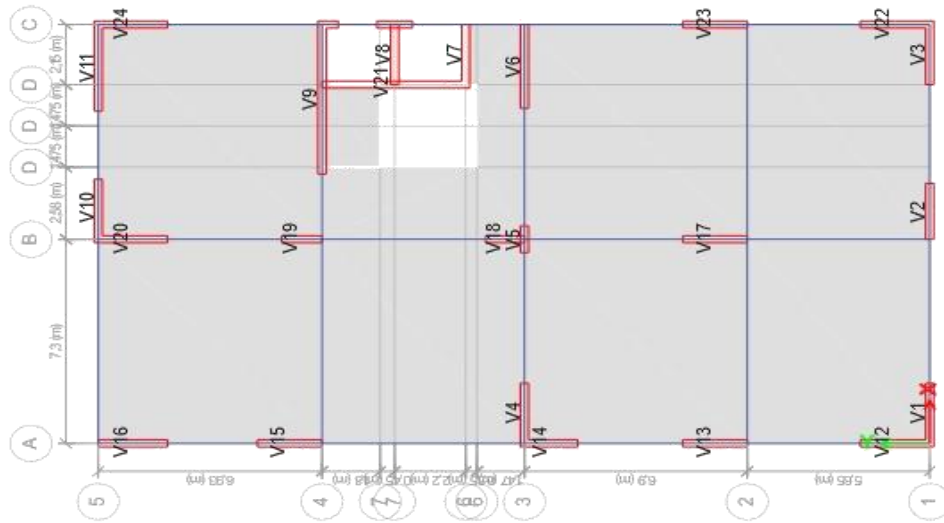


Figure 44: Numérotation des voiles (Bloc1)

- Épaisseur et longueur du voile :

$$b_w \geq \max(15\text{cm}, \frac{h_e}{20}) \quad \text{(Formule 7.10)}$$

$$l_w \geq \max(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1\text{m}) \quad \text{(Formule 7.9)}$$

Avec :

b_w : Épaisseur minimale du voile.

h_e : La hauteur libre du niveau. [$h_e = 3\text{m}$]

l_w : La longueur du voile.

$$b_w \geq \max(15\text{cm}, \frac{300}{20}) \rightarrow b_w \geq \max(15\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$b_w \geq 15\text{cm}$$

Donc, $b_w = 25\text{cm} \geq 15\text{cm}$ Condition vérifiée.

$$l_w \geq \max(\frac{3}{3}, 4.0.25, 1\text{m}) \rightarrow l_w \geq \max(1, 1, 1\text{m})$$

$$l_w \geq 1\text{m}$$

Donc, $l_w = 5.55\text{m} \geq 1\text{m}$ Condition vérifiée.

- Largeur de membrure raidisseur :

$$L_{\min} = \min \begin{cases} d_t \\ 0.5d_w \\ 0.25h_w \end{cases}$$

Avec :

- d_t : Longeur réel de la membrure.
- d_w : Distance à une âme adjacente du voile
- h_w : Hauteur totale du voile au-dessus du niveau considéré

$$L_{\min} = \min \begin{cases} 5.55 \\ 0.5 \times 2 \\ 0.25 \times 31 = 7.75\text{m} \end{cases}$$

$$L_{\min} = 1 \text{ m}$$

• Type du voile

- Cas 1 $\frac{h_w}{l_w} \geq 2 \rightarrow$ Voile élancé.
- Cas 1 $\frac{h_w}{l_w} \leq 2 \rightarrow$ Voile court.
- Cas 1 $\frac{h_w}{l_w} \leq \frac{2}{3} \rightarrow$ Voile de grande dimension.

On a :

$$h_w = 31\text{m}$$

$$l_w = 5.55\text{m}$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{31}{5.55} = 5.58 \geq 2$$

Alors, le voile le plus favorable de notre bloc est : un voile élancé.

• La hauteur critique h_{cr} :

$$h_{cr} = \max(l_w; \frac{h_w}{6}) \quad \text{(Formule 7.22)}$$

$$\text{Et } h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot h_e & \text{(pour } n > 6 \text{ niveau)} \\ 2 \cdot l_w & \end{cases} \quad \text{(Formule 7.23)}$$

$$h_{cr} = \max(5.55; \frac{31}{6}) \rightarrow h_{cr} = \max(5.55, 5.16)(\text{m})$$

$$h_{cr} = 5.55m$$

$$5.55m \leq \begin{cases} 11.1m \\ 6m \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2.1.3. Ferrailage des éléments de rives

- La longueur critique l_c

$$l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w) \quad \text{(Formule 7.24)}$$

$$\text{Et } b_c > 20cm$$

Avec :

l_w : Longueur du voile.

b_w : Largeur de l'âme du voile.

$$l_c \geq \max(0.15 \times 555 ; 1.5 \times 25)$$

$$l_c \geq \max(83.25 ; 37.5)(cm)$$

$$l_c \geq 83.25cm$$

Donc, on prend $l_c = 85cm$

$$\text{Si } ; l_c < \max(2b_w ; 0.2l_w) \leftrightarrow b_c > \frac{h_e}{15}$$

$$l_c < \max(50 ; 111)(cm)$$

$$l_c = 85cm < 111cm$$

$$\text{Donc } ; b_c > \frac{300}{15} \rightarrow b_c > 20cm$$

Alors, $b_c = 35cm > 20cm$ Condition vérifiée.

Dans notre cas notre voile est relié à une membrure raidisseur qui vérifie les conditions suivantes :

$$- \text{ Epaisseur } b_f \geq \frac{h_e}{15} :$$

$$b_f \geq \frac{h_e}{15} \rightarrow b_f \geq \frac{300}{15} \rightarrow b_f \geq 20cm$$

$b_f = 35cm \geq 20cm$ Condition vérifiée.

- Longueur $l_f \geq \frac{h_e}{5}$:

$$l_f \geq \frac{h_e}{5} \rightarrow l_f \geq \frac{300}{5} \rightarrow l_f \geq 60\text{cm}$$

$$l_f = 95\text{cm} \geq 60\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Alors, tant que les conditions sont vérifiées, l'épaisseur de l'élément de rive confiné, b_c reste égale à b_w .

$$b_c = b_w = 25\text{cm}$$

- **Pourcentage d'armature longitudinale**

$$A_{zc} \geq 0.5\% b_c \cdot l_c$$

$$A_{zc} \geq 0.5\% (25) \cdot (85)$$

$$A_{zc} \geq 10.63\text{cm}^2$$

Le choix : 7T14 = 10.78 cm²

- **Espacement verticale**

$$S_t \leq \min(b_0/3 ; 12.5\text{cm} ; 6\phi_1) \quad \text{(Formule 7.25)}$$

Avec :

ϕ_1 : Diamètre minimale des armatures longitudinales dans les éléments de rives en outre, doit: $\phi_1 \geq 12\text{mm}$.

$$S_t \leq \min(19/3 ; 12.5\text{cm} ; 6 \times 1.4)$$

$$S_t \leq \min(6.33 ; 12.5\text{cm} ; 8.4\text{cm})$$

$$S_t \leq 6.33\text{cm}$$

On prend ; $S_t = 5\text{cm}$

- **Armature transversale de confinement**

$$A_t \geq 0.09 \times S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \quad \text{(Formule 7.26)}$$

$$A_t \geq 0.3 \times S_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (\text{Formule 7.27})$$

Avec :

b_0 : Représente la largeur du noyau confiné de l'élément de rives

$\frac{A_g}{A_c}$: Représente le rapport de la surface totale de l'élément de rives sur sa surface confinée.

$$A_g = l_c \times b_c \quad A_c = l_0 \times b_0 \quad l_0 = l_c - c \quad b_0 = b_c - c \quad \text{Avec : } c = 3\text{cm}$$

$$A_t \geq 0.09 \times 0.05 \times 0.19 \frac{25}{500} = 0.43\text{cm}^2$$

$$A_t \geq 0.3 \times 0.05 \times 0.19 \times \left(\frac{0.85 \times 0.25}{0.79 \times 0.19} - 1 \right) \frac{25}{500} = 0.59\text{cm}^2$$

En prend : 1T10=0.79 cm²

2.1.4. Principe et application de la méthode des contraintes :

Les contraintes maximales exercées sur les voiles sont évaluées à partir des sollicitations les plus critiques (N, M) ; à l'aide des équations suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} - \frac{M.v}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} + \frac{M.v}{I}$$

Avec :

*N : effort normale.

*M : Moment fléchissant.

*S : section transversale du voile. $S = l \cdot a$

*I: Moment d'inertie du voile. $I = \frac{a.l^3}{12}$

*v et v' : Bras de levier. $v = v' = \frac{l}{2}$

On distingue trois cas :

- **1^{er} cas:**

$\sigma_{\max} > 0$; $\sigma_{\min} > 0$ → Section entièrement comprimé.

- 2^{eme} cas :

$\sigma_{\max} < 0$; $\sigma_{\min} > 0$ → Section partiellement comprimé (tendue).

- 3^{eme} cas :

$\sigma_{\max} < 0$; $\sigma_{\min} < 0$ → Section entièrement tendue.

• Les sollicitations combinées dans les voiles :

Les sollicitations obtenus par le logiciel SAAP2000 :

Tableau 63 : Sollicitation dans le voile(9) dans la zone (3)

Combinaison	M (KN .m)	N(KN)	V(KN)
ELU	7.1801	3794.806	20,9207
ELS	5.08331	2775.7558	14.7223
ELA	40.579	6478.0461	475.955

• Calcule des contraintes « σ »

Tableau 64 : Caractéristiques géométriques de voile (9).

Voile	Longueur L(m)	Epaisseur a(m)	Hauteur h(m)	Section S(m ²)	Moment d'inertie I ((m ⁴))	Bras de levier v = v'(m)
V9	1	0.25	4.70	0.25	0.0208	0.5

$$\sigma_{\max} = \frac{6.4780}{0.25} - \frac{0.0405 \times 0.5}{0.0208} = 24.93 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{6.9428}{0.25} + \frac{0.0405 \times 0.5}{0.0208} = 26.88 \text{MPa}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 24.93 \text{MPa} > 0 \\ \sigma_{\min} = 26.88 \text{MPa} > 0 \end{array} \right.$ → On est dans le 1^{er} cas : Section entièrement comprimé.

2.1.5. Calcule de l'excentricité « e »

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.0405}{6.4780} = 0.006\text{m} = 0.6\text{cm}$$

2.1.6. Calcule la position de centre de pression «C »

$$c = c' = \frac{I}{S.V} = \frac{0.0208}{0.25 \cdot 0.5}$$

$$c = c' = 0.16\text{m} \quad \text{compression(en haut de G)}$$

2.1.7. Détermination « e_a »

N_u Effort de compression, et C a l'intérieure de la section et après de A_2 et vérification de la condition des domaines :

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Avec :

$$h = 0.25\text{m} ; d = 0.9h ; d = 0.225\text{m} ; d' = 0.1h ; d' = 0.025\text{m}$$

$$e_a = 0.006 + \left(0.225 - \frac{0.25}{2}\right) = 0.106\text{m}$$

2.1.8. Le moment au centre de gravité des armatures inferieures

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 6.4780 \times 0.106$$

$$M_A = 0.6866\text{MN.m}$$

2.1.9. Calcule de ferrailage longitudinal

- A ELU

– Vérification la condition suivante

$$N_u(d - d') - M_A < (0.5h - d')b h f_{bc}$$

$$6.4780 \times (0.225 - 0.025) - 0.6866 < (0.5 \times 0.25 - 0.225)1 \times 0.25 \times 18.47$$

$$0.609 < 0.461 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \rightarrow \text{Domaine « 5 »}$$

$$f_{bc} ; \sigma_{sc} \rightarrow \text{Voire tableau 2.1}$$

$$A_2 = [M_A - (d - \frac{h}{2}) bhf_{bc}] \times \frac{1}{(d-d')\sigma_{sc}}$$

$$A_2 = [0.6866 - (0.225 - 0.125) \times 1 \times 0.25 \times 18.47] \times \frac{1}{(0.225-0.025) \times 500}$$

$$A_2 = 22.485 \text{cm}^2$$

Le choix : 16T14=24.64cm²

$$A_1 = (N_u - bhf_{bc}) \frac{1}{\sigma_{sc}} - A_2$$

$$A_1 = (6.4780 - 1 \times 0.25 \times 18.47) \times \frac{1}{500} - (22.485 \times 10^{-4})$$

$$A_1 = 14.725 \text{cm}^2$$

Le choix : 12T14=18.48cm²

• **A ELS**

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0.0018 \text{m}$$

$$e_1 = \frac{-[\frac{bh^3}{12} + bhe^2 + nA_2(-e + \frac{h}{2} - d')^2 + nA_1(-e + \frac{h}{2} - d)^2]}{-b \times h \times e + nA_2(-e + \frac{h}{2} - d') + nA_1(-e + \frac{h}{2} - d)}$$

$$e_1 = -5.42 \text{m}$$

$$I_{AN} = \frac{bh^3}{12} + bh(e_1 - e)^2 + nA_2(e_1 - e + \frac{h}{2} - d')^2 + nA_1(e_1 - e + \frac{h}{2} - d)^2$$

$$I_{AN} = 9.24 \text{m}^4$$

– **Position de l'axe neutre**

$$|e_1| > \frac{h}{2} + e \rightarrow 5.42 > 0.126 \text{m} \rightarrow \text{l'axe neutre a l'intérieure}$$

– **Calcul de la section homogène**

$$B = b \times h + n(A_1 + A_2)$$

$$B = 1 \times 0.25 + 15(18.48 \times 10^{-4} + 24.64 \times 10^{-4})$$

$$B = 0.3193 \text{m}^2$$

– Vérification des contraintes

$$\sigma_{b \text{ cmax}} = \frac{N_s}{B} + \frac{M_s \times V_1}{I_{AN}} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{b \text{ cmax}} = \frac{2.7757}{0.31468} + \frac{0.00508 \times 0.125}{9.24} \leq 0.6 \times f_{c28} \rightarrow 8.82 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{b \text{ cmax}} = \frac{N_s}{B} - \frac{M_s \times V_1}{I_{AN}} \geq 0$$

$$\sigma_{b \text{ cmin}} = 8.82 \text{MPa} \geq 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– Vérification diamètre maximale ϕ_{max}

$$8 \text{mm} \leq \phi_{\text{max}} \leq b_w/8 \quad (\text{Formule 7.28})$$

$$8 \text{mm} \leq 14 \text{mm} \leq 31.25 \text{mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– Espacement

$$e < \min(25 \text{cm}, 25\phi_1)$$

$$e < \min(25 \text{cm}, 35 \text{cm})$$

$$e < 25 \text{cm}$$

En prend $\rightarrow e=20 \text{cm}$

2.1.10. Calcul de ferrailage horizontal

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e} \quad (\text{Formule 7.29})$$

Avec :

- \bar{V} : effort tranchant de calcul : $\bar{V} = 1.4V_u$
- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$\bar{V} = 1.4 \times 0.4759 = 0.66 \text{MN}$$

$$Z = 5.55 - 0.85 = 4.7 \text{m}$$

$$A_h \geq \frac{\bar{V} \cdot S}{z \times f_e} \rightarrow A_h \geq \frac{\bar{V} \cdot S}{z \times f_e} \rightarrow A_h \geq \frac{0.66 \times 0.2}{4.7 \times 500}$$

$$A_h \geq 0.56 \text{ cm}^2$$

Le choix : 1T10=0.79cm²

2.1.11. Calcul de l'acier de couture A_{vj}

$$A_{vj} = 1.1 \left(\frac{\bar{V}}{f_e} \right) \quad \text{(Formule 7.40)}$$

$$A_{vj} = 1.1 \left(\frac{\bar{V}}{f_e} \right) = 1.1 \left(\frac{0.66}{500} \right) = 14.52 \text{ cm}^2$$

Le choix : 10T14=15.39cm²

- Longueur de recouvrement :

$50\phi_1 \rightarrow$ Les barres situent en ZONE3

$$L_r = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$$

2.1.12. Vérification au cisaillement

$$\tau_b \leq 0.2f_{c28} \quad \text{(Formule 7.12)}$$

$$\text{Ou ; } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \cdot d} \quad \text{(Formule 7.13)}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

b_w :Epaisseure du voile.

d:Hauteur utile : $d=0.9h$

h : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_b = \frac{0.66}{0.25 \times 3.15} = 0.84 \text{ MPA}$$

$0.84 \text{ MPA} \leq 5 \text{ MPA} \rightarrow$ Condition vérifiée.

2.1.13. La longueur comprimée des parties de rive l_c calculer

$$l_c \text{ calculer} = X_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right) \quad \text{(Formule 7.39)}$$

Avec : $\varepsilon_{cu} = 0.0035$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = 23 \quad \text{(Formule7.32)}$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volume des armatures de confinement}}{\text{volume de noyau en beton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad \text{(Formule7.31)}$$

$$\omega_{wd} = \frac{3.86 \times 0.5 \times 10^{-4} \times 60}{0.79 \times 0.19 \times 3} \times \frac{500 \times 1.15}{25 \times 1} = 0.59$$

• **Calcul du coefficient de confinement**

$$\alpha \begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) = 1 - \sum_{16} \left(\frac{0.16^2}{6 \times 0.19 \times 0.79} \right) = 0.54 \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) = \left(1 - \frac{0.05}{2 \times 0.19} \right) \left(1 - \frac{0.05}{2 \times 0.79} \right) = 0.84 \end{cases} \quad \text{(Formule7.35)}$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0.45$$

Avec :

b_i : Distance entre des barres maintenues consécutives.

b_0, h_0, t : Grandeur géométrique.

*Calcul du raccourcissement à la rupture du béton comprimé :

$$\varepsilon_{cu.c} = 0.0035 + 0.1\alpha\omega_{wd} \quad \text{(Formule7.38)}$$

$$\varepsilon_{cu.c} = 0.0035 + 0.1 \times (0.45) \times 0.59 = 0.030$$

• **Calcule la position de l'axe neutre :**

$$X_u = (v_d \cdot \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} \quad \text{(Formule7.37)}$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad \text{(Formule7.34)}$$

Avec :

f_{yd} : Valeur de calcul de la limite d'élasticité.

f_{cd} : Valeur de calcul de la résistance du béton à la compression.

A_{sv} : Section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile.

$$A_{sv} = \left(\frac{5.55 - 1.7}{0.15} \times 0.79 \right) \times 2 = 40.02$$

- Calcule le pourcentage normalisé des armatures verticales d'âme ω_v :

$$\omega_v = \frac{40.02 \times 10^{-4}}{(5.55 - 2 \times 0.85) \times 0.25} \times 23 = 0.096$$

$$X_u = (0.1 \times 0.096) \cdot \frac{5.55 \times 0.25}{0.19} = 1.41$$

$$l_{c \text{ calculer}} = 1.41 \times \left(1 - \frac{0.0035}{0.030}\right) = 1.24$$

1.01m > max(0.83, 0.375) (m) → condition vérifiée

Le tableau suivant résume les ferrailages verticaux des voiles du bloc 1.

Tableau 65: Ferrailage verticale des voiles Sous-sol (Bloc1)

Voile	L (m)	e (m)	N _d (KN)	M _u (KN.m)	M _s (KN.m)	S _t (m)	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	A _{1adop} (cm ²)	A _{2 adop} (cm ²)
V1	2.15	0.25	3168,1983	29,2157	17,3805	0.2	21,12	13,82	16T14 24.64	10T14 15.39
V2	2	0.25	2412,8738	48,4711	39,5244	0.2	18,51	6,39	14T14 21.56	6T14 9.24
V3	2.15	0.25	2371,5216	25,1582	16,1621	0.2	15,08	8,79	12T14 18.48	8T14 12.32
V4	2.15	0.25	3107,2419	22,0663	5,6225	0.2	23,89	18,37	10T14+9T12 25.57	14T14 21.56
V5	1.2	0.25	1847,949	5,5861	0,1023	0.2	6,09	4,69	6T14 9.24	6T14 9.24
V6	3	0.25	3792,844	18,6728	17,7853	0.2	23,18	18,51	10T14+9T12 25.57	14T14 21.56
V7	2.4	0.25	3308,7189	20,1878	0,6413	0.2	17,32	12,27	13T14 20.02	10T14 15.39
V8	2.4	0.25	1315,7913	13,8379	0,2429	0.2	9.32	5.86	9T14 13.85	6T14 9.24
V10	2.15	0.25	2838,7461	6,0044	8,3815	0.2	14,22	12,74	12T14 18.48	10T14 15.39
V11	3.1	0.25	2656,617	5,7541	18,4034	0.2	11,79	10,35	10T14 15.39	10T14 15.39
V12	2.15	0.25	2731,7142	3,9146	15,9615	0.2	12,51	11,51	10T14 15.39	10T14 15.39
V13	2	0.25	2365,715	21,0273	37,2244	0.2	14,49	9,24	12T14 18.48	9T14 13.85
V14	1.65	0.25	2597,8486	0,8288	6,5919	0.2	10,45	10,23	10T14 15.39	10T14 15.39
V15	2	0.25	3045,7264	27,394	48,2365	0.2	19,36	12,51	15T14 23.1	10T14 15.39
V16	2.15	0.25	2425,3904	21,5097	43,3498	0.2	10,87	5,50	10T14 15.39	6T14 9.24
V17	2	0.25	4548,267	6,9816	3,6865	0.2	17,88	16,13	13T14 20.02	12T14 18.48
V18	1.2	0.25	1986,3596	6,4018	2,5794	0.2	14,56	12,69	12T14 18.48	10T14 15.39
V19	1.25	0.25	2656,2826	23,5716	17,9038	0.2	14,02	8,12	12T14 18.48	8T14 12.32
V20	2.15	0.25	3537,3971	17,1123	7,2225	0.2	15,37	11,09	12T14 18.48	10T14 15.39
V21	4.45	0.25	2991,5368	23,7837	19,002	0.2	18,24	12,28	15T14 23.1	8T16 16.08
V22	2.15	0.25	2310,492	21,7184	15,9613	0.2	16,10	10,67	13T14 20.02	9T14 13.85
V23	2	0.25	2656,3316	39,3083	41,2871	0.2	15,98	6,15	12T14 18.48	6T14 9.24
V24	2.15	0.25	2253,6473	18,2416	10,7378	0.2	14,96	10,39	12T14 18.48	9T14 13.85

Le tableau suivant résume les ferrailages horizontaux des voiles du bloc 1

Tableau 66: Ferrailage horizontale des voiles Sous-sol (Bloc1).

Voile	Z(m)	\bar{V} (KN)	A_h calculer cm^2	A_h adopter cm^2
V1	1.75	370.70	0.84	1T12=1.13
V2	1.6	139.45	0.34	1T10=0.79
V3	1.75	210.74	0.48	1T10=0.79
V4	1.75	302.62	0.69	1T10=0.79
V5	0.8	35.154	0.17	1T10=0.79
V6	2.5	116.53	0.18	1T10=0.79
V7	2	209.79	0.41	1T10=0.79
V8	2	211.79	0.42	1T10=0.79
V10	1.75	335.74	0.76	1T10=0.79
V11	2.6	420.29	0.64	1T10=0.79
V12	1.75	500.23	0.11	1T10=0.79
V13	1.6	247.01	0.61	1T10=0.79
V14	1.25	264.19	0.84	1T12=1.13
V15	1.6	211.38	0.52	1T10=0.79
V16	1.75	260.03	0.59	1T10=0.79
V17	1.6	126.74	0.31	1T10=0.79
V18	0.8	141.56	0.70	1T10=0.79
V19	0.85	147.56	0.69	1T10=0.79
V20	1.75	331.07	0.75	1T10=0.79
V21	3.75	1445.37	1.54	2T10=1.57
V22	1.75	396.24	0.9	1T12=1.13
V23	1.6	207.95	0.51	1T10=0.79
V24	1.75	260.27	0.59	1T10=0.79

Le tableau suivant représente la vérification du cisaillement des voiles du bloc 1

Tableau 67: Vérification de cisaillement (Bloc1).

Voile	b_w (m)	d (m)	\bar{V} (KN)	τ_b (MPA)	$0.2f_{c28}$ (MPA)	Obs.
V1	0.25	3.15	370.70	0.47	5	CV
V2	0.25	3.15	139.45	0.17	5	CV
V3	0.25	3.15	210.74	0.26	5	CV
V4	0.25	3.15	302.62	0.38	5	CV
V5	0.25	3.15	35.154	0.04	5	CV
V6	0.25	3.15	116.53	0.14	5	CV
V7	0.25	3.15	209.79	0.26	5	CV
V8	0.25	3.15	211.79	0.27	5	CV
V10	0.25	3.15	335.74	0.42	5	CV
V11	0.25	3.15	420.29	0.53	5	CV
V12	0.25	3.15	500.23	0.63	5	CV
V13	0.25	3.15	247.01	0.31	5	CV
V14	0.25	3.15	264.19	0.33	5	CV
V15	0.25	3.15	211.38	0.26	5	CV
V16	0.25	3.15	260.03	0.33	5	CV
V17	0.25	3.15	126.74	0.16	5	CV
V18	0.25	3.15	141.56	0.17	5	CV
V19	0.25	3.15	147.56	0.18	5	CV
V20	0.25	3.15	331.07	0.42	5	CV
V21	0.25	3.15	1445.37	1.83	5	CV
V22	0.25	3.15	396.24	0.50	5	CV
V23	0.25	3.15	207.95	0.26	5	CV
V24	0.25	3.15	260.27	0.33	5	CV

2.2. Bloc 2

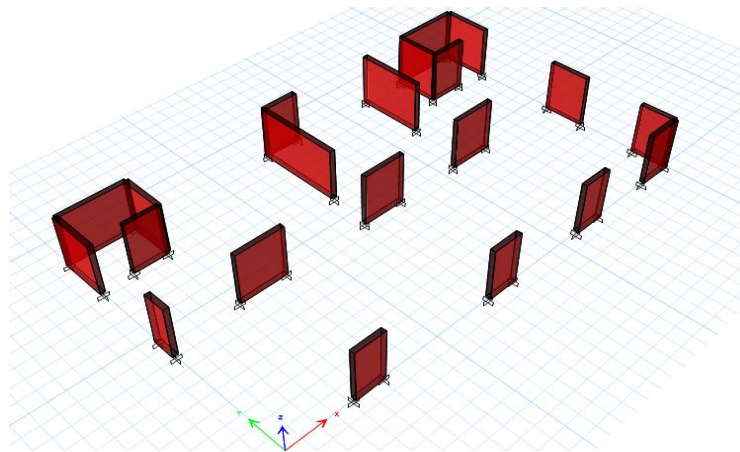


Figure 45 Vue en 3D de la disposition des voiles (Bloc2)

On va travailler sur le voile le plus favorable du bloc : Voile (17: sous-sol)

2.2.1. Vérification des conditions R.P.A2024

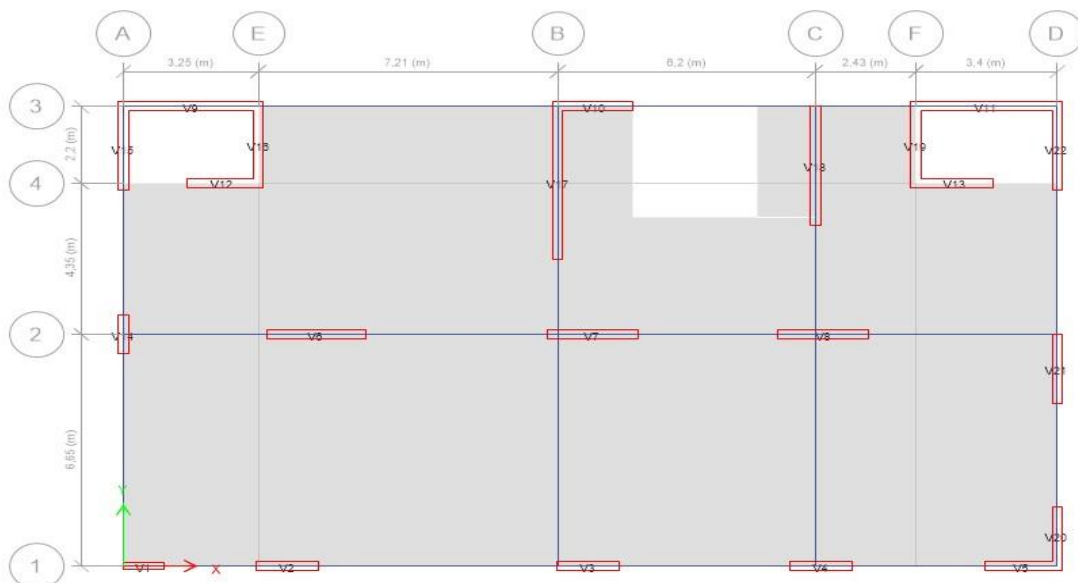


Figure 46: Numérotation des voiles (bloc2)

- Epaisseur et longueur du voile

$$b_w \geq \max(15\text{cm}, \frac{h_e}{20}) \quad \text{(Formule 7.10)}$$

$$l_w \geq \max(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1\text{m}) \quad \text{(Formule 7.9)}$$

h_e : La hauteur libre du niveau. [$h_e = 3\text{m}$]

$$b_w \geq \max\left(15\text{cm}, \frac{300}{20}\right) \rightarrow b_w \geq \max(15\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$b_w \geq 15\text{cm}$$

Donc, $b_w = 25\text{cm} \geq 15\text{cm}$ Condition vérifiée

$$l_w \geq \max\left(\frac{3}{3}, 4.0.25, 1\text{m}\right) \rightarrow l_w \geq \max(1, 1, 1\text{m})$$

$l_w \geq 1\text{m}$ Donc, $l_w = 4.4\text{m} \geq 1\text{m}$ Condition vérifiée.

- **Type du voile**

On a :

$$h_w = 31\text{m}$$

$$l_w = 4.4\text{m}$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{31}{4.4} = 7.04 \geq 2$$

Alors, le voile le plus favorable de notre bloc est : un voile élancé.

- **La hauteur critique h_{cr}**

$$h_{cr} = \max\left(4.4; \frac{31}{6}\right) \rightarrow h_{cr} = \max(4.4, 5.16)(\text{m})$$

$$h_{cr} = 5.16\text{m} \rightarrow 5.16\text{m} \leq \begin{cases} 8.8\text{m} \\ 6\text{m} \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2.2.2. Ferrailage des éléments de rives

- **La longueur critique l_c**

$$l_c \geq \max(0.15l_w ; 1.5b_w) \quad \text{(Formule 7.24)}$$

Et $b_c > 20\text{cm}$

Avec :

l_w : Longueurs du voile.

b_w : Largeure de l'âme du voile.

$$l_c \geq \max(0.15 \times 440 ; 1.5 \times 25)$$

$$l_c \geq \max(66 ; 37.5)(cm)$$

$$l_c \geq 66cm \rightarrow \text{Donc, on prend } l_c = 70cm$$

$$\text{Si ; } l_c < \max(2b_w ; 0.2l_w) \leftrightarrow b_c > \frac{h_e}{15}$$

$$l_c < \max(50 ; 88)(cm)$$

$$l_c = 70cm < 88cm$$

$$\text{Donc ; } b_c > \frac{300}{15} \rightarrow b_c > 20cm$$

$$\text{Alors, } b_c = 30cm \rightarrow b_c = 30cm > 20cm \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Dans notre cas notre voile est relié à une membrure raidisseur qui vérifie les conditions suivantes :

- **Épaisseur $b_f \geq \frac{h_e}{15}$:**

$$b_f \geq \frac{h_e}{15} \rightarrow b_f \geq \frac{300}{15}$$

$$b_f \geq 20cm$$

$$b_f = 30cm \geq 20cm \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Longueur $l_f \geq \frac{h_e}{5}$:**

$$l_f \geq \frac{h_e}{5} \rightarrow l_f \geq \frac{300}{5}$$

$$l_f \geq 60cm$$

$$l_f = 70cm. \geq 60cm \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Alors, tant que les conditions sont vérifiées, l'épaisseur de l'élément de rives confiné, b_c reste égale à b_w .

$$b_c = b_w = 25cm$$

• **Pourcentage d'armature longitudinale**

$$A_{zc} \geq 0.5\% b_c \cdot l_c$$

$$A_{zc} \geq 0.5\% (25) \cdot (70)$$

$$A_{zc} \geq 8.75cm^2$$

Le choix : 8T12=9.03 cm²

- **Espacement verticale**

$$S_t \leq \min(b_0/3 ; 12.5\text{cm} ; 6\phi_1) \quad \text{(Formule7.25)}$$

Avec :

ϕ_1 : Diamètre minimale des armatures longitudinales dans les éléments des rives en outre, doit: $\phi_1 \geq 12\text{mm}$.

$$S_t \leq \min(19/3 ; 12.5\text{cm} ; 6 \times 1.2)$$

$$S_t \leq \min(6.33 ; 12.5\text{cm} ; 7.2\text{cm})$$

$$S_t \leq 6.33\text{cm}$$

On prend ; $S_t = 5\text{cm}$

- **Armature transversale de confinement**

$$A_t \geq 0.09 \times S_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \quad \text{(Formule7.26)}$$

$$A_t \geq 0.3 \times S_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \frac{f_{c28}}{f_e} \quad \text{(Formule7.27)}$$

Avec :

$$A_g = l_c \times b_c \quad A_c = l_0 \times b_0 \quad l_0 = l_c - c \quad b_0 = b_c - c \quad \text{Avec : } c = 3\text{cm}$$

$$A_t \geq 0.09 \times 0.05 \times 0.19 \frac{25}{500} = 0.43\text{cm}^2$$

$$A_t \geq 0.3 \times 0.05 \times 0.19 \times \left(\frac{0.70 \times 0.25}{0.64 \times 0.19} - 1\right) \frac{25}{500} = 0.62\text{cm}^2$$

En prend : $1T10=0.79 \text{ cm}^2$

- **La longueur comprime des parties de rive l_c calculer**

$$l_c \text{ calculer} > \max(0.15l_w, 1.5b_w)$$

$$l_c \text{ calculer} = X_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}}\right) \quad \text{(Formule7.39)}$$

Avec : $\varepsilon_{cu} = 0.0035$

$$\varepsilon_{cu.c} = 0.0035 + 0.1\alpha\omega_{wd} \quad \text{(Formule7.38)}$$

– Calcule coefficient de confinement :

$$\alpha \begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0 h_0} \right) = 1 - \sum_{14} \left(\frac{0.14^2}{6 \times 0.19 \times 0.64} \right) = 0.62 \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) = \left(1 - \frac{0.05}{2 \times 0.19} \right) \left(1 - \frac{0.05}{2 \times 0.64} \right) = 0.83 \end{cases}$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0.514$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = 23 \quad \text{(Formule7.32)}$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volume des armature de confinement}}{\text{volume de noyau en beton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad \text{(Formule7.31)}$$

$$\omega_{wd} = \frac{(0.64 \times 2 + (0.19 + 0.19) \times 5) \times (0.5 \times 10^{-4} \times 60)}{0.64 \times 0.19 \times 3} \cdot \frac{500 \times 1.15}{25 \times 1} = 0.60$$

$$\varepsilon_{cu.c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.514 \times 0.60 = 0.034$$

$$X_u = (v_d \cdot \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} \quad \text{(Formule7.37)}$$

– Section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile :

$$A_{sv} = \left(\frac{4.4 - 1.4}{0.15} \times 0.79 \right) \times 2 = 31.6$$

– Calcul le pourcentage normalisé des armatures verticales d'âme ω_v :

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.096 \quad \text{(Formule7.34)}$$

*Calcul la position de l'axe neutre :

$$X_u = (0.1 \times 0.096) \cdot \frac{4.4 \times 0.25}{0.19} = 1.13$$

$$l_c \text{ calculer} = 1.13 \cdot \left(1 - \frac{0.0035}{0.034} \right) = 1.01 \text{ m}$$

$$1.01 \text{ m} > \max(0.66, 0.375) \text{ (m)} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le tableau suivant représente les ferrailages verticaux des voiles du bloc2

Tableau 68: Ferrailage verticale des voiles Sous-sol (Bloc2).

Voile	L (m)	e (m)	N _d (KN)	M _u (KN. m)	M _s (KN. m)	S _t (m)	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	A _{1adop} (cm ²)	A _{2 adop} (cm ²)
V1	1	0.25	1345.7	13,4263	8,7787	0.2	7,43	4,08	6T14 9.24	6T12 6.79
V2	1.5	0.25	2080.6	32,1419	21,9419	0.2	14,53	6,49	11T14 16.94	6T14 9.24
V3	1.5	0.25	2225.1	31,4105	25,4214	0.2	16,25	8,39	12T14 18.48	7T14 10.78
V4	1.5	0.25	1937.7	28,8813	22,0748	0.2	12,34	5,12	13T12 14.69	5T14 7.70
V5	1.7	0.25	2160.0	14,1942	7,5025	0.2	13,28	9,73	10T14 15.39	10T12 11.31
V6	2.4	0.25	3226.4	7,4853	9,8933	0.2	14,71	12,63	15T12 16.95	13T12 14.69
V7	2.2	0.25	3184.1	2,1029	15,5936	0.2	13,50	12,88	10T14 15.39	13T12 14.69
V8	2.2	0.25	2954.3	0,2888	12,8738	0.2	10,4	10,33	8T14 12.32	8T14 12.32
V9	3.2 5	0.25	3378.3	19,3861	1,2256	0.2	18,09	13,24	14T14 21.56	10T14 15.39
V10	1.5	0.25	2234.2	4,1494	1,0437	0.2	12,95	11,91	13T12 14.69	9T14 13.85
V11	3.4	0.25	2842.2	15,7952	1,4278	0.2	15,37	11,42	15T12 16.95	9T14 13.85
V12	1.7	0.25	1930.5	8,6124	2,0483	0.2	11,93	9,77	9T14 13.85	8T14 12.32
V13	1.8 5	0.25	1630.9	5,1032	3,2829	0.2	7,74	6,47	6T14 9.24	6T14 9.24
V14	1.1 0	0.25	1616.5	5,5125	5,067	0.2	6,23	7,62	6T14 9.24	6T14 9.24
V15	2.4	0.25	2684.8	12,1273	0,5711	0.2	12,94	9,92	13T12 14.69	8T14 12.32
V16	2.4	0.25	2427.7	8,8394	0,0099	0.2	13,74	11,53	10T14 15.39	8T14 12.32
V17	4.4	0.25	3980.5	31,4964	9,4044	0.2	18,28	10,4	14T14 21.56	10T12 11.31
V18	3.4	0.25	2159.5	49,9266	21,1302	0.2	15,53	3,04	12T14 18.48	5T12 5.65
V19	2.4	0.25	2065.0	9,2502	0,2864	0.2	9,26	6,95	10T12 11.31	7T12 7.92
V20	1.7	0.25	2043.9	16,9786	6,1307	0.2	9,96	5,72	10T12 11.31	5T14 7.70
V21	2	0.25	1984.1	30,5376	14,4209	0.2	10,91	3,28	9T14 13.85	5T12 5.65
V22	2.4	0.25	2794.5	14,2941	1,5895	0.2	14,58	11,01	11T14 16.94	12T12 13.56

Le tableau suivant représente les ferrailages horizontaux des voiles du bloc2

Tableau 69: Ferrailage horizontale des voiles Sous-sol (Bloc2)

Voile	Z(m)	\bar{V} (KN)	A_h calculer cm^2	A_h adopter cm^2
V1	0.6	35.40	0.23	1T10=0.79
V2	1.1	120.24	0.43	1T10=0.79
V3	1.1	82.95	0.30	1T10=0.79
V4	1.1	95.85	0.34	1T10=0.79
V5	1.3	221.27	0.68	1T10=0.79
V6	2	212.45	0.42	1T10=0.79
V7	1.8	157.26	0.34	1T10=0.79
V8	1.8	174.27	0.38	1T10=0.79
V9	2.75	531.63	0.77	1T10=0.79
V10	1.1	140.65	0.51	1T10=0.79
V11	2.85	454.4	0.63	1T10=0.79
V12	1.3	128.66	0.39	1T10=0.79
V13	1.45	128.74	0.35	1T10=0.79
V14	0.7	32.80	0.18	1T10=0.79
V15	2	323.59	0.64	1T10=0.79
V16	2	361.42	0.72	1T10=0.79
V17	3.7	484.91	0.52	1T10=0.79
V18	2.85	201.48	0.28	1T10=0.79
V19	2	257.08	0.51	1T10=0.79
V20	1.3	198.35	0.61	1T10=0.79
V21	1.6	124.81	0.31	1T10=0.79
V22	2	245.15	0.49	1T10=0.79

Tableau 70: Vérification de cisaillement (Bloc2)

Voile	b_w (m)	d(m)	\bar{V} (KN)	τ_b (MPA)	$0.2f_{c28}$ (MPA)	Obs.
V1	0.25	3.15	35.40	0.04	5	CV
V2	0.25	3.15	120.24	0.15	5	CV
V3	0.25	3.15	82.95	0.10	5	CV
V4	0.25	3.15	95.85	0.12	5	CV
V5	0.25	3.15	221.27	0.28	5	CV
V6	0.25	3.15	212.45	0.26	5	CV
V7	0.25	3.15	157.26	0.19	5	CV
V8	0.25	3.15	174.27	0.22	5	CV
V10	0.25	3.15	531.63	0.67	5	CV
V11	0.25	3.15	140.65	0.17	5	CV
V12	0.25	3.15	454.4	0.57	5	CV
V13	0.25	3.15	128.66	0.16	5	CV
V14	0.25	3.15	128.74	0.16	5	CV
V15	0.25	3.15	32.80	0.04	5	CV
V16	0.25	3.15	323.59	0.41	5	CV
V17	0.25	3.15	361.42	0.45	5	CV
V18	0.25	3.15	484.91	0.61	5	CV
V19	0.25	3.15	201.48	0.25	5	CV
V20	0.25	3.15	257.08	0.32	5	CV
V21	0.25	3.15	198.35	0.25	5	CV
V22	0.25	3.15	124.81	0.15	5	CV
V23	0.25	3.15	245.15	0.31	5	CV

2.2.3. Schéma de ferrailage du voile 9

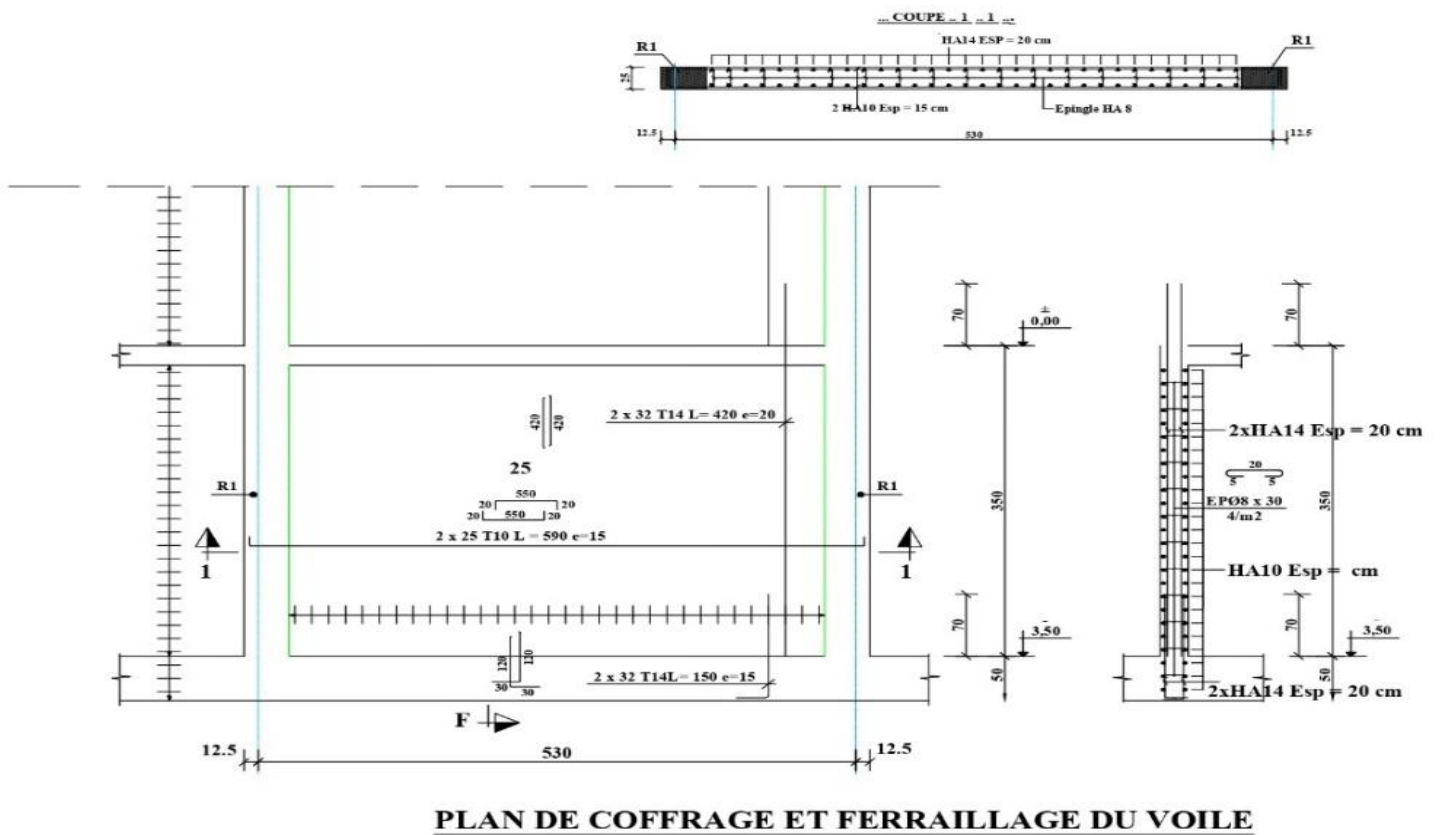


Figure 47: Plans de coffrage et Ferrailage du voile9 (Bloc1)

Conclusion

Les éléments structuraux contribuent à la résistance et la solidité de la structure. Un très bon dimensionnement permet de résister aux charge et garantie la stabilité de la structure.

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

Introduction

L'infrastructure, qui constitue la partie enterrée de la structure, joue un rôle fondamental dans la transmission des charges de la superstructure vers le sol. Elle comprend des éléments tels que les fondations (superficielles ou profondes), les murs de soutènement et le radier général. Ces composants essentiels assurent la stabilité globale de l'ouvrage en répartissant uniformément les sollicitations sur le terrain d'assise.

Conformément aux normes en vigueur, l'infrastructure doit être dimensionnée pour résister aux poussées des terres, adapter sa configuration à la capacité portante du sol, et inclure des protections contre les remontées capillaires. Sa conception rigoureuse garantit la pérennité de l'ensemble de la structure.

1. Choix du type de fondation

La fondation constitue une partie essentielle de l'infrastructure. Elle a pour rôle principal de transmettre les charges de la structure vers le sol. Il en existe plusieurs types, notamment les semelles, le radier, les pieux et les puits.

Le choix de type dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain.
- La charge totale transmise au sol.
- Les considérations économiques.
- La facilité de mise en œuvre.

Dans le cadre de ce projet, nous avons opté pour une fondation superficielle couvrant l'intégralité de l'emprise de la structure, appelée radier général.

Ce radier consiste en une dalle épaisse en béton armé qui s'étend sous toute la surface du bâtiment. Ce type de fondation est particulièrement adapté lorsque le sol présente une faible capacité portante ou lorsque les charges de la structure doivent être réparties sur une large surface.

2. Rapport géotechnique

Selon le rapport fourni par le laboratoire des travaux publique de L'Ouest, SPA (L.T.P.O) le sole d'assise du projet est de nature meuble.

La contrainte admissible du sol est estimée à : $\sigma_{\text{sol}} = 3$ bars.

3. Pré-dimensionnement

3.1. Épaisseur du radier « h_d »

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec :

h_d :Épaisseure de la dalle.

L_{max} :Distance maximale entre deux fils successifs. $L_{\text{max}} = 7.05\text{m}$

$$h_d \geq \frac{7.05}{20} \rightarrow h_d \geq 0.3525\text{m}$$

On prend : $h_d = 70\text{cm}$

3.2. Épaisseur de la nervure « h_N » :

$$h_N \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$$h_N \geq \frac{7.05}{10} \rightarrow h_N \geq 0.705\text{m}$$

On prend $h_N = 85\text{cm}$

3.3. Débordement « D » :

$$D \geq \max\left(\frac{h_N}{2}, 30\text{cm}\right)$$

$$D \geq \max\left(\frac{85}{2}, 30\text{cm}\right) \rightarrow D \geq \max(42.5, 30\text{cm})$$

On prend $D=50\text{cm}$

3.4. Vérification de la contrainte du sol « σ_{sol} » :

On a une capacité portante de $\sigma_{sol} = 3\text{Bar}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\sigma_{bi} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

- $\sigma_{b1} = Z_{\max} \times K$
- $\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r}$

Avec :

Z_{\max} : Déplacement maximum « U_z » a ELS obtenue par le logiciel SAFE.

F_z : Réaction totale de la structure a L'ELS obtenue par le logiciel SAFE.

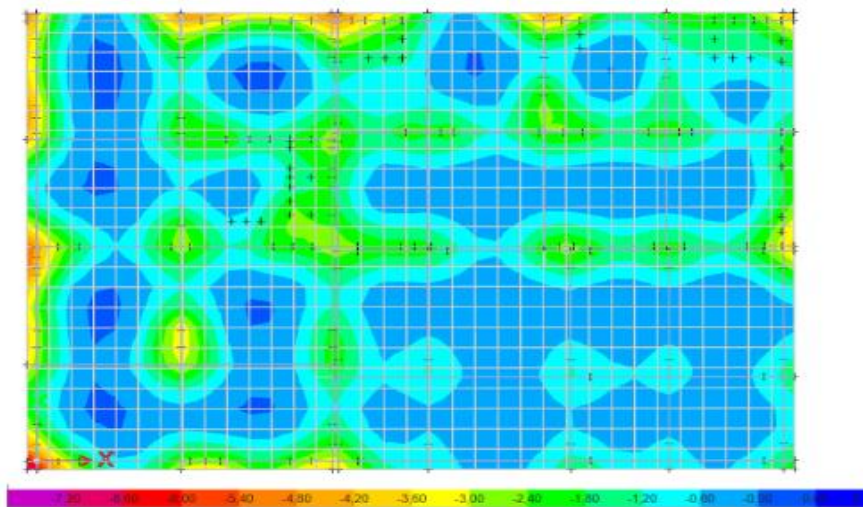


Figure 48 : Valeur du diagramme des contraintes de sol en KPA

K: Coefficient de ballaste « Coefficient de la raideur du sol »

S_r : Surface du radier.

$$K = 120\text{MN/m}^3$$

$$S_r = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{batiment}} = 39.1 \times 27 = 1055.7\text{m}^2$$

$$S_{\text{débord}} = (39.1 \times 0.5 + 27 \times 0.5) \times 2$$

$$S_{\text{débord}} = 66.1\text{m}^2$$

$$S_r = 1055.7 + 66.1$$

$$S_r = 1121.8\text{m}^2$$

$$Z_{\text{max}} = 0.01025\text{m}$$

$$F_z = 165811.61\text{KN}$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = Z_{\text{max}} \times K = 0.01025 \times 120 = 1.23\text{Bar} \leq 3\text{Bar} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} = \frac{165811.61}{1121.8} = 1.48\text{Bar} \leq 3\text{Bar} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.5. Vérification au poinçonnement

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

BAEL91 (Article A.5.2, 42)

Avec :

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de radier

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

Avec : $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\gamma_b = 1.5$

Le voile le plus sollicité $P_u = 2769.99\text{KN}$

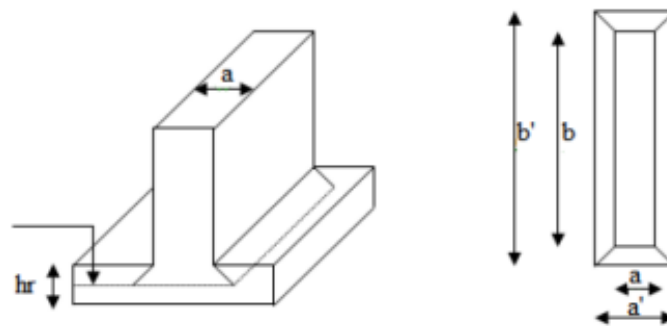


Figure 49: Dimension du radier

$$U_c = 2(a' + b')$$

$$a' = a + h_r$$

$$a' = 0.25 + 0.70 = 0.95\text{m}$$

$$b' = b + h_r$$

$$b' = 1 + 0.70 = 1.70\text{m}$$

$$U_c = 2(0.95 + 1.70) = 5.3\text{m}$$

$$P_u \leq 0.045 \times 5.3 \times 0.70 \times \frac{25000}{1.5} \rightarrow P_u = 2769.99\text{KN} \leq 2782.5\text{KN} \text{ condition vérifiée.}$$

4. Détermination des moments et effort tranchant

Les moments fléchissant sont obtenus à l'aide du logiciel SAFE

4.1. Moment et effort tranchants du radier

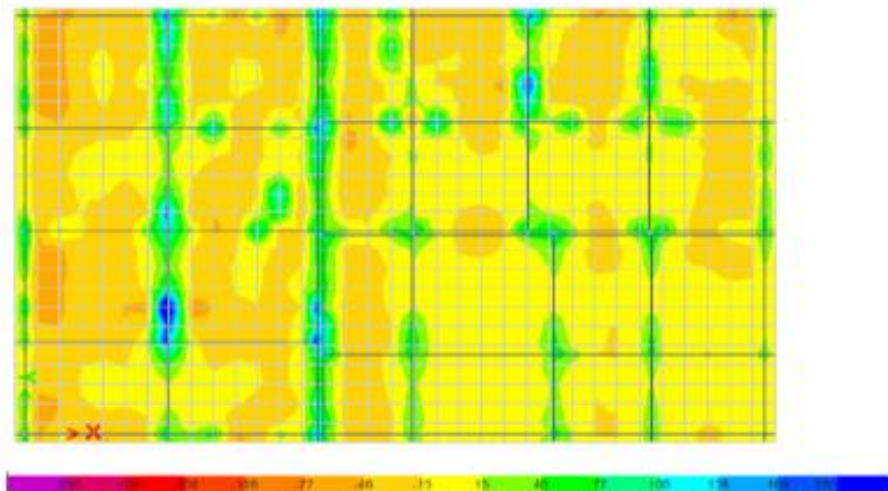


Figure 50 : diagramme des moments de la dalle à L'ELU dans le sens x

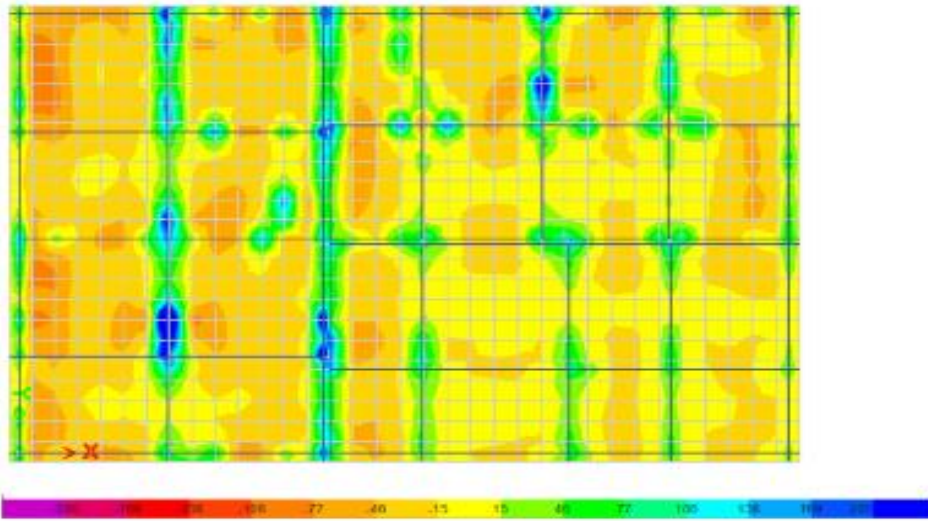


Figure 51: diagramme des moments de la dalle a L'ELU dans le sens y

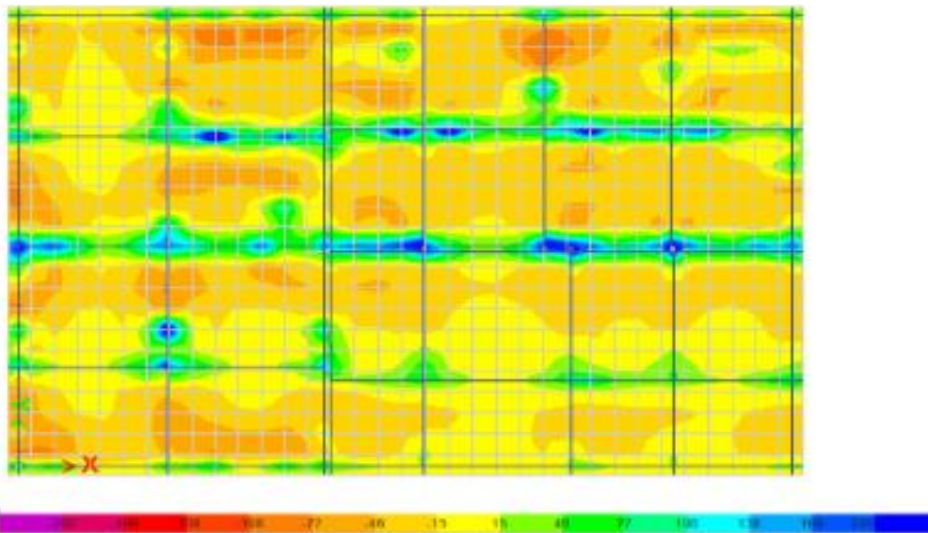


Figure 52: diagramme des moments de la dalle a L'ELS dans le sens x

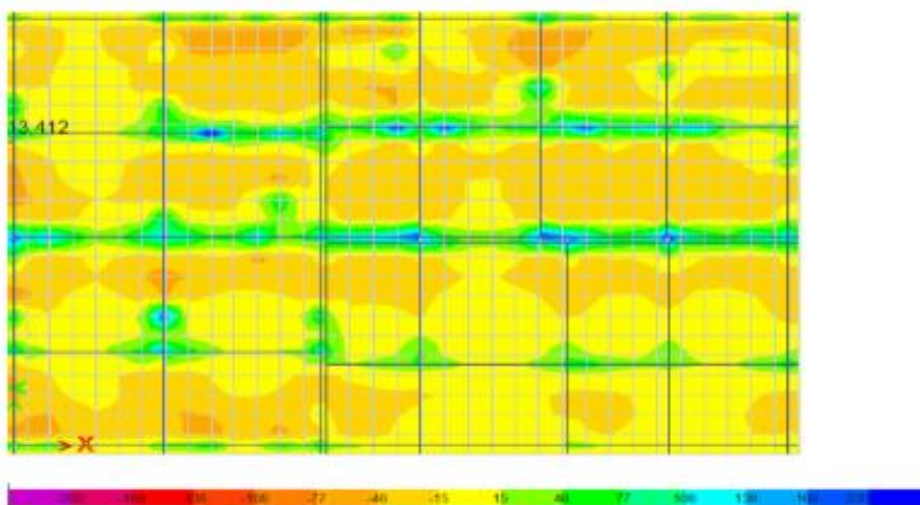


Figure 53: diagramme des moments de la dalle a L'ELS dans le sens y

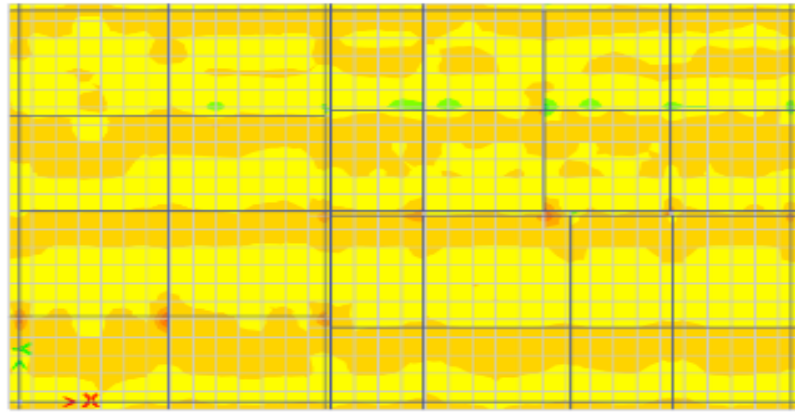


Figure 54: diagramme effort tranchants à la dalle

4.2. Moment et effort tranchants de la nervure

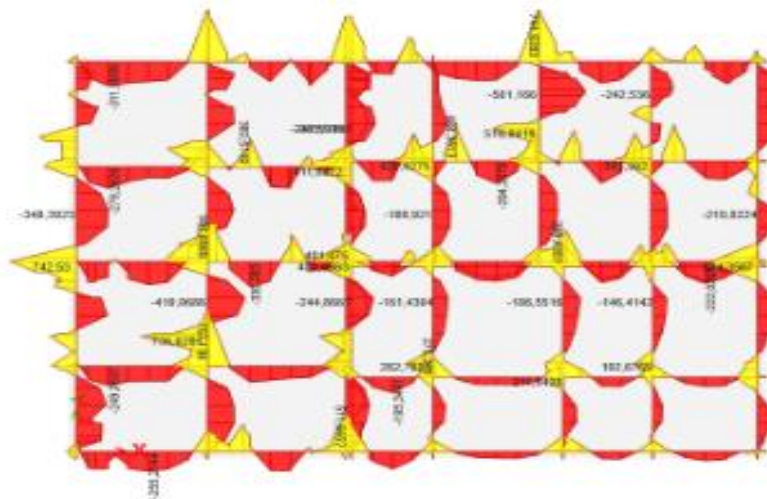


Figure 55: diagramme des moments de la nervure a ELU

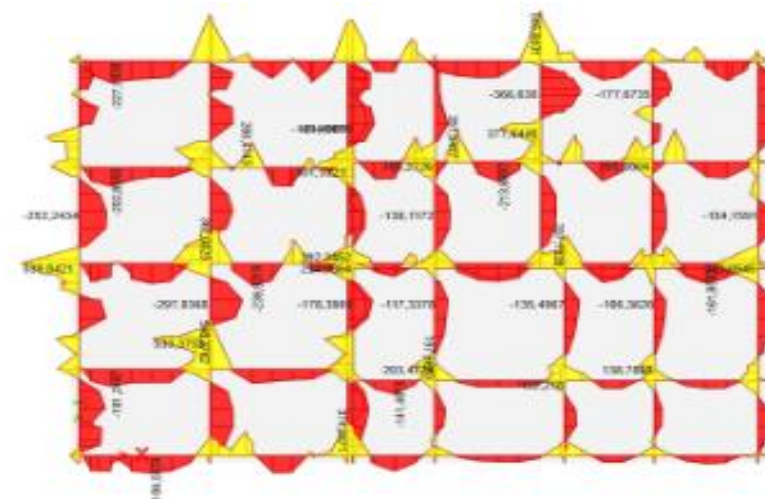


Figure 56: diagramme des moments de la nervure a Els

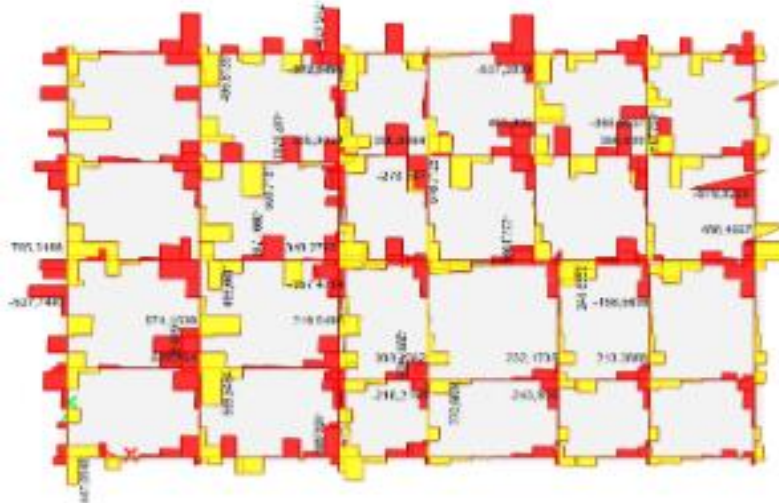


Figure 57: diagramme effort tranchant de la nervure

Le tableau suivant résume les moments utilisés dans les deux sens :

Tableau 71: Moment fléchissant du radier et nervure à ELU et ELS

		ELU		ELS	
		M_x (KN. m)	M_y (KN. m)	M_x (KN. m)	M_y (KN. m)
Dalle	Travée	541.281	513.426	393.547	374.605
	Appuis	126.55	136.96	92.555	100.084
Nervure	Travée	742.53	757.13	539.84	548.37
	Appuis	501.166	330.28	366.638	239.93

5. Calcule de ferrailage de la dalle à ELU

Le calcule se fait à la flexion simple avec une section de $(0.7 \times 1)m^2$, dans les deux directions (x et y).

5.1. Suivant (X-X)

5.1.1. En travée

$$M_t = 541.281 \text{KN.m} \quad d=0.63\text{m} \quad d' = 0.070\text{m} \quad f_{bc} = 14.17\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = 0.0962 < 0.372 \quad \text{Section simple armature (A}_{sc}=0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.126$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,598m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 20,81cm^2$$

$$\text{Le choix : } 9T20+6T12=35,06cm^2$$

$$A_{sc}' = 3T12 = 3,39cm^2$$

$$A_{min} = 0,5\%bh = 35cm^2$$

$$A_{max} = 4\%bh = 280cm^2$$

$$A_{min} \leq A_{st} + A_{sc} \leq A_{max} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_s \geq \max(7; 6,08cm^2) \rightarrow 35,06cm^2 \geq 7cm^2 \text{ C.V}$$

Les résultats résumés au tableau suivant :

Tableau 72: Ferrailage de la dalle en travée suivant (x-x)

Moment KN .m	$A_{st}(cm^2)$	A_{st} adoptée (cm^2)	Choix des barres
541.281	20.81	35.06cm ²	9T20+6T12

5.1.2. En appuis

Les résultats résumés au tableau suivant :

Tableau 73: Ferrailage de la dalle en appuis suivant (x-x)

Moment KN .m	$A_{st}(cm^2)$	A_{st} adoptée (cm^2)	Chois des barres
126.55	4.69	9.24	6T14

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow 9,24cm^2 \geq \max(7; 6,08cm^2) \text{ C.V}$$

5.2. Suivant (Y-Y)

5.2.1. En travée

Les résultats résumés au tableau suivant :

Moment KN .m	$A_{st}(cm^2)$	A_{st} adoptée (cm^2)	Chois des barres
513.426	19.68	33.96	10T16+9T14

- Vérification condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow 33.96 cm^2 \geq \max(7; 6.08 cm^2) \quad C.V$$

5.2.2. En appuis

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau 74: Ferrailage de la dalle en appuis suivant (y-y)

Moment KN .m	$A_{st}(cm^2)$	A_{st} adoptée (cm^2)	Chois des barres
136.96	5.08	9.24	6T14

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow 9.24 cm^2 \geq \max(7; 6.08 cm^2) \quad C.V$$

6. Vérification a ELS

- Vérification de la contrainte du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
- Vérification des contraintes d'acier : σ_{st} et $\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st}$

Le tableau suivant résume les vérifications en appuis et en travée suivant (x-x) :

Tableau 75: Vérification des contraintes suivant (x-x)

	M_x (KN. m)	A_{st} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{sc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	393.547	35.06	6.68	200.54	66.91	15	201.63	C.V
Appuis	92.555	9.24	2.63	169	16.28	15	201.63	C.V

Le tableau suivant résume les vérifications en appuis et en travée suivant (y-y) :

Tableau 76: Vérification des contraintes suivant (y-y)

	M_x (KN. m)	A_{st} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{sc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	374.605	33.96	6.42	196.92	63.78	15	201.63	C.V
Appuis	100.084	9.24	2.85	183.52	17.60	15	201.63	C.V

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à ELS.

7. Vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \tau_1$$

Donc ; $\tau_1 = \min(0.15. f_{c28} / \gamma_b, 4\text{MPa}) \rightarrow$ fissuration préjudiciable

- **Poutre principale (25×50)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Avec :

$$T_u = 321.205\text{KN} = 0.321205\text{MN}$$

$$\tau_u = \frac{0.321205}{1 \times 0.63} = 0.51\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.51\text{MPa} \leq \tau_1 = 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

8. Calcule de l'espacement

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(56.7 ; 40\text{cm})$

En prend $S_t = 35\text{cm}$

9. Calcule du ferrailage de la nervure

Le calcule se fait à la flexion simple avec une section de $(0.5 \times 0.85) \text{m}^2$ dans les deux directions (x et y).

9.1. Suivant (X-X)

9.1.1. En travée

Le tableau suivant résume le ferrailage adopté.

Tableau 77: Ferrailage de la nervure en travée suivant (x-x)

Moment KN .m	$A_{st}(\text{cm}^2)$	A_{st} adoptée (cm^2)	Chois des barres
742.53	24.75	41.47	10T20+5T16

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow 43.96 \text{cm}^2 \geq \max(4.25; 3.70 \text{cm}^2) \quad \text{C.V}$$

9.1.2. En appuis

Le tableau suivant résume le ferrailage adopté.

Tableau 78: Ferrailage de la nervure en appuis suivant (x-x)

Moment KN .m	$A_{st}(\text{cm}^2)$	A_{st} adoptée (cm^2)	Chois des barres
501.166	16.00	28.14	14T16

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow 28.14 \text{cm}^2 \geq \max(4.25; 3.70 \text{cm}^2) \quad \text{C.V}$$

9.2. Suivant (Y-Y) :

9.2.1. En travée :

Le tableau suivant résume le ferrailage adopté.

Tableau 79: Ferrailage de la nervure en travée suivant (Y-Y)

Moment KN .m	$A_{st}(cm^2)$	A_{st} adoptée (cm^2)	Chois des barres
757.13	25.23	43.96	14T20

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow 43.96 cm^2 \geq \max(4.25; 3.70 cm^2) \quad C.V$$

9.2.2. En appuis

Le tableau suivant résume le ferrailage adopté.

Tableau 80: Ferrailage de la nervure en appuis suivant (Y-Y)

Moment KN .m	$A_{st}(cm^2)$	A_{st} adoptée (cm^2)	Chois des barres
330.28	10.39	18.10	9T16

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow 18.10 cm^2 \geq \max(4.25; 3.70 cm^2) \quad C.V$$

10. Vérification à ELS

- **Vérification de la contrainte du béton** : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
- **Vérification des contraintes d'aciers** : σ_{st} et $\sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{st}$

Le tableau suivant résume les vérifications en appuis et en travée suivant (x-x) :

Tableau 81: Vérification des contraintes suivant (x-x)

	$M_x(KN.m)$	$A_{st}(cm^2)$	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{sc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	539.84	41.47	10.01	198.65	111.38	15	201.63	C.V
Appuis	366.638	28.14	7.68	194.46	80.48	15	201.63	C.V

Le tableau suivant résume les vérifications en appuis et en travée suivant (y-y) :

Tableau 82: Vérification des contraintes suivant (y-y)

	M_x (KN. m)	A_{st} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{sc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	548.37	43.96	9.99	191.02	111.97	15	201.63	C.V
Appuis	239.93	18.10	5.86	193.36	56.61	15	201.63	C.V

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à ELS.

11. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \tau_1$$

Donc ; $\tau_1 = \min(0.15. f_{c28} / \gamma_b, 4\text{MPa}) \rightarrow$ fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Avec :

$$T_u = 878.0225\text{KN} = 0.8780225\text{MN}$$

$$\tau_u = \frac{0.8780225}{0.5 \times 0.765} = 2.25\text{MPa} \leq \tau_1 = 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

12. Ferrailage transversale :

A_t : Ferrailage transversale.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{Lmin}\right)$$

ϕ_1 : Diamètre minimale des barres longitudinales.

$$\phi_t \leq \min(24, 50, 12)(\text{mm})$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

- Choix des sections :

$$A_t = n. A_{brin}$$

$$A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$$

Répartition suivant le RPA2024 :

- La longueur critique de la poutre l' :

$$l' = 1.5h = 1.5 \times 85$$

$$l' = 127.5\text{cm}$$

- **Zone Nodale :**

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\text{min}}\right)$$

$$S' \leq \min(21.25; 14.4)(\text{cm})$$

$$S' \leq 14.4\text{cm}$$

$$S' = 10\text{cm}$$

$$10\text{cm} \leq 42.5\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Zone courante :**

$$S \leq \frac{h}{2} \rightarrow S \leq 42.5\text{cm}$$

Donc, On prend : $S=20\text{cm}$

Schéma de ferrailage

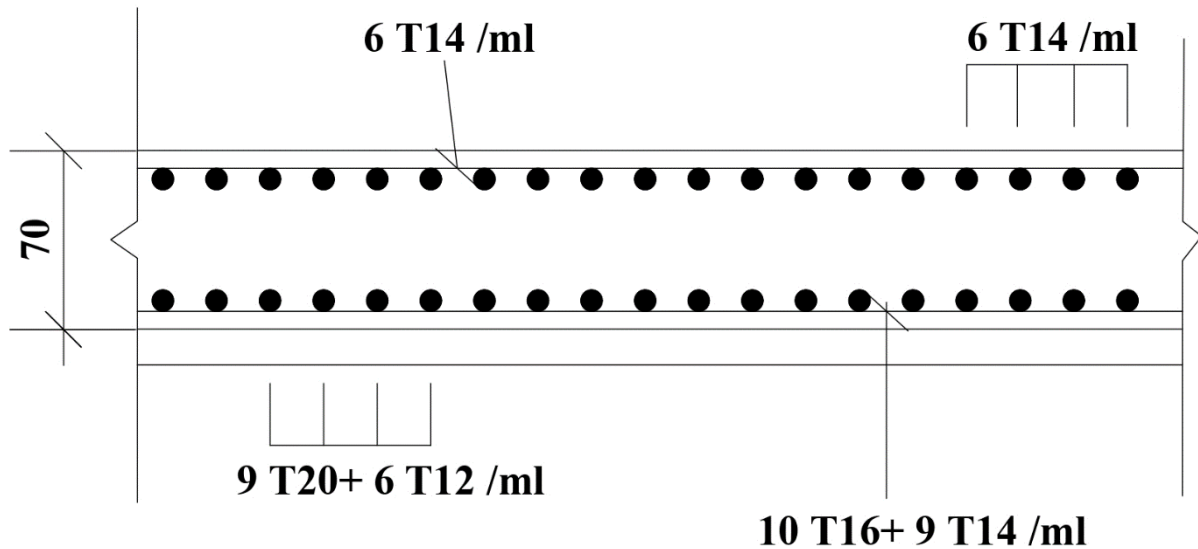
Ferrailage du Radier Selon les deux sens

Figure 58: Exemple de coupe de ferrailage de radier

Conclusion

Ce chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure du bâtiment, avec un focus particulier sur le radier général. L'analyse a été réalisée en prenant en considération les propriétés du sol, les charges issues de la superstructure ainsi que les normes techniques en vigueur. L'objectif principal est d'assurer une transmission optimale des efforts au sol, tout en garantissant la stabilité, la sécurité et le respect des exigences parasismiques.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce mémoire a démontré le rôle central de l'ingénieur structure dans la conception et le dimensionnement des éléments porteurs d'un bâtiment, essentiels pour assurer sa stabilité, sa sécurité et sa durabilité sur l'ensemble de son cycle de vie. À travers ce projet de fin d'études, nous avons pu mettre en pratique les connaissances théoriques développées lors de notre master en génie civil, en les appliquant à l'analyse et à l'optimisation d'un ouvrage réel.

Notre étude approfondie a mis en évidence le caractère déterminant de l'analyse structurelle préliminaire dans la conception parasismique, permettant d'atteindre un équilibre optimal entre performance technique et rentabilité économique. L'examen détaillé du projet a spécifiquement révélé que :

- La disposition optimale des voiles structurels influence plus significativement le comportement sismique que leur simple quantité.
- La solution architecturale retenue présente des performances remarquables à plusieurs niveaux :
 - Participation massique équilibrée
 - Répartition optimale des efforts sismiques
 - Périodes de vibration maîtrisées
 - Contrôle efficace des déplacements latéraux
- Cette approche permet d'obtenir une excellente résistance aux séismes tout en réalisant des économies substantielles sur les quantités de béton et d'acier.

Les résultats obtenus confirment qu'une conception intelligente prime sur le simple dimensionnement quantitatif, offrant ainsi le double avantage d'une meilleure performance structurelle et d'une réduction des coûts de construction.

En conclusion, ce travail renforce notre conviction que l'ingénieur en structure doit concilier rigueur technique et efficacité économique pour concevoir des bâtiments sûrs, durables et performants. Il démontre également que l'analyse structurelle approfondie constitue la clé d'une conception optimale, où chaque élément contribue à la fois à la performance globale et à l'économie de moyens.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] BAEL 91 Révisé 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, Eyrolles, Paris, 1999.
- [2] ABDERRAHMANE B., MOHAMED AMINE Y., Étude structurelle d'un bâtiment voile-dalle (R+9) à usage d'habitation, Mémoire de Master en Génie Civil, Faculté de Technologie, Université Abou Bekr Belkaïd, Tlemcen, 2017/2018, pp. 3–4.
- [3] CBA 93, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, Centre National de la Construction, Alger, 1993.
- [4] DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation, Ministère de l'Habitat, Alger.
- [5] RPA 2024, Règlement Parasismique Algérien, Ministère de l'Habitat, Alger, 2024.
- [6] KATIA M., LEILA M., Conception et dimensionnement d'un bâtiment en béton armé (R+8+SS) en zone sismique, Mémoire de Master en Génie Civil, École Nationale Polytechnique, 2016.
- [7] ZOUBEIDA IMEN B., Étude d'un bâtiment (R+8) en béton armé à usage d'habitation, Mémoire de Master en Génie Civil, Faculté des Sciences de l'Ingénierat, Université Badji Mokhtar, Annaba, 2020/2021, p. 32.
- [8] MEGNOUNIF A., Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), Université de Tlemcen, 2024. Disponible sur : consulté le 24 juin 2025.
- [9] HAMDAOUI K., Conception parasismique des structures, Cours de Génie Parasismique, Université Abou Bekr Belkaïd, Tlemcen, 2024–2025.
- [10] HOUTI F. I., Étude des éléments secondaires – Béton armé, Travaux Dirigés, Université Abou Bekr Belkaïd, Tlemcen, 2023–2024.
- [11] OMAR B., LAHCEN C., Étude d'un bâtiment (R+15+2SS+2ES) par des voiles en béton armé, Mémoire de Master en Génie Civil, École Nationale Polytechnique, 2017.

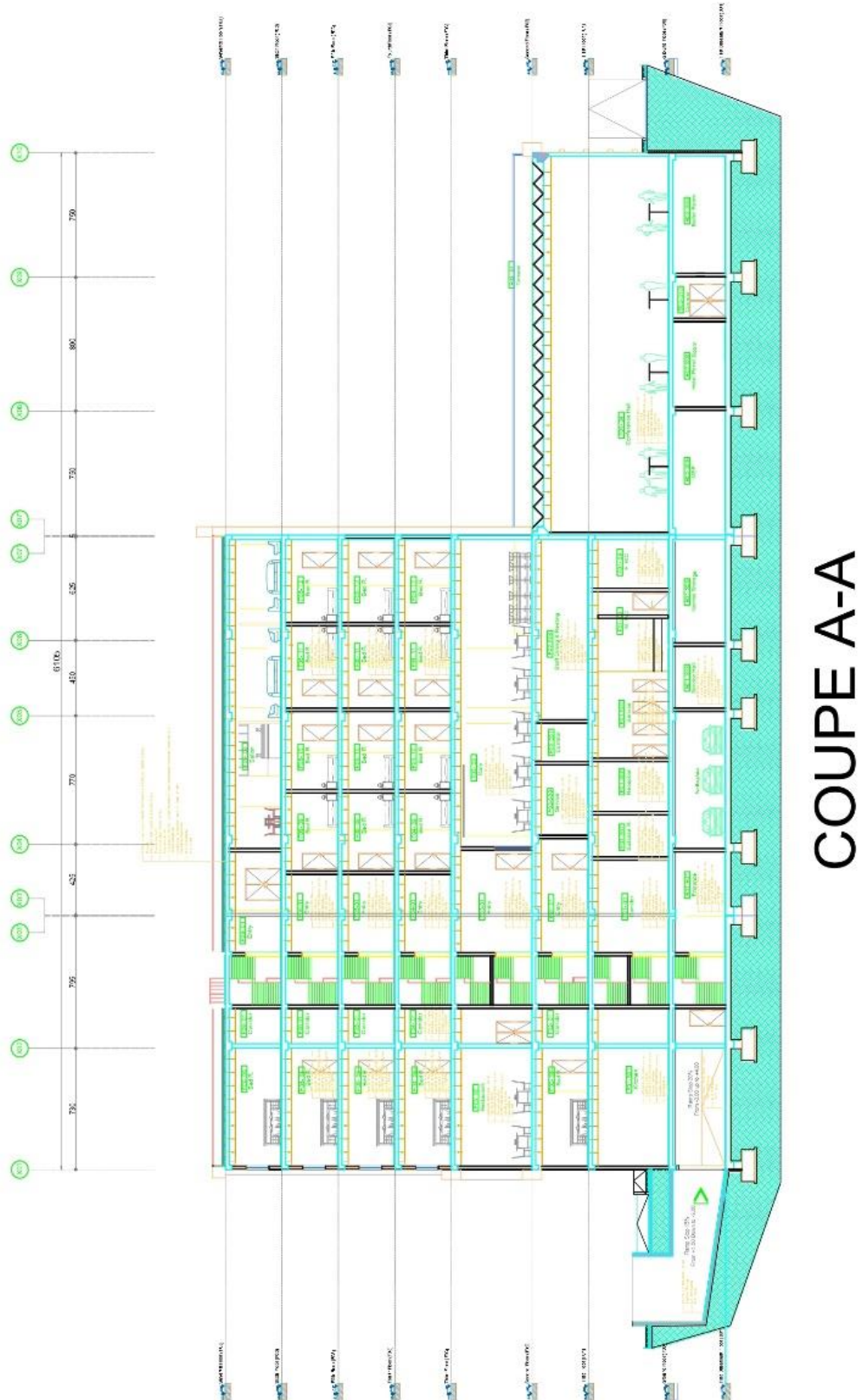
[12] SOUNDESS C., Étude d'un bâtiment (R+4) en béton armé à usage d'habitation, Mémoire de Master en Génie Civil, Faculté des Sciences de l'Ingénierat, Université Badji Mokhtar, Annaba, 2020/2021.

Logiciel utilisé :

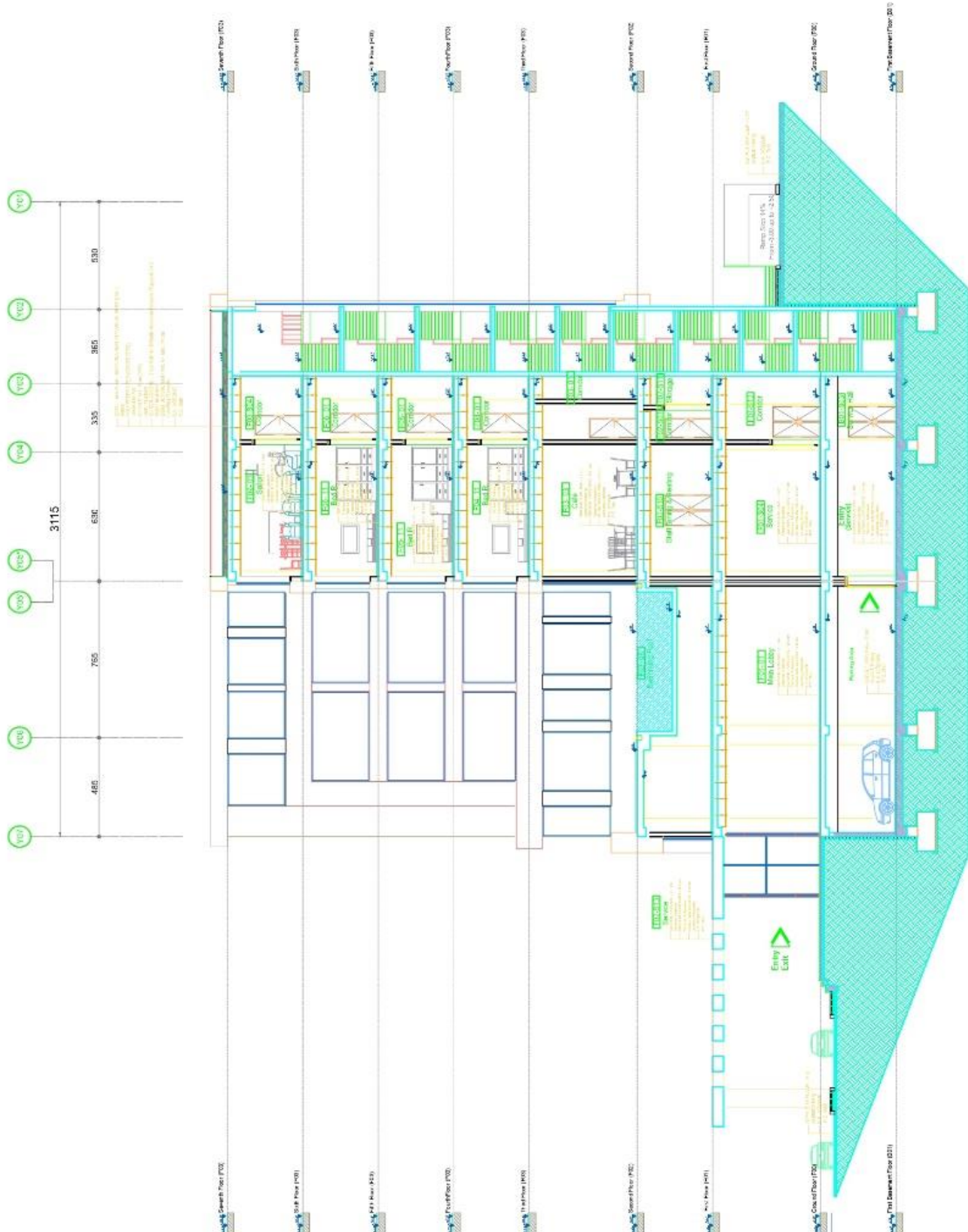
- SAP2000
- ETABS
- SAFE
- AutoCAD 2022
- Microsoft Word2013

Annexes

Annexe 2: Plan de position coup A-A

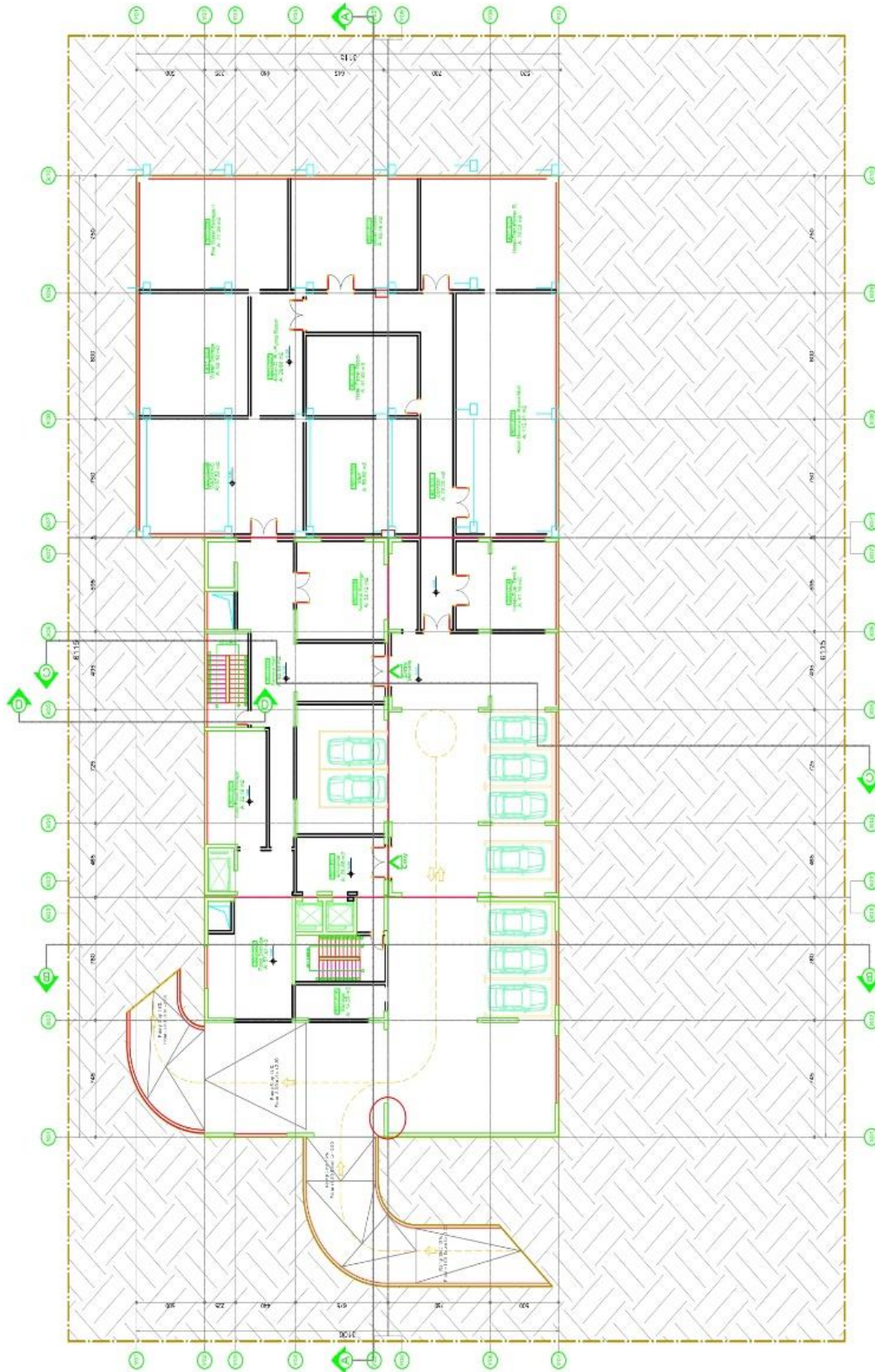


Annexe 4: Plan de position coup C-C



COUPE C-C

Annexe 5: Plan sous-sol



PLAN DU SOUS-SOL NIVEAU -3.00 m

Annexe 7: Plan 1er étage



PLAN DU 1 ETAGE NIVEAU +5.50 m

Annexe 9: Plan 3ème étages



PLAN DU 3ème ETAGE NIVEAU +14.00 m

Annexe 10: Plan 4,5 et 6ème étages

