

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
Filière: Génie civil
Option : structures



Mémoire de fin de cycle
En vue de l'obtention du diplôme de

Master II en génie civil

Thème :

**Etude d'un bâtiment en béton armé en (R+7+2
entres sols), à usage mixte**

Présenté par :

**Bouarroudj Kenza.
Adhani Siham.**

Devant le jury composé de :

**M.Ourabah A..... Président.
Mme.Azirou S Examinatrice.
M.Bouzeroura M..... Encadrant.**

Année universitaire :

2023/2024



Dédicaces

« Ne vous découragez pas c'est souvent la dernière clef du trousseau qui ouvre la porte »

Lorsque j'étais enfant, et on me demandait ce que je voulais être quand je serai grande je disais princesse, mes rêves étaient plus grands que le ciel, mon cœur débordait de l'envie de régner sur un royaume de mes propres aspirations.

Au CEM je clamais que je serai détective traquant les mystères et dévoilant les vérités cachées. Mais au lycée je me suis perdue dans les méandres de l'incertitude, ne sachant plus quel chemin emprunter.

Aujourd'hui, alors que je m'appête à franchir le seuil de la graduation, je réalise que la vie a tissé ses fils autour de moi, en me guidant doucement vers ma destinée.

En écrivant ces derniers mots, je contemple avec émotions le voyage qui m'a mené jusqu'ici. Une page se tourne, et avec elle s'envolent les souvenirs doux et amers qui ont marqué mon parcours.

Mais dans mon cœur résonne une certitude inébranlable « je suis prête à affronter l'avenir, à embrasser les défis qui se dressent sur mon et je serai vacante » je sais que je peux arriver, et ce n'est pas de l'arrogance ou de la vantardise, mais et simplement la force de confiance que je porte en moi, je m'avance vers demain, prête à écrire le prochain chapitre de ma vie avec audace et détermination.

A ma bien-aimée, à maman, à ma sœur, à mon frère, et à Toi, ainsi qu'à tous ceux que j'aime, qu'ils soient près de moi en ce moment ou qu'ils soient loin, mon cœur déborde d'affection et de gratitude infinie...

Kenza Bouarroudj.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail A mes très chers parents pour toute L'aide qu'ils n'ont cessé de me donner.

A mon cher mari HALIM.

A mes chers sœurs Assia et Soraia.

A Mes chers frères Mounir et Bachir.

A ma belle-famille et à toute ma famille.

Siham Adnani

Remerciements

*Avant tous, nous remercions **ALLAH** Le tout puissant pour nous avoir donné la force de persévérer et la patience pour mener à terme ce travail.*

*On souhaite adresser nos remerciements à nos familles « **Bouarroudj et Adnaní** » pour leur soutien inconditionnel, leur compréhension et leur patience tout au long de cette période d'études.*

*On tient également à exprimer notre profonde gratitude et notre respecte envers notre promoteur M^{er} « **M. Bouzeroura** » pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin et pour son accompagnement précieux tout au long de l'élaboration de ce mémoire. Ses conseils éclairés, sa disponibilité et son soutien indéfectible ont été d'une aide inestimable et ont grandement contribué à l'aboutissement de ce travail.*

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres du jury, pour leurs expertises et leurs commentaires constructifs qui ont enrichi ce travail de manière significative.

*Nos vifs remerciements pour tous nos enseignants du département du génie civil à savoir madame « **Chikh Amer** » pour leur dévouement envers nous.*

*Enfin, on tient à exprimer notre reconnaissance envers toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire à savoir toute l'équipe de la « **SUAC** » de sidi aich, et M^{er} « **Sana Sina Maharchi** ».*

MERCI...

Résumé

Ce projet consiste à concevoir et à étudier un bâtiment (RDC+7+2entre-sol) en béton armé, à usage multiple (commerces, services et habitation), sis à la wilaya de Bejaïa, cette région classée dans une zone de moyenne sismicité (zone II-a). La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte combinant des voiles et des portiques.

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments de la structure ont été réalisés conformément aux réglementations algériennes en vigueur (RPA-version-2003, CBA93, BAEL). L'étude sismique a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS version 16.2.0, basée sur la méthode des éléments finis.

Mots clés

Bâtiment (RDC+7+2entre-sol), béton armé, zone de moyenne sismicité (zone II-a), contreventement mixte, Règlements Algériens, logiciel ETABS, méthode des éléments finis.

Abstract

This project involves designing and studying a reinforced concrete building (ground floor+7+2basement levels) for multiple uses (commerce, services, and residential), located in the wilaya of Béjaïa. This region is classified as having moderate seismicity (zone II-a). The structure's resistance to horizontal and vertical loads is ensured by a mixed bracing system combining shear walls and frames. Sizing and reinforcement calculations for all structural elements were performed in accordance with current Algerian Regulations (RPA-version-2003, CBA93, BAEL). The seismic study was conducted using ETABS software version 16.2.0, based on the finite element method.

Keywords

Building (ground floor+7+2basement levels), reinforced concrete, moderate seismicity zone (zone II-a), mixed bracing system, Algerian Regulations, ETABS software, finite element method.

- Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés. (_page 12_).
- Tableau II.1 : Conditions de la flèche sur les dalles pleines. (_page 17_).
- Tableau II.2 : Dimensions des escaliers de la structure. (_page 19_).
- Tableau II.3 : Vérifications des conditions RPA pour les poutres. (_page 20_).
- Tableau II.4 : Vérifications des conditions RPA pour les voiles. (_page 20_).
- Tableau II.5 : Vérifications des conditions RPA pour les poteaux. (_page 21_).
- Tableau II.6 : Evaluation des charges dans la terrasse inaccessible en cors creux.(_page 22_).
- Tableau II.7 : Evaluation des charges dans le panneau de l'ascenseur. (_page 22_).
- Tableau II.8 : Evaluation des charges dans l'étage courant en corps creux. (_page 23_).
- Tableau II.9 : Evaluation des charges dans l'étage courant en dalles pleines. (_page 23_).
- Tableau II.10 : Evaluation des charges dans les décrochements et les balcons en dalles pleines. (_page 24_).
- Tableau II.11 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs. (_page 24_).
- Tableau II.12 : Evaluation des charges sur le palier. (_page 25_).
- Tableau II.13 : Evaluation des charges sur la volée. .(_page 25_).
- Tableau II.14 : Résumés des charges et surcharges. .(_page 26_).
- Tableau II.15 : Poids propre des poteaux. .(_page 27_).
- Tableau II.16 : Poids propre des poutres. .(_page 28_).
- Tableau II.17 : Descente de charge sur le poteau C5. .(_page 30_).
- Tableau II.18 : Vérification du poteau C5 à la compression. .(_page 32_).
- Tableau II.19 : Vérification du poteau C5 au flambement. .(_page 33_).
- Tableau II.20 : Poids propre des poutres. .(_page 34_).
- Tableau II.21 : Descente de charge sur le poteau A2. .(_page 36_).
- Tableau II.22 : Vérification du poteau A2 à la compression. .(_page 38_).
- Tableau II.23 : Vérification du poteau A2 au flambement. .(_page 39_).
- Tableau II.24 : Les sections adoptées pour les éléments de la structure. .(_page 39_).
- Tableau III.1 : Type de poutrelles constituant notre projet. .(_page 44_).
- Tableau III.2 : Vérifications des conditions de la méthode forfaitaire sur chaque type de poutrelle. .(_page 45_).
- Tableau III.3 : Evaluation des charges et surcharge revenant aux poutrelles. .(_page 46_).
- Tableau III.4 : Les moments isostatiques en travées de la poutrelle étudiée au niveau du Rez De Chaussée. .(_page 46_).
- Tableau III.5 : Les sollicitations maximales dans la poutrelle étudiée au niveau du Rez De Chaussée. .(_page 50_).

- Tableau III.6 : Ferrailage des poutrelles du Rez De Chaussée. . (_page 58_).
- Tableau III.7 : Les sollicitations maximales dans la poutrelle étudiée au niveau des autres étages. . (_page 58_).
- Tableau III.8 : Ferrailage des poutrelles des autres étages. . (_page 58_).
- Tableau III.9 : Vérification des états limites de compression du béton des poutrelles des autres étages. (_page 58_).
- Tableau III.10 : Vérification des états limites de déformation des poutrelles des autres étages. . (_page 59_).
- Tableau III.11 : Sollicitation sous charges concentrée. . (_page 63_).
- Tableau III.12 : Sollicitation sous charges répartie. . (_page 63_).
- Tableau III.13 : La superposition des moments. . (_page 64_).
- Tableau III.14 : Les moments corrigés. . (_page 64_).
- Tableau III.15 : Ferrailage de la dell d'ascenseur. . (_page 64_).
- Tableau III.16 : Vérification des contraintes. . (_page 65_).
- Tableau III.17 : Combinaison d'action de l'acrotère. . (_page 68_).
- Tableau III.18 : Moments isostatique à l'ELS du panneau d'ascenseur au niveau des étages courants. . (_page 73_).
- Tableau III.19 : Moments isostatique à l'ELS du panneau d'ascenseur au niveau du Rez De Chaussé. . (_page 80_).
- Tableau III.20 : Moments isostatiques à l'ELS dans la dalle pleine sur trois appuis (panneau de rive). . (_page 88_).
- Tableau III.21 : Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis. . (_page 89_).
- Tableau III.22 : Vérification des contraintes de la dalle pleine sur trois appuis. . (_page 90_).
- Tableau III.23 : Moments isostatiques à l'ELS dans la dalle pleine sur trois appuis (panneau intermédiaire). . (_page 94_).
- Tableau III.24 : Ferrailage de la dalle sur trois appuis. . (_page 94_).
- Tableau III.25 : Vérification des contraintes de la dalle pleine sur trois appuis. . (_page 95_).
- Tableau III.26 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS sur l'escalier. . (_page 99_).
- Tableau III.27 : Ferrailage de l'escalier. . (_page 100_).
- Tableau III.28 : Vérification de l'état limite de compression du béton. . (_page 100_).
- Tableau III.29 : Ferrailage de la poutre brisée. . (_page 104_).
- Tableau.III.30 : Vérification de l'état limite de compression du béton. (_page 105_).
- Tableau.IV.1 : Valeurs des pénalités P_q . (_page 112_).
- Tableau IV.2 : Modes de vibration et taux de participation massique. (_page 117_).

- Tableau.IV.3 : Vérification de la résultante de la force sismique. (_page 121_).
- Tableau.IV.4 : Vérification l'effort normal réduit. (_page 121_).
- Tableau.IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit avec les nouvelles sections des poteaux. (_page 122_).
- Tableau.IV.6 : Vérification des déplacements relatifs sens x-x. (_page 123_).
- Tableau.IV.7 : Vérification des déplacements relatifs sens y-y. (_page 123_).
- Tableau.IV.8 : Vérification des effets P-Delta sens x-x. (_page 124_).
- Tableau.IV.9 : Vérification des effets P-Delta sens y-y. (_page 124_).
- Tableau.IV.10 : Vérification de l'interaction sous charge verticales. (_page 125).
- Tableau.IV.11 : Vérification de l'interaction sous charge horizontales. (_page 126_).
- Tableau.IV.12 : Les nouvelles sections des poteaux. (_page 126_).
- Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux. (_page 120_).
- Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux. (_page 131_).
- Tableau V.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux. (_page 133_).
- Tableau V.4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux. (_page 134_).
- Tableau V.5 : Justification de l'effort normal réduit. (_page 135_).
- Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton. (_page 136_).
- Tableau V.7 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux. (_page 137_).
- Tableau V.8 : Sollicitations dans les poutres principales. . (_page 139_).
- Tableau V.9 : Sollicitations dans les poutres secondaires. . (_page 139_).
- Tableau V.10 : Ferrailage des poutres principales. . (_page 140_).
- Tableau V.11 : Ferrailage des poutres secondaires. . (_page 140_).
- Tableau V.12 : Vérification des contraintes tangentielles. . (_page 141_).
- Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton. . (_page 142_).
- Tableau V.14 : Vérification de la flèche pour les poutres. . (_page 142_).
- Tableau V.15 : Les moments résistants dans les poteaux. . (_page 143_).
- Tableau V.16 : Les moments résistants dans les poutres. . (_page 144_).
- Tableau V.17 : Vérification de la zone nodale. . (_page 144_).
- Tableau V.18 : Revérification de la zone nodale. . (_page 144_).
- Tableau V.19 : Sollicitations maximales dans le voile V_{x3} . (_page 149_).
- Tableau V.20 : Sollicitations maximales dans le voile V_{y1} . . (_page 150_).
- Tableau.VI.1 : La charge de pointe. . (_page 158_).

- Tableau.VI.2 : La charge de frottement. . (_page 158_).
- Tableau.VI.3 : La charge de frottement. . (_page 159_).
- Tableau.VI.4 : La charge ultime limite d'un pieu isolé. . (_page 159_).
- Tableau.VI.5 : La charge admissible d'un pieu isolé. . (_page 159_).
- Tableau.VI.6 : Nombre de pieux. . (_page 160_).
- Tableau.VI.7 : Charge admissible en traction et en compression. . (_page 162_).
- Tableau.VI.8 : Ferrailage du radier. . (_page 167_).
- Tableau.VI.9 : Moment isostatique à l'ELS. . (_page 167_).
- Tableau.VI.10 : Vérification des contraintes. . (_page 167_).
- Tableau.VI.11 : Chargements sur la nervure. . (_page 169_).
- Tableau.VI.12 : Sollicitations à l'ELU dans la nervure. . (_page 170_).
- Tableau.VI.13 : Résultats de ferrailage des nervures. . (_page 170_).
- Tableau.VI.14 : Ferrailage du voile périphérique. . (_page 174_).
- Tableau.VI.15 : Les moments à l'ELS. . (_page 174_).
- Tableau.VI.16 : Vérification des contraintes. . (_page 175_).

- Fig.I.1 : Extrait d'une vue satellite de la location du site du projet. (_page 3_).
- Fig.I.2 : Diagrammes déformations-contraintes du béton (ELU). (_page 9_).
- Fig.I.3 : Diagramme des contraintes déformations de l'acier (ELU). (_page 11_).
- Fig.II.1 : Détail plancher à corps creux (16+4). (_page 15_).
- Fig. II.2 : Schéma d'une poutrelle. (_page 16_)
- Fig.II.3 : détail d'un escalier. (_page 18_).
- Fig.II.4 : détail de l'acrotère. (_page_ 19_).
- Fig.III.1: diagramme des moments des appuis pour une poutre à 02 travées. (_page 42_).
- Fig.III.2: diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 02 travées (_page42).
- Fig.III.3: diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 02 travées. (_page 43_).
- Fig.III.4: diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 02 travées. (_page 43_)
- Fig.III.5: schéma statique de la poutrelle étudiée. (_page 47_).
- Fig.III.6: schéma ferrailage des poutrelles du RDC. (_page 59_).
- Fig.III.7: schéma ferrailage des poutrelles des étages courant. (_page 59_).
- Fig.III.8 : Schéma ferrailage de la dalle de compression. (_page 60_).
- Fig.III.9 : Schéma statique et concept d'Ascenseur. (_page 61_).
- Fig.III.10 : représentation de la surface de la charge concentrée. (_page 62_).
- Fig.III.11 : schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur. (_page 67_).
- Fig.III.12 : schéma de ferrailage de l'acrotère. (_page 71_).
- Fig. III.13 : Les longueurs des barres de renfort. (_page 72_).
- Fig.III.14 : Schéma de ferrailage du panneau d'ascenseur. (_page 79_).
- Fig.III.15 : Schéma de ferrailage du panneau d'ascenseur. (_page 87_).
- Fig.III.16 : Schéma de ferrailage des dalles pleines sur trois appuis (panneaux de rive) (_page 93_).
- Fig.III.17 : Schéma de ferrailage des dalles pleines sur trois appuis (panneaux intermédiaire) (_page 98_).
- Fig.III.18 : schéma statique du calcul. (_page 99_).
- Fig.III.19 : schéma de ferrailage de l'escalier à trois volées. (_page 103_).
- Fig.III.20 : schéma de ferrailage de la poutre brisée. (_page 107_).

- Fig.IV.1 : Vue en 3 dimensions de la structure étudiée. (_page 110_).
- Fig.IV.2 : Spectre de réponse. . (_page 115_).
- Fig.IV.3 : disposition des voiles de contreventement. . (_page 116_).
- Fig.IV.4 : vue 3D des voiles de contreventement. . (_page 116_).
- Fig.IV.5 Mode (1) de vibration selon l'axe Y. (_page 118_).
- Fig.IV.6 Mode (2) de vibration selon l'axe X. (_page 119_).
- Fig.IV.7 Mode (3) rotation selon l'axe Z. (_page 120_).
- Fig.V.1 : Zone nodale. . (_page 129_).
- Fig.V.2 : Section d'un poteau. . (_page 136_).
- Fig.V.3 : Schéma de ferrailage du 1^{er} entre sol au 1^{er} étage. . (_page 145_).
- Fig.V.4 : Schéma de ferrailage du 2^{ème} étage au 5^{ème} étage. (_page 145_).
- Fig.V.5 : Schéma de ferrailage du 6^{ème} étage au 7^{ème} étage. (_page 146_).
- Fig.V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales RDC. (_page 146_).
- Fig.V.7 : Schéma de ferrailage des poutres principales EC + TI. (_page 147_).
- Fig.V.8 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires. (_page 147_).
- Fig.V.9 : Schéma de Ferrailage des voiles de contreventement. (_page 153_).
- Fig.VI.1 : Disposition des pieux. (_page 161_).
- Fig.VI.2 : Schéma de ferrailage des pieux. (_page 163_).
- Fig.VI.3 : Schéma radier. (_page 161_).
- Fig.VI.4 : Schéma de ferrailage du radier. (_page 168_).
- Fig.VI.5 : Répartition des charges sur la nervure. (_page 169_).
- Fig.VI.6 : section à ferrailer. (_page 170_).
- Fig.VI.7 : schéma de ferrailage des nervures. (_page 171_).
- Fig.VI.8 : poussés des terres sur voiles. (_page 172_).
- Fig.VI.9 : Schéma de ferrailage du voile périphérique. (_page 175_).

Introduction générale.

Chapitre I : généralité.

I.1 Introduction	2
I.2 Présentation de l'ouvrage	2
I.3 Caractéristique géométrique de l'ouvrage	4
I.4 Caractéristique géotechnique du sol	5
I.5 Structure de l'ouvrage	5
I.6 Les hypothèses de calcul	7
I.7 Les matériaux utilisés	8
I.8 Conclusion	12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction	14
II.2 Pré-dimensionnement des éléments secondaires	14
II.3 Pré-dimensionnement des éléments principaux	19
II.4 Evaluation des charges et surcharges	22
II.5 Descente charge	26
II.6 Conclusion	39

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction	41
III.2 Etude des planchers corps creux	41
III.3 Etudes de l'ascenseur	60
III.4 Etude de l'acrotère	67
III.5 Etude de la dalle pleine	71
III.6 Etude des escaliers	98
III.7 Etude de la poutre brisée	103
III.8 Conclusion	107

Chapitre IV : Etude sismique.

IV.1 Introduction.....	109
IV.2 La modélisation	109
IV.3 Choix de la méthode de calcul	109
IV.4 Principe de la méthode spectrale	109
IV.5 Présentation du logiciel ETABS	110
IV.6 Vérification de la régularité de la structure	111
IV.7 Etude sismique	112

IV.8 Spectre de calcul	114
IV.9 Résultats obtenus	115
IV.10 Vérification des résultats	120
IV.11 Conclusion	126
Chapitre V : Etude des éléments structuraux.	
V.1 Introduction	128
V.2 Etude des poteaux	128
V.3 Etude des poutres	138
V.4 Etude des voiles	148
V.5 Conclusion	153
Chapitre VI : Etude des fondations.	
VI.1 Introduction	155
VI.2 Type de fondations	155
VI.3 Mode de réalisation	156
VI.4 Choix de type de fondation	156
VI.5 Dimensionnement d'un pieu isolé	157
VI.6 Calcul de la charge limite d'un pieu isolé	157
VI.7 Calcul de la charge admissible d'un pieu isolé	159
VI.8 Nombre de pieux	160
VI.9 Effet de groupe	160
VI.10 La charge de fluage	161
VI.11 Justification d'une fondation sur pieux	161
VI.12 Ferrailage d'un pieu isolé	163
VI.13 Etude du radier	164
VI.14 Etude des nervures	168
VI.15 Etude du voile périphérique	175
VI.16 Conclusion	176

A : Section d'acier tendue.

A' : Section d'acier comprimée.

A_{\max} : Section d'acier maximale.

A_{\min} : Section d'acier minimale

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

L_t : Largeur de la section tendue.

ELU : Etat Limite Ultime.

ELS : Etat Limite de Service.

SPC : Section partiellement comprimée.

SEC : Section entièrement comprimée.

SET: Section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

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

G : Module d'élasticité transversale.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_0 : Moment isostatique.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'ELS

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'ELS.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

R_a : Réaction au niveau de l'appui a.

R_b : Réaction au niveau de l'appui b.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T \acute{e}).

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : Epaisseur.

e : Epaisseur du voile.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

I_f : Longueur de flambement,

S_t :Espaceur d'armature transversale.

Δ : Variation.

Σ : Somme.

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

W : Poids.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élanement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

RDC : Rez-De-Chaussée.

Le secteur de la construction a vu émerger de nombreuses avancées tout au long de son histoire. En plus des compétences techniques et des équipements nécessaires, il exige également un effort considérable de planification, que le bâtiment envisagé soit destiné à un usage résidentiel, commercial, industriel ou institutionnel. Sa réalisation implique l'utilisation de multiples techniques, normes et matériaux en constante évolution.

Il est indéniable que l'adaptation aux évolutions, notamment aux nouvelles techniques permettant une fiabilité maximale des structures face aux phénomènes naturels tels que les séismes, est essentielle. L'Algérie figure parmi les pays exposés à de forts risques sismiques en raison de son emplacement géographique (ceinture Alpine). Les récents tremblements de terre qui ont frappé l'Algérie, principalement dans sa partie nord, au cours des trois dernières décennies, ont engendré d'importantes pertes humaines et des dégâts matériels considérables.

Pour minimiser ce risque et se prémunir contre les conséquences des séismes, il est crucial de développer une compréhension approfondie du phénomène des tremblements de terre, c'est là où les ingénieurs civils entrent en jeu en combinant leur expertise technique et leur compréhension des sciences géologiques pour contribuer à la réduction des dommages potentiels causés par les séismes. Ils ont pour mission de concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance adéquate face aux effets sismiques, tout en tenant compte des aspects structurels, fonctionnels, économiques, esthétiques et de durabilité de l'ouvrage.

Afin de récapituler les connaissances acquises lors de notre formation et d'approfondir notre compréhension dans le domaine de l'étude des structures en génie civil, nous avons entrepris le calcul d'un bâtiment en béton armé en R+7+deux niveaux d'entre-sol. Le deuxième entre-sol est réservé comme parking, tandis que le premier est destiné aux services. Le rez-de-chaussée est aménagé en espaces locatifs, situé à Sidi Aïch, dans la wilaya de Bejaïa.

Afin d'organiser notre travail de manière efficace, nous allons le diviser en six chapitres distincts, à savoir :

- le premier chapitre, consiste une présentation détaillée du projet étudié, accompagnée d'un rappel théorique sur les matériaux utilisés, ainsi que sur les règlements et les normes utilisées.
- Le deuxième chapitre se concentrera sur le pré-dimensionnement des différents éléments de la structure.
- L'étude des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires seront présentées dans le troisième chapitre.

-
- En plus des calculs statiques, nous allons s'intéresser dans le quatrième chapitre à l'étude dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement en utilisant le logiciel « ETABS ».
 - Le chapitre cinq est consacré à l'étude des éléments structuraux.
 - Le chapitre six va porter sur l'étude de l'infrastructure

Chapitre I

Généralités



Chapitre I : généralités

I.1. Introduction

Pour mener à bien une étude en génie civil, il est impératif de connaître en détail les caractéristiques géométriques de la structure, les caractéristiques géotechniques du sol ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la construction, afin d'établir une base solide pour la suite de l'analyse et c'est précisément l'objectif de ce chapitre.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'emplacement choisi pour abriter le projet de «153 logements promotionnels avec locaux, services, crèche et une école privée» se trouve au centre-ville de «Sidi Aich», wilaya de «Béjaïa». Le terrain en question se trouve dans une zone urbaine, il surplomb Oued «Soummam» dans sa limite sud.

De façon plus précise, les coordonnées géographiques du centre de site sont relevées au moyen d'un GPS GARMIN entrex, et projetée sur Google Earth, sont

- X : 0650602 m E.
- Y : 4053041 m N.
- Z : 646 m.

La figure suivante est un extrait d'une vue satellite de la location du projet.



Fig.I.1 : Extrait d'une vue satellite de la location du site du projet.

Chapitre I : généralités

Nous sommes chargées d'étudier un seul bloc de ce projet (bloc D) qui est un bâtiment en béton armé constitué d'un Rez-De- Chaussée (RDC) plus sept étages et deux entre-sol à usage multiple ;

- Le premier entre-sol est destiné comme parking.
- Le deuxième entre-sol est réservé aux services.
- Le RDC est à usage commercial (boutiques).
- Du premier au septième étage à usage d'habitation avec quatre logements (F4A, F3B, F3C, F3D).

Selon les Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**) :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m.
- Le bâtiment est implanté dans une région de moyenne sismicité (zone II-a).
- Le site est classé en (S3), qui concerne les sites meubles.

Notre étude est conforme aux exigences des règlements à savoir :

- Le règlement technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites « **BAEL 91** révisées en **99** ».
- Le code du béton armée « **CBA93** ».
- Les Règles Parasismiques Algériennes « **RPA 99** version **2003** ».
- Le Règlement des charges permanentes et surcharges d'exploitation « **DTR BC 2.2** ».

I.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

a) Dimension en élévation

- Hauteur du premier entre-sol 3,06 m.
- Hauteur du deuxième entre-sol 3.06 m.
- Hauteur de l'étage courant 3.06 m
- Hauteur totale du bâtiment 30.6 m.

b) Dimension en plan :

- La longueur du bâtiment.....L= 27,38 m
- Largeur du bâtimentl=21,41 m.

Chapitre I : généralités

I.4. Caractéristiques géotechniques du site

D'après le rapport du sol,

- le site d'implantation de notre projet est caractérisé par une formation alluvionnaire hétérogène avec une couverture de remblai et des lentilles de sables lâche, rendant le terrain vulnérable à la liquéfaction (présence d'une nappe phréatique à -5.65 m).
- Les fondations seront de types profondes (pieux).
- La contrainte admissible retenue pour les pieux est de 1.56 bars.
- Pour parer au risque d'agressivité, il est plus sûr de considérer le terrain comme un environnement agressif, nécessitant l'utilisation d'un ciment de type CRS (ciment résistant aux sulfates).

I.5. Structure de l'ouvrage

I.5.1. Choix de système porteur

D'après les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/2003_pages 32/33) le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques et le plus adéquat pour notre bâtiment :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

I.5.2. L'infrastructure

L'infrastructure est réalisée en béton armé en assurant :

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

I.5.3. Les planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux disent « diaphragme » conçu pour résister aux forces agissent dans son plan et les transmettre aux éléments de contreventement.

Chapitre I : généralités

Pour notre cas, nous avons utilisé (2) deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

I.5.4. Maçonneries

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- Mur extérieur à double cloison :
 - Brique creuse de 15 cm.
 - Brique creuse de 10 cm.
 - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Mur intérieur :
 - Brique creuse de 10cm.

I.5.5. Le revêtement

Le revêtement de la structure est constitué de :

- Carrelage de 2cm pour : chambres, couloir et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieurs.
- Céramique pour recouvrir les murs des salles d'eau.

I.5.6. L'Acrotère

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé (de 60 cm de hauteur et de 15 cm d'épaisseur), son rôle consiste à prévenir l'infiltration des eaux pluviales entre la pente de la toiture et le plancher de la terrasse.

I.5.7. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments secondaires dans la structure conçus pour faciliter la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Pour notre projet, on a trois types d'escalier

- Escalier d'entrée du bloc à une seule volée.

Chapitre I : généralités

- Escalier droit à trois volées avec deux paliers intermédiaires pour le déplacement entre les étages.
- Escalier balancé à quartier tournant (le changement de direction est à 90°), pour les déplacements entre le deuxième entre-sol, le premier entre-sol et le RDC.

I.6. Les hypothèses de calcul

Tous les calculs et vérifications doivent être fondés sur le concept des états limites, qui se divisent en deux catégories :

A) Les états limites ultimes (E.L.U)

L'état limite ultime fait référence à la condition où la structure atteint sa capacité maximale de sa résistance ou de sa déformation, au-delà de laquelle elle ne peut plus fonctionner de manière sécuritaire ou acceptable, il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique.
- De la résistance des matériaux.
- De la stabilité de forme (flambement).

B) Les états limites de services (E.L.S)

L'état limite de service se réfère aux conditions dans lesquelles la structure doit fonctionner de manière acceptable. Cela implique de garantir le confort des occupants, la durabilité de la structure et son fonctionnement conforme aux exigences prévues pendant toute sa durée de vie, il correspond à la limite :

- De compression de béton.
- D'ouverture des fissures.
- Des déformations.

C) Les combinaisons d'actions

- Combinaison à l'état limite ultime : $1.35G+1.5Q$.
- Combinaison à l'état limite de service : $G+Q$.

- Combinaison accidentelle : $\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E. \\ 0.8G\pm E \text{ (contreventement mixte).} \end{array} \right.$

RPA99/version 2003

Chapitre I : généralités

Avec :

- G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- E : l'action du séisme.

I.7. Les matériaux utilisés

I.7.1. Le béton

Le béton, matériau fondamental dans la construction, est formé par un assemblage de ciment (son composant principal), de granulats (le sable et les graviers), d'eau (de qualité potable) et d'adjuvants.

I.7.1.1 Caractéristique mécanique du béton

- **Résistance à la compression**

La caractéristique principale du béton est sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, désignée sous le nom de résistance caractéristique requise (f_{c28}). Cette mesure est obtenue grâce à un essai standard de compression axiale sur cylindre.

On peut admettre que pour $j \leq 28$ la résistance (f_{cj}) des bétons non traités thermiquement suivent approximativement les lois suivantes :

- Pour : $f_{c28} \leq 40$ MPa

$$\text{Si : } j < 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$$

- Pour : $f_{c28} < 40$ MPa

BAEL91 (A.2.1, 11).

$$\text{Si : } j < 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$$

- **Résistance à la traction**

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite à partir de la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{BAEL91 (A.2.1, 12).}$$

- **Module de déformation longitudinale instantanée**

En cas de contraintes normales appliquées pendant moins de 24 heures, on suppose que, faute de mesures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton, noté (E_{ij}), est équivalent

Chapitre I : généralités

à :

$$E_{ij} = 11\,000 f_{cj}^{1/3}$$

BAEL91 (A.2.1, 21).

- **Module de déformation différée**

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge, noté (E_{vj}) il est équivalent à :

$$E_{vj} = 3\,700 f_{cj}^{1/3}$$

BAEL91 (A.2.1, 21).

- **Coefficient de poisson**

Le coefficient de Poisson du béton est pris égal à

$\nu = 0$ (zéro) pour le calcul des sollicitations (ELU).

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations(ELS).

- **Les contraintes limites**

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

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{C28}}{\gamma_b}$$

BAEL91 (A.4.3, 41).

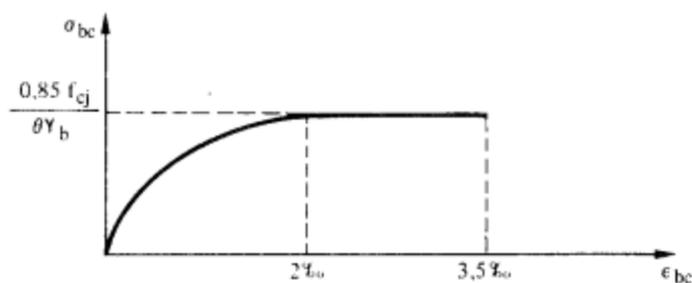


Fig.I.2 : Diagrammes déformations-contraintes du béton (ELU)

Avec

Chapitre I : généralités

γ_b : Coefficient de sécurité.

θ : Coefficient qui dépend de la durée (t) d'application de la combinaison d'action.

$\theta = 1$ \rightarrow Si : $t > 24 h$.

$\theta = 0.9$ \rightarrow Si: $1h < t < 24 h$.

$\theta = 0.85$ \rightarrow Si : $t < 1 h$. **BAEL91 (A.4.3, 41).**

➤ **Contrainte limite de services (E.L.S)**

La contrainte du béton à l'ELS est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{CBA93 (A.4.5.2)}$$

➤ **Contrainte limite de cisaillement du béton (E.L.U)**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

✓ **Fissuration peu nuisible (F.P.N)**

$$\tau_{adm} \leq \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPA}).$$

✓ **Fissuration peu préjudiciable ou très-préjudiciable (F.P/F.T.P)**

$$\tau_{adm} \leq \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}).$$

I.7.2. L'acier

L'acier est un alliage métallique ferreux constitué principalement de fer et d'une petite quantité de carbone. Il est intégré au béton pour renforcer sa résistance à la traction, car l'acier présente une excellente résistance dans cette direction, bien qu'il soit moins efficace en résistance à la compression.

I.7.2.1. Contrainte limite de l'acier

• **Les contraintes limites**

➤ **Contrainte limite ultime (E.L.U)**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier (E_s) est pris égal à 200 000 N/mm².

La contrainte de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (A.2.2, 2).}$$

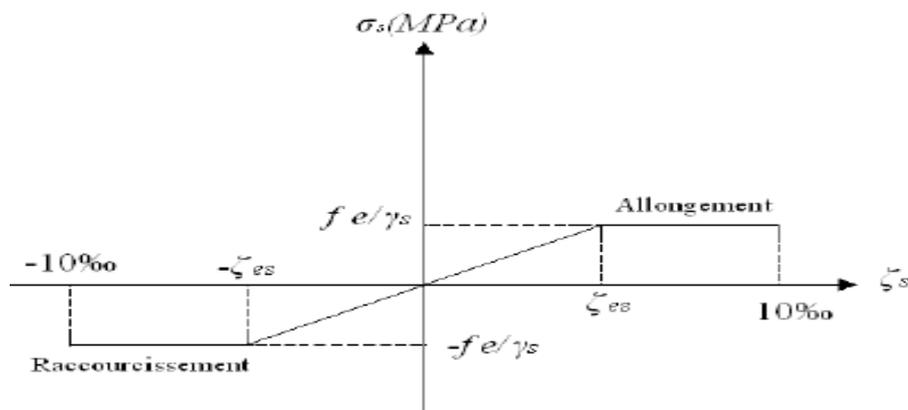


Fig.I.3 : diagramme des contraintes déformations de l'acier (ELU)

➤ **Contrainte limite de service (E.L.S)**

✓ **Fissuration peu nuisible (F.P.N)**

Pas de vérifications à faire.

✓ **Fissuration préjudiciable (F.P)**

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta * ftj} \right).$$

✓ **Fissuration très préjudiciable (F.T.P)**

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta * ftj} \right).$$

Avec

η : Coefficient numérique des armatures à savoir

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence.

$\eta = 1.3$ Pour les cas des diamètres inférieur à 6mm.

Chapitre I : généralités

I.8. Conclusion

Tableau.I.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Résistance caractéristique (f_{t28})	2,1
	Contrainte limite à l'ELU : situation courante	14.2
	Situation accidentelle	18.48
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32 164,2
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10 818,7
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : situation accidentelle	400
	situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : FPN	/
	Contrainte à l'ELS : FN	201,63
	Contrainte à l'ELS : FTN	164,97

Chapitre II

Pré dimensionnements des éléments

Secondaires



Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

II.1. Introduction

Après l'analyse des caractéristiques de l'ouvrage et des matériaux utilisés, le pré-dimensionnement des éléments de la structure est entamé. Les charges sont transmises successivement des planchers aux fondations via les poutrelles, poutres, poteaux, et finalement le sol. Ce processus permet d'évaluer les sections nécessaires à chaque élément pour supporter efficacement les charges et les sollicitations. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs et peuvent être ajustés ultérieurement pour assurer la robustesse de la structure.

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1. Les planchers

II.2.1.1. Plancher à corps creux

D'après le **BAEL91**, la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{BAEL91 (article B.6.8, 424)}$$

Avec :

L_{max} : c'est la dimension maximale entre nus d'appuis suivant le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : est la hauteur totale de plancher (corps creux + dalle de compression).

NB : le schéma de disposition des poutrelles est illustré dans l'annexe 1.

Pour notre cas : $L_{max}=4.63-0.3=4.33 \text{ m} = 433 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{433}{22.5} \geq 19.24 \text{ cm.}$$

Choix final $h_t = 20 \text{ cm}$ \longrightarrow soit un plancher (16+4)

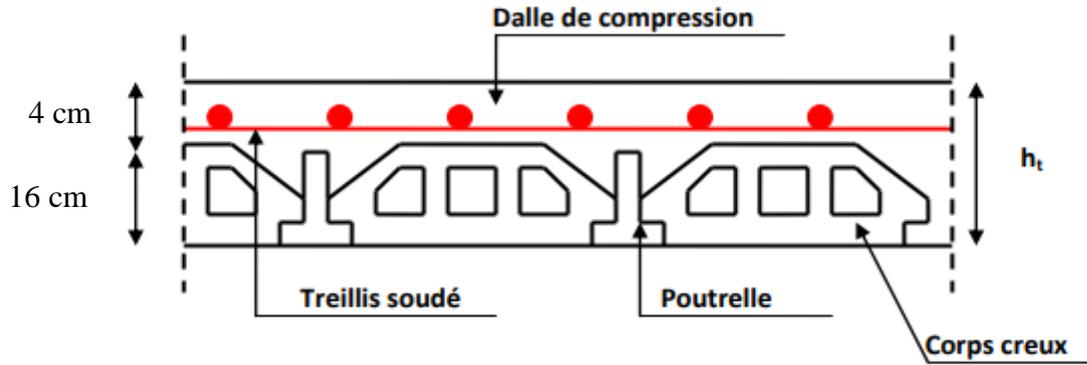


Fig. II.1: Détail plancher à corps creux (16+4).

II.2.1.2. Poutrelles

Les poutrelles comme son nom l'indique sont des petites poutres en béton armé coulées sur place ou préfabriqués, elles sont calculées comme des sections en « Té » renversées.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

D'après le **CBA 93**, la largeur de la table de compression b_0 est donnée comme suit

$$0.4 \times h_t \leq b_0 \leq 0.6 \times h_t$$

Avec h_t : la hauteur totale du plancher, qui pour notre cas égale à $h_t = 20$ cm.

$$8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm.}$$

Soit $b_0 = 10$ cm.

Et

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right).$$

Avec $b_0 = 10$ cm largeur de la nervure

$L_x = 55$ cm distance entre nus de poutrelles ($L_0 - b_0 = 65 - 10$).

$L_y = 396$ cm distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles (426-30).

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

$h_t = 20$ cm hauteur totale de la poutelle.

On obtiendra $b = 65$ cm.

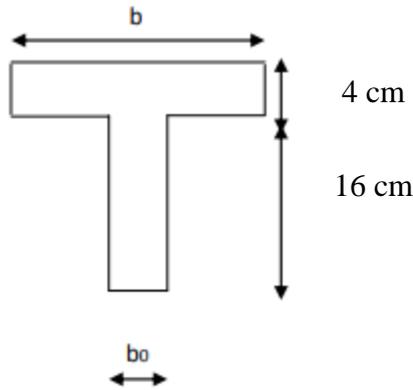


Fig. II.2 : Schéma d'une poutrelle

II.2.1.3. Dalles pleines

Ces planchers sont entièrement réalisés en béton armé, coulé directement sur le chantier, ces dalles reposent sur un nombre variable d'appuis, allant de un à quatre.

On déduira l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes

- **Critère de la résistance à la flexion (conditions d'appuis)**

$$e \geq \frac{Lx}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \quad \text{Pour une dalle hyperstatique (3 appuis et 4 appuis) pour } \rho < 0,4.$$

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \quad \text{Pour une dalle hyperstatique (3 appuis et 4 appuis) pour } \rho \geq 0,4.$$

- **Critère de la résistance au feu (coupe-feu)**

$$e \geq 7 \text{ cm} \quad \text{Pour une heure de coupe - feu.}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \quad \text{Pour deux heures de coupe - feu.}$$

$$e \geq 14 \text{ cm} \quad \text{Pour quatre heures de coupe - feu.}$$

On prend : $e = 11 \text{ cm}$.

- **Critère de l'isolation phonique :**

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, le **CBA 93** exige une épaisseur minimale de (13cm).

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

Pour notre cas on a deux types :

- Dalles pleines sur trois appuis (décrochements et séchoirs : pas besoin d'une isolation phonique).
- Dalles pleines sur quatre appuis (panneau d'ascenseur).

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

Tableau.II.1 : condition de la flèche sur les dalles pleines

Dalle	Lx	Ly	$\rho \left(\frac{Lx}{Ly}\right)$	Condition de la flèche
Dalle sur 03 appuis	1.275	4.13	0.308	$3.64 \leq e \leq 4.25$
Dalle sur 04 appuis	4	4.06	0.98	$8.88 \leq e \leq 10$

On désigne par :

Lx : la plus petite portée.

Ly : la plus grande portée.

Condition de la flèche : l'épaisseur de la dalle en (cm).

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de l'isolation phonique qui est déterminant pour le panneau de la dalle d'ascenseur et le critère de coupe-feu pour les balcons, donc on optera une épaisseur de

e= 15 cm : Pour le panneau de la dalle d'ascenseur.

e= 12 cm : Pour les balcons.

II.2.2. Les escaliers

Pour notre projet on a trois types d'escalier

- Type 1 : Escalier d'entrée au bloc à une seule volée au niveau du RDC.
- Type 2 : escalier balancé pour les déplacements entre le 2^{ème} entre-sol, le 1^{er} et le RDC.
- Type 3 : escalier à trois volées pour les déplacements entre le RDC et les étages supérieures.

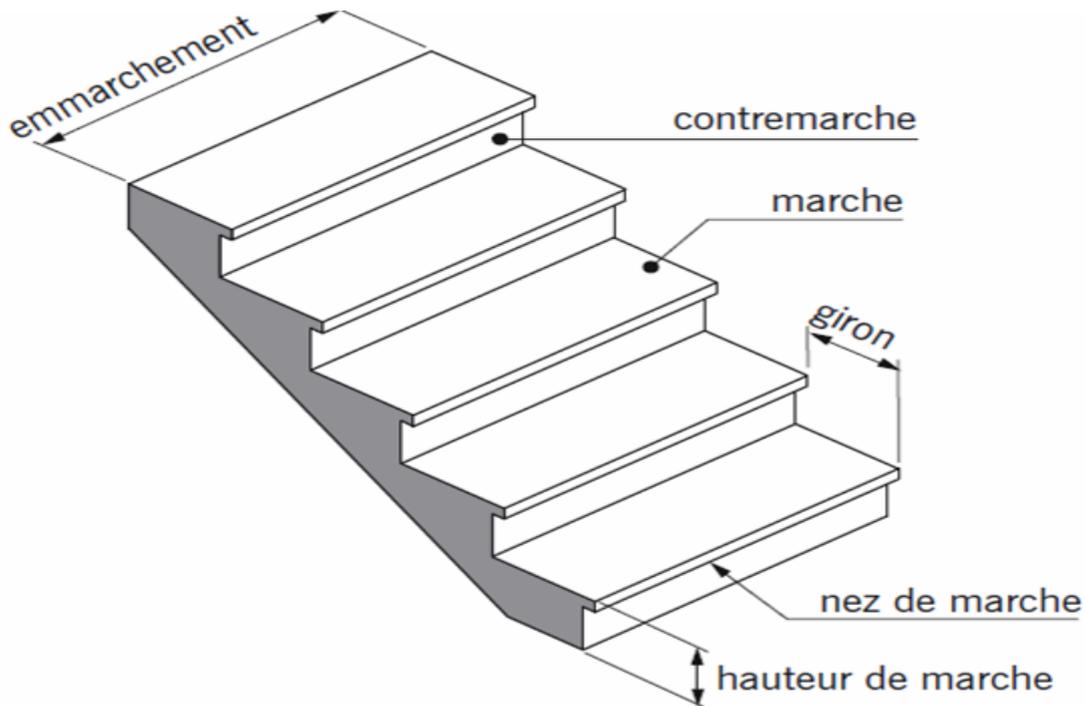


Fig.II.3 : détail d'un escalier.

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

Si (H) est la hauteur séparant deux paliers successifs et (n) le nombre de marches, alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{146}{5} = 29.2 \text{ cm.}$$

- **Vérification de la relation de « BLONDEL »**

Les dimensions g et h doivent satisfaire la relation de Blondel suivante :

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

- **Inclinaison de la paillasse**

$$\text{Tg } \alpha = \frac{102}{146} = 0.68$$

$$\alpha = 34.93^\circ.$$

- **Épaisseur de la paillasse**

$$L = 2 \times 1.4 + \sqrt{146^2 + 102^2} = 458.1 \text{ cm.}$$

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

Cours master 2 : projet structure en béton armé
(Acrotère et escalier).

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

$$\frac{458.1}{30} \leq e \leq \frac{458.1}{20}$$

15.27 cm $\leq e \leq$ 22.9 cm, on prend une épaisseur de e= 16 cm.

Pour les autres types d'escalier, les résultats sont montrés dans le tableau suivant

Tableau.II.2 : dimensions des escaliers de la structure

Type de l'escalier	H _{volée}	L _{volée}	Inclinaison de la palliase	Nombre de contre marche	g (cm)	h (cm)	e (cm)
Type 1 : escalier d'entrée	102	153.71	41.57	6	17	30	15
Type 2 : escalier à trois volées	102	146.38	34.93	6	17	30	16

II.2.3. L'acrotère

$$G_{\text{acrotère}} = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acrotère}}$$

$$S_{\text{acrotère}} = (0.6 \times 0.15) + (0.1 \times 0.07) + \left(\frac{0.1 \times 0.03}{2} \right) = 0.0985 \text{ m}^2.$$

$$G_{\text{acrotère}} = (25 \times 0.0985) + (18 \times 0.02) = 2.82 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_{\text{acrotère}} = 1 \text{ kN/ml.}$$

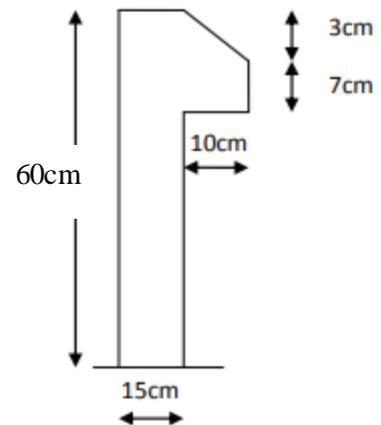


Fig.II.4 : détail de l'acrotère.

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

II.3.1. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, conçus pour soutenir les charges perpendiculaires à leur axe longitudinal ensuite les transmettre aux poteaux.

- **Les poutres principales**

Disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur pré dimensionnement est effectué selon la condition suivante :

$$(L_{\text{max}} / 15) \leq h \leq (L_{\text{max}} / 10)$$

BAEL91

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

$$L_{\max}=558-30=528\text{cm.}$$

$$35.2 \leq h \leq 52.8$$

On adoptera des poutres principales de sections (30×40).

- **Les poutres secondaires**

Disposées parallèlement aux poutrelles, leur pré dimensionnement est effectué selon la condition suivante :

$$(L_{\max} / 15) \leq h \leq (L_{\max} / 10) \quad \text{BAEL91}$$

$$L_{\max}=463-30=433\text{cm.}$$

$$28.28 \leq h \leq 43.3$$

On adoptera des poutres secondaires de sections (30×35).

- **Vérification des conditions du RPA**

Tableau.II.3 : Vérification des conditions du RPA sur les poutres

Condition	Poutres principale	Poutres secondaires	Observation
$b \geq 20\text{cm}$	30	30	Vérifiée
$h \geq 30\text{cm}$	40	30	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1	Vérifiée

II.3.2. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé. Conçus pour résister aux charges horizontales, mais aussi reprendre une partie des charges verticale, leur pré dimensionnement est effectué selon les conditions suivantes:

- $e \geq 15\text{cm}$.
- $e \geq h_e / 20$ (les voiles simples) **RPA99/2003** (Article 7.7.1).
- $L \geq 4 \times e$.

Avec

L : longueur du voile.

Le tableau suivant résume les conditions du RPA sur les voiles

Tableau.II.4 : vérification des conditions du RPA les voiles de contreventement

Étage	h_e	e (cm)
1 ^{er} entre-sol au 7 ^{ème}	271	$e = \max (13.55; 15)$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

On adoptera pour tous les voiles de contreventement les dimensions suivantes

- $e = 15 \text{ cm}$.
- $L =$ variante.

Remarque : les voiles de la cage d'ascenseur n'interviennent pas dans le contreventement leur épaisseur est donnée forfaitairement $e=15\text{cm}$.

II.3.3. Les poteaux

Sont des éléments porteurs verticaux conçus pour résister principalement aux charges verticales, leur pré dimensionnement est effectué selon les conditions du RPA en zone IIa, article (7.4.1_page 61).

Des sections préalables pour les poteaux sont fixées comme dans le tableau suivant

Tableau.II.5 : vérification des conditions du RPA les poteaux

Section (b, h) (cm ²)	étage	h_e (m)	Condition du RPA	observation
50×55	1 ^{er} entre-sol	271	Min (b, h)=50 ≥25cm.	Vérifiée
	2 ^{ème} entre-sol		Min (b, h) ≥ $h_e / 20 = 13.55$. $1/4 < b/h = 0.9 < 4$.	
45×50	RDC	271	Min (b, h)=45 ≥25cm.	Vérifiée
	1 ^{er} étage		Min (b, h) ≥ $h_e / 20 = 13.55$. $1/4 < b/h = 0.9 < 4$.	
40×45	2 ^{ème} 3 ^{ème}	271	Min (b, h)=40 ≥25cm.	Vérifiée
			Min (b, h)=40 ≥ $h_e / 20 = 13.55$. $1/4 < b/h = 0.88 < 4$.	
35×40	4 ^{ème} 5 ^{ème}	271	Min (b, h)=35 ≥25cm.	Vérifiée
			Min (b, h)=35 ≥ $h_e / 20 = 13.55$. $1/4 < b/h = 0.875 < 4$.	
30×35	6 ^{ème} 7 ^{ème}	271	Min (b, h)=30 ≥25cm.	Vérifiée
			Min (b, h)=30 ≥ $h_e / 20 = 13.55$. $1/4 < b/h = 0.857 < 4$.	

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

II.4. Evaluation des charges et surcharges

II.4.1. Les planchers

- **Plancher terrasse inaccessible en corps creux**

Tableau.II.6 : Evaluation des charges dans la terrasse inaccessible en CC

Désignation de l'élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	20	0.05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0.02	0.12
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Plancher à corps creux	/	0.2	2.75
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Forme de pente	22	0.1	2.2
La charge permanente		G (KN/m ²)	6.43
La charge d'exploitation		Q (KN/m ²)	1

- **Panneau de l'ascenseur (terrasse inaccessible)**

Tableau.II.7 : Evaluation des charges dans le panneau de l'ascenseur

Désignation de l'élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	20	0.05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0.02	0.12
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle pleine	/	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Forme de pente	22	0.1	2.2
La charge permanente		G (KN/m ²)	7.43
La charge d'exploitation		Q (KN/m ²)	1

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

- **Plancher courant en corps creux**

Tableau.II.8 : Evaluation des charges dans l'étage courant en CC

Désignation de l'élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	/	0.1	1
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	18	0.02	0.36
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher corps creux	/	0.2	2.75
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
La charge permanente		G (KN/m ²)	5.07
La charge d'exploitation		Q (KN/m ²)	1.5

- **Panneau de l'ascenseur en dalle pleine (étage courant)**

Tableau.II.9 : Evaluation des charges dans l'étage courant en DP (panneau de l'ascenseur)

Désignation de l'élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	/	0.1	1
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	18	0.02	0.36
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
La charge permanente		G (KN/m ²)	6.07
La charge d'exploitation		Q (KN/m ²)	1.5

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

- **Décrochements et séchoirs en dalle pleine**

Tableau.II.10 : Evaluation des charges dans les décrochements et les séchoirs en DP

Désignation de l'élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	25	0.12	3.00
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Mortier de pose	18	0.02	0.36
Carrelage	20	0.02	0.2
Garde-corps	/	/	0.1
La charge permanente		G (KN/m ²)	4.46
La charge d'exploitation		Q (KN/m ²)	3.5

II.4.2. Murs extérieurs (double cloison)

Tableau.II.11 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation de l'élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	/	0.15	1.3
Lame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	/	0.1	0.9
Enduit en ciment	20	0.02	0.4
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
La charge permanente		G (KN/m ²)	2.8
La charge d'exploitation		Q (KN/m ²)	/

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

II.4.3. L'escalier

- **Palier**

Tableau.II.12 : Evaluation des charges dans le palier.

Désignation de l'élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	18	0.02	0.36
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en BA	25	0.16	4
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
La charge permanente		G (KN/m ²)	5.32
La charge d'exploitation		Q (KN/m ²)	2.5

- **Volée**

Tableau.II.13 : Evaluation des charges dans la volée.

Désignation de l'élément	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la volée	25	0.16/cos34.93	4.83
Poids de la marche	25	0.17/2	2.12
Carrelage	Vertical	20	0.02
	Horizontal	20	0.02
Mortier de pose	Vertical	18	0.02
	Horizontal	18	0.02
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Garde-corps	/	/	0.6
La charge permanente		G (KN/m ²)	9.63
La charge d'exploitation		Q (KN/m ²)	2.5

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

II.4.4. Tableau récapitulatif des charges et surcharges

Tableau.II.14 : résumé des charges et surcharges.

Éléments	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible en CC	6.43	1
Panneau de l'ascenseur en DP	7.43	1
Plancher étage courant en CC	5.07	1.5
Panneau courant de l'ascenseur en DP	6.07	1.5
Séchoirs et décrochements en DP	4.46	3.5
Murs extérieurs	2.8	/
Palier	5.32	2.5
Volée	9.63	2.5

Remarque : la charge d'exploitation des boutiques (RDC), les services (1^{er} entre-sol) et le parking (2^{ème} entre-sol) sont comme suit

- $Q_{services}=Q_{parkin}=2.5 \text{ KN/m}^2$
- $Q_{boutique}=5 \text{ KN/m}^2$

II.5. Descente de charge

Pour assurer la solidité et la stabilité de la construction, il est indispensable de répartir judicieusement les charges et surcharges sur chaque élément. La répartition des charges implique l'évaluation de diverses charges appliquées à chaque partie de la structure, notamment :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère).

Cette répartition des charges se fait de manière descendante, du niveau le plus élevé (charpente ou toiture-terrasse) vers le niveau le plus bas (les fondations). Cette étape, cruciale dans la conception structurale en génie civil, assure que la structure peut supporter les charges de manière sûre et efficace.

Dans le cas contraire, l'ingénieur civil doit envisager une solution globale pour cette problématique, souvent impliquant un redimensionnement des éléments.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

Dans la suite de l'étude, nous allons nous concentrer sur deux types de poteaux :

- Un poteau central C5.
- Un poteau de rive A2.

• Poteau C5

➤ Surface afférente

$$S1=2.075 \times 2.13 = 4.42 \text{ m}^2 = S2.$$

$$S3=2.6 \times 2.13 = 5.54 \text{ m}^2 = S4.$$

$$S_{\text{palier}} = 1.4 \times 2.075 = 2.905 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{volée}} = 0.73 \times 2.075 = 1.51 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{ascenseur}} = S2.$$

$$S_{\text{CC}} = 11.08 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{DP}} = 8.84 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}}^{C5} = 19.92 \text{ m}^2.$$



➤ Poids propre des poteaux

$$P_{\text{pot}} = \rho_{\text{béton}} \times b \times h \times H = 25 \times S \times H.$$

Tableau.II.15 : poids propre des poteaux

Etages	1 ^{er} entre-sol 2 ^{ème} entre-sol	RDC+ 1 ^{er}	2 ^{ème} +3 ^{ème}	4 ^{ème} +5 ^{ème}	6 ^{ème} +7 ^{ème}
Section (b×h) cm²	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35
Hauteur de l'étage	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
Poids du poteau (KN)	21.03	17.21	13.77	10.71	8.03

➤ Poids propre des poutres

$$P_{\text{pout}} = 25 \times S \times H.$$

Tableau.II.16 : poids propre des poutres

/	Poutres principales	Poutres secondaires
Section (b*h) cm²	30×40	30×35
L(m)	4.675	4.26
Poids de la poutre (KN)	14.02	11.18

➤ **Poids propre du panneau de l'ascenseur**

$$P_{AS}^G = S_{aff}^G \times G_{Ti} = 2 \times 2 \times 7.43 = 29.72 \text{ KN.}$$

$$P_{AS}^Q = S_{TI}^Q \times Q_{Ti} = (4 + 0.3 \times 4) \times 1 = 5.2 \text{ KN}$$

➤ **Poids propre de la terrasse inaccessible**

$$P_{CC}^G = S_{aff}^G \times G_{Ti} = 11.08 \times 6.43 = 71.24 \text{ KN.}$$

$$P_{DP}^G = S_{DP}^G \times G_{Ti} = 8.84 \times 7.43 = 65.68 \text{ KN.}$$

$$P_{TI}^Q = S_{TI}^Q \times Q_{Ti} = 19.92 + 0.3 \times 25.2 \times 1 = 27.48 \text{ KN.}$$

➤ **Poids propre de l'étage courant**

$$P_{CC}^G = 11.08 \times 5.07 = 56.17 \text{ KN.}$$

$$P_{AS}^G = 4.42 \times 6.07 = 26.83 \text{ KN.}$$

$$P_{PAL}^G = 2.905 \times 5.32 = 15.45 \text{ KN.}$$

$$P_{VOL}^G = 1.51 \times 9.63 = 14.54 \text{ KN.}$$

$$P_{CC}^Q = 15.5 \times 1.5 = 23.25 \text{ KN.}$$

$$P_{DP}^Q = 4.42 \times 2.5 = 11.03 \text{ KN.}$$



$$P_{DP}^G = 56.82 \text{ KN.}$$



$$P_{EC}^Q = 34.28 \text{ KN (du 1}^{er} \text{ au 7}^{ème} \text{ étage).}$$

➤ **Poids propre du Rez De Chaussée (sous Q)**

$$P_{RDC}^Q = 19.92 \times 2.5 = 49.8 \text{ KN.}$$

➤ **Poids propre du 1^{er} entre sol**

$$P_{1er \text{ entre sol}}^G = 14.38 \times 5.07 + 5.54 \times 9.63 = 126.25 \text{ KN.}$$

$$P_{1er \text{ entre sol}}^Q = 27.48 \times 2.5 = 68.7 \text{ KN.}$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

➤ **Poids propre du 2^{ème} entre sol**

$$P_{2\text{ème entre sol}}^G = 14.38 \times 5.07 + 5.54 \times 9.63 = 126.25 \text{ KN.}$$

$$P_{2\text{ème entre sol}}^Q = 27.48 \times 5 = 137.4 \text{ KN.}$$

➤ **Poids propre des cloisons (double) du 2^{ème} entre sol**

$$P_{CS1} = 2.13 \times 2.84 \times 2.8 = 16.93 \text{ KN.}$$

$$P_{CS2} = 2.6 \times 2.84 \times 2.8 = 20.67 \text{ KN.}$$



$$P_{CS} = 37.6 \text{ KN.}$$

➤ **Poids propre des cloisons (double) du 1^{er} entre sol**

$$P_{CS1} = 2.13 \times 4.05 \times 2.8 = 24.15 \text{ KN.}$$

$$P_{CS2} = 2.6 \times 4.05 \times 2.8 = 29.48 \text{ KN.}$$

$$P_{CS3} = 2.075 \times 4.05 \times 2.8 = 23.53 \text{ KN.}$$



$$P_{CS} = 77.16 \text{ KN.}$$

➤ **Poids propre des cloisons (double) du RDC**

$$P_{CS1} = 2.13 \times 3.88 \times 2.8 = 23.14 \text{ KN.}$$

$$P_{CS2} = 2 \times 3.88 \times 2.8 = 21.73 \text{ KN.}$$

$$P_{CS3} = 2 \times 3.88 \times 2.8 = 21.73 \text{ KN.}$$

$$P_{CS4} = 2.3 \times 3.88 \times 2.8 = 28.25 \text{ KN}$$



$$P_{CS} = 94.85 \text{ KN.}$$

➤ **Poids propre des cloisons (double) des étages (1^{er} _ 7^{ème})**

$$P_{CS1} = 2.13 \times 2.86 \times 2.8 = 17.05 \text{ KN.}$$

$$P_{CS2} = 2.075 \times 2.86 \times 2.8 = 16.62 \text{ KN.}$$

$$P_{CS3} = 2 \times 2.86 \times 2.8 = 16 \text{ KN.}$$



$$P_{CS} = 49.67 \text{ KN.}$$

II.6. La loi de dégression des charges d'exploitation

D'après le **DTR (B.C 2.2.art.6.3)**, il faut Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

$$N_{11} = Q_0$$

$$N_{10} = Q_0 + Q_1$$

$$N_9 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$N_8 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$N_{7, 6, 5, 4} = Q_0 + \frac{3+n}{2*n} (Q_1 + \dots + Q_n)$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

$$N_3 = Q_0 + \frac{3+n}{2*n} (Q_1 + \dots + Q_n) + Q_8$$

$$N_2 = Q_0 + \frac{3+n}{2*n} (Q_1 + \dots + Q_n) + Q_8 + Q$$

$$N_1 = Q_0 + \frac{3+n}{2*n} (Q_1 + \dots + Q_n) + Q_8 + Q_9 + Q_{10}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (C5) sont représentés dans le tableau suivant

Tableau.II.17. Descente de charge sur le poteau C5

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N11	Panneau de l'ascenseur	29.72	5.2
	Poutre	25.2	
	Poteau	8.03	
	Cloisons	60	
N10	Venant de N11	122.95	32.68
	Terrasse inaccessible en CC	71.24	
	Dalle pleine	65.68	
	Poutre	25.2	
	Poteau	8.03	
N9	Venant de N10	293.1	63.872
	Plancher étage courant en CC	56.17	
	Dalle pleine	56.82	
	Poutres	25.2	
	Poteaux	8.03	
	Cloisons	49.67	
N8	Venant de N9	488.99	91.636
	Plancher EC	56.17	
	Dalle pleine	56.82	
	Poutres	25.2	
	Poteaux	10.71	
	Cloison	49.67	
N7	Venant de N8	687.56	109.456
	Plancher EC	56.17	
	Dalle pleine	56.82	
	Poutres	25.2	
	Poteaux	10.71	
	Cloison	49.67	
N6	Venant de N7	886.13	128.65
	Plancher EC	56.17	
	Dalle pleine	56.82	
	Poutres	25.2	
	Poteaux	13.77	
	Cloison	49.67	

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

N5	Venant de N6 Plancher EC Dalle pleine Poutres Poteaux Cloison	1087.76 56.17 56.82 25.2 13.77 49.67	146.40
N4	Venant de N5 Plancher EC Dalle pleine Poutres Poteaux Cloison	1289.39 56.17 56.82 25.2 17.21 49.67	163.75
N3	Venant de N4 Plancher EC Dalle pleine Poutres Poteaux Cloison	1494.46 56.17 56.82 25.2 22.95 94.85	208.89
N2	Venant de N3 Plancher EC Poutres Poteaux Cloison	1739.45 126.25 25.2 20.9 77.16	275.25
N1	Venant de N2 Plancher EC Poutres Poteaux Cloison	1988.96 126.25 25.2 29.22 37.6	408
Total		Gt=2207.23	Qt=408

Remarque : d'après le **CBA (article B.8.1.1_page 150)**, le poteau C5 n'appartient pas à un bâtiment à 02 travées et il n'est pas voisin de rive, donc pas de majoration à faire.

L'effort normal à la base du poteau C5 à l'ELU est

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2207.23 + 1.5 \times 408.$$

$$N_u = 3591.76 \text{ KN.}$$

- **Vérification du poteau C5**
- **A la résistance en compression**

$$(N_u^*/B) \leq \frac{0.85 F_{c28}}{\gamma_b} = \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa.}$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

$$B \geq \frac{Nu^* \times \gamma_b}{0.85 F_{c28}} = \frac{3591.76 \times 10^{-3} \times 1.5}{0.85 \times 25} = 0.253 \text{ m}^2$$

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux

Tableau.II.18. Vérification du poteau C5 à la compression

N	Nu (MN)	Section des poteaux	B (m²)	B_{calculer} (m²)	Condition B ≥ B_{calculer}	σ_{bc}	Condition σ_{bc} ≤ σ_{bc} (admissible)
N11	173.78×10 ⁻³	0.3×0.35	0.105	0.0122	Vérifiée	1.65	Vérifiée
N10	444.7×10 ⁻³	0.3×0.35	0.105	0.0313	Vérifiée	4.23	Vérifiée
N9	755.94×10 ⁻³	0.3×0.35	0.105	0.0533	Vérifiée	7.19	Vérifiée
N8	1065.65×10 ⁻³	0.35×0.4	0.14	0.0752	Vérifiée	7.61	Vérifiée
N7	1360.46×10 ⁻³	0.35×0.4	0.14	0.0960	Vérifiée	9.71	Vérifiée
N6	1661.45×10 ⁻³	0.4×0.45	0.18	0.1172	Vérifiée	9.23	Vérifiée
N5	1960.27×10 ⁻³	0.4×0.45	0.18	0.1383	Vérifiée	10.89	Vérifiée
N4	2263.15×10 ⁻³	0.45×0.5	0.225	0.1597	Vérifiée	10.05	Vérifiée
N3	2661.59×10 ⁻³	0.45×0.5	0.225	0.1878	Vérifiée	11.84	Vérifiée
N2	3097.97×10 ⁻³	0.5×0.55	0.275	0.218	Vérifiée	11.26	Vérifiée
N1	3591.76×10 ⁻³	0.5×0.55	0.275	0.253	Vérifiée	13.06	Vérifiée

➤ **Au flambement**

$$Nu^* \leq \alpha \left[\frac{Br \times F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right].$$

CBA 93 (Article-B 8.4.1-page 156).

α : Coefficient tenant compte de l'élançement géométrique (λ) et ce dernier est en fonction de la longueur de flambement (L_f).

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

– **Longueur de flambement**

$$L_f = 0.7 \times L_o.$$

– **Elancement géométrique**

$$\lambda = 3.46 \times (L_f / b).$$

– **La section réduite**

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq Br_{calculé} = \frac{Nu}{\alpha \times \left(\frac{Fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{Fe}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux

Tableau.II.19. Vérification du poteau C5 au flambement

N	b*h	Nu (MN)	Lo (m)	Lf	λ	α	Br	Br _{calculé}	Br ≥ Br _{calculé}
N11	0.3×0.35	173.78×10 ⁻³	1.5	1.05	12.11	0.830	0.0924	0.0095	Vérifiée
N10	0.3×0.35	444.7×10 ⁻³	3.06	2.142	24.70	0.773	0.0924	0.0261	Vérifiée
N9	0.3×0.35	755.94×10 ⁻³	3.06	2.142	24.70	0.773	0.0924	0.0444	Vérifiée
N8	0.35×0.4	1065.65×10 ⁻³	3.06	2.142	21.17	0.792	0.1254	0.0611	Vérifiée
N7	0.35×0.4	1360.46×10 ⁻³	3.06	2.142	21.17	0.792	0.1254	0.0780	Vérifiée
N6	0.4×0.45	1661.45×10 ⁻³	3.06	2.142	18.52	0.804	0.1634	0.0939	Vérifiée
N5	0.4×0.45	1960.27×10 ⁻³	3.06	2.142	18.52	0.804	0.1634	0.1108	Vérifiée
N4	0.45×0.5	2263.15×10 ⁻³	3.06	2.142	16.46	0.813	0.2064	0.1265	Vérifiée
N3	0.45×0.5	2661.59×10 ⁻³	4.08	2.856	21.95	0.788	0.2064	0.1535	Vérifiée
N2	0.5×0.55	3097.97×10 ⁻³	4.25	2.975	20.58	0.795	0.2544	0.1771	Vérifiée
N1	0.5×0.55	3591.76×10 ⁻³	3.04	2.128	14.72	0.820	0.2544	0.1990	Vérifiée

Pas de risque d'éclatement ni de flambement.

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

- **Poteau A2**

- **Surface afférente**

$$S1 = 2.165 \times 1.58 = 3.42 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.98 \times 1.58 = 3.13 \text{ m}^2$$

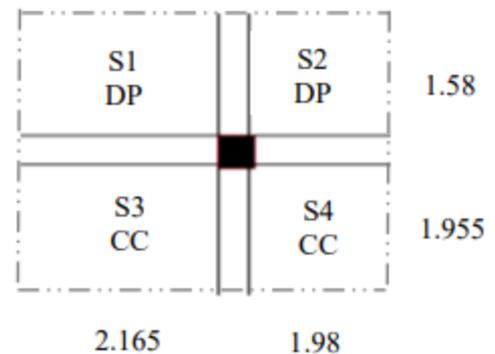
$$S3 = 2.165 \times 1.955 = 4.23 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.98 \times 1.955 = 3.87 \text{ m}^2$$

$$S_{CC} = 8.1 \text{ m}^2$$

$$S_{DP} = 6.55 \text{ m}^2$$

$$S_{aff}^{A2} = 14.65 \text{ m}^2.$$



- **Poids propre des poteaux**

Voir (Tableau.II.15 : poids propre des poteaux_ page 25_).

- **Poids propre des poutres**

Tableau.II.20. Poids propre des poutres

/	Poutres principales	Poutres secondaires
Section (b×h) cm²	30×40	30×35
L(m)	3.535	4.145
Poids de la poutre (KN)	10.605	10.88

- **Poids propre de la terrasse inaccessible**

$$P_{TI}^G = 14.65 \times 6.43 = 94.19 \text{ KN.}$$

$$P_{TI}^Q = 14.65 + 0.3 \times 7.68 \times 1 = 16.95 \text{ KN.}$$

- **Poids propre de l'étage courant**

$$P_{CC}^G = 8.1 \times 5.07 = 41.06 \text{ KN.}$$

$$P_{DP}^G = 6.55 \times 6.07 = 39.75 \text{ KN.}$$

$$P_{EC}^Q = 8.1 \times 1.5 + 6.55 \times 3.5 = 35.075 \text{ KN.}$$



(Du 1^{er} au 7^{ème} étage).

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

➤ Poids propre du Rez De Chaussée

$$P_{RDC}^G = 14.65 \times 5.07 = 74.27 \text{ KN.}$$

$$P_{RDC}^Q = 14.65 \times 2.5 = 36.62 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre du 1^{er} entre sol

$$P_{1er \text{ entre sol}}^G = 8.1 \times 5.07 = 41.06 \text{ KN.}$$

$$P_{1er \text{ entre sol}}^Q = 8.1 \times 2.5 = 20.25 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre du 2^{ème} entre sol

$$P_{2ème \text{ entre sol}}^G = 8.1 \times 5.07 = 41.06 \text{ KN.}$$

$$P_{2ème \text{ entre sol}}^Q = 8.1 \times 2.5 = 20.25 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre des cloisons (double) du 2^{ème} entre sol

$$P_{CS1} = 1.98 \times 2.84 \times 2.8 = 16.02 \text{ KN.}$$

$$P_{CS2} = 2.165 \times 2.84 \times 2.8 = 17.52 \text{ KN.}$$



$$P_{CS} = 33.54 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre des cloisons (double) du 1^{er} entre sol

$$P_{CS1} = 1.98 \times 4.05 \times 2.8 = 22.45 \text{ KN.}$$

$$P_{CS2} = 2.165 \times 4.05 \times 2.8 = 24.55 \text{ KN.}$$



$$P_{CS} = 47 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre des cloisons (double) du RDC

$$P_{CS1} = 1.955 \times 3.88 \times 2.8 = 21.24 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre des cloisons (double) des étages (1^{er} _ 7^{ème})

$$P_{CS1} = 1.58 \times 2.86 \times 2.8 = 12.65 \text{ KN.}$$

$$P_{CS2} = 1.98 \times 2.86 \times 2.8 = 15.85 \text{ KN.}$$



$$P_{CS} = 28.5 \text{ KN.}$$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (A2) sont représentés dans le tableau suivant

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

Tableau.II.21. Descente de charge sur le poteau A2

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N10	Terrasse inaccessible Dalle pleine Poutre Poteau	52.08 48.66 21.47 8.03	16.95
N9	Venant de N10 Terrasse inaccessible en CC Dalle pleine Poutre Poteau Cloisons	130.24 41.06 34.12 21.47 8.03 28.5	52.025
N8	Venant de N9 Plancher étage courant en CC Dalle pleine Poutres Poteaux Cloisons	263.42 41.06 34.12 21.47 10.71 28.5	83.6
N7	Venant de N8 Plancher EC Dalle pleine Poutres Poteaux Cloison	399.28 41.06 34.12 21.47 10.71 28.5	87.82
N6	Venant de N7 Plancher EC Dalle pleine Poutres Poteaux Cloison	535.14 41.06 34.12 21.47 13.77 28.5	129.19
N5	Venant de N6 Plancher EC Dalle pleine Poutres Poteaux Cloison	674.06 41.06 34.12 21.47 13.77 28.5	148.5
N4	Venant de N5 Plancher EC Dalle pleine Poutres Poteaux Cloison	812.98 41.06 34.12 21.47 17.21 28.5	166.36

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

N3	Venant de N4 Plancher EC Poutres Poteaux Cloison	955.34 41.06 21.47 22.95 21.24	196.67
N2	Venant de N3 Plancher EC Poutres Poteaux Cloison	1062.06 41.06 21.47 29.22 33.54	212.71
N1	Venant de N2 Plancher EC Poutres Poteaux Cloison	1187.35 41.06 21.47 20.9 47	251.11
Total		Gt = 1317.78	Qt = 251.11

Remarque : d'après le **CBA (article B.8.1.1_page 150)**, le poteau A2 n'appartient pas à un bâtiment à 02 travées et il n'est pas voisin de rive, donc pas de majoration à faire.

L'effort normal à la base du poteau A2 à l'ELU est

$$N_u = 1.35 \times 1317.78 + 1.5 \times 251.11$$

$$N_u = 2155.66 \text{ KN.}$$

- **Vérification du poteau A2**
- **A la résistance en compression**

$$(N_u^*/B) \leq \frac{0.85 F_{c28}}{\gamma_b} = \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \frac{N_u \times \gamma_b}{0.85 F_{c28}} = \frac{2155.66 \times 10^{-3} \times 1.5}{0.85 \times 25} = 0.152 \text{ m}^2$$

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

Tableau.II.22. Vérification du poteau A2 à la compression

N	Nu (MN)	Section des poteaux	B (m ²)	B _{calculer} (m ²)	Condition B ≥ B _{calculer}	σ _{bc}	condition σ _{bc} ≤ σ _{bc} (admissible)
N10	201.24×10 ⁻³	0.3×0.35	0.105	0.0142	Vérifiée	1.91	Vérifiée
N9	433.65×10 ⁻³	0.3×0.35	0.105	0.0306	Vérifiée	4.13	Vérifiée
N8	664.24×10 ⁻³	0.35×0.4	0.14	0.0468	Vérifiée	4.74	Vérifiée
N7	854.16×10 ⁻³	0.35×0.4	0.14	0.0602	Vérifiée	6.10	Vérifiée
N6	1103.76×10 ⁻³	0.4×0.45	0.18	0.0779	Vérifiée	6.13	Vérifiée
N5	1320.27×10 ⁻³	0.4×0.45	0.18	0.0931	Vérifiée	7.33	Vérifiée
N4	1539.24×10 ⁻³	0.45×0.5	0.225	0.1086	Vérifiée	6.84	Vérifiée
N3	1728.87×10 ⁻³	0.45×0.5	0.225	0.1220	Vérifiée	7.68	Vérifiée
N2	1921.98×10 ⁻³	0.5×0.55	0.275	0.1356	Vérifiée	6.98	Vérifiée
N1	2155.66×10 ⁻³	0.5×0.55	0.275	0.1521	Vérifiée	7.83	Vérifiée

➤ **Au flambement**

Il faut vérifier que

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq Br_{calculé} = \frac{Nu}{\alpha \times \left(\frac{Fc28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{Fe}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments de la structure

Tableau.II.23. Vérification du poteau A2 au flambement

N	b*h	Nu (MN)	Lo (m)	L _f	λ	α	Br	Br _{calculé}	Br ≥ Br _{calculé}
N10	0.3×0.35	201.24×10 ⁻³	3.06	2.142	24.70	0.773	0.0924	0.0118	Vérifiée
N9	0.3×0.35	433.65×10 ⁻³	3.06	2.142	24.70	0.773	0.0924	0.0254	Vérifiée
N8	0.35×0.4	664.24×10 ⁻³	3.06	2.142	21.17	0.792	0.1254	0.0381	Vérifiée
N7	0.35×0.4	854.16×10 ⁻³	3.06	2.142	21.17	0.792	0.1254	0.0490	Vérifiée
N6	0.4×0.45	1103.76×10 ⁻³	3.06	2.142	18.52	0.804	0.1634	0.0624	Vérifiée
N5	0.4×0.45	1320.27×10 ⁻³	3.06	2.142	18.52	0.804	0.1634	0.0746	Vérifiée
N4	0.45×0.5	1539.24×10 ⁻³	3.06	2.142	16.46	0.813	0.2064	0.0860	Vérifiée
N3	0.45×0.5	1728.87×10 ⁻³	4.08	2.856	21.95	0.788	0.2064	0.0997	Vérifiée
N2	0.5×0.55	1921.98×10 ⁻³	4.25	2.975	20.58	0.795	0.2544	0.1098	Vérifiée
N1	0.5×0.55	2155.66×10 ⁻³	3.04	2.128	14.72	0.820	0.2544	0.1194	Vérifiée

II.7. Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

Tableau.II.24. Les sections adoptées pour les éléments de la structure.

Eléments	Section
Poutres principales	30×40
Poutres secondaires	30×35
Poteaux (1 ^{er} 2 ^{ème} entre-sol)	50×55
Poteaux (RDC+1 ^{er} étage)	45×50
Poteaux (2 ^{ème} +3 ^{ème} étage)	40×45
Poteaux (4 ^{ème} +5 ^{ème} étage)	35×40
Poteaux (6 ^{ème} +7 ^{ème} étage)	30×35

Chapitre III

Etudes des éléments secondaires



III.1.Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments : Les éléments principaux et les éléments secondaires.

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires (non structuraux) à savoir : les planchers, l'acrotère et les escaliers ainsi que l'ascenseur.

Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

III.2. Etude des planchers corps creux

Le calcul des plancher en corps creux revient à ferrailer principalement les poutrelles et forfaitairement la dalle de compression.

- **Etude de poutrelles**

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres continues.

- **Les méthodes de calculs utilisés**

Pour calculer les sollicitations dans les poutrelles en béton armé on utilise l'une de ces deux méthodes : la méthode forfaitaire ou bien la méthode de Caquot.

- **la méthode forfaitaire (BAEL91 Art B.6.2, 21)**

La méthode forfaitaire n'est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$.
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

- **Application de la méthode forfaitaire**

- **Valeurs des moments**

Les valeurs en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0).$$

$$M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha) M_0}{2} \quad (\text{pour une travée intermédiaire}).$$

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha) M_0}{2} \quad (\text{pour une travée de rive}).$$

Avec

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \text{ (le moment isostatique maximal dans la travée correspondante).}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} .$$

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.

0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

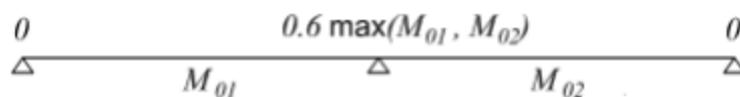


Fig.III.1: diagramme des moments des appuis pour une poutre à 02 travées.

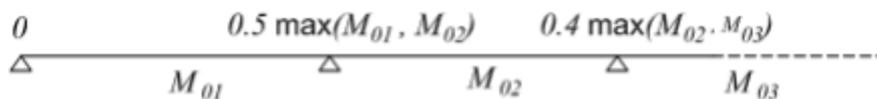


Fig.III.2: diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 02 travées.

Remarque : les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le **BAEL91** préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer n moment fictif $M_a = - 0,15 M_0$.

- **Valeurs des efforts tranchants**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant aux appuis, ce dernier es calculé en supposant une discontinuité entre les travées c'est -à- dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour les appuis voisins des appuis de rive en majorant l'effort tranchant isostatique de :

15% pour une poutre à deux (02) travées seulement.

10% pour une poutre à plus de deux travées.

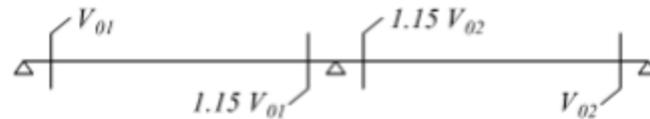


Fig.III.3 : diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 02 travées.

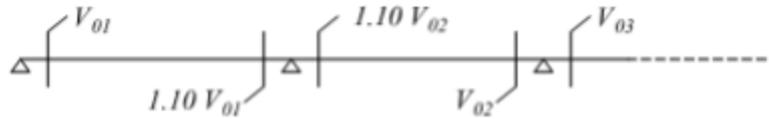


Fig.III.4: diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 02 travées.

- **Méthode de Caquot (BAEL91 Art B.6.2, 22)**

La méthode s'applique essentiellement aux poutres-planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation relativement élevées : $Q > \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$.

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas validée, Donc dans ce cas il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre ($G' = 2G/3$) pour le calcul des moments sur appui seulement, et de reprendre la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

- **Application de la méthode de Caquot**

- **Valeurs des moments en travées**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right).$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (l-x).$$

$$X = \frac{x}{l} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

- **Valeurs des moments en appuis**

Pour le cas de charges réparties, les moments sur Les appuis intermédiaires sont donnés par

$$M_a = - \frac{q_g \times l_g'^3 \times q_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec

l_g' et l_d' longueurs fictives, tel que

$l' = 0.8 L$ pour une travée intermédiaire.

$l' = L$ pour une travée de rive.

q_g et q_d (chargement à gauche et à droite de l'appui).

• Valeurs de l'effort tranchant

$$V_i = \pm \frac{ql}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Avec

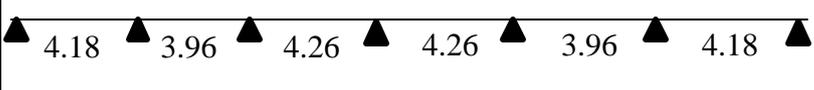
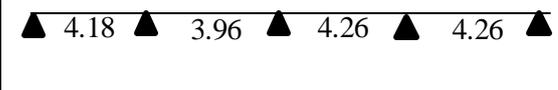
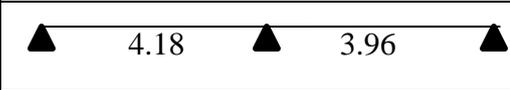
M_g : moment sur l'appui à droite de la travée considérée.

M_d : moment sur l'appui à gauche de la travée considérée.

l : porté de la travée.

• Type de poutrelles constituant notre projet

Tableau.III.1: types de poutrelles constituant le projet étudié

Types	Schéma statique des poutrelles	niveaux
Type1		2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol, RDC, EC, TI
Type2		2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol, RDC, EC, TI
Type3		2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol, RDC, EC
Type6		RDC, EC
Type8		TI

• **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**

Tableau.III.2: vérifications des conditions de la MF pour chaque type de poutrelles

Types	Conditions de la MF	observation	Méthode adoptée
Type1	$Q \leq \min (2 \times 6.43 = 12.84, 5 \text{ KN/m}^2)$. $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ I = constante (même corps creux). F.P.N.	Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée	Méthode forfaitaire
Type2	$Q \leq \min (2 \times 6.43 = 12.84, 5 \text{ KN/m}^2)$. $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ I = constante (même corps creux). F.P.N.	Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée	Méthode forfaitaire
Type3	Poutre isostatique	/	Méthode RDM
Type6	$Q \leq \min (2 \times 5.07 = 10.14, 5 \text{ KN/m}^2)$. $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ I = constante (même corps creux). F.P.N.	Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée	Méthode forfaitaire
Type8	$Q \leq \min (2 \times 6.43 = 12.84, 5 \text{ KN/m}^2)$. $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ I = constante (même corps creux). F.P.N.	Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée	Méthode forfaitaire

Remarque : pour chaque type de poutrelles, nous avons pris les valeurs maximales des charges d'exploitation et des charges permanentes qui leurs correspondent.

Commentaire : toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont validées, donc toutes les poutrelles seront calculées suivant cette dernière.

En ce qui suit on va présenter un exemple de calcul pour un type de poutrelle (type1), les résultats obtenus pour les autres poutrelles seront compilés dans les **Tableau III.6, 7, 8, 9 et 10.**

• **Calcul des sollicitations**

➤ **Evaluation des charges et surcharges revenant aux poutrelles**

$$\left. \begin{aligned} P_u &= 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ q_u &= P_u \times L_0 \end{aligned} \right\} \text{ELU}$$

$$\left. \begin{aligned} P_s &= G+Q \\ q_s &= P_s \times L_0 \end{aligned} \right\} \text{ ELS}$$

Avec $L_0 = 65 \text{ cm}$.

Tableau.III.3: évaluation des charges et surcharges revenant aux poutrelles

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			Pu	qu	Ps	qs
TI	6.43	1	10.18	6.62	7.43	4.83
EC	5.07	1.5	9.09	5.9	6.57	4.27
RDC	5.07	5	14.34	9.32	10.07	6.55
1 ^{er} au 2 ^{ème} entre sol	5.07	2.5	10.59	6.88	7.57	4.92

Remarque : Par analyse des résultats calculés, on remarque que les sollicitations maximales au niveau de RDC sont plus importantes que celles des autres niveaux, par contre les résultats de terrasse inaccessible, l'étage courant et les deux entre sol se rapprochent. Donc On opte pour deux types de calcul et de ferrailage (le premier pour le plancher RDC, et le deuxième pour les autres planchers).

➤ **Les moments isostatiques dans les travées de la poutrelle étudiée**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} \text{ (ELU).}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} \text{ (ELS).}$$

Les résultats des calculs des moments isostatiques sont compilés dans le tableau suivant

Tableau.III.4: Les moments isostatiques en travée de la poutrelle étudiée au niveau du RDC.

Travée	Le moment à l'ELU	Le moment à l'ELS
AB	20.35	14.30
BC	18.26	12.83
CD	21.14	14.85
DE	21.14	14.85
EF	18.26	12.83
FG	20.35	14.30

➤ Les moments aux appuis de rives

❖ Appui A et G

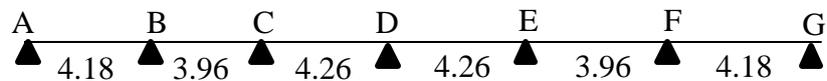


Tableau.III.5: schéma statique de la poutrelle étudiée.

$$M_A = M_G = 0 \text{ KN.m}$$

BAEL91 : préconise des aciers de fissuration, tel que $M_A = M_G = -0.15 \cdot M_0$

$$\text{ELU} : M_A^U = M_G^U = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 20.35 = -3.05 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_A^S = M_G^S = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 14.3 = -2.14 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments aux appuis intermédiaires

❖ **Appui B** : $M_B = -0.5 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$.

$$\text{ELU} : M_B^U = -0.5 \times 20.35 = -10.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_B^S = -0.5 \times 14.3 = -7.15 \text{ KN.m}$$

❖ **Appui C** : $M_C = -0.4 \times \max (M_0^{BC} ; M_0^{CD})$.

$$\text{ELU} : M_C^U = -0.4 \times 21.14 = -8.45 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_C^S = -0.4 \times 14.85 = -5.94 \text{ KN.m}$$

❖ **Appui D** : $M_D = -0.4 \times \max (M_0^{CD} ; M_0^{DE})$.

$$\text{ELU} : M_D^U = -0.4 \times 21.14 = -8.45 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_D^S = -0.4 \times 14.85 = -5.94 \text{ KN.m}$$

❖ **Appui E** : $M_E = -0.4 \times \max (M_0^{DE} ; M_0^{EF})$.

$$\text{ELU} : M_E^U = -0.4 \times 21.14 = -8.45 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_E^S = -0.4 \times 14.85 = -5.94 \text{ KN.m}$$

❖ **Appui F** : $M_F = -0.5 \times \max (M_0^{EF} ; M_0^{FG})$.

$$\text{ELU} : M_F^U = -0.5 \times 20.35 = -10.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_F^S = -0.5 \times 14.3 = -7.15 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments en travées

❖ Travée AB (travée de rive)

$$M_{tr}^{AB} + \frac{|M_A| + |M_B|}{2} \geq \max[1,05; 1 + 0,3\alpha] m_0^{AB} \quad \dots (1)$$

$$M_{tr}^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} m_0^{AB} \quad \dots (2)$$

Avec

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5}{5+5,07} = 0,496$$

$$1 + 0,3 \times \alpha = 1,148.$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,674.$$

Donc

$$M_{tr}^{AB} \geq 1,148 m_0^{AB} - 0,25 m_0^{AB} = 0,898 m_0^{AB} \quad \dots (1)$$

$$M_{tr}^{AB} \geq 0,674 m_0^{AB} \quad \dots (2)$$

Entre (1) et (2), on prend la plus défavorable

$$\text{ELU} : M_{tr}^{AB} = 0,898 \times 20,35 = 18,27 \text{ KN.m.}$$

$$\text{ELS} : M_{tr}^{AB} = 0,898 \times 14,3 = 12,84 \text{ KN.m.}$$

❖ Travée BC (travée intermédiaire)

$$M_{tr}^{BC} + \frac{|M_B| + |M_C|}{2} \geq \max[1,05; 1 + 0,3\alpha] m_0^{BC} \quad \dots (1)$$

$$M_{tr}^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} m_0^{BC} \quad \dots (2)$$

$$M_{tr}^{BC} \geq 1,148 m_0^{BC} - 0,25 m_0^{BC} - 0,2 m_0^{BC} = 0,698 m_0^{BC} \quad \dots (1)$$

$$M_{tr}^{BC} \geq 0,574 m_0^{BC} \quad \dots (2)$$

Entre (1) et (2), on prend la plus défavorable

$$\text{ELU} : M_{tr}^{BC} = 0,698 \times 18,26 = 12,74 \text{ KN.m.}$$

$$\text{ELS} : M_{tr}^{BC} = 0,698 \times 12,83 = 8,95 \text{ KN.m.}$$

❖ Travée CD (travée intermédiaire)

$$M_{tr}^{CD} \geq 1,148 m_0^{BC} - 0,4 m_0^{CD} = 0,748 m_0^{CD} \quad \dots (1)$$

$$M_{tr}^{CD} \geq 0,574 m_0^{CD} \quad \dots (2)$$

$$\text{ELU} : M_{\text{tr}}^{\text{CD}} = 0.748 \times 21.14 = 15.81 \text{ KN.m.}$$

$$\text{ELS} : M_{\text{tr}}^{\text{CD}} = 0.748 \times 14.85 = 11.10 \text{ KN.m.}$$

❖ **Travée DE (travée intermédiaire)**

$$M_{\text{tr}}^{\text{DE}} \geq 0.748 m_0^{\text{DE}} \quad \dots(1)$$

$$M_{\text{tr}}^{\text{DE}} \geq 0.574 m_0^{\text{DE}} \quad \dots(2)$$

$$\text{ELU} : M_{\text{tr}}^{\text{DE}} = 0.748 \times 21.14 = 15.81 \text{ KN.m.}$$

$$\text{ELS} : M_{\text{tr}}^{\text{DE}} = 0.748 \times 14.85 = 11.10 \text{ KN.m.}$$

❖ **Travée EF (travée intermédiaire)**

$$M_{\text{tr}}^{\text{EF}} \geq 1.148 m_0^{\text{EF}} - 0.25 m_0^{\text{EF}} - 0.2 m_0^{\text{EF}} = 0.698 m_0^{\text{EF}} \quad \dots (1)$$

$$M_{\text{tr}}^{\text{EF}} \geq 0.574 m_0^{\text{EF}} \quad \dots (2)$$

$$\text{ELU} : M_{\text{tr}}^{\text{EF}} = 0.698 \times 18.26 = 12.74 \text{ KN.m.}$$

$$\text{ELS} : M_{\text{tr}}^{\text{EF}} = 0.698 \times 12.83 = 8.95 \text{ KN.m.}$$

❖ **Travée FG (travée de rive)**

$$M_{\text{tr}}^{\text{FG}} \geq 1.148 m_0^{\text{FG}} - 0.25 m_0^{\text{FG}} = 0.898 m_0^{\text{FG}} \quad \dots (1)$$

$$M_{\text{tr}}^{\text{FG}} \geq 0.674 m_0^{\text{FG}} \quad \dots (2)$$

$$\text{ELU} : M_{\text{tr}}^{\text{FG}} = 0.898 \times 20.35 = 18.27 \text{ KN.m.}$$

$$\text{ELS} : M_{\text{tr}}^{\text{FG}} = 0.898 \times 14.30 = 12.84 \text{ KN.m.}$$

❖ **Les efforts tranchants**

Le calcul se fait uniquement à l'ELU

$$V_i = \frac{q_u \times l}{2} \text{ (ELU).}$$

❖ **Travée AB**

$$V_A = \frac{9.32 \times 4.18}{2} = 19.47 \text{ KN.}$$

$$V_B = - 1.1 \times \frac{9.32 \times 4.18}{2} = - 21.41 \text{ KN.}$$

❖ **Travée BC**

$$V_B = 1.1 \times \frac{9.32 \times 3.96}{2} = 20.29 \text{ KN.}$$

$$V_C = - \frac{9.32 \times 3.96}{2} = - 18.45 \text{ KN.}$$

❖ **Travée CD**

$$V_C = \frac{9.32 \times 4.26}{2} = 19.85 \text{ KN.}$$

$$V_D = - \frac{9.32 \times 4.26}{2} = - 19.85 \text{ KN.}$$

❖ **Travée DE**

$$V_D = \frac{9.32 \times 4.26}{2} = 19.85 \text{ KN.}$$

$$V_E = - \frac{9.32 \times 4.26}{2} = - 19.85 \text{ KN.}$$

❖ **Travée EF**

$$V_E = \frac{9.32 \times 3.96}{2} = 18.45 \text{ KN.}$$

$$V_F = -1.1 \times \frac{9.32 \times 3.96}{2} = - 20.29 \text{ KN.}$$

❖ **Travée FG**

$$V_F = 1.1 \times \frac{9.32 \times 4.18}{2} = 21.42 \text{ KN.}$$

$$V_G = - \frac{9.32 \times 4.18}{2} = - 19.47 \text{ KN.}$$

Le tableau compile les sollicitations maximales dans la poutrelle étudiée au niveau du RDC

Tableau.III.5: Les sollicitations maximales dans la poutrelle étudiée au niveau du RDC.

Sollicitation	ELU	ELS
$M_{\text{appui}}^{\text{rive}}$ (KN.m)	-3.05	-2.14
$M_{\text{appui}}^{\text{inter}}$ (KN.m)	-10.17	-7.51
$M_{\text{travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	18.27	12.84
V_u^{max} (KN)	21.42	/

• **Calcul du ferrailage des poutrelles pour le RDC**

$h_0 = 4 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; FPN.

Calcul à l'ELU : les poutrelles se calculent comme de section en T à la flexion simple.

❖ **Ferrailage en travée**

Calcul du moment d'équilibre par la table de compression :

$$M_{t_u} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 \times \frac{0.04}{2} \right) \times 10^{-3} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 18.27 \text{ KN.m} < M_{t_u} = 59.07 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre passe par la table de compression (la table de compression n'est pas entièrement comprimée), donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18.27 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.061 < 0.186 \text{ (pivot A)}$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$$

$$\varepsilon_l = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.73 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = 0.669$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.061 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

❖ **Ferrailage longitudinale**

$$A_{tra} = \frac{M_u}{Z \times F_{ST}}$$

Avec

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.078$$

$$Z = 0.174 \text{ m}$$

$$A_{tra} = \frac{18.27 \times 10^{-3}}{0.174 \times 348} = 3.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{ft28}{fe} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{\text{tra}}$$

Donc on adopte $A_{\text{tra}} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

❖ **Ferraillage aux appuis**

✓ **Appui intrmédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{appui}}^{\text{inter}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,17 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,221 > 0,186 \text{ (pivot B).}$$

$$\mu_{bu} = 0,221 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,316$$

$$Z = 0,157$$

$$A_{\text{appui}}^{\text{inter}} = \frac{10,17 \times 10^{-3}}{0,157 \times 348} = 1,86 \text{ cm}^2 .$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{ft28}{fe} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2 < A_{\text{appui}}^{\text{inter}}$$

Donc on adopte $A_{\text{appui}}^{\text{inter}} = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,92 \text{ cm}^2$

✓ **Appui de rive**

$$M_{\text{appui}}^{\text{inter}} = A_{\text{appui}}^{\text{inter}}$$

$$M_{\text{appui}}^{\text{rive}} = A_{\text{appui}}^{\text{rive}}$$

D'où :

$$A_{\text{appui}}^{\text{rive}} = \frac{3,05 \times 1,92}{10,17} = 0,57 \text{ cm}^2 > 0,21 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\text{appui}}^{\text{rive}} = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$.

• **Vérification à l'ELU**

❖ **Vérification de rupture par cisaillement**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_U^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{21,42 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 1,19 < \tau_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots$$

Condition vérifiée.

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **Ferrailage transversale**

$$\varnothing_t \geq \min \left(\frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varnothing_l \right) = \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{100}{10} ; 10 \text{ mm} \right).$$

$$\varnothing_t \geq 5.71 \text{ mm} = 6 \text{ mm}.$$

Soit $2\varnothing 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ (étrier).

❖ **Espacement**

$$1. \quad St \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2. \quad St \leq \frac{A_{tr} \times f_e}{0.4 \times b_0} \quad \longrightarrow \quad St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3. \quad St \leq \frac{0.8 \times A_{tr} \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \quad \longrightarrow \quad St \leq 32.5 \text{ cm}$$

Soit un étrier de $\varnothing 6$ chaque 15 cm.

❖ **Vérification de la jonction table-nervure**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPA}.$$

Avec

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.1}{2} = 0.275$$

donc

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 21.42 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.04 \times 0.18} = 1.39 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPA}.$$

Pas de risque de cisaillement à la jonction table-nervure

❖ **Vérification des armatures longitudinale A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u**

✓ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u = \frac{1.15}{400} \times 21.42 \times 10^{-3} = 0.61$$

$$\text{Avec } A_l^{min} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2 > 0.61 \text{ cm}^2$$

..... condition validée.

✓ **Appui intermédiaire**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_u^{inter}}{0.9*d}) = \frac{1.15}{400} \times (21.42 \times 10^{-3} - \frac{10.17 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18}) = -1.18 \times 10^{-4} < 0, \text{ pas}$$

de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

❖ **Vérification de l'écrasement de la bielle de béton**

$$V_u = 21.42 \text{ KN} \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0.267 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 108.135 \text{ KN.}$$

$$V_u = 21.42 \text{ KN} \leq 108.135 \text{ KN.} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'écrasement de la bielle de béton sous l'effet de l'effort tranchant.

• **Vérification à l'ELS**

❖ **Etat limite du compression du béton**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$$

✓ **En travée**

$$M_{travée}^{ELS} = 12.84 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A * (d - h_0) = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -1.919 \times 10^{-4} < 0$$

L'axe neutre ne passe pas par la table de compression, calcul d'une section en T.

Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad \longrightarrow \quad 5y^2 + 50.85y - 915.3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 144.53 \quad \longrightarrow \quad y = 9.36 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie I de la section efficace

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3} \times 9.36^3 - (65 - 10) \frac{(9.36 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (18 - 9.36)^2$$

$$I = 21464.88 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.84 \times 10^{-3}}{21464.88 \times 10^{-8}} \times 9.36 \times 10^{-2} = 5.59 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \quad \dots \text{ Condition validée.}$$

Pas d'ouverture des fissures du béton.

✓ **En appui intermédiaire**

$$M_{\text{appui_inter}}^{\text{ELS}} = -7.51 \text{ KN.m}$$

Calcul de y et I

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \longrightarrow 5y^2 + 28.8y - 518.4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 105.81 \longrightarrow y = 13.46 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d-y)^2 = \frac{10 \times 13.46^3}{3} + 15 \times 1.92 \times (18-13.46)^2$$

$$I = 8722.17 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.51 \times 10^{-3}}{8722.17 \times 10^{-8}} \times 13.46 \times 10^{-2} = 11.58 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \quad \dots \text{ Condition validée.}$$

Pas d'ouverture des fissures du béton.

❖ **Etat limite de déformation**

✓ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{20}{418} = 0.047 \\ \frac{M_t}{15 \times M_0} &= \frac{18.27}{15 \times 20.35} = 0.059 \end{aligned} \right\} \frac{h}{l} < \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{A}{f_e} \quad (2)$$

$$L < 8 \text{ m} \quad (3)$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après l'article du **BAEL91 Art.B.6.5.2.**

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Avec

f_{gv} : La flèche différée due à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons).

f_{gi} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloisons G sans revêtement

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 m (notre cas) est de

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{418}{500} = 0.836 \text{ cm.}$$

✓ **Les caractéristiques de la section**

$E_v = 10818.7 \text{ MPA}$; $E_i = 32164.2 \text{ MPA}$; $A_{tra} = 3.39 \text{ cm}^2$; $y = 9.36 \text{ cm}$; $I = 21464.88 \text{ cm}^4$.

✓ **Calcul de y_G et de I_0**

$$y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = \frac{b \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + b_0 (h - h_0) \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A'd + 15A'd'}{b \times h_0 + b_0 (h - h_0) + 15A + 15A'} \quad \text{avec : } A' = 0.$$

$$y_G = 7.13 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{b y_G^3}{3} + \frac{b_0 (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_G)^2 + 15A'd'^2$$

$$I_0 = 20405.37 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{tra}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.018$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 65 \times 2.1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \times 0.018} = 2.36$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 0.4 \times 2.36 = 0.944$$

✓ **Evaluation des moments en travées sous les différents chargements**

$q_{serj} = l_0 \times J$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{serj} = 0.65 \times (5.07 - 0.4 - 0.2 - 0.36 - 0.36) = 2,43 \text{ KN/m.}$$

$q_{serg} = l_0 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{serg} = 0.65 \times (5.07) = 3.29 \text{ KN/m.}$$

$q_{serp} = l_0 \times (G+Q)$: La charge permanente + la charge d'exploitation.

$$q_{serp} = 0.65 \times (5.07 + 1.5) = 4.27 \text{ KN/m.}$$

$$M_{g \text{ ser}} = 0,898 \times ((q_g \times l^2)/8)$$

$$M_{g \text{ ser}} = 6.45 \text{ KN.m.}$$

$$M_{j \text{ ser}} = 0,898 \times ((q_j \times L^2)/8)$$

$$M_{j \text{ ser}} = 4.76 \text{ KN.m.}$$

$$M_{p \text{ ser}} = 0,898 \times ((q_p \times L^2)/8)$$

$$M_{p \text{ ser}} = 8.37 \text{ KN.m.}$$

✓ **Contraintes**

$$\sigma_{stg} = 15 \times M_{g\text{ ser}} \times \frac{(d-y)}{I} = 15 \times 6.45 \times \frac{(18-9.36)}{21464.88} \times 10^3 = 38.94 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{stj} = 15 \times M_{j\text{ ser}} \times \frac{(d-y)}{I} = 15 \times 4.76 \times \frac{(18-9.36)}{21464.88} \times 10^3 = 28.73 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{stp} = 15 \times M_{p\text{ ser}} \times \frac{(d-y)}{I} = 15 \times 8.37 \times \frac{(18-9.36)}{21464.88} \times 10^3 = 50.53 \text{ MPA.}$$

✓ **Calcul des coefficients μ :**

$$\mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stg} + f_{t28}} \right) = 0.25$$

$$\mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stj} + f_{t28}} \right) = 0.12$$

$$\mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stp} + f_{t28}} \right) = 0.35$$

✓ **Calcul des inerties fictives I_f :**

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 1.41 \times 10^{-4}$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 1.75 \times 10^{-4}$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 1.22 \times 10^{-4}$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 1.81 \times 10^{-4}$$

✓ **Calcul des flèches :**

$$f_{gv} = M_{g\text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 5.75 \text{ mm.}$$

$$f_{ji} = M_{j\text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 1.47 \text{ mm.}$$

$$f_{pi} = M_{p\text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 3.27 \text{ mm.}$$

$$f_{gi} = M_{g\text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 2.48 \text{ mm.}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (5.75 - 1.47) + (3.27 - 2.48) = 5.07 \text{ mm} < \bar{f} = 8.36 \text{ mm.}$$

La flèche est vérifiée.

Tableau.III.6: ferrailage des poutrelles au niveau du RDC.

Niveau	Zone	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
RDC	travée	3.01	1.41	3HA12 = 3.39
	Appui intermédiaire	1.86	0.21	1HA12+1HA10 = 1.92
	Appui de rive	0.57	0.21	1HA10 = 0.79

Tableau.III.7: les sollicitations maximales dans la poutrelle étudiée au niveau des autres étages.

Sollicitation	ELU	ELS
M _{appui} ^{rive} (KN.m)	-2.25	-1.61
M _{appui} ^{inter} (KN.m)	-7.51	-5.37
M _{travée} ^{max} (KN.m)	12.75	9.11
V _u ^{max} (KN)	15.81	/

- **Calcul de ferrailage des poutrelles pour les autres étages**

h₀ = 4 cm ; h = 20 cm ; b₀ = 10 cm ; b = 65 cm ; d = 18 cm ; FPN.

Tableau.III.8: ferrailage des poutrelles des autres étages.

Niveau	Zone	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
RDC	travée	2.08	1.41	3HA10 = 2.36
	Appui intermédiaire	1.32	0.21	2HA10 = 1.57
	Appui de rive	0.47	0.21	1HA10 = 0.79

Tableau.III.9: vérification des états limites de compression du béton pour les poutrelles

Zone	M _t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc adm} (MPa)
Travée	9.11	3.92	8323.04	4.29	15
Appui intermédiaire	5.37	8.17	4093.4	10.71	

$q_{ser\ g} = 3.29\text{ KN/m}$; $q_{ser\ j} = 2.43\text{ KN/m}$; $q_{ser\ p} = 4.27$.

$M_{ser\ g} = 6.45\text{ KN.m}$; $M_{ser\ j} = 4.76\text{ KN.m}$; $M_{ser\ p} = 8.37\text{ KN.m}$.

Tableau.III.10: vérification des états limites de déformation

I (cm ⁴)	$\sigma_{st\ g}$ (MPa)	$\sigma_{st\ j}$ (MPa)	$\sigma_{st\ p}$ (MPa)	I ₀ (cm ⁴)	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf	\bar{f} (mm)
8323.04	163.67	120.78	212.39	18530.91	9.46	3.6	7.5	5.39	7.97	8.36

✓ Schéma de ferrailage

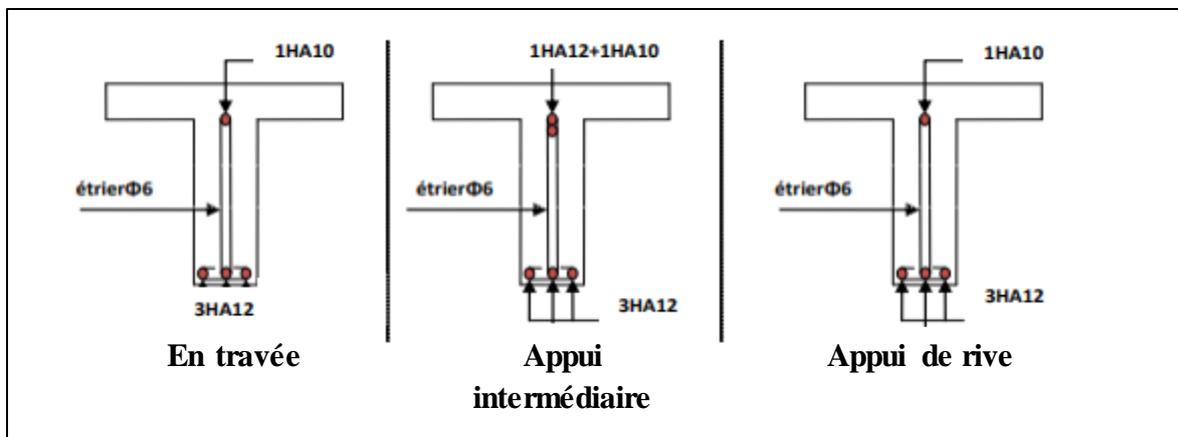


Figure III.6: schéma ferrailage des poutrelles du RDC.

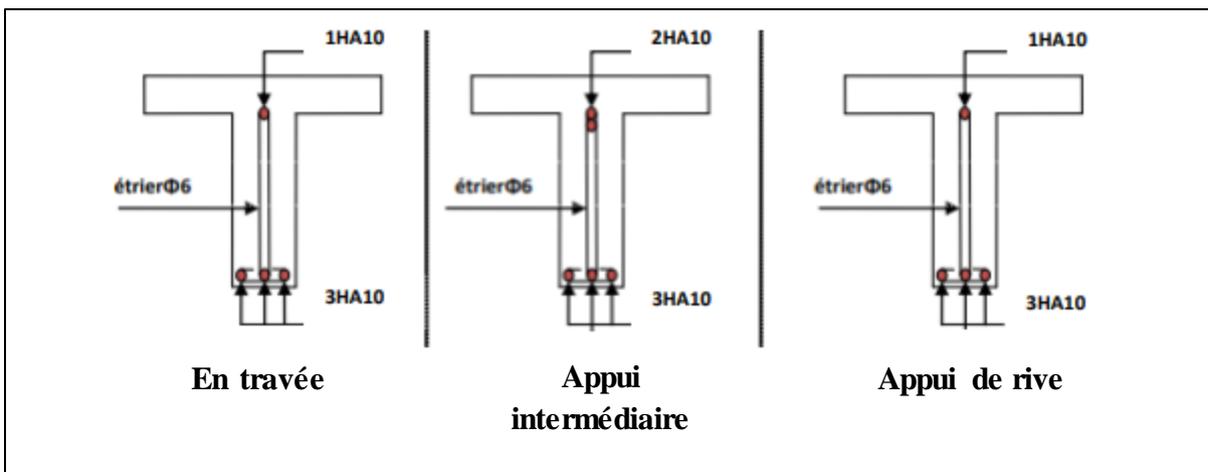


Figure III.7: schéma ferrailage des poutrelles des étages courant.

• **Etude de la dalle de compression**

Selon le **BAEL91 Art B.6.8, 423_ page 84** La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèle aux nervures.

D'après le même article, les sections des armatures sont calculées comme suit

❖ **Armature perpendiculaire aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ **Armature parallèle aux poutrelles**

$$A_{//} = (A_{\perp}/2) = 0,325 \text{ cm}^2 /\text{ml.}$$

D'où on opte : un treillis soudé TS $\phi 5$ (150×150) qui vérifie les sections calculées.

❖ **Schéma de ferrailage**

Le schéma de ferrailage de la dalle de compression est détaillé sur suivante :

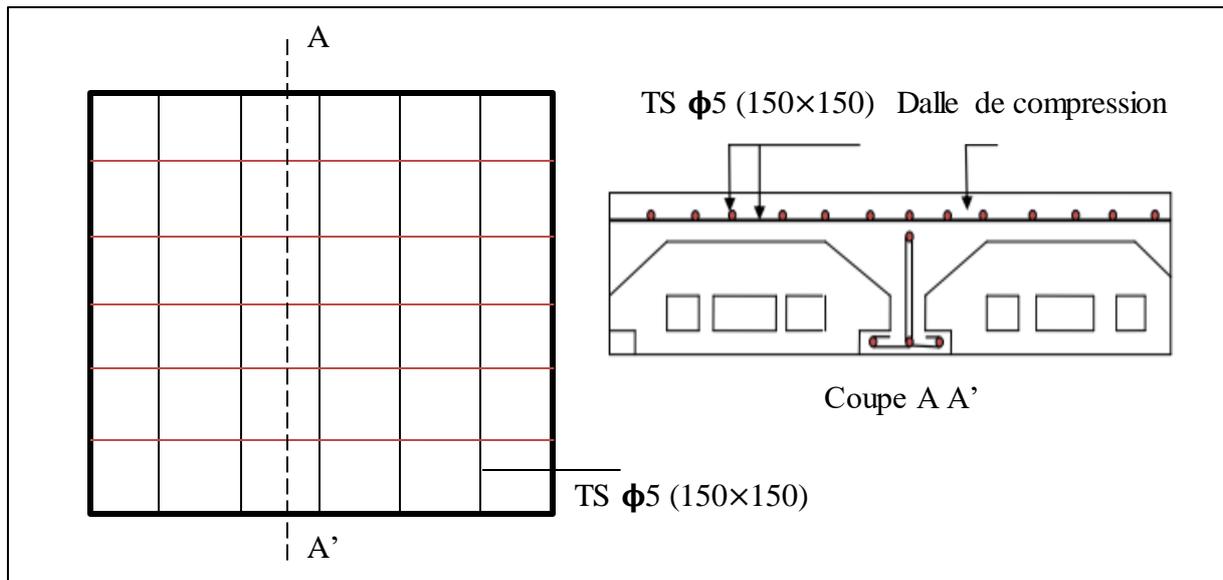


Figure III.8 : Schéma ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Les ascenseurs peuvent adopter diverses configurations, mais la charge maximale doit se conformer à certaines normes, réglementée en Europe sur la base de 75 kg par personne.

Cependant, étant donné que cette norme ne convient pas toujours aux besoins en Algérie, il est recommandé de choisir un ascenseur de 630 kg pour assurer un espace confortable permettant d'accueillir six personnes sans se sentir à l'étroit. (Y.Kaidi. la charge d'un ascenseur _ groupekmy.com_).

Longueur de l'ascenseur $L = 2$ m.

Largeur de l'ascenseur $l = 2$ m.

Vitesse de l'ascenseur $V = 1$ m/s.

Hauteur de l'ascenseur $H = 2.2$ m.

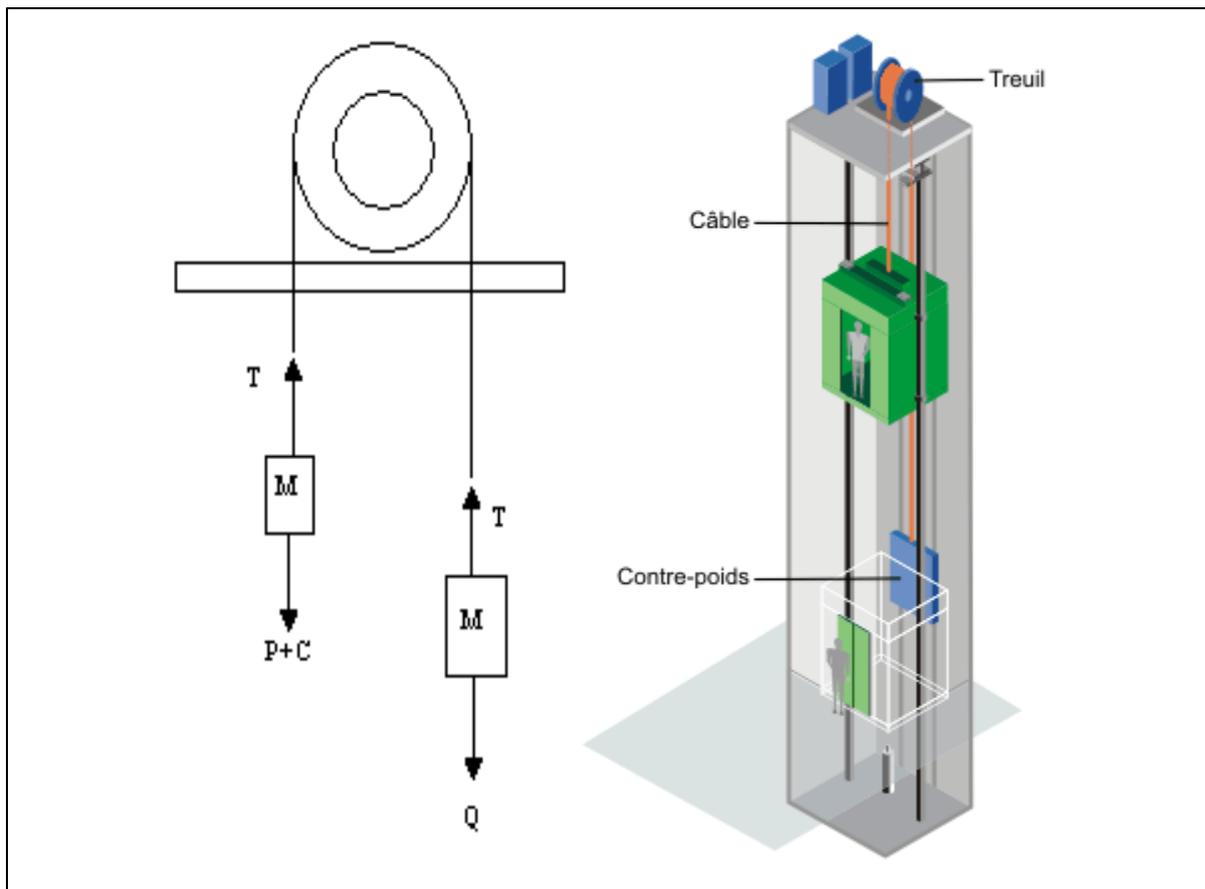


Fig.III.9 : Schéma statique et concept d'Ascenseur.

❖ Charges concentrées

F_c : Charge accidentelle due à la rupture des câbles = 50 KN.

P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

P_M : poids machinerie (moteur et treuil) = 12 KN.

D_m : charge due à la dalle de machine = 51 KN.

Q : la charge nominale = 6.3 KN.

P_{cm} : la charge due au contre poids = $P_m + Q/2 = 18.15$ KN.

P : la charge totale = $P_m + P_{cm} + P_M = 45.15$ KN.

❖ Charges réparties

Le poids propre $G = 5 \text{ KN/m}^2$ et la charge d'entretien $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

❖ Calcul des sollicitations sous charge concentrée

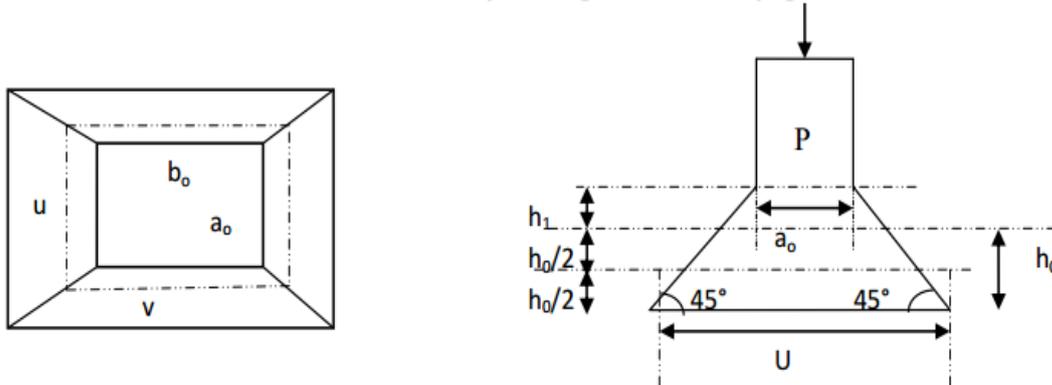


Fig.III.10 : représentation de la surface de la charge concentrée.

On a :

$$u = a_0 + h_0 + 2\Psi \times h_1$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\Psi \times h_1$$

Pour $V = 1\text{m/s}$, donc $a_0 = b_0 = 80 \text{ cm}$

Et $\Psi = 0.75$.

$$u = 80 + 15 + 2 \times 0.75 \times 5 = 102.5 \text{ cm.}$$

$$v = 80 + 15 + 2 \times 0.75 \times 5 = 102.5 \text{ cm.}$$

Selon le **BAEL91**, les moments sont calculés par les expressions suivantes

$$M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2).$$

$$M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1).$$

Avec

$$\nu = 0 \text{ (ELU).}$$

$$\nu = 0.2 \text{ (ELS).}$$

M_1 et M_2 des coefficients donnés par les abaques de **PIGEAD** (ANNEXE 1), en fonction de ρ ,

$$\text{et } \alpha = u/L_x, \beta = v/L_y$$

✓ **Combinaison de charges**

$$\text{ELU : } P_u = 1.35 \times P + 1.5 \times Q = 1.35 \times 45.15 + 1.5 \times 6.3 = 70.41 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS : } P_s = 45.15 + 6.3 = 51.45 \text{ KN.}$$

$$\rho = 2/2 = 1 ; \alpha = 0.51 ; \beta = 0.51$$

D'où : $M_1 = 0.114$ et $M_2 = 0.034$

Les sollicitations calculées sont représentées dans le tableau suivant

Tableau.III.11: les sollicitations sous charge concentrée.

Désignation	M_{x_1} (KN.m)	M_{y_1} (KN.m)
ELU	8.02	2.39
ELS	8.5	3.99

❖ **Calcul des sollicitations sous charge concentrée**

Les moments sont donnés par les expressions suivantes

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0$$

$$\rho = 1$$

$$\text{ELU} : \mu_x = 0.0368 ; \mu_y = 1.0000.$$

$$\text{ELS} : \mu_x = 0.0441 ; \mu_y = 0.1000.$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 8.25 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 6 \text{ KN/m}^2$$

Les sollicitations sous charges réparties sont représentées dans le tableau suivant

Tableau.III.12: les sollicitations sous charge réparties.

Désignation	M_{x_2} (KN.m)	M_{y_2} (KN.m)
ELU	1.21	1.21
ELS	1.45	0.145

❖ **Superposition des moments**

Les moments agissant sur la dalle sont

$$M_{x_0} = M_{x_1} + M_{x_2}$$

$$M_{y_0} = M_{y_1} + M_{y_2}$$

La superposition des moments est représenté dans le tableau suivant

Tableau.III.13: la superposition des moments.

Désignation	M_{x0} (KN.m)	M_{y0} (KN.m)
ELU	9.23	3.6
ELS	9.95	4.135

Les moments corrigés :

$$M_t^x = 0.85 M_{x0}$$

$$M_t^y = 0.85 M_{y0}$$

$$M_a^x = -0.3 M_{x0}$$

Les moments corrigés sont résumés dans le tableau suivant

Tableau.III.14: les moments corrigés.

Désignation	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	M_a^x (KN.m)
ELU	7.84	3.06	-2.76
ELS	8.45	3.51	-2.985

❖ **Ferraillage**

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m de longueur $b = 1m$; et $d = 0.15m$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau.III.15: ferraillage de la dalle d'ascenseur.

Zone	sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} cm ² /m	A_{min} cm ² /m	A_{adop} cm ² /m	St (cm)
travée	X-X	7.84	0.032	0.015	0.127	1.77	1.2	5HA8=2.51	25
	Y-Y	3.06	0.012	0.015	0.129	1.74	1.2	5HA8=2.51	25
Appui		-2.76	0.07	0.090	0.125	0.63	1.2	5HA8=2.51	25

❖ **Les vérifications nécessaires**

✓ **ELU**

➤ **Vérification au poinçonnement**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91}$$

Avec

P_u : charge de calcul à l'état limite = 70.4 KN.

h : épaisseur de la dalle.

U_c : $2 \times u \times v = 2 \times 102.5 + 102.5 = 410$ cm.

D'où $P_u = 70.4 \text{ KN} < 0.045 \times 410 \times 10^{-2} \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 461.25 \text{ KN}$.

Pas de risque de poinçonnement.

➤ **Espacement des armatures**

On a un chargement répartie + un chargement concentré, donc :

Armature // L_x : $St \leq \min (2 \times e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ Or : $St = 25 \text{ cm}$.

Armature // L_y : $St \leq \min (2 \times e ; 33 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ Or : $St = 25 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} < \tau_{bar} = \frac{0,07 f_{c28}}{1,5} = 1.17 \text{ MPA.}$$

Avec $V = V_1 + V_2$

$$V_1 = \frac{P_U}{3 \times v} = 22.89 \text{ KN.}$$

$$V_2 = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 4.125 \text{ KN.}$$

}

D'où $V = 27.015 \text{ KN}$.

$$\tau_v = \frac{27.015 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.21 \text{ MPA} < 1.17 \text{ MPA.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **ELS**

➤ **Vérification de contraintes**

La vérification des contraintes est résumée dans le tableau suivant

Tableau.III.16 : vérification des contraintes.

Sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}}$	observation
X-X	8.45	2.55	3992.59	$5.39 < 15$	vérifiée
Y-Y	3.51	2.55	3992.59	$2.24 < 15$	vérifiée
Appui	-2.985	2.55	3992.59	$1.9 < 15$	vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

$$1. \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0}$$

Sens X-X

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{15}{200} = 0.075 \\ \frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}} &= \frac{8.45}{20 \times 9.95} = 0.042 \end{aligned} \right\} \dots \text{Condition validée.}$$

Sens Y-Y

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{15}{200} = 0.075 \\ \frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}} &= \frac{3.5}{20 \times 4.135} = 0.042 \end{aligned} \right\} \dots \text{Condition validée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Sens X-X

$$0.0015 < 0.005 \quad \dots \text{Condition validée.}$$

Sens Y-Y

$$0.0015 < 0.005 \quad \dots \text{Condition validée.}$$

$$3. \quad L < 8 \text{ m} \quad \dots \text{Condition validée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées dans les deux sens, le calcul de la flèche est inutile.

✓ Schéma de ferrailage

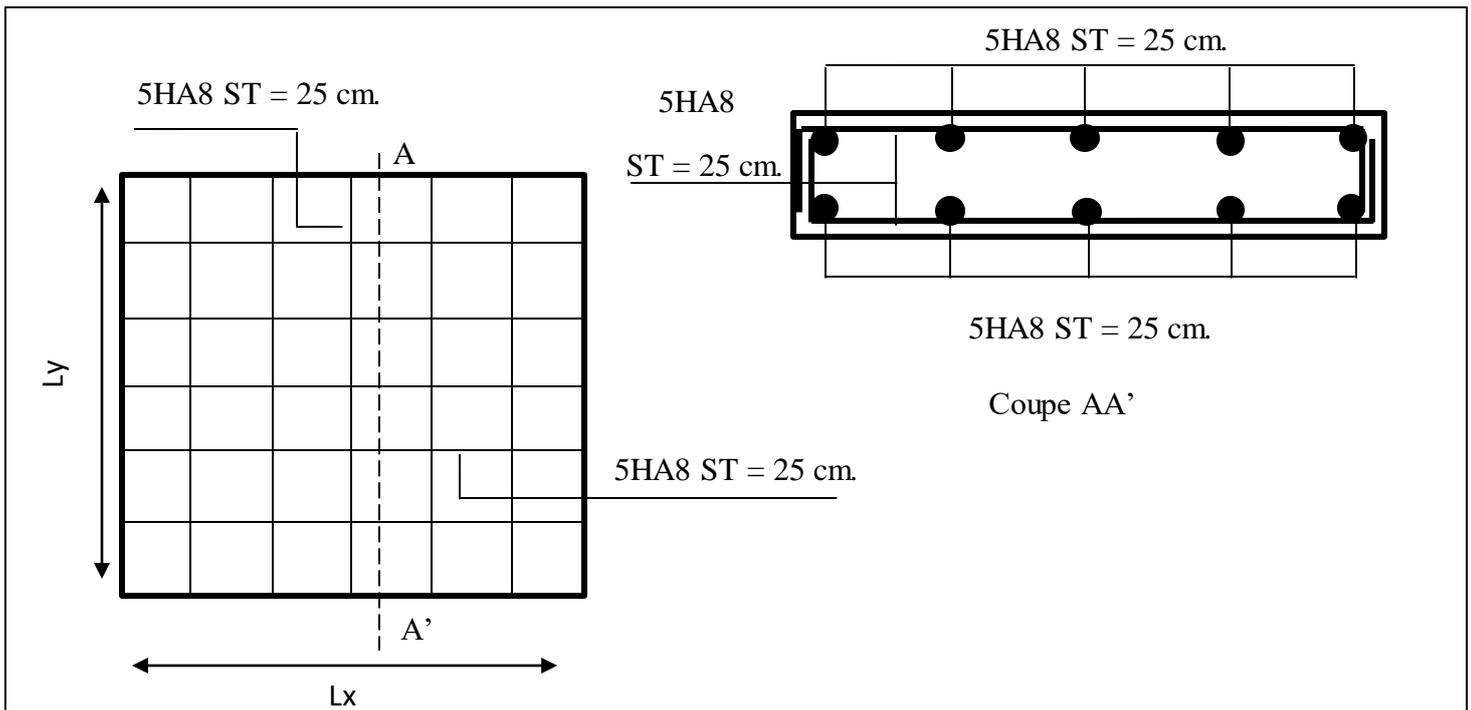


Fig.III.11 : schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

III.4. Etude de l'acrotère

$S_{acro}=0.0985 \text{ m}^2$; $G_{acro}=2.82 \text{ KN/m}$; $Q_{acro}=1 \text{ KN/m}$

(Voir chapitre 2 pour les détails).

• La force sismique

$F_p=4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$ (RPA 6.2.3)

$A= 0.15.$

$C_p= 0.8.$

$W_p=2.82 \text{ KN}.$

$F_p=1.354 \text{ KN}.$

$Q_n= \max (1.5Q ; F_p)$

$Q_n=1.5 \text{ KN}.$

• Moment engendré par les efforts normaux

❖ Centre de gravité

$$X_c = \frac{(\sum A_i \times X_i)}{A_i} = \frac{0.6 \times 0.15 \times 0.075 + 0.1 \times 0.07 \times 0.05 + \left(0.1 \times \frac{0.03}{2}\right) \times \left(\frac{0.03}{3}\right)}{0.0985}$$

$X_c=0.072 \text{ m}.$

$$Y_c = \frac{(\sum A_i \times Y_i)}{A_i} = \frac{(0.6 \times 0.15 \times 0.3 + 0.1 \times 0.07 \times 0.035 + \left(0.1 \times \frac{0.03}{2}\right) \times \left(\frac{0.03}{3}\right))}{0.0985}$$

$Y_c=0.27$ m.

• **Moment engendré par les efforts normaux**

$N_G=2.82$ KN/m $N_Q=0$ $N_{FP}=0$
 $M_G=0$ KN.m $M_Q=0.6$ KN.m $M_{FP}=0.36$ KN.m

Tableau.III.17. : Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.82	3,807	2.82
(M KN.m)	0,96	0.9	0.6

• **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

$e_1 = M_u / N_u \longrightarrow e_1 = 0.236$ m

$h/6=0.1$ m.

$e_1 > h/6$: Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = M_u / N_u$) par une excentricité totale de calcul qui vaut $e = e_1 + e_a + e_3$.

Avec :

e_1 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles.

e_a : Excentricités additionnelles.

e_3 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l/250) = \max (2 \text{ cm} ; 60/250) = 2 \text{ cm} = 0.02$ m.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale du au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

$$D'où : e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.15} = 5.76 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

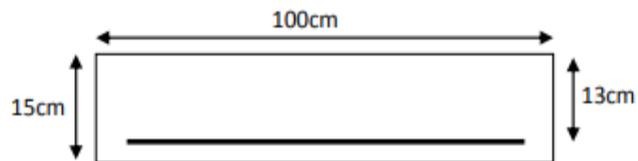
$$\text{Donc : } e = 0.236 + 0.02 + 5.76 \times 10^{-3} = 0.261 \text{ m.}$$

• **Ferrailage**

❖ **ELU :**

$$F_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$F_{st} = 348 \text{ MPa}$$



$$N_u = 3.807 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times 0.261 = 1.00 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.00 + 3.807 \times (0.13 - (0.15/2)) = 1.209 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.209 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.005 < \mu_l = 0.392. A' = 0$$

$$\alpha = 0.006$$

$$z = 0.129 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_{uA}}{z \times F_{st}} = \frac{1.209 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} = 0.269 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_u - \frac{N_u}{F_{st}} = 0.159 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times (F_{t28}/F_e) = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times (2.1/400) = 1.56 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{min}$, donc on ferraille avec A_{min} et on adapte

$$A = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_s/4 = 2.01/4 = 0.50 \text{ cm}^2, \text{ on adopte } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement**

Armatures principale : $St \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $St = 30 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $St \leq 60/3 = 20 \text{ cm}$. On adopte $St = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\text{ELU durable : } V_u = 1.5 \times Q = 1 \text{ KN.}$$

$$\text{ELU accidentel : } V_u = F_p + Q = 2.354 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{2.354 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0181 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u < \tau_{u \text{ adm}} = 1.17 \text{ MPA.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{ser} = V_u / 0.9 \times d \times \sum U_i$$

Tel que :

$\sum U_i$: La somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times 8 = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\tau_{ser} = 1.9 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}) = 0.26 \text{ MPA.}$$

$$\tau_{bar} = 0.6 \times \Psi^2 \times F_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA.}$$

$\tau_{ser} < \tau_{bar}$, donc pas de risque par rapport à l'adhérence.

- **Vérification des contraintes (ELS)**

$$N_{ser} = 2.82 \text{ KN ; } M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m ; } d = 0.13 \text{ m.}$$

D'après le **CBA99**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

- ❖ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = (M_{ser} / N_{ser}) + (d - (h/2)) = 0.267 \text{ m.}$$

$$h/2 = 0.15/2 = 0.075 \text{ m.}$$

$e_G > h/2 \longrightarrow$ section partiellement comprimée.

N : effort de compression $\longrightarrow |C| = e_G - h/2 = 0.267 - 0.075 = 0.192 \text{ m}$

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

(C pris avec le signe moins(-)).

$$p = -3C^2 + (90A / b) \times (d-c) = - 0.109 \text{ m}^2.$$

$$q = -2C^3 - (90A_s / b) \times (d-c)^2 = 0.0122 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc : } y_c^3 - 0.109 y_c + 0.0122 = 0.$$

$$-c < y_c < h - c \longrightarrow 0.192 < y_c < 0.15 + 0.192.$$

$$y_c = 0.267 \text{ m} \longrightarrow y = 0.267 - 0.192 = 0.075 \text{ m}.$$

$$U_t = \frac{b y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y).$$

$$U_t = 2.64 \times 10^{-3}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{U_t} \times y = 0.08 \text{ MPA} < \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ MPA}. \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times N_{ser}}{U_t} \times (d - y) = 0.88 \text{ MPA} < \sigma_{st \text{ adm}} = 201.63 \text{ MPA}. \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Schéma de ferrailage**

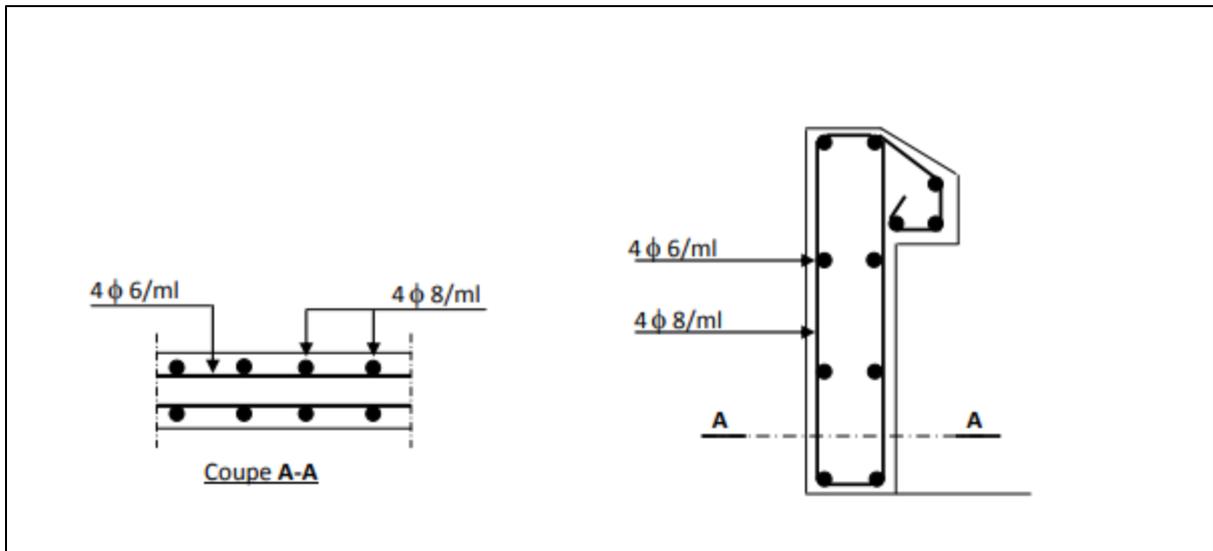


Fig.III.12 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5. Etude de la dalle pleine

Pour notre projet, on a deux types de dalles pleines :

Dalles pleines sur trois appuis.

Dalles pleines sur quatre appuis (le panneau d'ascenseur).

Nous allons présenter un exemple de calcul pour chacun de ces derniers.

Le panneau de l'ascenseur est une dalle avec ouverture, donc on doit placer des barres de renfort, comme indiquer sur la figure suivante.

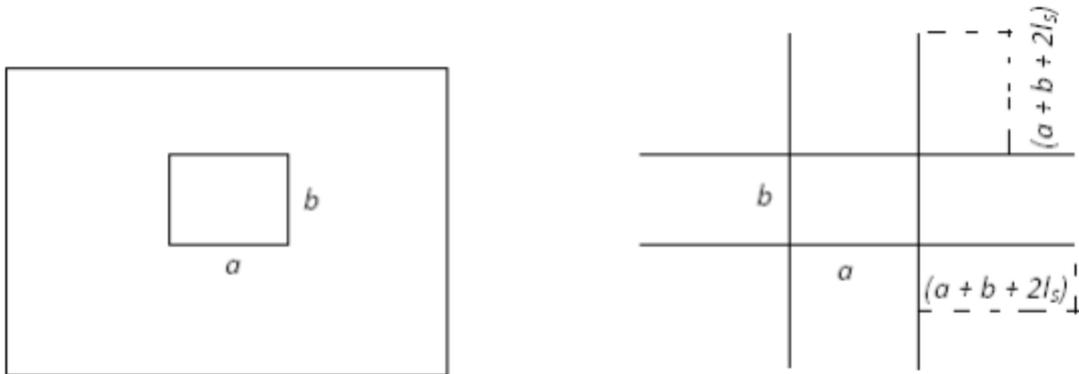


Fig. III : 13. les longueurs des barres de renfort

Avec : a et b : les dimensions de l'ouverture.

ls : longueur de scellement = 40ϕ (pour les HA).

• **Etude du panneau d'ascenseur au niveau des étages courant.**

$L_x = 4.25$ m ; $L_y = 4.26$ m ; $e = 15$ cm et $\rho = 0.99 > 0.4$ (flexion dans les deux sens).

❖ **Calcul des sollicitations**

$$G = 6.07 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.44 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 7.57 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Calcul des moments**

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

Avec :

μ_y , μ_x données par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires **BAEL**

$$\mu_x = 0.0376 ; \mu_y = 0.9771.$$

D'où : $M_0^x = 7.09 \text{ KN.m}$; $M_0^y = 6.92 \text{ KN.m}$.

❖ **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement**

Selon le **BAEL**, les moments M_0 calculés doivent être corrigés comme suit :

$$\text{En travée} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.85 \times M_0 \text{ (Pour une travée de rive).} \\ 0.75 \times M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire).} \end{array} \right.$$

En appui $\left\{ \begin{array}{l} -0.3 \times M_0 \text{ (Pour un appui de rive).} \\ -0.5 \times M_0 \text{ (Pour un appui intermédiaire).} \end{array} \right.$

• **En travée**

$$M_t^x = 0.75 \times 7.09 = 5.31 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 5.31 = 3.98 \text{ KN.m.}$$

• **En appui**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 7.09 = -3.545 \text{ KN.m.}$$

Le tableau suivant résume les calculs des moments isostatiques à l'ELS :

Tableau.III.18. : les moments isostatiques à l'ELS

ρ	μ_x	μ_y	M_0^x	M_0^y	M_t^x	M_t^y	M_a^{x-y}
0.99	0.0449	0.9847	6.16	6.06	4.62	3.46	-3.08

• **Ferraillage en travée**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1 ml.

Sens X-X

$$b = 100 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPA} ; d = e - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm} ; \text{FPN.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times F_{st}}$$

$$\mu_{bu} = 0.022 < 0.392 ; \text{ donc } A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 ; \text{ donc pivot A : } F_{st} = 348 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 0.027.$$

$$z = 0.128 \text{ m.}$$

$$A_t^x = (5.31 \times 10^{-3}) / (0.128 \times 348) = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ **Condition de non fragilité**

$e > 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$ donc :

$$A_{min}^x = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.99) \times 1 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_t^x = A_{min}^x$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement**

Fissuration peu nuisible : $St \leq \min (3 \times e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

Soit $St = 33 \text{ cm}$.

Sens Y-Y

$$A_t^Y = \frac{M_t^Y}{z \times F_{st}}$$

$$\mu_{bu} = 0.016 < 0.392 ; \text{ donc } A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 ; \text{ donc pivot A : } F_{st} = 348 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 0.020.$$

$$z = 0.128 \text{ m.}$$

$$A_t^y = 0.89 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

❖ **Condition de non fragilité**

$e > 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$ donc :

$$A_{min}^y = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.99) \times 1 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_t^y > A_{min}^y$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement**

Fissuration peu nuisible : $St \leq \min (3 \times e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Soit $St = 33 \text{ cm}$.

• **Ferraillage en appui**

$$\mu_{bu} = 0.014 < 0.392 ; \text{ donc } A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 ; \text{ donc pivot A : } F_{st} = 348 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 0.017.$$

$$z = 0.129 \text{ m.}$$

$$A_{app}^{x,y} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle, il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 1.17 \text{ MPA.}$$

$$V_U = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 11.14 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.085 \text{ MPA} < 1.17 \text{ MPA.} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Pas besoin des armatures transversales, et aussi ces armatures ne sont pas nécessaires si la dalle a été bétonnée sans reprise.

❖ Vérification à l'ELS

➤ En travée

Sens x-x

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^x \times y}{I} \leq 15 \text{ MPA.}$$

$$A_x = 3.014 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm.}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \longrightarrow 50y^2 + 35.4y - 460.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 305.44 \longrightarrow y = 2.7 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{100 \times 2.7^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (13 - 2.7)^2$$

$$I = 4411.68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.82 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Sens y-y

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^y \times y}{I} \leq 15 \text{ MPA.}$$

$$A_y = 1.51 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm.}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \longrightarrow 50y^2 + 22.65y - 294.45 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 243.72 \longrightarrow y = 2.21 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{100 \times 2.21^3}{3} + 15 \times 2.01 \times (13 - 2.21)^2$$

$$I = 2996.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.55 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ En appui

$$M_s = 3.08 \text{ KN.m} ; y = 2.21 ; I = 2996.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.27 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \quad (1)$$

Sens x-x

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{15}{425} = 0.035 \\ \frac{M_t}{20 \times M_0} &= \frac{4.62}{20 \times 6.16} = 0.037 \end{aligned} \right\} \frac{h}{l} < \frac{M_t}{20 \times M_0}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après l'article du **BAEL91 Art.B.6.5.2_page78**

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une dalle avec L_x, L_y inférieure à 5 m (notre cas) est de

$$\bar{f} = \frac{L_x}{500} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm} = 8.5 \text{ mm.}$$

✓ **Les caractéristiques de la section**

$$E_v = 10818.7 \text{ MPA} ; E_i = 32164.2 \text{ MPA} ; A_{tra} = 3.14 \text{ cm}^2 ; y = 2.7 \text{ m} ; I = 441.68 \text{ cm}^4.$$

✓ **Calcul I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 3.14 \times \left(\frac{15}{2} - 2\right)^2$$

$$I_0 = 29195.85 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{tra}}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 15} = 1.81 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 100 \times 2.1}{(2 \times 100 + 3 \times 100) \times 1.81 \times 10^{-3}} = 11.60$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 0.4 \times 11.60 = 4.64.$$

✓ **Evaluation des moments en travées sous les différents chargements**

$$q_{serj} = 0.65 \times (6.07 - 0.4 - 0.2 - 0.36 - 0.36) = 3.08 \text{ KN/m.}$$

$$q_{serg} = 0.65 \times (6.07) = 3.94 \text{ KN/m.}$$

$$q_{serp} = 0.65 \times (6.07 + 1.5) = 4.92 \text{ KN/m.}$$

$$M_{gser} = 0,75 \times ((q_g \times l^2)/8)$$

$$M_{gser} = 6.67 \text{ KN.m.}$$

$$M_{j \text{ ser}} = 0.75 \times ((q_j \times L^2)/8)$$

$$M_{j \text{ ser}} = 5.21 \text{ KN.m.}$$

$$M_{p \text{ ser}} = 0.75 \times ((q_p \times L^2)/8)$$

$$M_{p \text{ ser}} = 8.33 \text{ KN.m.}$$

✓ **Contraintes**

$$\sigma_{stg} = 15 \times M_{g \text{ ser}} \times \frac{(d-y)}{I} = 233.58 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{stj} = 15 \times M_{j \text{ ser}} \times \frac{(d-y)}{I} = 182.45 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{stp} = 15 \times M_{p \text{ ser}} \times \frac{(d-y)}{I} = 291.72 \text{ MPA.}$$

✓ **Calcul des coefficients μ :**

$$\mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stg} + f_{t28}} \right) = 0.030$$

$$\mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stj} + f_{t28}} \right) = 0$$

$$\mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stp} + f_{t28}} \right) = 0.12$$

✓ **Calcul des inerties fictives I_f :**

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 2.38 \times 10^{-4}$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 3.2 \times 10^{-4}$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 1.34 \times 10^{-4}$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 2.81 \times 10^{-4}$$

✓ **Calcul des flèches :**

$$f_{gv} = M_{g \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 3.96 \text{ mm.}$$

$$f_{ji} = M_{j \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 0.914 \text{ mm.}$$

$$f_{pi} = M_{p \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 3.49 \text{ mm.}$$

$$f_{gi} = M_{g \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 1.33 \text{ mm.}$$

D'où

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 5.206 \text{ mm} < \bar{f} = 8.5 \text{ mm.}$$

Sens y-y

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{15}{426} = 0.035 \\ \frac{M_t y}{20 \times M_0} &= \frac{3.46}{20 \times 6.06} = 0.028 \end{aligned} \right\} \frac{h}{l} < \frac{M_t}{20 \times M_0} \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad (2)$$

$$0.001 < 0.005 \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions de la flèche sont vérifiées selon l'axe y, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Schéma de ferrailage**

Eléments	Zone	A _{adop} (cm ²)	Espacement
Panneau d'ascenseur	Travée X-X	4HA10 = 3.14	33
	Travée Y-Y	4HA8 = 2.01	33
EC	Appui	4HA8 = 2.01	33

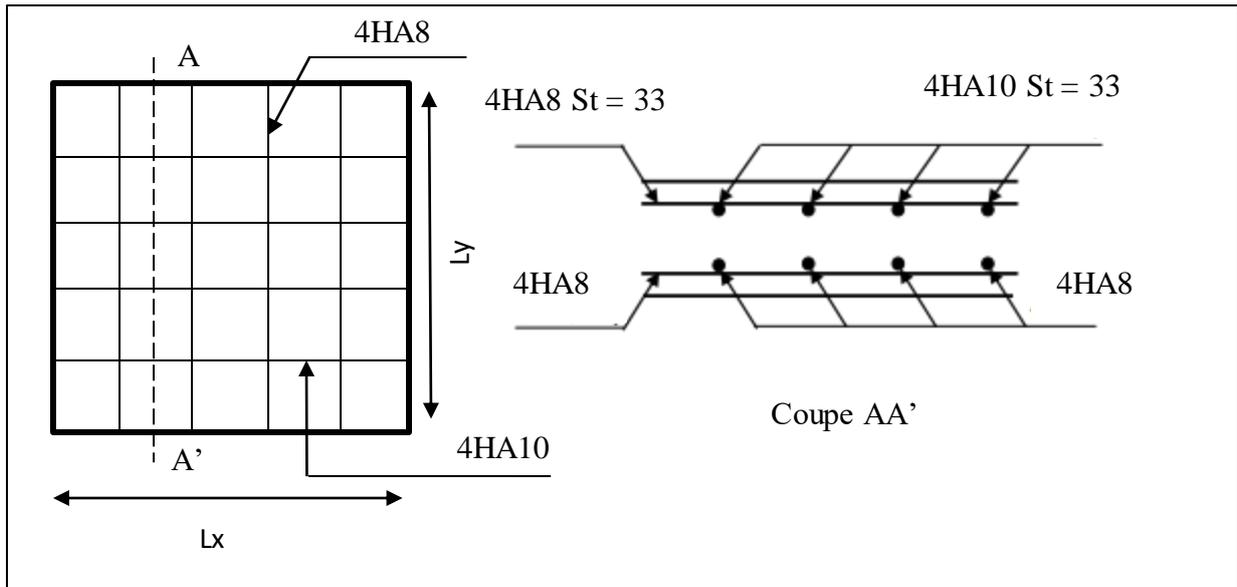


Fig.III.14 : Schéma de ferrailage du panneau d'ascenseur.

• **Etude du panneau d'ascenseur**

$L_x = 4.25 \text{ m}$; $L_y = 4.26 \text{ m}$; $e = 15 \text{ cm}$ et $\rho = 0.99 > 0.4$ (flexion dans les deux sens).

❖ **Calcul des sollicitations**

$G = 6.07 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.391 \text{ KN/m}^2$

$q_s = G + Q = 11.07 \text{ KN/m}^2$

❖ **Calcul des moments**

$M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Avec :

μ_y , μ_x données par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires **BAEL**

$\mu_x = 0.0376$; $\mu_y = 0.9771$.

D'où : $M_0^x = 10.45 \text{ KN.m}$; $M_0^y = 10.21 \text{ KN.m}$.

❖ **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement**

Selon le **BAEL**, les moments M_0 calculés doivent être corrigés comme suit :

En travée $\left\{ \begin{array}{l} 0.85 \times M_0 \text{ (Pour une travée de rive).} \\ 0.75 \times M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire).} \end{array} \right.$

En appui $\left\{ \begin{array}{l} -0.3 \times M_0 \text{ (Pour un appui de rive).} \\ -0.5 \times M_0 \text{ (Pour un appui intermédiaire).} \end{array} \right.$

• **En travée**

$$M_t^x = 0.85 \times 10.45 = 8.88 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 10.21 = 8.67 \text{ KN.m.}$$

• **En appui**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 10.45 = -5.225 \text{ KN.m.}$$

Le tableau suivant résume les calculs des moments isostatiques à l'ELS :

Tableau.III.19. : les moments isostatiques à l'ELS

ρ	μ_x	μ_y	M_0^x	M_0^y	M_t^x	M_t^y	M_a^{x-y}
0.99	0.0449	0.9847	8.97	8.83	7.65	7.50	-3.825

• **Ferraillage en travée**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1 ml.

Sens X-X

$$b = 100 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPA} ; d = e - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm} ; \text{FPN.}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times F_{st}}$$

$$\mu_{bu} = 0.037 < 0.392 ; \text{ donc } A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 ; \text{ donc pivot A : } F_{st} = 348 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 0.040.$$

$$z = 0.127 \text{ m.}$$

$$A_t^x = (8.88 \times 10^{-3}) / (0.127 \times 348) = 2.00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ **Condition de non fragilité**

$e > 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$ donc :

$$A_{min}^x = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.99) \times 1 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_t^x > A_{min}^x$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement**

Fissuration peu nuisible : $St \leq \min (3 \times e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

Soit $St = 33 \text{ cm.}$

Sens Y-Y

$$A_t^Y = \frac{M_t^Y}{z \times F_{st}}$$

$$\mu_{bu} = 0.036 < 0.392 ; \text{ donc } A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 ; \text{ donc pivot A : } F_{st} = 348 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 0.046.$$

$$z = 0.127 \text{ m.}$$

$$A_t^y = 1.96 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

❖ **Condition de non fragilité**

$e > 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$ donc :

$$A_{min}^y = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.99) \times 1 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_t^y > A_{min}^y$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement**

Fissuration peu nuisible : $St \leq \min (3 \times e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

Soit $St = 33 \text{ cm.}$

• **Ferraillage en appui**

$$\mu_{bu} = 0.022 < 0.392 ; \text{ donc } A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 ; \text{ donc pivot A : } F_{st} = 348 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 0.028.$$

$$z = 0.128 \text{ m.}$$

$$A_{app}^{x,y} = 1.17 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle, il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 1.17 \text{ MPA.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 16.75 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.129 \text{ MPA} < 1.17 \text{ MPA.}$$

.... Condition vérifiée.

Pas besoin des armatures transversales, et aussi ces armatures ne sont pas nécessaires si la dalle a été bétonnée sans reprise.

❖ **Vérification à l'ELS**

➤ **En travée**

Sens x-x

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^x \times y}{I} \leq 15 \text{ MPA.}$$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm.}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_x \times y - 15 \times A_x \times d = 0 \longrightarrow 50y^2 + 35.4y - 460.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 305.44 \longrightarrow y = 2.7 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_x \times (d - y)^2 = \frac{100 \times 2.7^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (13 - 2.7)^2$$

$$I = 4411.68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.68 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Sens y-y

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^y \times y}{I} \leq 15 \text{ MPA.}$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm.}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A_y \times y - 15 \times A_y \times d = 0 \quad 50y^2 + 35.4y - 460.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 305.44 \longrightarrow y = 2.7 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_y \times (d - y)^2 = \frac{100 \times 2.7^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (13 - 2.7)^2$$

$$I = 4411.68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.59 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **En appui**

$$M_s = 3.825 \text{ KN.m} ; y = 2.21 ; I = 2996.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.82 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \quad (1)$$

Sens x-x

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{15}{425} = 0.035 \\ \frac{M_t}{15 \times M_0} &= \frac{7.65}{20 \times 8.97} = 0.04 \end{aligned} \right\} \frac{h}{l} < \frac{M_t}{20 \times M_0}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après l'article du **BAEL91 Art.B.6.5.2**

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une dalle avec L_x, L_y inférieure à 5 m (notre cas) est de

$$\bar{f} = \frac{L_x}{500} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm} = 8.5 \text{ mm.}$$

✓ **Les caractéristiques de la section**

$$E_v = 10818.7 \text{ MPA} ; E_i = 32164.2 \text{ MPA} ; A_{tra} = 3.14 \text{ cm}^2 ; y = 2.7 \text{ m} ; I = 4411.68 \text{ cm}^4.$$

✓ **Calcul I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 2.36 \times \left(\frac{15}{2} - 2\right)^2$$

$$I_0 = 29195.85 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{tra}}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 15} = 1.81 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 100 \times 2.1}{(2 \times 100 + 3 \times 100) \times 1.81 \times 10^{-3}} = 11.60$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 0.4 \times 11.60 = 4.64.$$

✓ **Evaluation des moments en travées sous les différents chargements**

$$q_{ser j} = 0.65 \times (6.07 - 0.4 - 0.2 - 0.36 - 0.36) = 3,08 \text{ KN/m.}$$

$$q_{ser g} = 0.65 \times (6.07) = 3.94 \text{ KN/m.}$$

$$q_{ser p} = 0.65 \times (6.07 + 1.5) = 4.92 \text{ KN/m.}$$

$$M_{g ser} = 0,75 \times ((q_g \times l^2)/8)$$

$$M_{g ser} = 6.67 \text{ KN.m.}$$

$$M_{j ser} = 0.75 \times ((q_j \times L^2)/8)$$

$$M_{j ser} = 5.21 \text{ KN.m.}$$

$$M_{p ser} = 0.75 \times ((q_p \times L^2)/8)$$

$$M_{p \text{ ser}} = 8.33 \text{ KN.m.}$$

✓ **Contraintes**

$$\sigma_{st g} = 15 \times M_{g \text{ ser}} \times \frac{(d-y)}{I} = 233.58 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{st j} = 15 \times M_{j \text{ ser}} \times \frac{(d-y)}{I} = 182.45 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{st p} = 15 \times M_{p \text{ ser}} \times \frac{(d-y)}{I} = 291.72 \text{ MPA.}$$

✓ **Calcul des coefficients μ :**

$$\mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st g} + f_{t28}} \right) = 0.030$$

$$\mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st j} + f_{t28}} \right) = 0$$

$$\mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st p} + f_{t28}} \right) = 0.12$$

✓ **Calcul des inerties fictives I_f :**

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 2.38 \times 10^{-4}$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 3.2 \times 10^{-4}$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 1.34 \times 10^{-4}$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 2.81 \times 10^{-4}$$

✓ **Calcul des flèches :**

$$f_{gv} = M_{g \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 3.96 \text{ mm.}$$

$$f_{ji} = M_{j \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 0.914 \text{ mm.}$$

$$f_{pi} = M_{p \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 3.49 \text{ mm.}$$

$$f_{gi} = M_{g \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 1.33 \text{ mm.}$$

D'où

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 5.206 \text{ mm} < \bar{f} = 8.5 \text{ mm.}$$

Sens y-y

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{15}{426} = 0.035 \\ \frac{M_t}{20 \times M_0} &= \frac{7.5}{20 \times 8.83} = 0.042 \end{aligned} \right\} \frac{h}{l} < \frac{M_t}{20 \times M_0}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après l'article du **BAEL91 Art.B.6.5.2**

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une dalle avec L_x, L_y inférieure à 5 m (notre cas) est de

$$\bar{f} = \frac{L_x}{500} = \frac{426}{500} = 0.852 \text{ cm} = 8.52 \text{ mm.}$$

✓ **Les caractéristiques de la section**

$$E_v = 10818.7 \text{ MPA} ; E_i = 32164.2 \text{ MPA} ; A_{tra} = 3.14 \text{ cm}^2 ; y = 2.7 \text{ m} ; I = 441.68 \text{ cm}^4.$$

✓ **Calcul I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 2.36 \times \left(\frac{15}{2} - 2\right)^2$$

$$I_0 = 29195.85 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{tra}}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 15} = 1.81 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 100 \times 2.1}{(2 \times 100 + 3 \times 100) \times 1.81 \times 10^{-3}} = 11.60$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 0.4 \times 11.60 = 4.64.$$

✓ **Evaluation des moments en travées sous les différents chargements**

$$q_{ser j} = 0.65 \times (6.07 - 0.4 - 0.2 - 0.36 - 0.36) = 3.08 \text{ KN/m.}$$

$$q_{ser g} = 0.65 \times (6.07) = 3.94 \text{ KN/m.}$$

$$q_{ser p} = 0.65 \times (6.07 + 1.5) = 4.92 \text{ KN/m.}$$

$$M_{g ser} = 0.75 \times ((q_g \times L^2)/8)$$

$$M_{g ser} = 6.67 \text{ KN.m.}$$

$$M_{j ser} = 0.75 \times ((q_j \times L^2)/8)$$

$$M_{j ser} = 5.21 \text{ KN.m.}$$

$$M_{p ser} = 0.75 \times ((q_p \times L^2)/8)$$

$$M_{p ser} = 8.33 \text{ KN.m.}$$

✓ **Contraintes**

$$\sigma_{st g} = 15 \times M_{g ser} \times \frac{(d-y)}{I} = 233.58 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{st j} = 15 \times M_{j ser} \times \frac{(d-y)}{I} = 182.45 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{st p} = 15 \times M_{p ser} \times \frac{(d-y)}{I} = 291.72 \text{ MPA.}$$

✓ **Calcul des coefficients μ :**

$$\mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st g} + f_{t28}} \right) = 0.030$$

$$\mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st j} + f_{t28}} \right) = 0$$

$$\mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st p} + f_{t28}} \right) = 0.12$$

✓ **Calcul des inerties fictives I_f :**

$$I_{f gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 2.38 \times 10^{-4}$$

$$I_{f ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 3.2 \times 10^{-4}$$

$$I_{f pi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 1.34 \times 10^{-4}$$

$$I_{f gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 2.81 \times 10^{-4}$$

✓ Calcul des flèches :

$$f_{gv} = M_{g \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 3.96 \text{ mm.}$$

$$f_{ji} = M_{j \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 0.914 \text{ mm.}$$

$$f_{pi} = M_{p \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 3.49 \text{ mm.}$$

$$f_{gi} = M_{g \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 1.33 \text{ mm.}$$

D'où

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 5.206 \text{ mm} < \bar{f} = 8.5 \text{ mm.}$$

• Schéma de ferrailage

Eléments	Zone	A _{adop} (cm ²)	Espacement
Panneau d'ascenseur	Travée X-X	4HA10 = 3.14	33
	Travée Y-Y	4HA10 = 3.14	33
EC	Appui	4HA8 = 2.01	33

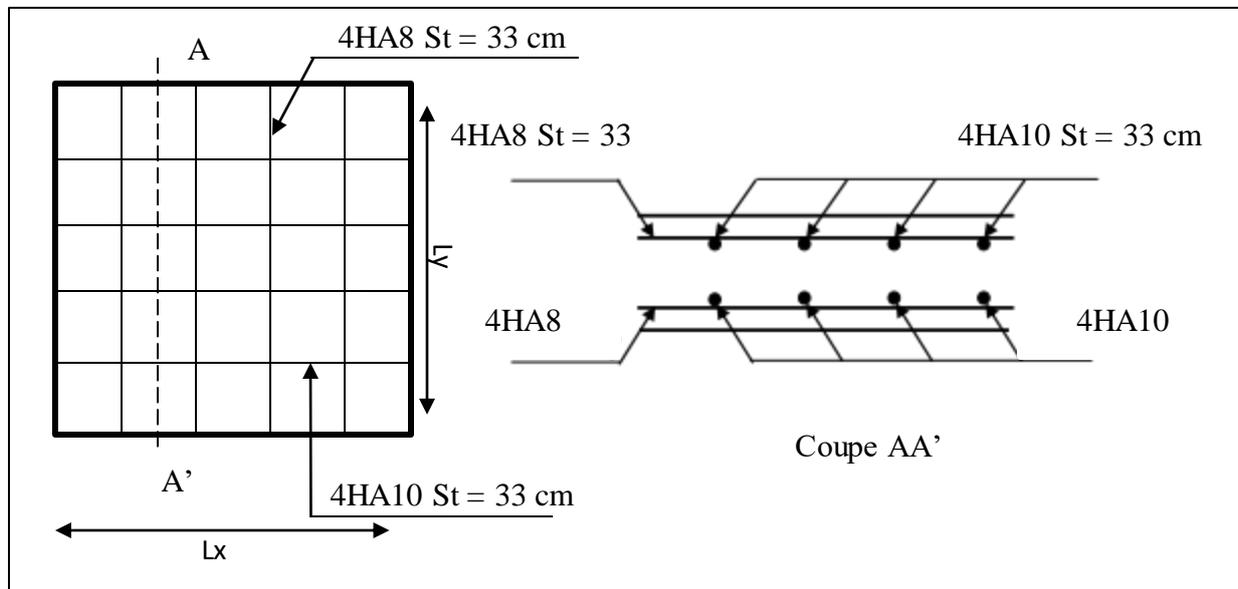


Fig.III.15 : Schéma de ferrailage du panneau d'ascenseur.

• Etude de la dalle pleine sur trois appuis (panneau de rive)

Lx = 1.55 m ; Ly = 4.18 m ; e = 12 cm et $\rho = 0.37 < 0.4$ (flexion dans un seul sens Lx).

❖ **Calcul des sollicitations**

$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.28 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 8.71 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Calcul des moments**

Il faut d'abord vérifier (L_x) par rapport à ($L_y/2$).

$$L_y/2 = 2.06 > L_x.$$

Donc les moments se calculent comme suit :

$$M_0^x = \frac{q \times l_y \times l_x^2}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3}$$

$$M_0^y = \frac{q \times l_x^3}{6}$$

$$M_0^x = 31.17 \text{ KN.m} ; M_0^y = 7.62 \text{ KN.m.}$$

❖ **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement**

Selon le **BAEL**, les moments M_0 calculés doivent être corrigés comme suit :

$$\text{En travée} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.85 \times M_0 \text{ (Pour une travée de rive).} \\ 0.75 \times M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire).} \end{array} \right.$$

$$\text{En appui} \quad \left\{ \begin{array}{l} -0.3 \times M_0 \text{ (Pour un appui de rive).} \\ -0.5 \times M_0 \text{ (Pour un appui intermédiaire).} \end{array} \right.$$

• **En travée**

$$M_t^x = 0.85 \times 31.17 = 26.49 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 7.62 = 6.477 \text{ KN.m.}$$

• **En appui**

$$M_a^x \quad \left\{ \begin{array}{l} -0.3 M_0^x = -9.351 \text{ KN.m.} \\ -0.5 M_0^x = -15.58 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$M_a^y = -0.3 \times M_0^y = -2.286 \text{ KN.m.}$$

Le tableau suivant résume les calculs des moments isostatiques à l'ELS :

Tableau.III.20. : les moments isostatiques à l'ELS

qs	M_0^x	M_0^y	M_t^x	M_t^y	$M_{a \text{ rive}}^x$	$M_{a \text{ inter}}^x$	M_a^y
8.71	22.11	5.4	18.79	4.59	-9.351	-15.58	-9.351

• **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1 ml.

Tableau.III.21. ferraillage de la dalle sur trois appuis

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	St (cm)
x-x	26.49	0.111	0.147	0.122	6.01	1.2	4HA14 = 6.16	33
y-y	6.477	0.027	0.034	0.128	1.45	1.2	4HA8 = 2.01	33
En appui								
x-x	15.58	0.065	0.084	0.125	3.58	1.2	4HA12 = 4.52	33
y-y	9.351	0.039	0.05	0.127	2.11	1.2	4HA10 = 3.14	33

• **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU**

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle, il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 1.17 \text{ MPA.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 9.34 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.071 \text{ MPA} < 1.17 \text{ MPA.} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Pas besoin des armatures transversales, et aussi ces armatures ne sont pas nécessaires si la dalle a été bétonnée sans reprise.

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Les vérifications des contraintes sont représenté dans le tableau suivant

Tableau.III.22. vérification des contraintes de la dalle sur trois appuis

En travée						
Sens	Mt (KN.m)	At (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc adm}$ MPA	Observation
x-x	18.79	6.16	4.3	10711.21	5.57 < 15	Vérifiée
y-y	4.59	2.01	2.51	3844.81	2.99 < 15	Vérifiée
En appui						
x-x	15.58	4.52	3.33	6602.95	7.85 < 15	Vérifiée
y-y	9.351	3.14	3.05	5608.77	5.08 < 15	Vérifiée

❖ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \quad (1)$$

Sens x-x

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{15}{155} = 0.096 \\ \frac{M_t}{20 \times M_0} &= \frac{18.79}{20 \times 22.11} = 0.042 \end{aligned} \right\} \frac{h}{l} > \frac{M_t}{20 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad (2)$$

0.005 < 0.005 Condition validée.

Toutes les conditions vérifiées selon l'axe x, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{15}{418} = 0.035 \\ \frac{M_t y}{20 \times M_0} &= \frac{4.59}{20 \times 5.4} = 0.042 \end{aligned} \right\} \frac{h}{l} < \frac{M_t}{20 \times M_0}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche dans ce sens est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après l'article du BAEL91 Art.B.6.5.2_page78_

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une dalle avec, L_y inférieure à 5 m (notre cas) est de

$$\bar{f} = \frac{L_y}{500} = \frac{418}{500} = 0.836 \text{ cm} = 8.36 \text{ mm.}$$

✓ Les caractéristiques de la section

$E_v = 10818.7 \text{ MPA}$; $E_i = 32164.2 \text{ MPA}$; $A_{tra} = 2.01 \text{ cm}^2$; $y = 2.51 \text{ m}$; $I = 3844.8 \text{ cm}^4$.

✓ Calcul I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{100 \times 12^3}{12} + 15 \times 2.01 \times \left(\frac{12}{2} - 2\right)^2$$

$$I_0 = 28313.43 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{tra}}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 15} = 1.34 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 100 \times 2.1}{(2 \times 100 + 3 \times 100) \times 1.34 \times 10^{-3}} = 15.67$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 0.4 \times 15.67 = 6.26.$$

✓ Evaluation des moments en travées sous les différents chargements

$$q_{serj} = 0.65 \times (5.21 - 0.4 - 0.2 - 0.36 - 0.36) = 2.53 \text{ KN/m.}$$

$$q_{serg} = 0.65 \times (5.21) = 3.38 \text{ KN/m.}$$

$$q_{serp} = 0.65 \times (5.21 + 3.5) = 5.66 \text{ KN/m.}$$

$$M_{g\ ser} = 0,85 \times ((q_g \times l^2)/8)$$

$$M_{g\ ser} = 6.18 \text{ KN.m.}$$

$$M_{j\ ser} = 0.85 \times ((q_j \times L^2)/8)$$

$$M_{j\ ser} = 4.96 \text{ KN.m.}$$

$$M_{p\ ser} = 0.85 \times ((q_p \times L^2)/8)$$

$$M_{p\ ser} = 10.50 \text{ KN.m.}$$

✓ Contraintes

$$\sigma_{stg} = 15 \times M_{g\ ser} \times \frac{(d-y)}{I} = 124.87 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{stj} = 15 \times M_{j\ ser} \times \frac{(d-y)}{I} = 202.98 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{stp} = 15 \times M_{p\ ser} \times \frac{(d-y)}{I} = 429.71 \text{ MPA.}$$

✓ Calcul des coefficients μ :

$$\mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stg} + f_{t28}} \right) = 0.00$$

$$\mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stj} + f_{t28}} \right) = 0.00$$

$$\mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stp} + f_{t28}} \right) = 0.16$$

✓ Calcul des inerties fictives I_f :

$$I_{f_{gi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 3.11 \times 10^{-4}$$

$$I_{f_{ji}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 3.11 \times 10^{-4}$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 0.88 \times 10^{-4}$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 3.11 \times 10^{-4}$$

✓ Calcul des flèches :

$$f_{gv} = M_{g \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 3.209 \text{ mm.}$$

$$f_{ji} = M_{j \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 0.866 \text{ mm.}$$

$$f_{pi} = M_{p \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 6.48 \text{ mm.}$$

$$f_{gi} = M_{g \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 1.079 \text{ mm.}$$

D'où

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 7.744 \text{ mm} < \bar{f} = 8.36 \text{ mm.}$$

La flèche est vérifiée.

✓ Schéma de ferrailage

Eléments	Zone	A_{adop} (cm ²)	Espacement
Panneau d'ascenseur EC	Travée X-X	4HA14 = 6.16	33
	Travée Y-Y	4HA8 = 2.01	33
	Appui X-X	4HA12 = 4.52	33
	Appui Y-Y	4HA10 = 3.14	33

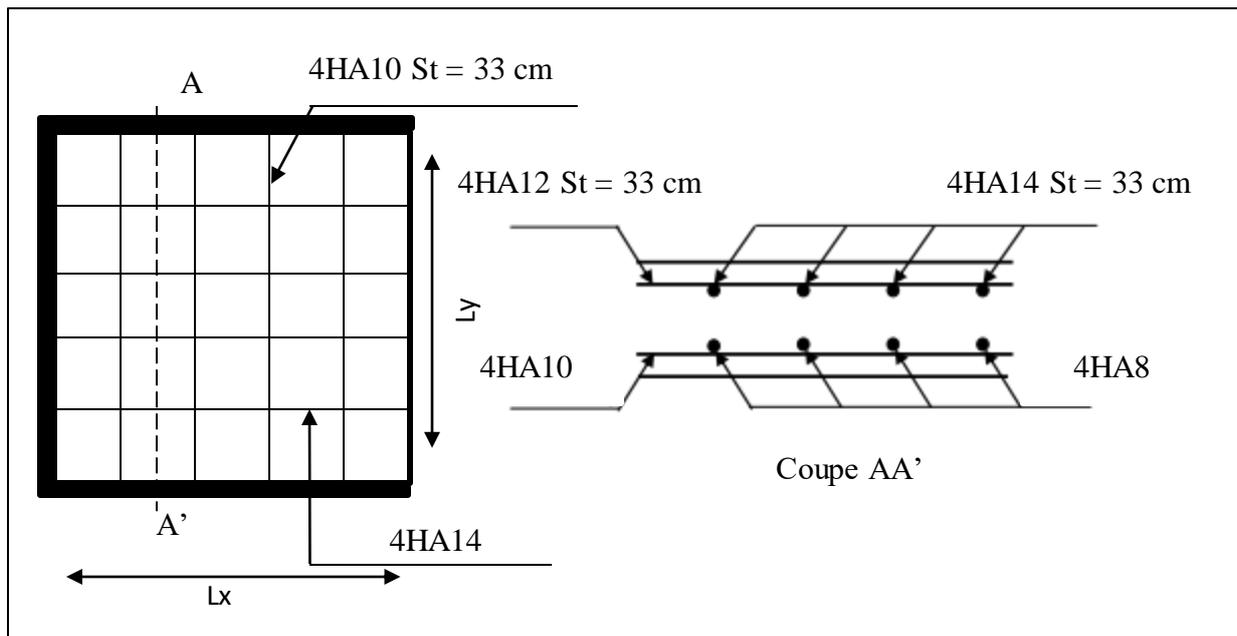


Fig.III.16 : Schéma de ferrailage des dalles pleines sur trois appuis (panneaux de rive).

• **Etude de la dalle pleine sur trois appuis (panneau intermédiaire)**

$L_x = 1.55 \text{ m}$; $L_y = 4.18 \text{ m}$; $e = 12 \text{ cm}$ et $\rho = 0.37 < 0.4$ (flexion dans un seul sens L_x).

❖ **Calcul des sollicitations**

$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.28 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 8.71 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Calcul des moments**

Il faut d'abord vérifier (L_x) par rapport à ($L_y/2$).

$$L_y/2 = 2.06 > L_x.$$

Donc les moments se calculent comme suit :

$$M_0^x = \frac{q \times l_y \times l_x^2}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3}$$

$$M_0^y = \frac{q \times l_x^3}{6}$$

$$M_0^x = 31.17 \text{ KN.m} ; M_0^y = 7.62 \text{ KN.m}.$$

❖ **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement**

Selon le **BAEL**, les moments M_0 calculés doivent être corrigés comme suit :

$$\begin{aligned} \text{En travée} & \begin{cases} 0.85 \times M_0 \text{ (Pour une travée de rive).} \\ 0.75 \times M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire).} \end{cases} \\ \text{En appui} & \begin{cases} -0.3 \times M_0 \text{ (Pour un appui de rive).} \\ -0.5 \times M_0 \text{ (Pour un appui intermédiaire).} \end{cases} \end{aligned}$$

• **En travée**

$$M_t^x = 0.75 \times 31.17 = 23.37 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 7.62 = 5.715 \text{ KN.m}$$

• **En appui**

$$M_a^x = -0.5 M_0^x = -15.58 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = -0.3 M_0^y = -9.351 \text{ KN.m}$$

Le tableau suivant résume les calculs des moments isostatiques à l'ELS :

Tableau.III.23. : les moments isostatiques à l'ELS

qs	M_0^x	M_0^y	M_t^x	M_t^y	$M_a^x \text{ rive}$	$M_a^x \text{ inter}$	M_a^y
8.71	22.11	5.4	16.58	4.05	-11.05	-11.05	-6.633

• **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1 ml.

Tableau.III.24. ferraillage de la dalle sur trois appuis

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	St (cm)
x-x	23.37	0.097	0.120	0.127	5.28	1.2	4HA14 = 6.16	33
y-y	5.715	0.024	0.030	0.128	1.45	1.2	4HA8 = 2.01	33
En appui								
x-x	15.58	0.065	0.084	0.125	3.58	1.2	4HA12 = 4.52	33
y-y	9.351	0.039	0.05	0.127	2.11	1.2	4HA10 = 3.14	33

• **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU**

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle, il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 1.17 \text{ MPA.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 9.34 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.071 \text{ MPA} < 1.17 \text{ MPA.} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Pas besoin des armatures transversales, et aussi ces armatures ne sont pas nécessaires si la dalle a été bétonnée sans reprise.

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

Les vérifications des contraintes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau.III.25. vérification des contraintes de la dalle sur trois appuis

En travée						
Sens	Mt (KN.m)	At (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc adm}$ MPA	Observation
x-x	16.58	6.16	4.06	10035.17	6.70 < 15	Vérifiée
y-y	4.05	2.01	2.51	3844.81	2.99 < 15	Vérifiée
En appui						
x-x	11.05	4.52	3.33	6602.95	7.85 < 15	Vérifiée
y-y	6.633	3.14	3.05	5608.77	5.08 < 15	Vérifiée

❖ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \quad (1)$$

Sens x-x

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{15}{155} = 0.096 \\ \frac{M_t}{20 \times M_0} &= \frac{16.58}{20 \times 22.11} = 0.034 \end{aligned} \right\} \frac{h}{l} > \frac{M_t}{20 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad (2)$$

$$0.004 < 0.005 \quad \dots \text{ Condition validée.}$$

Toutes les conditions vérifiées selon l'axe x, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{15}{418} = 0.035 \\ \frac{M_t y}{20 \times M_0} &= \frac{4.05}{20 \times 5.4} = 0.037 \end{aligned} \right\} \frac{h}{l} < \frac{M_t}{20 \times M_0}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche dans ce sens est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après l'article du **BAEL91 Art.B.6.5.2_page78**

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une dalle avec, L_y inférieure à 5 m (notre cas) est de

$$\bar{f} = \frac{L_y}{500} = \frac{418}{500} = 0.836 \text{ cm} = 8.36 \text{ mm.}$$

✓ **Les caractéristiques de la section**

$$E_v = 10818.7 \text{ MPA} ; E_i = 32164.2 \text{ MPA} ; A_{tra} = 2.01 \text{ cm}^2 ; y = 2.51 \text{ m} ; I = 3844.8 \text{ cm}^4.$$

✓ **Calcul I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 2.01 \times \left(\frac{15}{2} - 2\right)^2$$

$$I_0 = 28313.43 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{tra}}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 15} = 1.34 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 100 \times 2.1}{(2 \times 100 + 3 \times 100) \times 1.34 \times 10^{-3}} = 15.67$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 0.4 \times 15.67 = 6.26.$$

✓ **Evaluation des moments en travées sous les différents chargements**

$$q_{serj} = 0.65 \times (5.21 - 0.4 - 0.2 - 0.36 - 0.36) = 2.53 \text{ KN/m.}$$

$$q_{serg} = 0.65 \times (5.21) = 3.38 \text{ KN/m.}$$

$$q_{serp} = 0.65 \times (5.21 + 3.5) = 5.66 \text{ KN/m.}$$

$$M_{g \text{ ser}} = 0,75 \times ((q_g \times l^2)/8)$$

$$M_{g \text{ ser}} = 5.53 \text{ KN.m.}$$

$$M_{j \text{ ser}} = 0.75 \times ((q_j \times L^2)/8)$$

$$M_{j \text{ ser}} = 4.14 \text{ KN.m.}$$

$$M_{p \text{ ser}} = 0.75 \times ((q_p \times L^2)/8)$$

$$M_{p \text{ ser}} = 9.27 \text{ KN.m.}$$

✓ **Contraintes**

$$\sigma_{st g} = 15 \times M_{g \text{ ser}} \times \frac{(d-y)}{I} = 226.31 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{st j} = 15 \times M_{j \text{ ser}} \times \frac{(d-y)}{I} = 169.43 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{st p} = 15 \times M_{p \text{ ser}} \times \frac{(d-y)}{I} = 397.37 \text{ MPA.}$$

✓ **Calcul des coefficients μ :**

$$\mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st g} + f_{t28}} \right) = 0.00$$

$$\mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st j} + f_{t28}} \right) = 0.00$$

$$\mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st p} + f_{t28}} \right) = 0.13$$

✓ **Calcul des inerties fictives I_f :**

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 3.11 \times 10^{-4}$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 3.11 \times 10^{-4}$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 1.02 \times 10^{-4}$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 3.11 \times 10^{-4}$$

✓ **Calcul des flèches :**

$$f_{gv} = M_{g \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 0.287 \text{ mm.}$$

$$f_{ji} = M_{j \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 0.723 \text{ mm.}$$

$$f_{pi} = M_{p \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 4.93 \text{ mm.}$$

$$f_{gi} = M_{g \text{ ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 0.965 \text{ mm.}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 3.529 \text{ mm} < \bar{f} = 8.52 \text{ mm.}$$

La flèche est vérifiée.

✓ **Schéma de ferrailage**

Eléments	Zone	A _{adop} (cm ²)	Espacement
Panneau d'ascenseur EC	Travée X-X	4HA14 = 6.16	33
	Travée Y-Y	4HA8 = 2.01	33
	Appui X-X	4HA12 = 4.52	33
	Appui Y-Y	4HA10 = 3.14	33

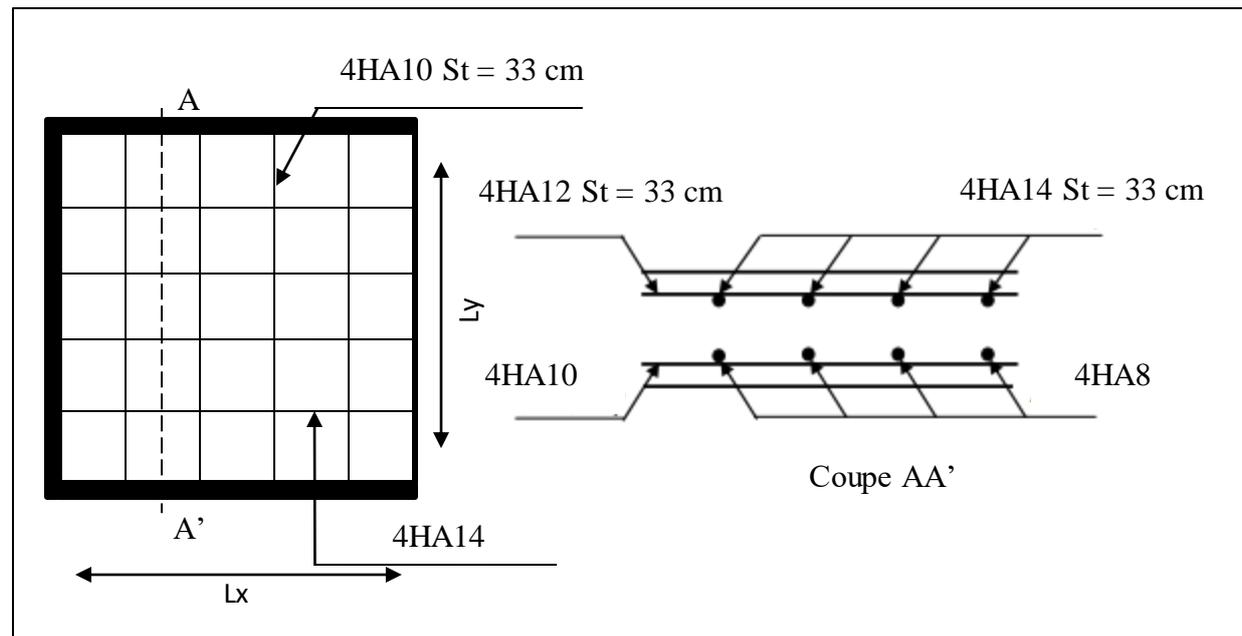


Fig.III.17 : Schéma de ferrailage des dalles pleines sur trois appuis (panneaux intermédiaire).

III.6 : étude des escaliers

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h (avec h=e). Le dimensionnement et le

pois revenant à l'escalier sont calculés au chapitre II. Pour notre projet on a trois types d'escaliers : un escalier à trois volées ; un escalier balancé et un escalier d'entrée à une seule volée.

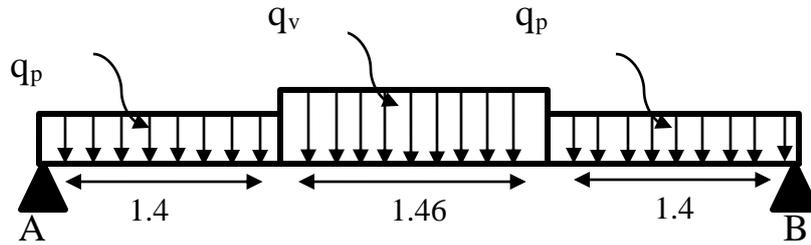


Fig.III.18 : schéma statique du calcul

$G_v = 9.35 \text{ KN/m}^2$; $G_p = 5.36 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$; $e = 17 \text{ cm}$.

- **Les sollicitations à l'ELU et à l'ELS**

Tableau.III.26 : sollicitations à l'ELU et à l'ELS de l'escalier

	ELU	ELS
$q_v \text{ (KN/m}^2\text{)}$	16.37	11.85
$q_p \text{ (KN/m}^2\text{)}$	10.98	8.86

❖ **ELU :**

Par la méthode RDM :

$$\sum F_{/Y} = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 54.65 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \longrightarrow R_B = 27.32 \text{ KN.}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \longrightarrow R_A = 27.32 \text{ KN.}$$

$$M_0 = 27.56 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0,75 M_0 = 20.67 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -13.78 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 27.32 \text{ KN.}$$

❖ **ELS :**

$$R_B = 21.09 \text{ KN} ; R_A = 21.09 \text{ KN} ; M_0 = 20.91 \text{ KN.m} ; M_t^{\max} = 0,75 M_0 = 15.68 \text{ KN.m} ;$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -10.95 \text{ KN.m} ; V_{\max} = 21.09 \text{ KN.}$$

❖ **Ferraillage des escaliers**

Le ferraillage se fait à la flexion simple avec : $M_{t \max}$ pour une section $(b \cdot h) = (1\text{ml} \times e)$; la même chose pour le ferraillage aux appuis avec $M_{a \max}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.III.27 : résumé des résultats du ferrailage de l'escalier

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{Cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)
Travée	20.67	0,064	0,082	0.145	4,09	1.81	5HA12 = 5.65
appui	13.78	0.043	0.054	0.146	2.71	2,05	5HA10 = 3.93

❖ **Armature de répartition :**

En travée : $A_{rep} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

soit: $A_{rep} = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

En appui : $A_{rep} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

soit: $A_{rep} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$V_{U \max} = 27.32 \text{ KN}$

$\tau_u = 0,182 \text{ MPA} < \tau_{u \text{ adm}} = 1,17 \text{ MPA}$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification des contraintes :**

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau.III.28 : vérification de l'état limite de compression du béton

Zone	M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm)	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$ (MPA)	Condition
Travée	15.68	5.65	3.98	10335.15	$6.02 < 15$	vérifiée
appui	10.95	3.93	3.31	7645.32	$4.74 < 15$	vérifiée

❖ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \tag{1}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{17}{426} = 0.039 \\ \frac{1}{16} &= 0.0625 \end{aligned} \right\} \frac{h}{l} < \frac{M_t}{20 \times M_0}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après l'article du **BAEL91 Art.B.6.5.2_page78_**

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une dalle avec, L_y inférieure à 5 m (notre cas) est de

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{426}{500} = 0.852 \text{ cm} = 8.52 \text{ mm.}$$

✓ **Les caractéristiques de la section**

$$E_v = 10818.7 \text{ MPA} ; E_i = 32164.2 \text{ MPA} ; A_{tra} = 5.65 \text{ cm}^2 ; y = 3.98 \text{ m} ; I = 10335.15 \text{ cm}^4.$$

✓ **Calcul I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{100 \times 17^3}{12} + 15 \times 4.52 \times \left(\frac{17}{2} - 2\right)^2$$

$$I_0 = 43806.21 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{tra}}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 17} = 2.65 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 100 \times 2.1}{(2 \times 100 + 3 \times 100) \times 2.65 \times 10^{-3}} = 7.92$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 0.4 \times 7.92 = 3.16.$$

✓ **Evaluation des moments en travées sous les différents chargements**

$$q_{serj} = 5.22 \text{ KN/m.}$$

$$q_{serg} = 6.07 \text{ KN/m.}$$

$$q_{serp} = 7.70 \text{ KN/m.}$$

$$M_{gser} = 10.33 \text{ KN.m.}$$

$$M_{jser} = 8.86 \text{ KN.m.}$$

$$M_{pser} = 13.10 \text{ KN.m.}$$

✓ **Contraintes**

$$\sigma_{stg} = 15 \times M_{gser} \times \frac{(d-y)}{I} = 165.21 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{stj} = 15 \times M_{j\text{ser}} \times \frac{(d-y)}{I} = 141.7 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{stp} = 15 \times M_{p\text{ser}} \times \frac{(d-y)}{I} = 209.52 \text{ MPA.}$$

✓ Calcul des coefficients μ :

$$\mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stg} + f_{t28}} \right) = 0.045$$

$$\mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stj} + f_{t28}} \right) = 0.00$$

$$\mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stp} + f_{t28}} \right) = 0.14$$

✓ Calcul des inerties fictives I_f :

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 3.55 \times 10^{-4}$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 4.81 \times 10^{-4}$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 2.28 \times 10^{-4}$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 4.21 \times 10^{-4}$$

✓ Calcul des flèches :

$$f_{gv} = M_{g\text{ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 4.115 \text{ mm.}$$

$$f_{ji} = M_{j\text{ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 1.039 \text{ mm.}$$

$$f_{pi} = M_{p\text{ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 3.24 \text{ mm.}$$

$$f_{gi} = M_{g\text{ser}} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 1.64 \text{ mm.}$$

D'où

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 4.676 \text{ mm} < \bar{f} = 8.52 \text{ mm.}$$

La flèche est vérifiée.

✓ Schéma de ferrailage

Zone	A_{Cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} (cm ²)
Travée	4,09	1.81	5HA12 = 5.65
appui	2.71	2,05	5HA10 = 3.93

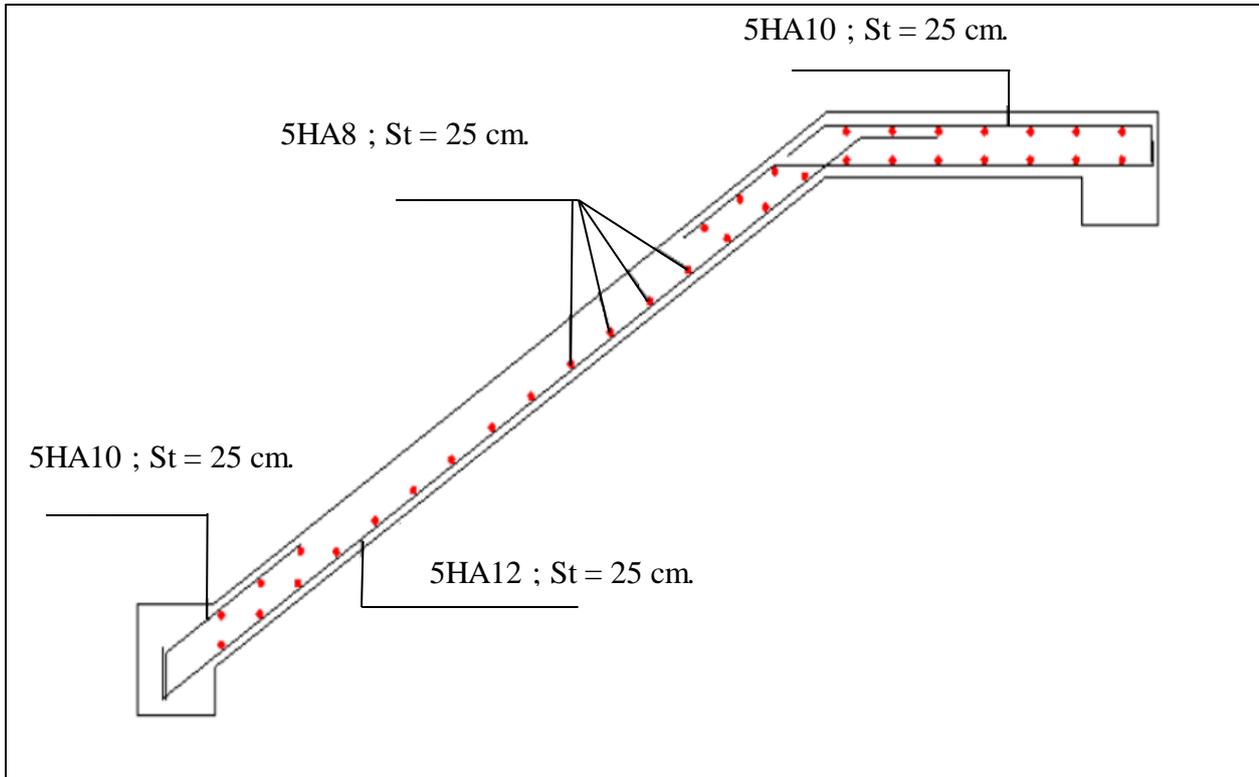


Fig.III.19 : schéma de ferrailage de l'escalier à trois volées

• Etude de la poutre brisée

La poutre brisée, inclinée pour correspondre à la forme de la deuxième volée de l'escalier, est calculée en considérant à la fois la flexion simple et la torsion.

❖ Dimensionnement de la poutre brisée

$$L/15 < h < L/10$$

$$\text{Avec } L = 1.4 + (1.46/\cos 34.93) + 1.4 = 4.58 \text{ m.}$$

$$30.53 < h < 45.8 \longrightarrow h = 40 \text{ cm.}$$

Donc la section de la poutre est de $b \cdot h = 30 \cdot 40 \text{ cm}^2$.

❖ Vérification des conditions du RPA

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$h/b = 1.33 < 4$... Condition vérifiée.

❖ **Chargement repris par la poutre brisée**

Poids propre : $G_0 = 0.3 \cdot 0.4 \cdot 25 = 3 \text{ KN/m}$.

Poids propre des deux paliers et la palliase : $G_1 = (2 \cdot 5.36) + 9.35 = 20.07 \text{ KN/m}$.

$q_u = 1.35 (20.07 + 3) = 31.14 \text{ KN/m}$.

$q_u = (20.07 + 3) = 23.07 \text{ KN/m}$.

❖ **Les moments sollicitant**

✓ **ELU**

$M_a = - (q_u \cdot l^2) / 12 = -47.09 \text{ KN.m}$

$M_t = (q_u \cdot l^2) / 24 = 23.56 \text{ KN.m}$

$T_u = (q_u \cdot l) / 2 = 66.32 \text{ KN}$.

✓ **ELS**

$M_a = - (q_s \cdot l^2) / 12 = -34.88 \text{ KN.m}$

$M_t = (q_s \cdot l^2) / 24 = 17.44 \text{ KN.m}$

$T_u = (q_s \cdot l) / 2 = 49.14 \text{ KN}$.

❖ **Ferraillage de la poutre brisée**

Tableau.III.29 : ferraillage de la poutre brisée

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{Cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)
Travée	23.56	0,038	0,048	0.372	1.81	1.37	4HA8 = 2.01
appui	47.09	0.076	0.098	0.365	3.73	1.37	4HA12 = 4.52

❖ **Vérification de l'effort tranchant (ELU)**

$\tau_u = 0.58 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA}$ Condition vérifiée.

Pas besoin d'armatures transversales.

❖ **Vérification des contraintes**

Tableau.III.30 : vérification de l'état limite de compression du béton

Zone	Mt (KN.m)	At (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc adm}$ MPA	Observation
En travée	19.44	2.01	7.56	28553.04	5.14 < 15	Vérifiée
En appui	34.88	4.52	10.69	55648.5	6.7 < 15	Vérifiée

❖ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &= \frac{40}{426} = 0.093 \\ \frac{1}{16} &= 0.0625 \end{aligned} \right\} \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (2)$$

$$0.0018 < 0.010 \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_{ser}}{10 M_u} \quad (3)$$

$$0.093 > 0.082 \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont satisfaites, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Calcul à la torsion**

➤ **Calcul de la contrainte de cisaillement**

Ω : Air du contour tracé du tracé à mi- épaisseur de la paroi

e : épaisseur de la paroi

$$e = b/6 = 5\text{cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = (30-5) \times (40-5) = 875 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.78 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 1.57 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = \sqrt{1.58^2 + 0.182^2} = 1.57 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA.} \quad \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Armatures longitudinales en torsion**

U : périmètre de la section

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 2[(30-5) + (40-5)] = 120 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.78 \times 10^{-3} \times 1.2 \times 1.15}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 400} = 2.7 \text{ cm}^2.$$

- **Armature transversale**

- 1. A la torsion**

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_t = 0.35 \text{ cm}^2.$$

- 2. A la flexion**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$S_t < \min(33.3 ; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$. Soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_t = \frac{0.4 \times S_t \times b}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} \Rightarrow A_t = 0.6 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion pour le ferrailage de la poutre brisée**

La section de ferrailage totale (A_t) est calculée en flexion + torsion.

- 1. Armatures transversales**

$$A_t = A_{\text{flexion}} + A_{\text{torsion}} = 0.6 + 1.81 = 2.41 \text{ cm}^2.$$

On prend un cadre de T10 et un étrier de T10 $A = 3.14 \text{ cm}^2$

Espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- 2. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2.$$

- 3. Section d'armature longitudinale à prendre**

- **En appuis**

$$A^a = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{Torsion}}}{2} \Rightarrow A^a = 3.73 + (2.7/2) = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^a = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 6.88 \text{ cm}^2$$

- **En travée**

$$\text{Soit : } A^t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{Torsion}}}{2} \Rightarrow A^t = 1.81 + (2.7/2) = 3.16 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A^t , Soit : $A^t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$.

✓ Schéma de ferrailage

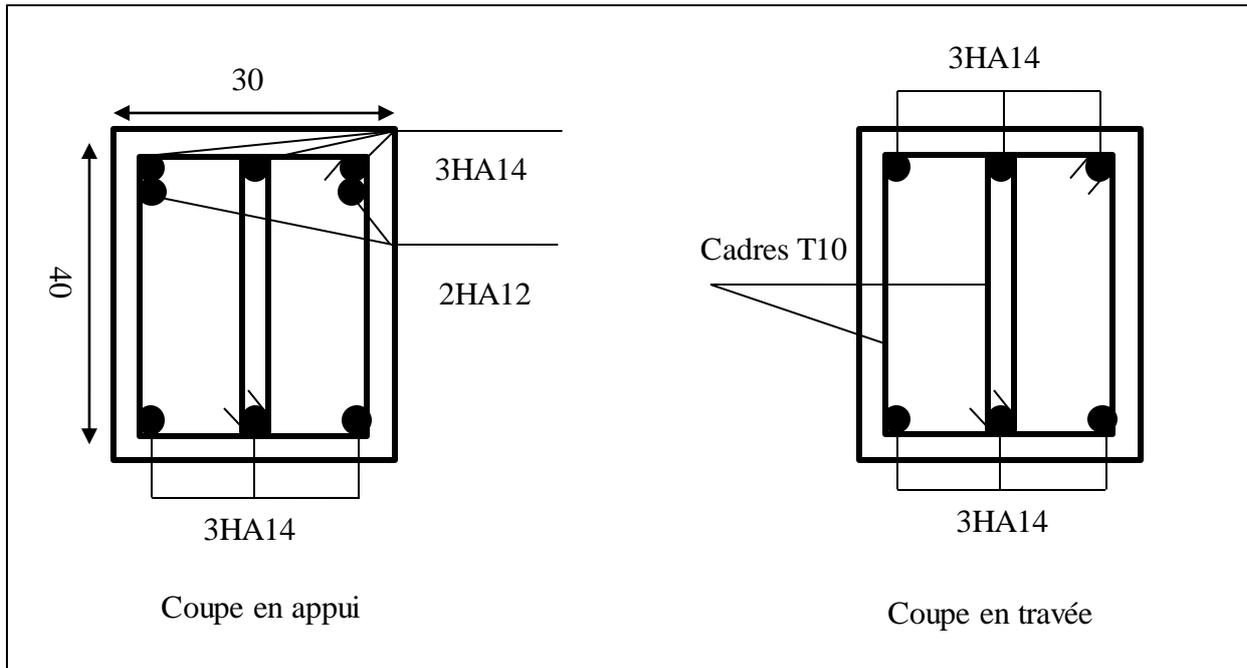


Fig.III.20 : schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.7 : Conclusion

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les sections d'acier nécessaires pour que les éléments secondaires puissent supporter efficacement les charges qui leur sont attribuées. Cette analyse est cruciale afin d'assurer que chaque élément remplit sa fonction en respectant les normes de sécurité et de performance. En définissant les dimensions appropriées des sections d'acier, nous garantissons la stabilité et la durabilité de l'ensemble de la structure.

CHAPITRE IV

Etude sismique



IV.1. Introduction

Le séisme, phénomène naturel, peut occasionner des dommages considérables tant matériels qu'humains et pour cela et dans le cadre de notre projet, situé dans une zone de moyenne sismicité, il est impératif d'analyser le comportement dynamique de la structure. Cette analyse est faite avec un modèle mathématique basé sur la méthode des éléments finis réalisée à l'aide du logiciel (ETABS). La détermination de ce modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique et le choix approprié du système de contreventement sont au cœur de ce chapitre.

IV.2. La modélisation

La modélisation consiste à refléter avec précision les caractéristiques du système original (masse, rigidité et amortissement). En d'autres termes, elle vise à trouver un modèle simplifié qui reproduit au mieux le comportement réel de la structure, en prenant en compte de manière précise la masse, de la rigidité et de l'amortissement de tous ses éléments.

IV.3. Choix de la méthode de calcul

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003) offrent trois méthodes de calcul des sollicitations, permettant ainsi une meilleure anticipation du comportement réel de la structure :

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

La hauteur de notre structure (zone II-a, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'attention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale (**RPA99/2003 Art 4.1.2**).

IV.4. Principe de la méthode modale spectrale

Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponses de calculs, ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de structure.

IV.5. Présentation du logiciel ETABS

ETABS (Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems) est un logiciel de conception et d'analyse structurelle, il permet de modéliser, analyser et concevoir une variété de structures, y compris les bâtiments en béton, en acier et en bois. Utilisant la méthode des éléments finis, il offre des fonctionnalités avancées telles que l'analyse modale spectrale. Cet outil polyvalent aide les ingénieurs à créer des modèles 3D détaillés, en tenant compte des charges, des contraintes de conception et des réglementations

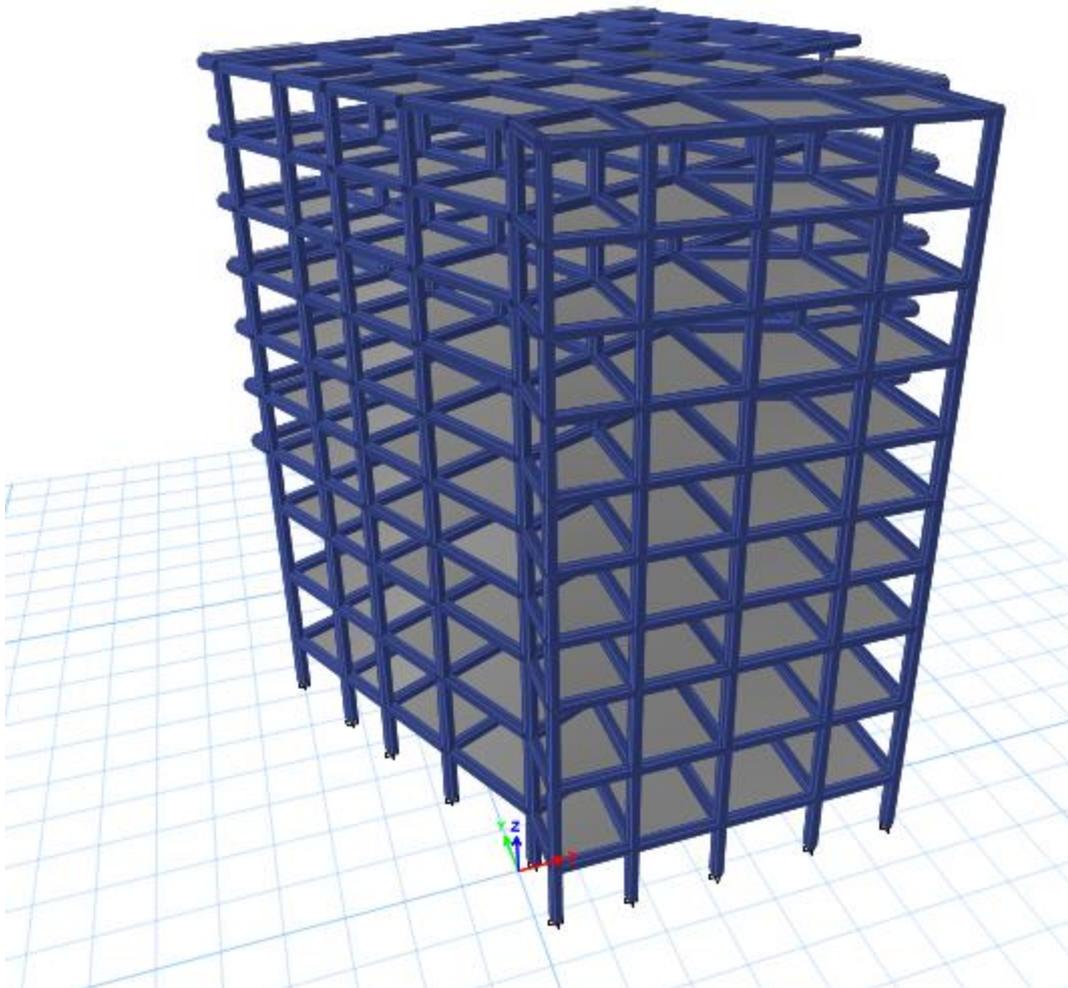


Fig.IV.1 : Vue en 3 dimensions de la structure étudiée

IV.6. Vérification de la régularité de la structure

Chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou irrégulier, selon des critères spécifiés.

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation.

➤ Régularité en plan (RPA99/2003 Art.3.5.a)

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. (Pour notre projet cette condition n'est pas vérifiée.)
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4, et La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction, (pour cette condition est vérifiée.)
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

—————▶ **La régularité en plan n'est pas vérifiée.**

➤ Régularité en élévation (RPA99/2003 Art.3.5.b)

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation, (Pour notre projet cette condition est vérifiée.)
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent

progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment, (pour notre projet cette condition n'est pas vérifiée.).

- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

—————→ **La régularité en élévation n'est pas vérifiée.**

Conclusion : la structure de notre projet est irrégulière.

IV.7. Etude sismique

L'effort tranchant statique est calculé par la formule donnée par le (RPA99/2003.4.1).

$$V = \frac{A * D * Q}{R} w$$

A: Coefficient d'accélération de la zone.

A = 0.15 (Groupe d'usage 2 ; Zone sismique : zone II-a) (RPA99/2003 Tableau.4.1).

R: Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de Contreventement.

Dans notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles, R = 5 (RPA99/2003 Tableau 4.3).

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante (RPA99.4.4)

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

P_q : est la pénalité à retenir lorsque le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau.IV.1 : Valeurs des pénalités P_q.

Critère Q	Axe xx	p _q	Axe yy	p _q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0.00	Oui	0.00
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00

Donc : $Q_x = Q_y = 1,15$

W : poids total de la structure, qui est donné par la formule du **RPA99/2003.4.5**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Tel que

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation,

$$\beta = 0.2 \quad (\text{RPA99/2003.4.5})$$

W = **49320.52 KN**. (Donnée par le logiciel ETABS).

D : Facteur d'amplification dynamique, qui est en fonction de la catégorie de site, de l'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par la formule du **RPA99/2003.4.2**

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta * (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta * (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \leq 3s \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA99/2003 Tableau.4.7**

On a un sol meuble (site S3) \longrightarrow T₁ = 0.15 s et T₂ = 0.5 s.

η : Facteur de correction d'amortissement est donné par la formule du **RPA.4.3**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$$

Où ε(%) est le pourcentage d'amortissement critique **RPA99 Tableau 4.2**

ε(%) = 10 %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7.$$

➤ **Calcul de la période fondamentale**

$$T_1 = C_T * h_N^{3/4} \quad \dots\dots (1) \quad \text{RPA99 4.6_page 45_}$$

$$T_2 = 0,09 h_N / \sqrt{L} \quad \dots (2) \quad \text{RPA99 4.7_page 46_}$$

$C_T = 0,05$ (coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage **RPA99 4.6**).

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

L : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

• **Sens x-x**

$$T_{X\text{empirique}} = \min (T_{1x}, T_{2x}) \quad \longrightarrow \quad \min (0.704 \text{ s}, 0.652 \text{ s})$$

$$T_{X\text{empirique}} = 0.652 \text{ s.}$$

• **Sens y-y**

$$T_{Y\text{empirique}} = \min (T_{1y}, T_{2y}) \quad \longrightarrow \quad \min (0.704 \text{ s}, 0.684 \text{ s})$$

$$T_{Y\text{empirique}} = 0.684 \text{ s.}$$

$$T_2 = 0.5 \leq T_{x,y} \leq 3\text{s} \quad \longrightarrow \quad D = 2.5 \eta * (T_2 / T)^{2/3}$$

$$D_x = 1.68$$

$$D_y = 1.59$$

D'où l'effort tranchant à la base est :

$$V_x = \frac{0.15 * 1.68 * 1.15}{5} * 49320.52 = 2858.61 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{0.15 * 1.59 * 1.15}{5} * 49320.52 = 2705.47 \text{ KN.}$$

IV.8. Spectre de calcul

Le spectre de réponse est une représentation graphique utilisée pour décrire la façon dont la structure d'un bâtiment ou d'une autre construction réagit aux forces sismiques. Ce spectre montre généralement l'accélération relative (ou la déformation) de la structure en fonction de la fréquence des vibrations sismiques.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante **RPA99/2003 4.13**.

$$\frac{Sa}{g} = \begin{cases} 1.25*A*(1 + \frac{T}{T_1}*(2.5*\eta*\frac{Q}{R}-1)) \\ 2.5*\eta*(1.25*A)*(\frac{Q}{R}) \\ 2.5*\eta*(1.25*A)*(\frac{Q}{R})*(\frac{T_2}{T})^{2/3} \\ 2.5*\eta*(1.25*A)*(\frac{Q}{R})*(\frac{T_2}{3})^{2/3}*(\frac{3}{T})^{5/3} \end{cases}$$

Tel que :

T : période fondamentale de la structure.

Sa/g : accélération spectrale.

g : accélération de la pesanteur =9.81 m/s².

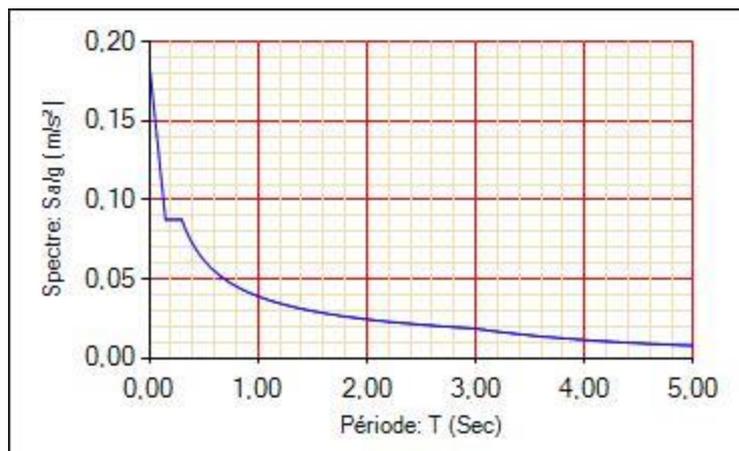


Fig.IV.2 : Spectre de réponse.

IV.9. Résultats obtenus

Après la modélisation et l'analyse de notre structure en utilisant le logiciel ETABS2016, nous avons obtenus les résultats suivants

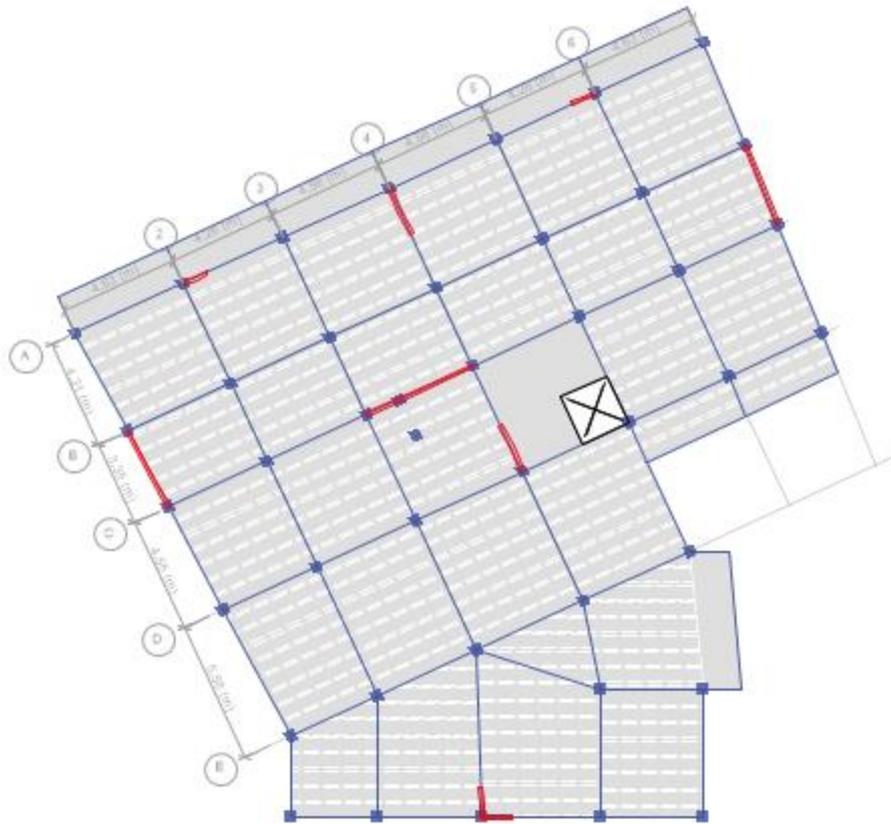


Fig.IV.3 : disposition des voiles de contreventement.

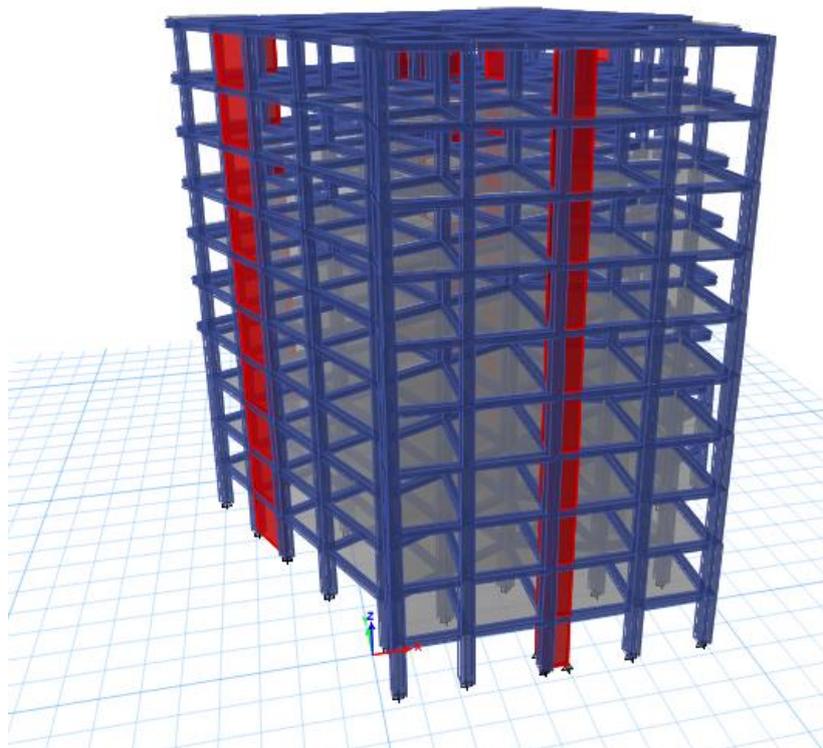


Fig.IV.4 : vue 3D des voiles de contreventement.

➤ **Période de vibration et participation massique**

D'après le (RPA99/2003 Art 4.3.4) les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme de masses modales effectives pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le coefficient de participation massique correspond au ième mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme des coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbé par le bâtiment.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV.2. Modes de vibration et taux de participation massique.

Mode	Period S	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1,002	0,005	0,5051	0	0,005	0,5051	0
2	0,912	0,7103	0,0001	0	0,7153	0,5052	0
3	0,845	0,0086	0,2141	0	0,7239	0,7193	0
4	0,289	0,0067	0,0984	0	0,7305	0,8177	0
5	0,265	0,1374	0,0065	0	0,868	0,8242	0
6	0,244	0,0005	0,0389	0	0,8685	0,8631	0
7	0,201	0,0001	3,269E-05	0	0,8686	0,8631	0
8	0,193	3,54E-05	1,629E-05	0	0,8687	0,8631	0
9	0,177	0,0011	0,0002	0	0,8698	0,8634	0
10	0,156	2,196E-06	3,252E-06	0	0,8698	0,8634	0
11	0,146	0,0015	0,0008	0	0,8713	0,8641	0
12	0,139	0,0001	0,0001	0	0,8714	0,8643	0
13	0,138	0,0096	0,0336	0	0,881	0,8978	0
14	0,135	0,0001	0,0002	0	0,881	0,898	0
15	0,135	3,291E-05	0,0001	0	0,8811	0,8981	0
16	0,127	0,0419	0,0109	0	0,9229	0,9089	0

Commentaires

D'après le tableau ci-dessus les deux premiers modes sont des modes de translations

Mode 1 : translation selon l'axe (y-y), le taux de participation massique est de 50.50 %.



Fig.IV.5 Mode (1) de translation selon l'axe Y.

On voit bien que le taux de participation massique selon l'axe Y atteint les 90% au bout du 17^{ème} mode.

La période dynamique selon l'axe Y est de 1.00 s.

Mode 2 : translation selon l'axe (x-x), le taux de participation massique est de 71.03 %.

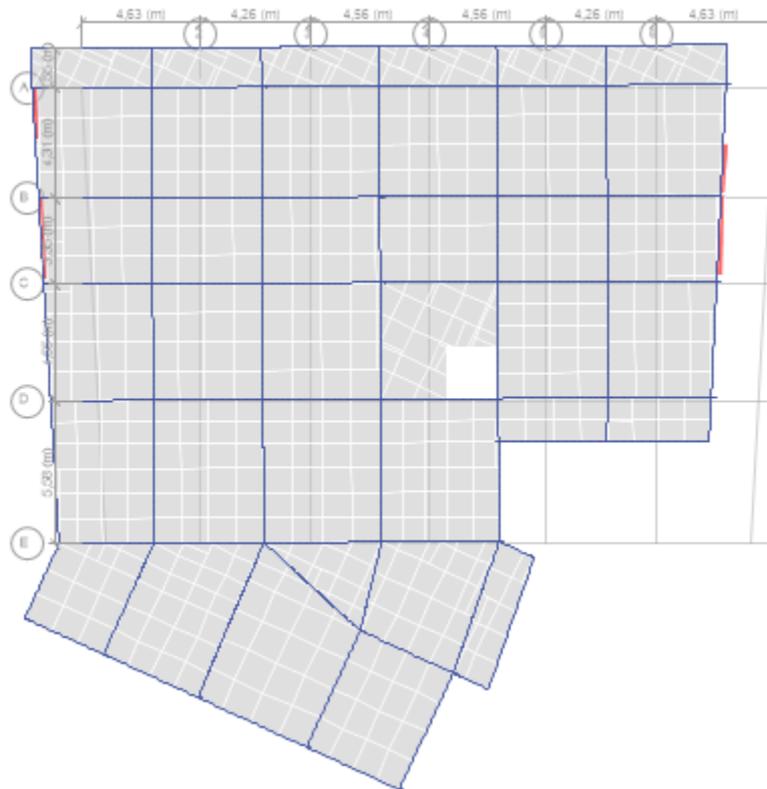


Fig.IV.6 Mode (2) de translation selon l'axe X.

On voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 17^{ème} mode.

La période dynamique est de 0.91 s selon l'axe Y.

Mode 3 : rotation selon l'axe (z-z).

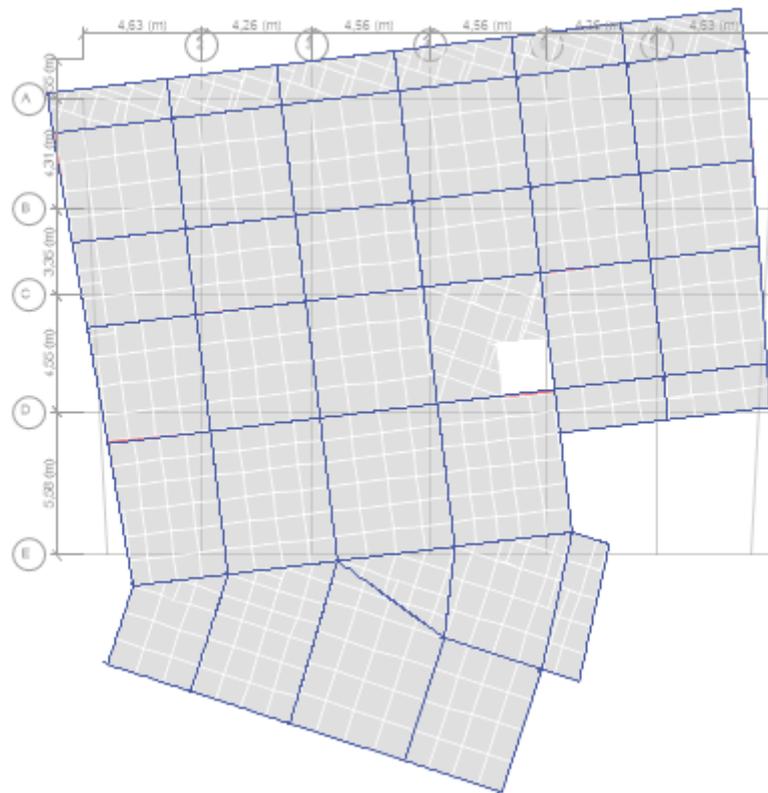


Fig.IV.7 Mode (3) rotation selon l'axe Z.

IV.10. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences RPA99/2003

➤ Vérification de la résultante sismique

Selon RPA99 Art 4.3.6_page 50_, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de « $\frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$ ».

Tableau.IV.3 vérification de la résultante de la force sismique.

Sens	V _{dynamique} (KN)	0.8 V _{statique} (KN)	Condition V _{dyn} ≥ 0.8 V _{st}
X-X	2299.66	2286.88	Vérifiée
Y-Y	1708.68	1604.37	Vérifiée

Commentaire

La condition de l'effort tranchant est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 Art 7.4.3.1 (7.2) _page 64_** exige de vérifier l'effort normal de

compression de calcul qui est limité par la condition suivante : $\nu = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0.3$

Avec

B_c : l'aire brute du poteau.

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaison sismique (pris en valeur absolue).

Les résultats sont montrés dans le tableau suivant

Tableau.IV.4 vérification de l'effort normal réduit

N	b*h	N _d (MN)	ν	Condition
N10	0.105	255,3893*10 ⁻³	0.097	Vérifiée
N9	0.105	481,0402*10 ⁻³	0.183	Vérifiée
N8	0.14	709,8496*10 ⁻³	0.202	Vérifiée
N7	0.14	939,4677*10 ⁻³	0.268	Vérifiée
N6	0.18	1173,929*10 ⁻³	0.260	Vérifiée
N5	0.18	1410,8206*10 ⁻³	0.313	Non vérifiée
N4	0.225	1654,415*10 ⁻³	0.320	Non vérifiée
N3	0.225	1907,0714*10 ⁻³	0.339	Non vérifiée
N2	0.275	2171,9666*10 ⁻³	0.315	Non vérifiée
N1	0.275	2433,7648*10 ⁻³	0.354	Non vérifiée

Commentaire

L'effort normal réduit n'est pas vérifié, donc on doit augmenter les sections des poteaux. Les nouvelles sections et la vérification de l'effort réduit sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau.IV.5 vérification de l'effort normal réduit avec les nouvelles sections des poteaux

N	b*h	Nd (MN)	ν	Condition
N10	$0.45^2 = 0.2025$	$218.67 \cdot 10^{-3}$	0.043	Vérifiée
N9	$0.45^2 = 0.2025$	$413.03 \cdot 10^{-3}$	0.081	Vérifiée
N8	$0.5^2 = 0.25$	$612.76 \cdot 10^{-3}$	0.098	Vérifiée
N7	$0.5^2 = 0.25$	$813.50 \cdot 10^{-3}$	0.130	vérifiée
N6	$0.55^2 = 0.3025$	$1019.66 \cdot 10^{-3}$	0.134	vérifiée
N5	$0.55^2 = 0.3025$	$1227.35 \cdot 10^{-3}$	0.162	vérifiée
N4	$0.6^2 = 0.36$	$1440.82 \cdot 10^{-3}$	0.160	vérifiée
N3	$0.6^2 = 0.36$	$1815.14 \cdot 10^{-3}$	0.201	vérifiée
N2	$0.65^2 = 0.4225$	$2542.30 \cdot 10^{-3}$	0.240	vérifiée
N1	$0.65^2 = 0.4225$	$3187.73 \cdot 10^{-3}$	0.300	vérifiée

Commentaire

L'effort normal réduit est vérifié.

➤ **Vérification des déplacements**

Selon le (RPA99/2003 Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R * \delta_{eK}$

Tel que R= 5.

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" donné par le **RPA99 Art4.4.3(19)**

Tableau.IV.6 Vérification des déplacements relatifs sens x-x

N	δe_K (mm)	δK (mm)	$\delta K-1$ (mm)	ΔK (mm)	h_k (mm)	$\Delta K/ h_k \leq 1\%$	obs
N1	0,51	2.55	0	2.55	3060	0.0008	Vérifiée
N2	1,564	7.82	2.55	5.27	3060	0.0017	Vérifiée
N3	2,962	14.81	7.82	6.99	3060	0.0022	Vérifiée
N4	4,658	23.29	14.81	8.48	3060	0.0027	Vérifiée
N5	6,495	32.475	23.29	9.185	3060	0.0030	Vérifiée
N6	8,355	41.775	32.475	9.3	3060	0.0031	Vérifiée
N7	10,219	51.095	41.775	9.32	3060	0.0031	Vérifiée
N8	12,001	60.005	51.095	8.91	3060	0.0029	Vérifiée
N9	13,697	68.485	60.005	8.84	3060	0.0028	Vérifiée
N10	15,232	76.16	68.485	7.675	3060	0.0025	Vérifiée

Tableau.IV.7 Vérification des déplacements relatifs sens y-y

N	δe_K (mm)	δK (mm)	$\delta K-1$ (mm)	ΔK (mm)	h_k (mm)	$\Delta K/ h_k \leq 1\%$	obs
N1	0,575	2.875	0	2.875	3060	0.0009	Vérifiée
N2	1,824	9.21	2.875	6.335	3060	0.0030	Vérifiée
N3	3,473	17.365	9.21	8.155	3060	0.0020	Vérifiée
N4	5,3	26.5	17.365	9.135	3060	0.0029	Vérifiée
N5	7,502	37.51	26.5	11.01	3060	0.0034	Vérifiée
N6	9,653	48.265	37.51	10.755	3060	0.0036	Vérifiée
N7	11,799	58.995	48.265	10.73	3060	0.0035	Vérifiée
N8	13,855	69.275	58.995	10.28	3060	0.0036	Vérifiée
N9	15,816	79.08	69.275	9.855	3060	0.0032	Vérifiée
N10	17,643	88.215	79.08	9.135	3060	0.0029	Vérifiée

➤ **Vérification de l'effet P-Delta**

Les effets du second ordre sont dus aux charges verticales après déplacement. Pour qu'ils soient négligés il faut vérifier la condition du **RPA99 Art 5. page 54**

$$O_k = P_k * \frac{\Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en

amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre.

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure (cumulé).

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « K ».

Tableau.IV.8 : Vérification des effets P-Delta sens x-x

Niveau	P_k (KN)	Δk (mm)	V_{kx} (KN)	h_k (mm)	θ_K	Condition
N 1	49320,52	2.55	2106,36	3060	0.019	vérifiée
N 2	44229,28	5.27	2073,78	3060	0.036	vérifiée
N 3	39422,62	6.99	1998,10	3060	0.045	vérifiée
N 4	34827,69	8.48	1894,56	3060	0.050	vérifiée
N 5	29597,58	9.185	1750,06	3060	0.051	vérifiée
N 6	24657,65	9.3	1577,76	3060	0.047	vérifiée
N 7	19717,64	9.32	1370.57	3060	0.043	vérifiée
N 8	14928,88	8.91	1135,79	3060	0.038	vérifiée
N 9	10140,12	8.84	864,19	3060	0.033	vérifiée
N 10	5487,18	7.675	512,01	3060	0.026	vérifiée

Tableau.IV.9 : Vérification des effets P-Delta sens y-y

Niveau	P_k (KN)	Δk (mm)	V_{ky} (KN)	h_k (mm)	θ_K	Condition
N 1	49320.52	2.875	2102,18	3060	0.021	vérifiée
N 2	44229,28	6.335	2071,03	3060	0.044	vérifiée
N 3	39422,62	8.155	1992,81	3060	0.052	vérifiée
N 4	34827,69	9.135	1883,12	3060	0.055	vérifiée
N 5	29597,58	11.01	1735,57	3060	0.061	vérifiée
N 6	24657,65	10.755	1563,22	3060	0.054	vérifiée
N 7	19717,64	10.73	1360,85	3060	0.051	vérifiée
N 8	14928,88	10.28	1131,19	3060	0.044	vérifiée
N 9	10140,12	9.855	861,15	3060	0.037	vérifiée
N 10	5487,18	9.135	509,65	3060	0.032	vérifiée

Commentaire

Les effets P-Delta peuvent être négligés.

➤ **Vérification de l'interaction voiles portiques**

Selon le **RPA99/2003 Art 3.4 (4a)**, dans le cas des constructions utilisant un contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et pour les charges horizontales les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

C'est-à-dire

$$\text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : } \frac{\sum F_{\text{portique}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\%$$

$$\text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : } \frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\%$$

$$\text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : } \frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$$

$$\text{Pourcentage des charges horizontales pour les portiques : } \frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$$

Les résultats de la vérification de l'interaction sont montrés dans les tableaux suivant

Tableau.IV.10 Vérification de l'interaction sous charge verticales

Niveau	Charges verticales		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
1 ^{ER} entre sol	37296.12	5877.00	86.38	13.62

Commentaire

L'interaction est vérifiée sous charges verticales.

Tableau.IV.11 Vérification de l'interaction sous charge horizontales

Niveau	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y			
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales	
	portique	voile	portique	voile	portique	voile	portique	voile
10	505.83	234.13	68.35	31.65	431.81	201.27	68.20	31.8
9	437.87	346.04	55.85	44.15	346.40	251.59	57.92	42.08
8	597.97	431.03	58.11	41.89	478.53	271.30	63.81	36.19
7	582.25	649.09	47.28	52.72	469.45	416.53	52.98	47.02
6	633.01	700.26	47.47	52.53	572.40	431.49	57.01	42.99
5	660.47	903.87	42.22	57.58	550.02	568.17	49.18	50.82
4	701.01	984.60	41.58	58.42	576.04	619.20	48.19	51.81
3	657.53	1152.05	36.33	63.67	556.43	732.52	43.16	56.84
2	633.26	1313.43	32.53	67.47	554.42	762.38	42.10	57.90
1	860.23	1747.17	32.99	67.01	466.95	826.31	36.10	63.90

Commentaire

L'interaction sous charges verticales est vérifiée dans les deux sens.

IV.11. Conclusion

Différentes configurations ont été modélisées pour répondre à toutes les exigences des **Règles Parasismiques Algériennes 99/2003**, car l'aspect architectural a posé un véritable défi dans la disposition des voiles de contreventement, et selon ces exigences on a été dans l'obligation de redimensionner les poteaux comme montré dans le tableau ci-dessous

Tableau.IV.12 les nouvelles sections des poteaux

Désignation	Section (cm ²)
Poteaux 1^{er} 2^{ème} entre sols	65*65
Poteaux RDC 1^{er} étage	60*60
Poteaux 2^{ème} 3^{ème} étage	55*55
Poteaux 4^{ème} 5^{ème} étage	50*50
Poteaux 6^{ème} 7^{ème} étage	45*45
Voiles (tous les étages).	e = 15; L= variable

CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux



V.1 Introduction

Une structure parasismique en béton armé doit assurer une résistance adéquate avant et après un séisme à l'aide de ses éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles). Ces derniers doivent être rigoureusement armés et judicieusement disposés pour pouvoir reprendre les efforts qui leur sont transmis.

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, ils sont soumis à :

- Un moment de flexion M (positif ou négatif).
- Un effort normal N positif (compression) ou négatif (traction).
- Un effort tranchant éventuel.

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigés par le **RPA99/V2003** qui sont :

- $1.35G+1.5Q$.
- $G+Q$.
- $G+Q+E$.
- $G+Q-E$.
- $0.8G+E$.
- $0.8G-E$.

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les couples de forces suivantes :

$$\begin{array}{llll}
 N_{\max} \longrightarrow & M_{\text{corr}} \longrightarrow & A_1 & \\
 M_{\max} \longrightarrow & N_{\text{corr}} \longrightarrow & A_2 & \\
 N_{\min} \longrightarrow & M_{\text{corr}} \longrightarrow & A_3 &
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{llll} N_{\max} \\ M_{\max} \\ N_{\min} \end{array}} \right\} A = \max (A_1, A_2, A_3).$$

❖ Recommandations du RPA99

➤ Les armatures longitudinales (Art 7.4.2.1)

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

Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone **(IIa)**

Leur pourcentage maximal sera de :

- ✓ 4 % de la section du poteau en zone courante.
- ✓ 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.

La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone (IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

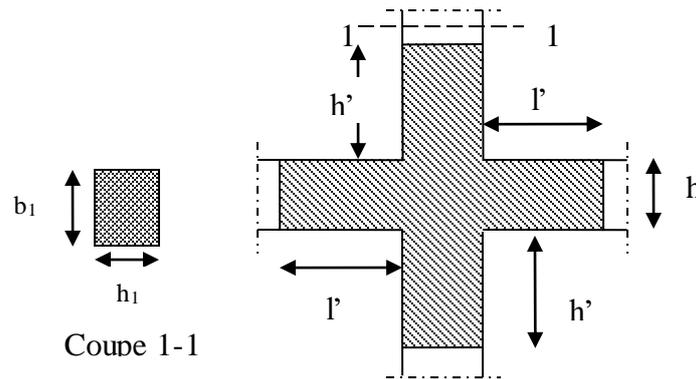


Fig.V.1 : Zone nodale

Avec :

$l' : 2h$.

$h' : \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$.

h_e : la hauteur d'étage.

➤ Armatures transversales (Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

✓ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

✓ $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

✓ En zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$.

✓ En zone courante : $t \leq 15 \phi_l$.

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité minimale d'armatures transversale en pourcentage est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3 \% b_1 \times t \quad \text{si} \quad \lambda_g > 5.$$

$$A_t^{\min} = 0.8 \% b_1 \times t \quad \text{si} \quad \lambda_g \leq 3.$$

$$A_t^{\min} = \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \quad \text{si} \quad 3 \leq \lambda_g \leq 5.$$

$$\lambda_g : \text{est l'elancement géométrique du poteau} : \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right).$$

Avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$), pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 concernant notre ouvrage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	B (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²): zone de recouvrement
1^{er} 2^{ème} entre sol	65×65	33.8	169	253.5
RDC 1^{er} étage	60×60	28.8	144	216
2^{ème} 3^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
4^{ème} 5^{ème} étage	50×50	20	100	150
6^{ème} 7^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5

❖ **Sollicitations dans les poteaux**

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel « **ETABS** » qui a été utilisé dans l'étude dynamique, les résultats obtenus sont compilé dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$ ELU		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$ ELA		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$ ELA		$V_d(KN)$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
1^{er} 2^{ème} entre sol	3017.23	7.66	114.48	-108.73	-407.38	28.04	47.34
RDC 1^{er} étage	2380.23	14.24	96.92	-0.79	-327.30	33.92	55.73
2^{ème} 3^{ème} étage	1767.68	16.18	81.01	611.79	-186.30	61.15	53.92
4^{ème} 5^{ème} étage	1175.38	15.46	75.21	380.02	-73.26	54.96	51.59
6^{ème} 7^{ème} étage	599.11	13.95	103.76	159.71	-6.86	38.26	53.69

❖ **Ferraillage des poteaux**

➤ **Armatures longitudinales**

Dans ce qui suit, nous allons présenter un exemple de calcul, et le reste des résultats sera compilé dans le tableau (V.2).

Soit à calculer le ferraillage du poteau du 1^{er} entre sol : $(65 \times 65) \text{ cm}^2$, $d = 62 \text{ cm}$, $d' = 3 \text{ cm}$.

$F_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$, $F_{st} = 348 \text{ MPa}$ (ELU).

1. $N_{max} = 3017.23 \text{ KN} \longrightarrow M_{corr} = 7.66 \text{ KN.m}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.0025 \text{ m} < 0.325 \text{ m}$: Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) avec la vérification de la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') b \times h \times f_{bu}$$

Avec

$$M_{ua} = M_{uG} + Nu \left(d - \frac{h}{2} \right) = 7.66 \times 10^{-3} + 3017.23 \times 10^{-3} \left(0.62 - \frac{0.65}{2} \right) = 0.897 \text{ MN.m}$$

$$Nu (d - d') - M_{ua} = 3017.23 \times 10^{-3} (0.62 - 0.03) - 0.879 = 0.901 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.03) \times 0.65 \times 0.65 \times 14.2 = 1.16 \text{ MN.m}$$

$$0.901 < 1.16.$$

Donc le calcul se fait par assimilation à la Flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.897}{0.65 \times 0.62^2 \times 14.2} = 0.252 > 0.186 : \text{pivot B.}$$

$$\mu_l = 0.392. A' = 0.$$

$$\alpha = 0.371.$$

$$z = 0.53 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times F_{st}} = \frac{0.897}{0.53 \times 348} = 48.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée : } A = A_1 - \frac{N_u}{F_{st}} = 48.63 \times 10^{-4} - \frac{3017.23 \times 10^{-3}}{348} = -3.8 \text{ cm}^2$$

< 0 donc le béton seul suffit.

$$2. \quad M_{\max} = 114.48 \text{ KN.m} \longrightarrow N_{\text{corr}} = -108.73 \text{ KN.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 1.05 \text{ m} > 0.325 \text{ m} : \text{Le centre de pression est à l'extérieur de la section.}$$

N est un effort de traction et le centre de pression est à l'extérieur de la section du béton, donc la section est entièrement tendue (SET) avec la vérification de la condition suivante :

$$A_1 = \frac{N_u e_2}{f_{s10}(d-d')} \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{N_u e_1}{f_{s10}(d-d')}$$

$$\text{Avec : } e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G \quad \text{et} \quad e_2 = (d - d') - e_1$$

$$\text{D'où : } A_1 = \frac{108.73 \times 10^{-3} \times 0.755}{348 \times (0.62 - 0.03)} = 4.00 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Et : } A_2 = \frac{108.73 \times 10^{-3} \times 1.345}{348 \times (0.62 - 0.03)} = 7.12 \text{ cm}^2.$$

$$3. \quad N_{\max} = -407.38 \text{ KN.} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 28.04 \text{ KN.m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.068 \text{ m} < 0.325 \text{ m} : \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est entièrement tendue (SET).

$$A_1 = \frac{N_u e_2}{f_{s10}(d-d')} \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{N_u e_1}{f_{s10}(d-d')}$$

Avec : $e_1 = (\frac{h}{2} - d) + e_G$ et $e_2 = (d - d') - e_1$

$e_1 = (0.325 - 0.03) + 0.068 = 0.363$ m.

$e_2 = (0.62 - 0.03) - 0.363 = 0.227$ m.

D'où : $A_1 = \frac{407.38 \times 10^{-3} \times 0.227}{348 \times (0.62 - 0.03)} = 4.5$ cm².

Et : $A_2 = \frac{407.38 \times 10^{-3} \times 0.363}{348 \times (0.62 - 0.03)} = 7.2$ cm².

➤ **Vérification des A_{min}**

$A_{min}^{RPA} = 0.8 \% b \times h = 0.8\% \times 0.65 \times 0.65 = 33.8$ cm². (Toute la section).

SPC : $A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0.23 \times 0.65 \times 0.62 \times (2.1/400) = 4.86$ cm². (Par face).

SET : $A_{min}^{BAEL} = B \times (f_{t28}/f_e) = 0.65 \times 0.65 \times (2.1/400) = 22.18$ cm². (Par face).

Les résultats de calcul du ferrailage sont compilés dans le tableau suivant

Tableau V.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	B (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)/ section
1 ^{er} 2 ^{ème} entre sols	65×65	7.2	33.80	4HA20+12HA16 = 40.72
RDC 1 ^{er} étage	60× 60	6.49	28.80	4HA20+12HA16 = 40.72
2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	55×55	5.44	24.20	4HA20+8HA16 = 28.65
4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	50×50	4.03	20.00	4HA16+8HA14 = 20.36
6 et 7 ^{ème} étage	45×45	2.53	16.02	12HA14 = 18.47

➤ **Armatures transversales**

Les armatures transversales adoptées pour les poteaux sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	1 ^{er} 2 ^{ème} entre sols	RDC 1 ^{er} étage	2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage
Section	65×65	60× 60	55×55	50×50	45×45
ϕ_l^{min} (cm)	2.5	2	2	1.6	1.6
l_f (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	3.29	3.57	3.89	4.28	4.76
Vu (KN)	47.34	55.73	53.92	51.59	53.69
$t_{zone\ nodale}$	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}$	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t^{cal} (cm ²)	1.02	1.2	1.16	1.11	1.16
A_t^{min} (cm ²)	6.09	5.85	4.70	3.6	2.43
A_t^{ado} (cm ²)	8HA10= 6.28	8HA10= 6.28	6HA10= 4.71	6HA10= 4.71	6HA10 = 4.71

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max} \Rightarrow 12\text{cm} \geq \frac{20\text{cm}}{3} = 6.66 \text{ cm.} \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérifications**

➤ **Vérification au flambement**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)} & \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right) & \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

✓ **Exemple illustratif (1^{er} entre sol) :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 \longrightarrow l_f = 2.142 \text{ m. (Longueur de flambement).}$$

$$\lambda = 3.46 (l_f / b) \longrightarrow \lambda = 11.40 \Rightarrow \alpha = 0.83$$

$$B_r = 3969 \text{ cm}^2 \text{ (Section réduite).}$$

Donc :

$$N_u = 0.83 \times \left(\frac{0.3969 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 37.68 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 7.18 \text{ MN}$$

On a $N_{\max} = 3.017 \text{ MN} < N_u = 5.72 \text{ MN}$... Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de flambement.

Tableau V.5 : Justification de l'effort normal réduit.

Niveau	B (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	A (cm ²)	Br (m ²)	N _{max} (MN)	Nu (MN)
1 ^{er} 2 ^{ème} entre sols	65×65	3.06	2.142	11.40	0.83	40.72	0.3969	3.017	7.18
RDC 1 ^{er} étage	60× 60	3.06	2.142	12.35	0.87	40.72	0.3364	2.380	6.26
2 et 3 ^{ème} étage	55×55	3.06	2.142	13.47	0.87	28.65	0.2809	1.767	5.14
4 et 5 ^{ème} étage	50×50	3.06	2.142	14.82	0.82	20.36	0.2304	1.175	4.12
6 et 7 ^{ème} étage	45×45	3.06	2.142	16.47	0.81	18.47	0.1849	0.599	3.37

On constate que $N_{\max} < N_u$, donc il n'y pas risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

On va procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \sigma_{bc adm}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}^G \times V}{I_{yy}} \dots \text{Béton fibre supérieur.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}^G \times V'}{I_{yy}} \dots \text{Béton fibre inférieur.}$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} \quad (A' = 0).$$

$$v' = h - v.$$

$$I_{yy} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$d = 0.9 \times h ; M_{ser}^G = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v \right)$$

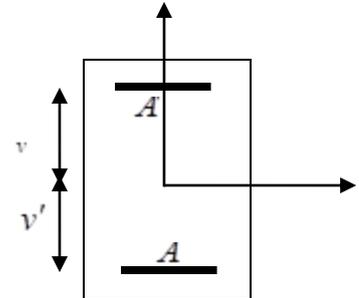


Figure V.2 : Section d'un poteau.

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	1 ^{er} 2 ^{ème} entre sols	RDC 1 ^{er} étage	2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} 7 ^{ème} étage
Section (cm ²)	65×65	60× 60	55×55	50×50	45×45
d (cm)	58.5	54	49.5	45	40.5
A _s (cm ²)	40.72	40.72	28.65	20.36	18.47
V (cm)	35.49	32.98	30.72	27.22	28.39
V' (cm)	29.51	27.02	24.28	22.78	16.61
I _{yy} (m ⁴)	0.0174	0.013	0.009	0.005	0.004
N _{ser} (KN)	2194.87	1731.57	1286.22	855.73	437.03
M _{ser} (KN.m)	44.07	43.38	49.83	49.42	75.83
M _{ser} ^G	98.94	78.01	81.46	66.53	99.86
S (m ²)	0.48	0.42	0.34	0.28	0.20
σ _{bc1}	6.56	6.04	6.49	6.64	9.17
σ _{bc2}	2.92	2.5	1.61	0.128	0.181
σ _{bc adm}	15	15	15	15	15

$\sigma_{bc1,2} < \sigma_{bc adm}$, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles**

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Tel que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	Observation
1 ^{er} 2 ^{ème} entre sols	65×65	2.142	3.29	0.04	63	47.34	0.115	1	Vérifiée
RDC 1 ^{er} étage	60×60	2.142	3.57	0.04	57	55.73	0.162	1	Vérifiée
2 ^{ème} 3 ^{ème} étage	55×55	2.142	3.89	0.04	52	53.92	0.188	1	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	50×50	2.142	4.28	0.04	47	51.59	0.218	1	Vérifiée
6 ^{ème} 7 ^{ème} étage	45×45	2.142	4.76	0.04	42	53.29	0.281	1	Vérifiée

❖ **disposition constructive des poteaux**

➤ **Longueurs de recouvrement**

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II.

$\phi = 16$ mm donc $L_r > 64$ cm ; on adopte $L_r = 65$ cm.

➤ Les zones nodales

Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$.

Longueur de recouvrement : $L_r \geq 40 \times \phi$

$\phi = 25 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 100 \text{ cm}$.

$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 90 \text{ cm}$.

$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 80 \text{ cm}$.

$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 60 \text{ cm}$.

$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 50 \text{ cm}$.

V.3 Etude des poutres

Les poutres subissent une flexion simple, résultant en un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant sert à déterminer les dimensions des armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant est utilisé pour déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel « **ETABS** », combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

❖ **Recommandations du RPA99**

➤ **Les armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec :

Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

➤ **Armatures transversales (Art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- ✓ $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_t)$ en zone nodale.
- ✓ $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

❖ **Sollicitations maximales dans les poutres**

➤ **Poutres principales**

Tableau V.8 : Sollicitations dans les poutres principales

Niveau	Sections	Zone	M (KN.m)	V (KN)
RDC (boutique)	30 × 40	Travée	148.30	144.24 ELA
		Appui	-151.08	
EC + TI		Travée	160.55	149.12 ELA
		Appui	-158.75	

➤ **Poutres secondaires**

Tableau V.9 : Sollicitations dans les poutres secondaires.

Niveau	Sections	Zone	M (KN.m)	V (KN)
RDC (boutique)	30 × 35	Travée	51.89	47.69 ELA
		Appui	-51.26	
EC + TI		Travée	55.48	52.55 ELA
		Appui	-59.86	

Tableau V.10 : Ferrailage des poutres principales

Niveau	Section	Zone	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
RDC (boutique)	30 × 40	Appuis	13.87	6.00	3HA20+3HA14=14.04
		Travée	13.57		3HA20+3HA14=14.04
EC + TI		Appuis	14.93		3HA20+3HA16=15.45
		Travée	14.21		3HA20+3HA16=15.45

Tableau V.11 : Ferrailage des poutres secondaires

Niveau	Section	Zone	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
RDC (boutique)	30 × 35	Appuis	4.92	5.25	3HA12+3HA12 = 6.79
		Travée	4.98		3HA12+3HA12 = 6.79
EC + TI		Appuis	5.81		3HA12+3HA12 = 6.79
		Travée	5.34		3HA12+3HA12 = 6.79

❖ **Vérification des armatures selon le RPA 99**

➤ **Pourcentage maximum des armatures longitudinales**

➤ **poutre principal**

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

➤ **poutre secondaire**

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

❖ **Les armatures transversales**

➤ **Calcul de Φ_t**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.2; 1.28; 4cm)$$

$$\phi_t \leq 1.2cm \Rightarrow \text{Soit } \phi = 8mm$$

Donc on opte pour $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA8 pour toutes les poutres.

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon RPA99 Art (7.5.2.2)

✓ **Zone nodale** : $S \leq \min(10\text{ cm}; 24\text{ cm})$: soit 10 cm.

✓ **Zone courante** : $S_t \leq h/2 = 40/2$: soit 15 cm.

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales**

➤ **Contrainte tangentielle maximale**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible $\tau_{u\text{ adm}} = 3.33\text{ MPA}$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u\text{ adm}}$ (MPa)	Observation
Principales	149.12	1.34	3.33	Vérifiée
Secondaires	52.55	0.54	3.33	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS**

➤ **Etat limite de compression du béton**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} :$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Zone	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc adm} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	-95.18	142797.3	16.19	10.79	15	vérifiée
	Travées	61.37	142797.3	16.19	6.95	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-25.81	57987.05	11.73	5.22	15	vérifiée
	Travées	13.66	57987.05	11.73	2.76	15	vérifiée

➤ **Evaluation de la flèche**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots [2]$$

Tableau V.14 : Vérification de la flèche pour les poutres

	h _t cm	b cm	L (cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	4.93	15.45	0.081 > 0.0625	0.081 > 0.075	0.01 = 0.01
PS	35	30	3.98	6.79	0.087 > 0.625	0.087 > 0.041	0.008 < 0.01

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

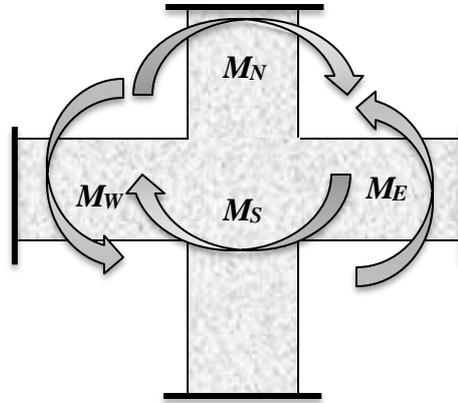
❖ **Vérification de la zone nodale**

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt dans les poteaux, néanmoins cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieur à R+2. (**RPA99 (Art 7.6.2)**)

On doit vérifier que :

$$M_n + M_s \geq 1.25M_w + M_e$$



➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 400 \text{ MPA}$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm^2)	Z (cm)	A_s (cm^2)	M_R (KN.m)
1 ^{er} 2 ^{ème} entre sols	65×65	58.5	1HA20+4HA16 = 11.18	294.14
RDC 1 ^{er} étage	60× 60	54	1HA20+4HA16 = 11.18	271.51
2 et 3 ^{ème} étage	55×55	49.5	2HA20+2HA16 = 10.30	203.94
4 et 5 ^{ème} étage	50×50	45	2HA16 +2HA14 = 9.36	168.48
6 et 7 ^{ème} étage	45×45	40.5	4HA14 = 6.16	99.79

Tableau V.16 : Les moments résistants dans les poutres

Niveau	Type	Section (cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC (boutique)	PP	30×40	36	14.04	202.17
	PS	30×35	31.5	6.76	85.17
EC ; TI	PP	30×40	36	15.45	222.48
	PS	30×35	31.5	6.76	85.17

Les résultats de la vérification des zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivant

Tableau V.17 : Vérification de la zone nodale

Niveau	Plan	M _w = M _e	M _s	M _n	1.25 (M _w +M _e)	M _n +M _s	observation
1^{er} 2^{ème} entre sols	PP	222.48	294.14	588.28	556.2	882.42	Vérifiée
	PS	85.17	294.14	588.28	212.92	882.42	Vérifiée
RDC	PP	202.17	271.51	543.02	505.42	814.53	Vérifiée
	PS	85.17	271.51	543.02	212.92	814.53	Vérifiée
1^{er} étage	PP	222.48	271.51	543.02	556.2	814.53	Vérifiée
	PS	85.17	271.51	543.02	212.92	814.53	Vérifiée
2 et 3^{ème} étage	PP	222.48	203.94	407.88	556.2	611.82	Vérifiée
	PS	85.17	203.94	407.88	212.92	611.82	Vérifiée
4 et 5^{ème} étage	PP	222.48	168.48	336.96	556.2	505.44	Non vérifiée
	PS	85.17	168.48	336.96	212.92	505.44	Vérifiée
6 et 7^{ème} étage	PP	222.48	99.79	199.58	556.2	299.37	Non vérifiée
	PS	85.17	99.79	199.58	212.92	299.37	Vérifiée

On remarque que la zone nodale n'est pas vérifiée dans les quatre derniers niveaux, on propose d'augmenter la section de ferrailage dans les poteaux comme suit

4^{ème} et 5^{ème} étage : 2H20 + 2HA16 = 10.30 cm².

6^{ème} et 7^{ème} étage : 4HA16 : 8.04 cm².

La revérification de la zone nodale est résumée dans le tableau suivant :

Tableau V.18 : Revérification de la zone nodale

Niveau	Plan	Mw = Me	Ms	Mn	1.25 (Mw+Me)	Mn+Ms	observation
4 et 5 ^{ème} étage	PP	222.48	185.4	370.8	556.2	556.2	Vérifiée
	PS	85.17	185.4	370.8	212.92	556.2	Vérifiée
6 et 7 ^{ème} étage	PP	222.48	130.24	260.48	556.2	390.72	Non vérifiée
	PS	85.17	130.24	260.48	212.92	390.72	Vérifiée

La vérification dans les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2 est facultative. (RPA99 (Art 7.6.2)).

❖ Schéma de ferrailage des poteaux

Niveau (section cm ²)	A _t ^{ado} (cm ²)/ section	A _t ^{ado} (cm ²)
1 ^{er} 2 ^{ème} entre sols (65×65 cm ²)	4HA20+12HA16 = 40.72	8HA10 = 6.28
RDC 1 ^{er} étage (60×60 cm ²)	4HA20+12HA16 = 40.72	8HA10 = 6.28
2 ^{ème} 3 ^{ème} étage (55×55 cm ²)	4HA20+8HA16 = 28.65	6HA10 = 4.71
4 ^{ème} 5 ^{ème} étage (50×50 cm ²)	4HA20+8HA16 = 28.65	6HA10 = 4.71
6 et 7 ^{ème} étage (45×45 cm ²)	12HA16 = 24.13	6HA10 = 4.71

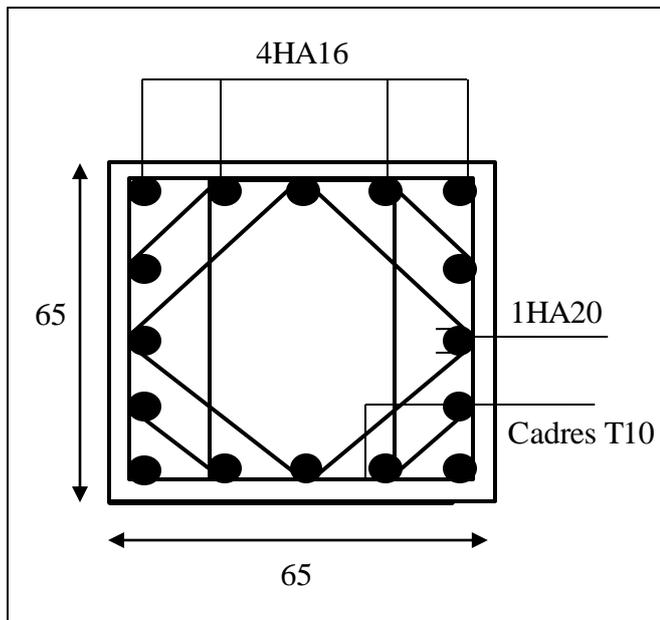


Fig.V.3 : Schéma de ferrailage du 1^{er} entre sol au 1^{er} étage

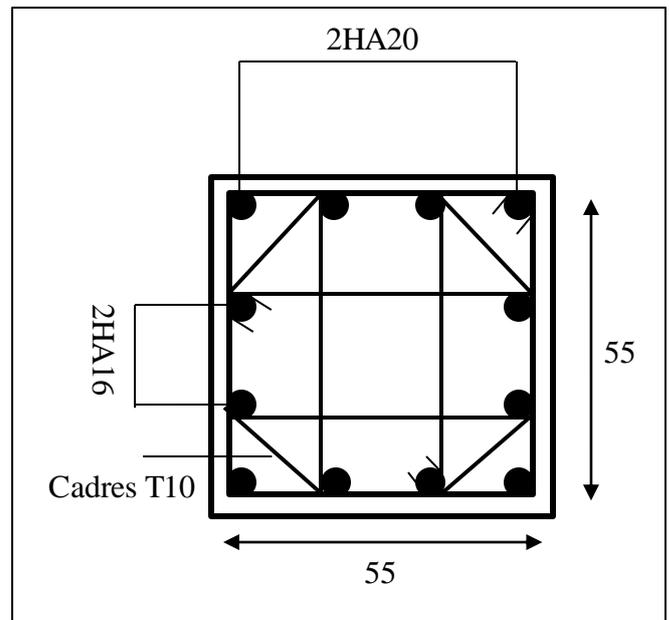


Fig.V.4 : Schéma de ferrailage du 2^{ème} étage au 5^{ème} étage

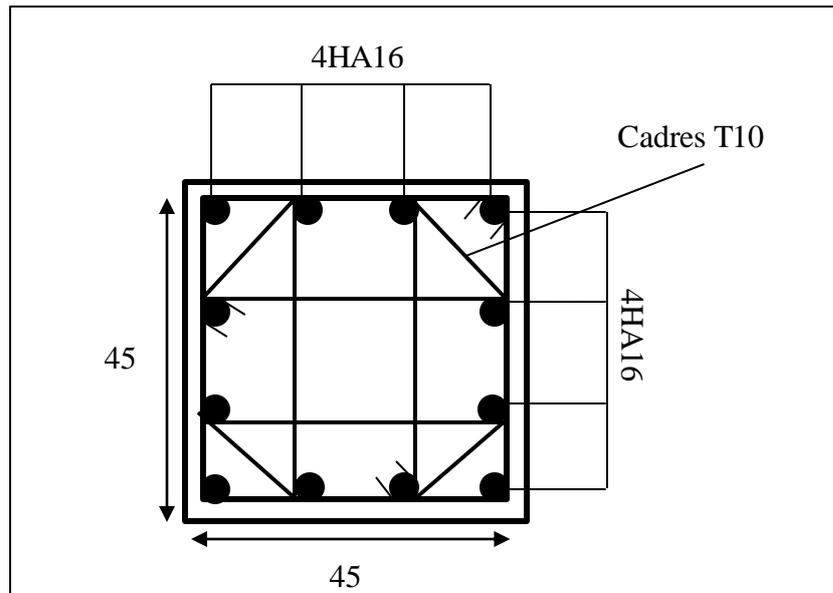


Fig.V.5 : Schéma de ferrailage du 6^{ème} étage au 7^{ème} étage

❖ Schéma de ferrailage des poutres principales (30×40) cm²

Niveau	Zone	A _{adopté} (cm ²)	A _t (cm ²)
RDC (boutique)	Appuis	3HA20+3HA14=14.04	4HA8 = 2.01cm ²
	Travée	3HA20+3HA14=14.04	
EC + TI	Appuis	3HA20+3HA16=15.45	
	Travée	3HA20+3HA16=15.45	

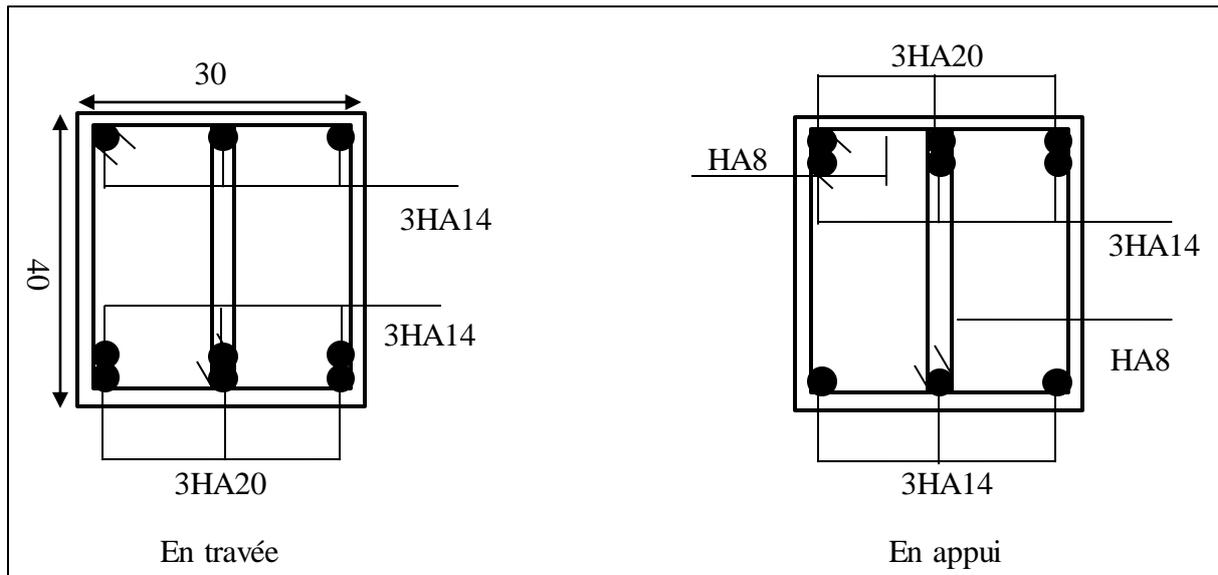


Fig.V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales RDC

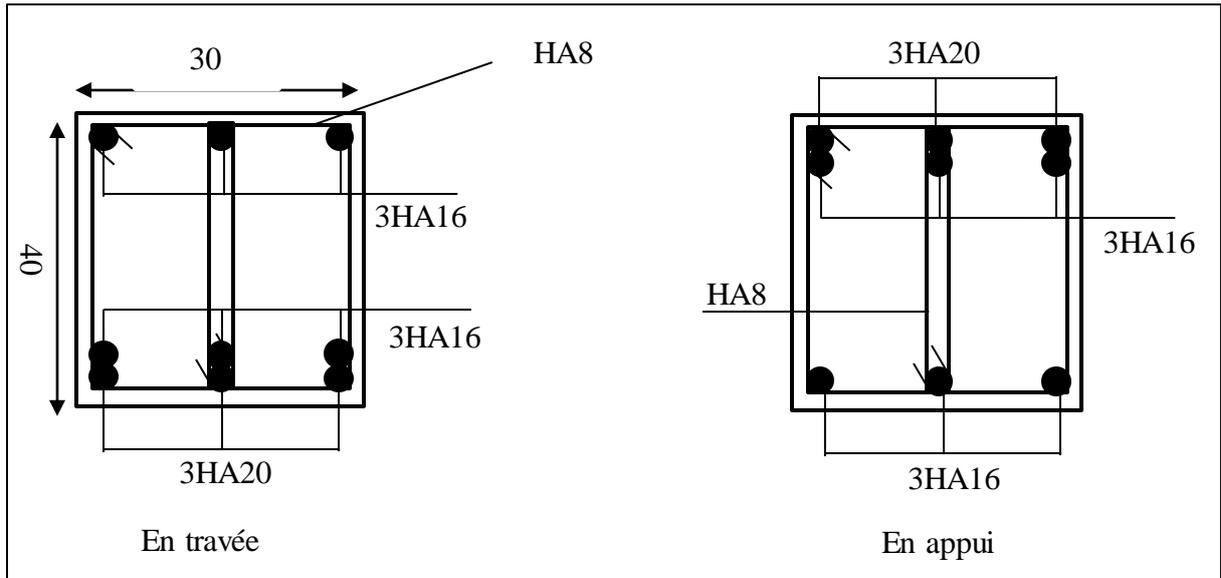


Fig.V.7 : Schéma de ferrailage des poutres principales EC + TI

❖ Schéma de ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm²

Niveau	Zone	$A_{adopté}$ (cm ²)	A_t (cm ²)
RDC (boutique)	Appuis	6HA12 = 6.79	4HA8 = 2.01cm ²
	Travée	6HA12 = 6.79	
EC + TI	Appuis	6HA12 = 6.79	
	Travée	6HA12 = 6.79	

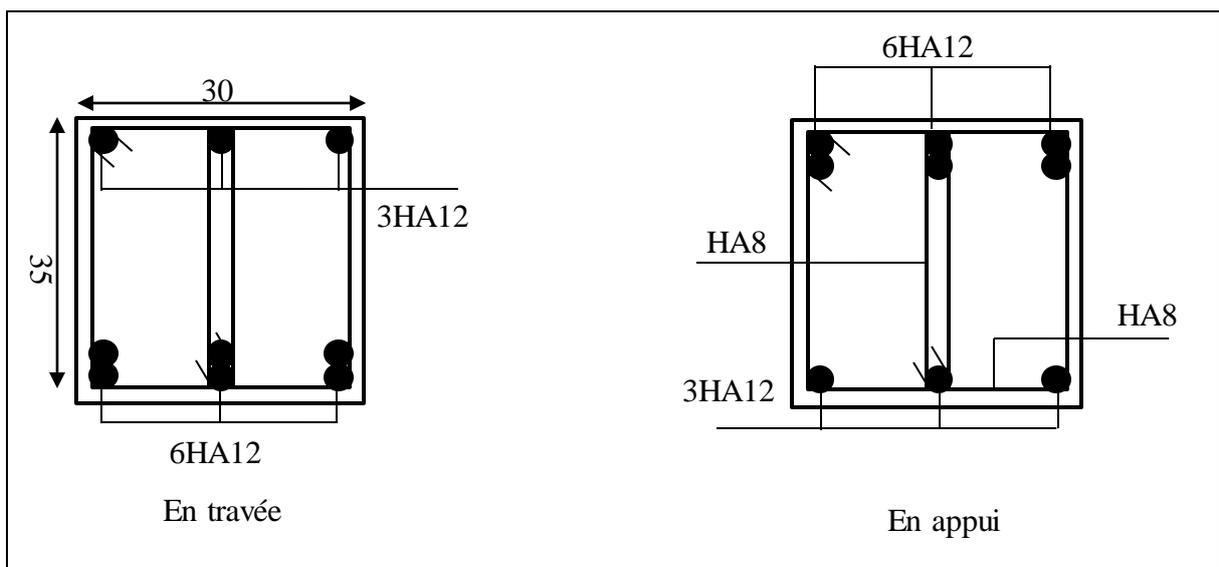


Fig.V.8 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires

V. 4 Étude des voiles

Le **RPA99/V2003 (Art 3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone (IIa).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- ✓ $1.35G+1.5Q$.
- ✓ $G+Q\pm E$.
- ✓ $0.8G\pm E$.

❖ **Recommandations du RPA99/2003**

Les voiles comportent des :

➤ **Aciers verticaux**

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.2% de la section du béton : $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :

l_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ **Aciers horizontaux**

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

✓ Règles communes

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .
- Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales est : $St \leq \min (1.5e, 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

❖ Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel « ETABS », les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.19 : Sollicitations maximales dans le voile V_{x3} .

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ ELU		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ ELA		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ ELA		$V_d(\text{KN})$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
1^{er} entre sol	2572.86	-50.27	831.00	1033.70	1033.70	831.00	180.26

Tableau V.20 : Sollicitations maximales dans le voile V_{y1} .

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ ELU		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ ELA		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ ELA		$V_d(\text{KN})$
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
1 ^{er} entre sol	2713.86	64.51	1003.23	1563.96	164.58	30.23	137.79

❖ Ferrailage des voiles

Nous présentons ci-après un exemple de calcul de ferrailage pour les voiles les moins rigides (V_{x3} et V_{y1}) ce qui permet de calculer le ferrailage le plus défavorable, il sera par la suite généralisé sur tous les autres voiles.

➤ Armatures verticales

• Le voile V_{x3}

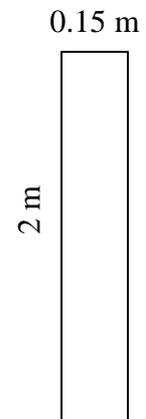
$L = 2 \text{ m}$, $d = 1.95 \text{ m}$, $d' = 0.05 \text{ m}$; $e = 0.15 \text{ m}$

1. $N_{\max} = 2572.86 \text{ KN}$ \longrightarrow $M_{\text{corr}} = 50.27 \text{ KN.m}$

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous M et N

Pour une section d ($e \times l$).

$e_G = \frac{M}{N} = 0.019 \text{ m} < 1 \text{ m}$: Le centre de pression est à l'intérieur de la section.



N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) avec la vérification de la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') b \times h \times f_{bu}$$

Avec

$$M_{ua} = M_{uG} + Nu \left(d - \frac{h}{2} \right) = 50.27 \times 10^{-3} + 2572.86 \times 10^{-3} (1.95 - 1) = 2.49 \text{ MN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{ua} = 2572.86 \times 10^{-3} (1.95 - 0.05) - 2.49 = 2.39 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = (0.337 \times 2 - 0.81 \times 0.05) \times 0.15 \times 2 \times 14.2 = 2.69 \text{ MN.m}$$

$$2.39 < 2.69.$$

Donc le calcul se fait par assimilation à la Flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.49}{0.15 \times 1.95^2 \times 14.2} = 0.307 > 0.186 : \text{pivot B.}$$

$$\mu_l = 0.392. A' = 0.$$

$$\alpha = 0.474.$$

$$z=1.53 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times F_{st}} = \frac{2.49}{1.53 \times 348} = 45.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée : } A = A_1 - \frac{N_u}{F_{st}} = 45.28 \times 10^{-4} - \frac{257.86 \times 10^{-3}}{348} = -28.65 \text{ cm}^2$$

< 0 donc le béton seul suffit.

$$2. M_{\max} = 831.00 \text{ KN} \longrightarrow N_{\text{corr}} = 1033.7 \text{ KN.m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.803 \text{ m} < 1 \text{ m} : \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) avec la vérification de la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d') b \times h \times f_{bu}$$

Avec

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.81 \text{ MN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{ua} = 0.15 \text{ MN.m.}$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = 3.51 \text{ MN.m.}$$

$$0.15 < 3.51.$$

Donc le calcul se fait par assimilation à la Flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.81}{0.15 \times 1.95^2 \times 18.48} = 0.171$$

$$\mu_l = 0.392. A' = 0.$$

$$z=1.76 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times F_{st}} = 25.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée : } A = A_1 - \frac{N_u}{F_{st}} = 25.71 - \frac{1033.7 \times 10^{-3}}{400} = -1.35 \text{ cm}^2 < 0$$

donc le béton seul suffit

- **Recommandations RPA**

✓ **Zone tendue** : $A_{\min} = 0.2\% \text{ } l_t b$

$$l_t = 0.41 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 1.23 \text{ cm}^2$$

✓ **Zone courante** : $A_{\min} = 0.1\% l_c b$

$$l_c = 1.18 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 1.77 \text{ cm}^2$$

✓ **Dans toute la zone du voile** : $A_{\min} = 0.15\% e h$

$$A_{\min}^{RPA} = 4.5 \text{ cm}^2$$

✓ **Dans toute la zone du voile** : $A_{\min}^{RPA} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

$$A_{\min}^{RPA} = 3.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des barres verticales** :

$$St \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$$

$$\text{Soit } St = 20 \text{ cm}$$

$$St' = \frac{St}{2} = 10\text{cm} \text{ Sur une longueur de } l/10 = 200/10 = 20 \text{ cm.}$$

Le nombre de barre totale dans une face est de 12 barres.

$$\text{Soit : } 12\text{HA}12 = 13.57 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures horizontales**

$$V_{\max} = 180.26 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = 0.86 \text{ MPA} < 5 \text{ MPA.}$$

Donc : pas de risque de rupture par cisaillement.

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times St}{0.8 f_e} = 0.81 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ chaque } 20 \text{ cm.}$$

Les résultats pour le voile V_{y1} sont les mêmes que ceux pour le voile V_{x3} .

➤ Schémas de ferrailage du voile V_{x3}

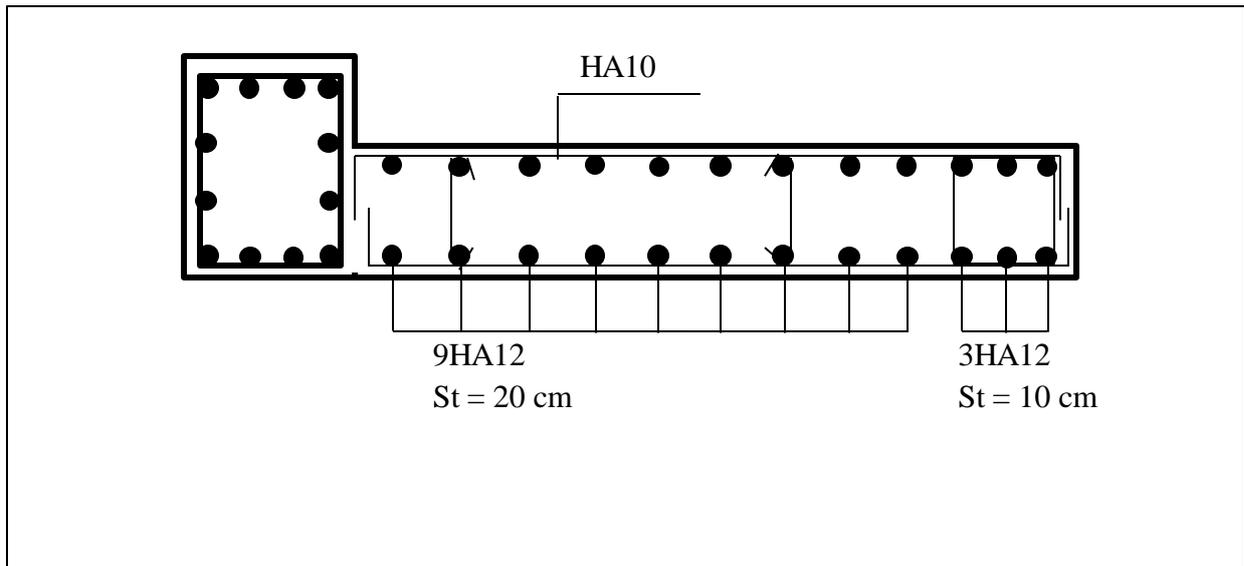


Figure V.9 : Schéma de Ferrailage des voiles de contreventement.

V. 5 Conclusion

Les éléments principaux de la structure, comme les poteaux, poutres et voiles de contreventement, sont dimensionnés et ferrillés pour assurer la résistance et la transmission des charges. Le ferrillage respecte les normes du RPA et du BAEL, avec les sollicitations calculées via le logiciel ETABS 2016.

CHAPITRE VI

Etude des fondations



VI.1. Introduction

Les fondations sont les structures souterraines essentielles sur lesquelles repose tout bâtiment. Elles transfèrent et répartissent les charges de la superstructure au sol, assurant ainsi la stabilité et la durabilité de l'édifice. Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs, notamment la nature du sol, le poids de la structure et les conditions environnementales.

VI.2. Types de fondations

1. Fondations superficielles

Les fondations sont considérées superficielles lorsque le rapport D/B est faible ($D/B < 4$) et on distingue :

- ❖ **Semelle filante** : Utilisées sous les murs porteurs, elles répartissent la charge linéairement sur une large surface.
- ❖ **Semelle isolée** : Utilisées sous les poteaux individuels, elles supportent des charges ponctuelles et sont souvent en forme de carré ou de rectangle.
- ❖ **Semelle radier** : Une dalle épaisse couvrant toute la surface du bâtiment, utilisée lorsque le sol est faible ou que les charges sont très élevées.

2. Fondations profondes

- ❖ **Pieux** : Longs poteaux en béton, acier ou bois enfoncés profondément dans le sol pour atteindre des couches de sol plus stables. Ils sont utilisés lorsque les couches de surface sont trop faibles pour supporter les charges.
- ❖ **Micropieux** : Similaires aux pieux mais de diamètre plus petit, utilisés pour des travaux de renforcement ou dans des espaces restreints.
- ❖ **Parois moulées** : Murs en béton armé coulés directement dans des tranchées creusées à des grandes profondeurs, souvent utilisés pour les sous-sols et les parkings souterrains.

3. Fondations spéciales

- ❖ **Caissons** : Grands caissons en béton ou acier, utilisés principalement pour les travaux maritimes et fluviaux. Ils sont enfoncés dans le sol sous l'eau.
- ❖ **Fondations sur sol compressible** : Techniques spécifiques comme l'injection de ciment ou le compactage dynamique, utilisées pour améliorer les sols avant la construction.

VI.3. mode de réalisation

Avant de commencer les travaux de fondation, une étude géotechnique est réalisée pour déterminer les caractéristiques du sol. Cette étude aide à choisir le type de fondations approprié et à le dimensionner correctement.

Les fondations superficielles nécessitent des excavations réalisées selon un tracé approprié pour chaque type. Des coffrages et des cages d'armatures sont ensuite mis en place dans les fonds de fouilles avant de couler le béton, qui est laissé à durcir pour développer sa résistance.

Contrairement aux fondations superficielles, les fondations profondes nécessitent des techniques plus développées pour réaliser chaque type.

❖ Mode de réalisation de quelque type de pieux

- Pieux forés : Réalisés en creusant un trou (forage) dans le sol avant d'installer la cage d'armature et de couler du béton.
- Pieux battus : Enfoncés dans le sol par battage à l'aide de marteaux mécaniques.
- Pieux à vis : Enfoncés en tournant le pieu comme une vis.

VI.4. Dimensionnement d'un pieu isolé

Selon le DTR.BC.33.2, une fondation est considérée profonde si :

- $\frac{L}{B} > 6$
- $L > 3 \text{ m}$.

Avec :

L : longueur du pieu : $L = 18 \text{ m}$.

B : diamètre du pieu.

Nous allons opter pour des pieux de diamètre différents à savoir $B = 0.8 \text{ m}$; $B = 1 \text{ m}$ et

$B = 1.2 \text{ m}$.

❖ **Vérification des conditions**

$$\left. \begin{aligned} \frac{L}{B} &= \frac{18}{0.8} = 22.5 > 6 \\ \frac{L}{B} &= \frac{18}{1} = 18 > 6 \\ \frac{L}{B} &= \frac{18}{1.2} = 15 > 6 \end{aligned} \right\} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.5. Calcul de la charge limite d'un pieu isolé

$$Q_L = Q_p + Q_f$$

Avec :

Q_p : la charge en pointe.

Q_f : la charge en frottement latéral.

➤ **Terme de pointe**

$$Q_p = q_p \times A = (1.3 \times C \times N_{c_{\max}} + a \times N_{q_{\max}}) \times A.$$

Avec :

$$A : \text{section du pieu ; } A = \frac{\pi \times B^2}{4}$$

$$N_{q_{\max}} = 10^{3.04 \text{tag}\varphi}.$$

$$N_{c_{\max}} = \frac{N_{q_{\max}} - 1}{\tan\varphi}.$$

$$a = 5 \text{ t/m}^2.$$

➤ **Terme de frottement latéral**

$$Q_f = P \times \sum q_{fi} \times h_i.$$

Avec :

$$P = \pi \times B.$$

$$q_{fi} = K \times \gamma \times \text{tang}\delta \times dz + \beta \times C_u \text{ (sol frottant et cohérent).}$$

Tel que :

$$\delta = \frac{3}{4} \varphi$$

$$\beta = 0.7 ;$$

$K = 0.5$ (milieu lâche : couche 1 et 2).

$K = 1$ (milieu dense : couche 3).

➤ **Application numérique**

✓ **Terme de pointe**

Tableau.VI.1 : La charge de pointe.

B (m)	S (m²)	Cu (t/m²)	φ °	$N_{q_{max}}$	$N_{c_{max}}$	Q_p (t)
0.8	0.502	7.7	25.22	27.02	55.26	345.5
1	0.785	7.7	25.22	27.02	55.26	540.27
1.2	1.13	7.7	25.22	27.02	55.26	777.72

✓ **Terme de frottement**

Tableau.VI.2 : La charge de frottement.

Couche	γ (t/m³)	φ °	$\text{tang}\delta$	dz	β	Cu (t/m²)	q_f (t/m²)
1	0.93	32.52	0.4534	11.5	0.7	3.9	5.15
2	1.06	25.66	0.3419	1.5	0.7	7.7	5.66
3	1.18	25.22	0.3426	5	0.7	7.7	7.41

Les résultats des charges de frottement sont compilés dans le tableau suivant

Tableau.VI.3 : La charge de frottement.

Diamètre (m)	hi (m)	qf (t/m ²)	P	Q _f (t)
B = 0.8	11.5	5.15	2.51	263.30
	1.5	5.66		
	5	7.41		
B = 1	11.5	5.15	3.14	329.12
	1.5	5.66		
	5	7.41		
B = 1.2	11.5	5.15	3.76	394.95
	1.5	5.66		
	5	7.41		

La charge ultime pour un pieu isolé est mentionnée dans le tableau suivant

Tableau.VI.4 : La charge ultime limite d'un pieu isolé.

Diamètre (m)	Q _p (t)	Q _f (t)	Q _l (t)
B = 0.8	345.5	263.30	608.8
B = 1	540.27	329.12	869.39
B = 1.2	777.72	394.95	1172.67

VI.6. Calcul de la charge admissible d'un pieu isolé

$$Q_{adm} = Q_l/3$$

Les résultats obtenus sont compilés dans le tableau suivant

Tableau.VI.5 : La charge admissible d'un pieu isolé.

Diamètre (m)	Q _l (t)	Q _{adm} = Q _l /3 (t)
B = 0.8	608.8	202.93
B = 1	869.39	289.79
B = 1.2	1172.67	390.89

VI.7. Nombre de pieux

$$N_{\text{pieu}}^{\text{br}} = \frac{P_{\text{pieu}} + N_t}{\text{charge admissible d'un pieu}}$$

N_t : Le poids de la structure et l'infrastructure : $N_1 + N_2$.

$N_1 = 5550.58 \text{ t.}$

$N_2 = V_{\text{radier}} \times \gamma_{\text{béton}} = 596.7 \times 0.6 \times 2.5 = 895.05 \text{ t.}$

P_{pieu} : Le poids propre du pieu.

$$P_{\text{pieu}} = \frac{\pi B^2}{4} \times D \times \gamma_{\text{béton}}.$$

Tableau.VI.6 : Nombre de pieux.

Diamètre (m)	P_{pieu} (t)	Charge admissible (t)	Nombre de pieu
0.8	22.61	202.93	27.80 \approx 28
1	35.34	289.79	19.51 \approx 20
1.2	50.89	390.89	14.50 \approx 15

On opte pour (20) pieux de diamètre $B = 1 \text{ m.}$

VI.8. Effet de groupe

Quand les pieux sont rapprochés, d'un entraxe inférieur à $2.5 * B$ (B: diamètre du pieu), le chevauchement des bulbes de contraintes limitant les surface de plastification du sol crée des zones d'interférence sur une surface travaillant en semelle fictive, susceptible de poinçonner la couche d'ancrage des pieux. A cet effet, des vérifications spécifiques sont nécessaires.

Dans le cas contraire (entraxe pieu $> 2.5 * B$), on peut se dispenser de la vérification d'effet de groupe.

Entraxe pieu $> 2.5 * 1 = 2.5 \text{ m.}$

- **Disposition des pieux**

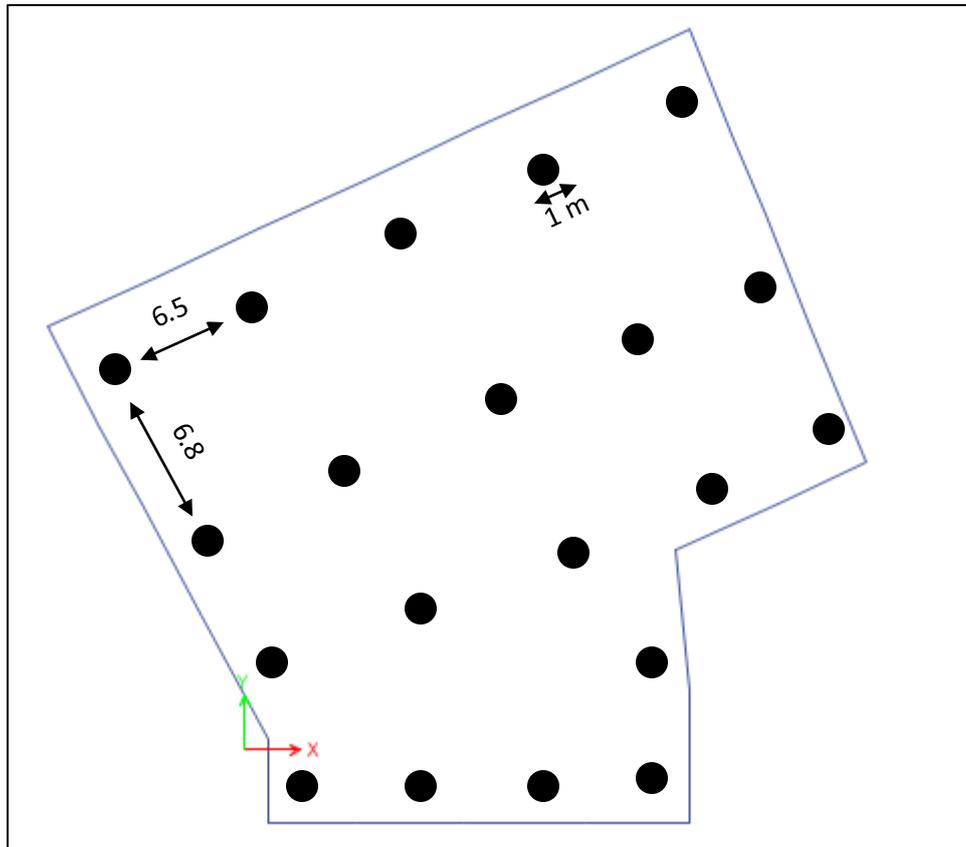


Fig.VI.1 : Disposition des pieux.

On remarque que la condition de l'entre axe des pieux est satisfaite, donc on peut se dispenser de la vérification d'effet de groupe.

VI.9. La charge de fluage

$$Q_c = 0.5 Q_p + 0.7 Q_f \text{ (compression).}$$

$$Q_{ct} = 0.7 Q_f \text{ (traction).}$$

Pour $B = 1 \text{ m}$:

$$Q_c = 0.5 \times (540.27) + 0.7 \times (329.12) = 500.52 \text{ t.}$$

$$Q_{ct} = 0.7 \times (329.12) = 230.384 \text{ t.}$$

VI.10. Justification d'une fondation sur pieux

Une fondation sur pieux doit être justifiée dans les états limites qui concernent : le sol, les matériaux constitutifs des pieux et les déplacements qui pourraient nuire au bon comportement de la structure portée.

❖ **Etat limite de mobilisation de la capacité portante**

La charge Q appliquée sur un pieu doit être comprise entre les limites suivantes :

Q_{max} : valeur maximale autorisée pour « Q », en compression.

Q_{min} : valeur minimale autorisée pour « Q », en traction.

➤ **Détermination de Q_{max} et Q_{min}**

Pour B = 1 m,

$$Q_a^{ELU} = 0.5 \times Q_p + 0.75 \times Q_f.$$

$$Q_a^{ELU} = 0.5 \times (540.27) + 0.75 \times (329.12) = 516.97 \text{ t.}$$

$$Q_a^{ELS} = 0.33 \times Q_p + 0.5 \times Q_f$$

$$Q_a^{ELS} = 0.33 \times (540.27) + 0.5 \times (329.12) = 342.85 \text{ t.}$$

Tableau.VI.7 : Charge admissible en traction et en compression.

Etat limite	Combinaison	Traction (Q _{min})	Compression (Q _{min})
Ultime	Fondamentale	$-\frac{Q_f}{1.4} = -235.08$	$\frac{Q_L}{1.4} = 620.99$
	accidentelle	$-\frac{Q_f}{1.4} = -253.23$	$\frac{Q_L}{1.2} = 724.49$
De service	Rare	$-\frac{Q_{tc}}{1.4} = -164.56$	$\frac{Q_c}{1.1} = 455.01$

❖ **Résistance à la compression du béton**

$$f_c = \min \frac{(f_{cj}; f_{c28}; f_{c\ lim})}{K_1 \times K_2}$$

K₁ = 1.2 et f_{c lim} = 25 MPA (pieux et barrette forés simple).

B = 1 et B/D = 1/18 = 0.055 > 1/20 = 0.05, donc K₂ = 1.

$$f_c = \frac{25}{1.2} = 20.83 \text{ MPA.}$$

❖ **Résistance à la traction**

$$f_c = 0.6 + 0.06 f_c = 1.85 \text{ MPA} < (2/3) f_e = 266.67 \text{ MPA.}$$

❖ **Vérification des sollicitations normale**

$$\frac{Q_L}{S_p} = \frac{869.39}{0.785} = 11.07 \text{ MPA} \leq \frac{0.85 \times f}{\gamma_b} = 11.80 \text{ MPA.}$$

❖ **Tassement d'un pieu isolé**

$$\Delta H = 0.006 \times B = 0.006 \times 1000 = 6 \text{ mm.}$$

Le tassement admissible pour un pieu isolé est de 5 cm à 10 cm.

$$\Delta H = 0.6 \text{ cm} < 5 \text{ cm.}$$

VI.11. ferrailage d'un pieu

D. DIDIER et M. LEBERAZIDEC précisent pour les pieux forés :

- Le pieu est armé sur toute sa hauteur.
- Le diamètre des barres longitudinales les plus couramment utilisés sont entre 16 et 40 mm.
- Les barres longitudinales sont enroulées par des cercles ou spires.
- Les armatures transversales sont de diamètre minimal $\phi 8$ et d'espacement inférieur à 35 cm.

Selon le DTU.13.2 :

- Le nombre minimal des barres longitudinales est de 5 barres.
- $A_{\min} > 0.5\% S_p$ si $S_p < 0.5 \text{ m}^2$.
- $A_{\min} = 25 \text{ cm}^2$ si $0.5 \leq S_p \leq 1 \text{ m}^2$.
- Espacement des barres longitudinal est supérieur à 10 cm.
- L'enrobage est supérieur à 4 cm.

On a un pieu de diamètre $B = 1 \text{ m}$ d'où $0.5 \leq S_p = 0.785 \text{ m}^2 \leq 1 \text{ m}^2$

Donc : $A_{\min} = 25 \text{ cm}^2$, soit $12\text{HA}25 = 39.27 \text{ cm}^2$, avec des cercles de $\phi 8$ espacés de 25 cm, et un enrobage de 7 cm.

La cage d'armature est munie à sa base d'un panier pour éviter la remontée pendant la mise en œuvre du béton et l'extraction du tube.

❖ Schéma de ferrailage des pieux

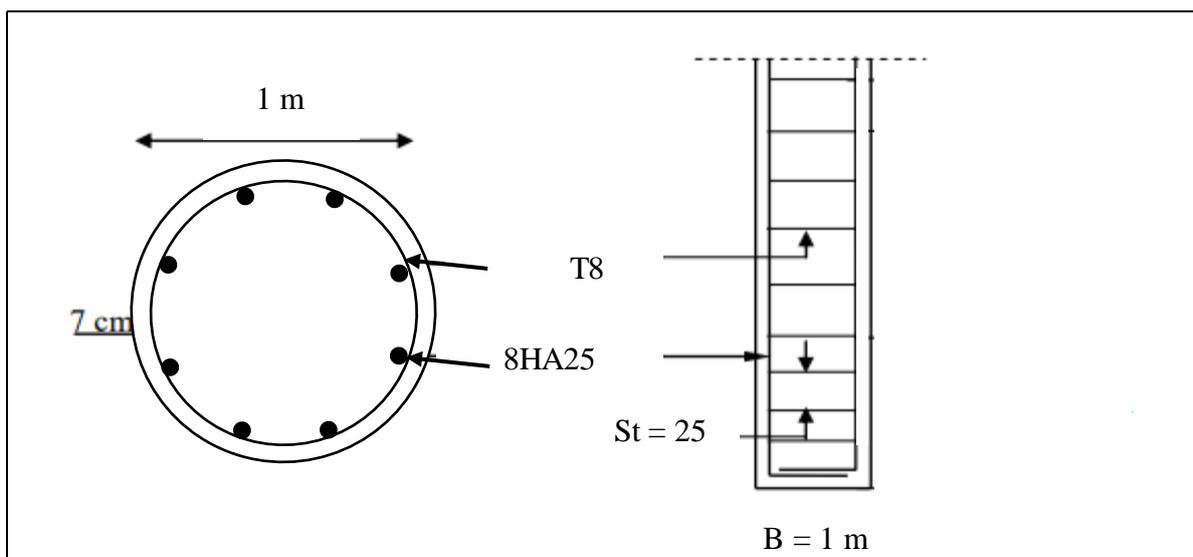


Fig.VI.2 : Schéma de ferrailage des pieux.

VI.12. Etude du radier

Le radier est une dalle plane, nervurée, couvrant toute la surface de la structure. Ce type de fondation est utilisé en cas d'un sol à faible capacité portante ou en cas de présence d'une nappe phréatique.

Le radier se comporte comme un plancher renversé qui s'appuie sur les nervures.

❖ Condition de coffrage

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec : L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteur : $L_{max} = 558$ cm.

$$h_t \geq \frac{558}{10} = 55.8 \approx 60 \text{ cm.}$$

$$h_r \geq \frac{558}{20} = 27.9 \approx 30 \text{ cm.}$$

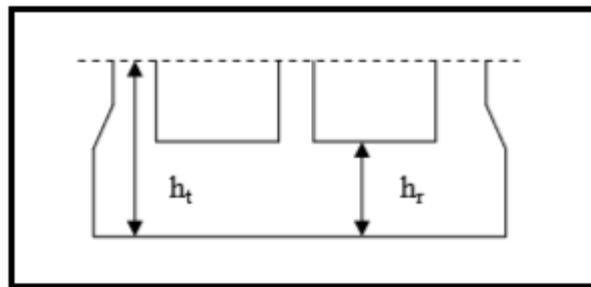


Fig.VI.3 : Schéma radier.

❖ Condition de la rigidité

On doit vérifier que : $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$\text{Avec : } l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{Kb}}$$

l_e : Largeur élastique.

E : module élastique du béton.

I : moment d'inertie de la section.

b : la largeur de la section, on calcul pour 1 ml.

K : coefficient du radier (pour un mauvais sol $K = 0.4$).

$$I = \frac{b \times H_t^3}{12} \longrightarrow Ht \geq \left(\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E} \right)^{1/3} = 0.84 \text{ m.}$$

On perd $Ht = 85 \text{ cm}$.

$$I = \frac{b \times H_t^3}{12} = 5.11 \times 10^6 \text{ cm}^4.$$

$E = 32\,164,2 \text{ MPA}$.

$$\text{Donc : } l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{Kb}} = \left(\frac{4 \times 3216.42 \times 5.11 \times 10^6}{0.4 \times 1} \right)^{\frac{1}{4}} = 636.72 \text{ cm} = 6.3 \text{ m.}$$

$$L_{max} = 5.58 \text{ m} \leq \frac{\pi \times 6.3}{2} = 9.89 \text{ m.} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification du radier au cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{u \text{ adm}} = 0.05 f_{c28}$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L}{2} \text{ et } q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$$N_u = N_t + 1.35 (N_{rad} + N_{pieux}) = 69227.76 \text{ KN.}$$

$$S_{rad} = 596.7 \text{ m}^2$$

D'où $q_u = 116.01 \text{ KN}$. Donc $V_u = 0.323 \text{ MN}$.

$$\tau_u = \frac{0.323}{1 \times 0.81} = 0.398 \text{ MPA} \leq \tau_{u \text{ adm}} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPA.} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification au poinçonnement

$$P_u \leq Q_u = \frac{0.045 \times \mu_c \times h_t \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : l'effort normal transmis par le poteau le plus sollicité = 3.017 MN.

μ_c : périmètre du contour de cisaille projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2(A+B).$$

$$A = a + ht = 0.65 + 0.6 = 1.25 \text{ m.}$$

$$B = b + ht = 0.65 + 0.6 = 1.25 \text{ m.}$$

Donc : $\mu_c = 5 \text{ m}$.

D'où : $Q_u = 3.18 \text{ MN}$

$P_u = 3.017 \leq Q_u = 3.18 \text{ MN.} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$

❖ **Ferraillage du radier**

Le ferraillage se fera à la flexion simple pour le panneau le plus défavorable, et on opte le même ferraillage pour tout le radier.

On a $L_x = 4.63 \text{ m}$; $L_y = 5.58 \text{ m}$.

$\rho = 0.82 > 0.4$: la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_0^x = \mu_x q L_x^2.$$

$$M_0^y = \mu_y M_x.$$

ELU : $\mu_x = 0.0539$; $\mu_y = 0.6313$; $q_u = 116.01 \text{ KN/m}^2$.

ELS : $\mu_x = 0.0607$; $\mu_y = 0.7381$.

Donc : $M_x^u = 0.121 \text{ MN.m}$.

Et : $M_y^u = 0.076 \text{ MN.m}$.

• **Les moments en travée et aux appuis**

En travée $\left\{ \begin{array}{l} 0.85 \times M_0 \text{ (Pour une travée de rive).} \\ 0.75 \times M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire).} \end{array} \right.$

En appui $\left\{ \begin{array}{l} -0.3 \times M_0 \text{ (Pour un appui de rive).} \\ -0.5 \times M_0 \text{ (Pour un appui intermédiaire).} \end{array} \right.$

Sens x-x

$$M_t^x = 0.85 \times 0.121 = 0.103 \text{ MN.m.}$$

$$M_a^x \left\{ \begin{array}{l} -0.3 \times 0.121 = -0.0363 \text{ MN.m.} \\ -0.5 \times 0.121 = -0.0605 \text{ MN.m.} \end{array} \right.$$

Sens y-y

$$M_t^y = 0.75 \times 0.076 = 0.0570 \text{ MN.m.}$$

$$M_a^y = -0.5 \times 0.121 = -0.0605 \text{ MN.m.}$$

• **Calcul du ferraillage**

Les résultats obtenus sont compilé dans le tableau suivant :

Tableau.VI.8 : Ferrailage du radier.

En travée								
Sens	Mu (MN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	St (cm)
x-x	0.103	0.116	0.154	0.234	12.64	2.61	5HA20 = 15.06	25
y-y	0.057	0.064	0.082	0.241	6.79	2.4	5HA14 = 7.70	25
En appui								
/	0.0605	0.068	0.088	0.241	7.21	2.61	5HA14 = 7.70	25

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_y}{bd} \leq \tau_{u \text{ adm}} = 0.05 f_{c28}$$

$$V_y = \frac{q_u \times Lx}{2} \times \frac{1}{1+\rho/2} = 0.172 \text{ MN.}$$

$$\tau_u = 0.688 \text{ MPA} < \tau_{u \text{ adm}} = 1.25 \text{ MPA.}$$

• **Vérification de la contrainte du béton**

$$\mu_x = 0.0607 ; \mu_y = 0.7381$$

Tableau.VI.9 : Moment isostatique à l'ELS.

qs	M_0^x	M_0^y	M_t^x	M_t^y	$M_{a \text{ rive}}^x$	$M_{a \text{ inter}}^x$	M_a^y
102.28	0.028	0.0206	0.0238	0.0154	-0.014	-0.0084	-0.014

Tableau.VI.10 : Vérification des contraintes.

En travée						
Sens	Mt (KN.m)	At (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ adm}}$ MPA	Observation
x-x	23.8	15.05	8.60	81919.58	2.5 < 15	Vérifiée
y-y	15.4	7.7	6.71	48707.92	2.12 < 15	Vérifiée
En appui						
/	14.00	7.7	6.71	48707.92	1.92 < 15	Vérifiée

• Schéma de ferrailage du radier

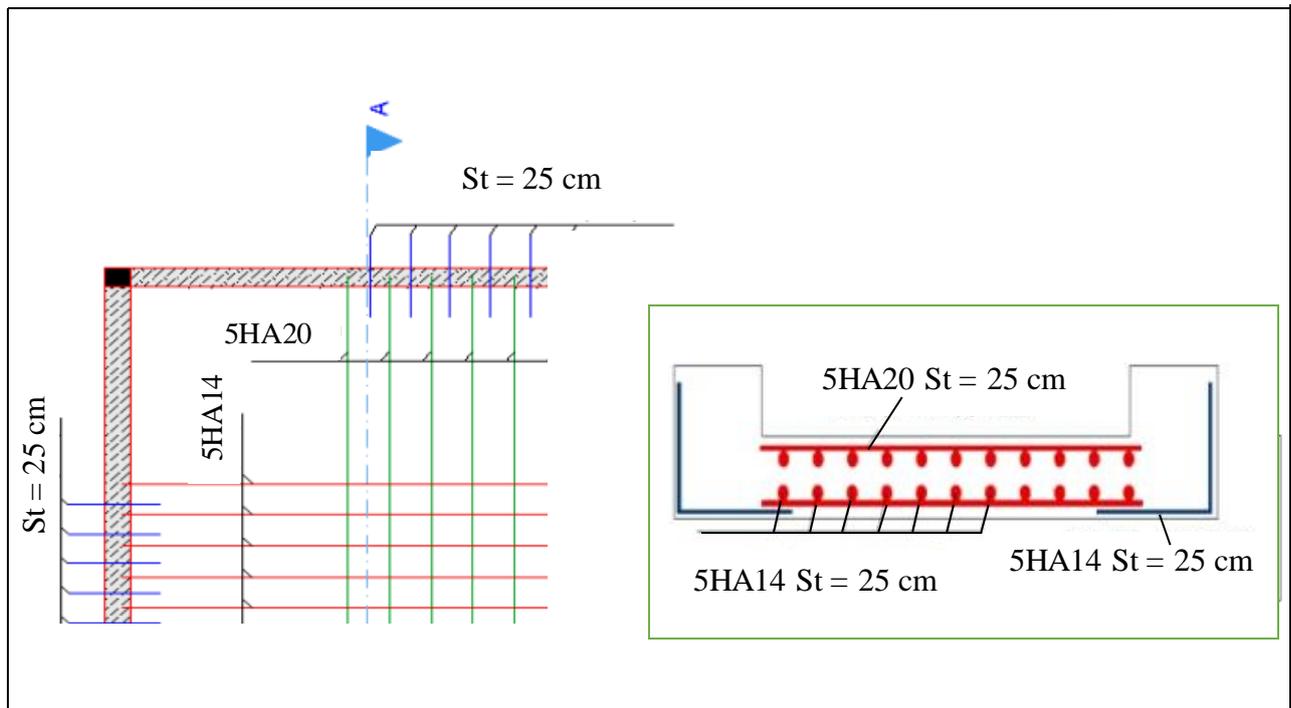


Fig.VI.4 : Schéma de ferrailage du radier.

VI.13. Etude des nervures

Les nervures sont des sections en T renversé, servent d'appuis pour la dalle du radier de section $(b \times ht)$ (0.65×0.6) , soumises à la flexion simple.

❖ **Calcul des sollicitations**

On doit calculer la charge revenant à la nervure la plus sollicitée.

La petite travée reçoit un chargement triangulaire, et la grande travée reçoit un chargement trapézoïdal.

Pour le cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$p_m = \frac{2}{3} P L_x$$

Pour le cas d'une charge trapézoïdale :

$$p_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$$

$$q_m = p_m + G$$

Tel que :

p_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

G : le poids propre de la nervure, $= 25 \times 0.65 \times 0.6 = 9.75$ KN/m.

• **Calcul des moments**

La fissuration est très préjudiciable, on utilise la méthode de Caquot, en remplaçant $q = 116.01$ KN/m par $q' = 77.34$ KN/m pour le calcul des moments aux appuis intermédiaires.

Appui intermédiaire : $M_a = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$

Appui de rive : $M_a = - 0,15 M_0$, avec : $M_0 = q^2/8$.

$M_A = - 29.13$ KN.m ; $M_B = - 41.15$ KN.m

Moment en travée: $M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$.

Avec : $M_0(x) = qx \left(\frac{l-x}{2}\right)$ et $x = \frac{l}{2} + \frac{M_g - M_d}{ql}$.

• **Calcul des efforts tranchants**

$V_i = \mp \frac{ql}{2} - \frac{M_g - M_d}{l_i}$

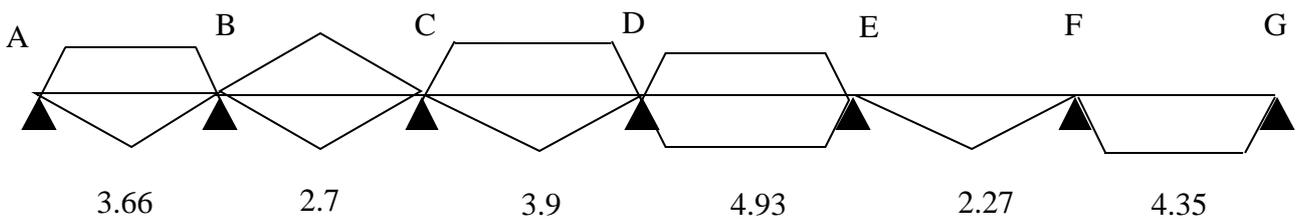


Fig.VI.5 : Répartition des charges sur la nervure.

Les résultats des calculs sont regroupés dans les tableaux suivant :

Tableau.VI.11 : Chargements sur la nervure.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG
chargement						
q_m (KN/m)	159.03	145.7	232.7	324.34	64.96	75.66

Tableau.VI.12 : Sollicitations à l'ELU dans la nervure.

Travée	l' (m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
AB	3.66	0	-187.28	2.27	183.00	66.84	263.44	-161.11
BC	2.16	-187.28	-190.01	1.36	105.70	82.97	296.33	-16.86
CD	3.12	-190.01	-448.34	2.52	201.70	155.22	389.87	-62.52
DE	3.94	-448.34	-413.17	2.37	351.89	97.07	460.68	-111.2
EF	1.81	-413.17	-126.21	0.50	51.33	298.58	369.27	105.95
FG	4.35	-126.21	0	1.80	266.22	214.08	281.31	-223.28

❖ Ferrailage

On a $M_a^{max} = 448.34$ KN.m et $M_t^{max} = 298.58$ KN.m

H = 0.85 m et h₀ = 0.3 m et b₀ = 0.65 m et d = 0.8 m et b = 1.3 m.

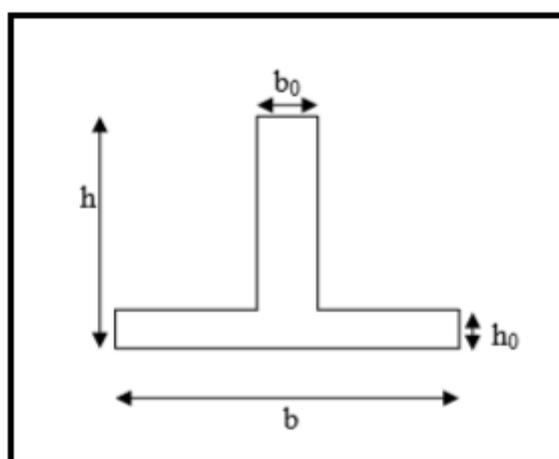


Fig.VI.6 : section à ferrailer.

$M_{tu} = 3.62$ MN.m > $M_t = 0.298$ MN.m : donc le calcul se fera pour une section de (b × h)

Tableau.VI.13 : Résultats de ferrailage des nervures .

Zone	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	10.85	12.55	2HA20+4HA16 = 14.32
Appui	16.42	12.55	6HA20 = 18.85

• Vérification de l'effort tranchant

V_{max} = 460.68 KN = 0.461 MN.

$\tau_u = 0.443 < \tau_{u adm} = 1.25$ MPA.

- **Armature transversale**

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b_0/10 ; \phi_l) = 20 \text{ mm.}$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales**

$$St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_{\min} ; 30 \text{ cm}).$$

$$\text{Soit } St = 15 \text{ cm.}$$

- **Les armatures de peau**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

$$A_p = 0.2 \% (b_0 \times h) = 0.2 \% \times 65 \times 80 = 10.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}20 = 12.57 \text{ cm}^2$$

- **Schéma de ferrailage des nervures**

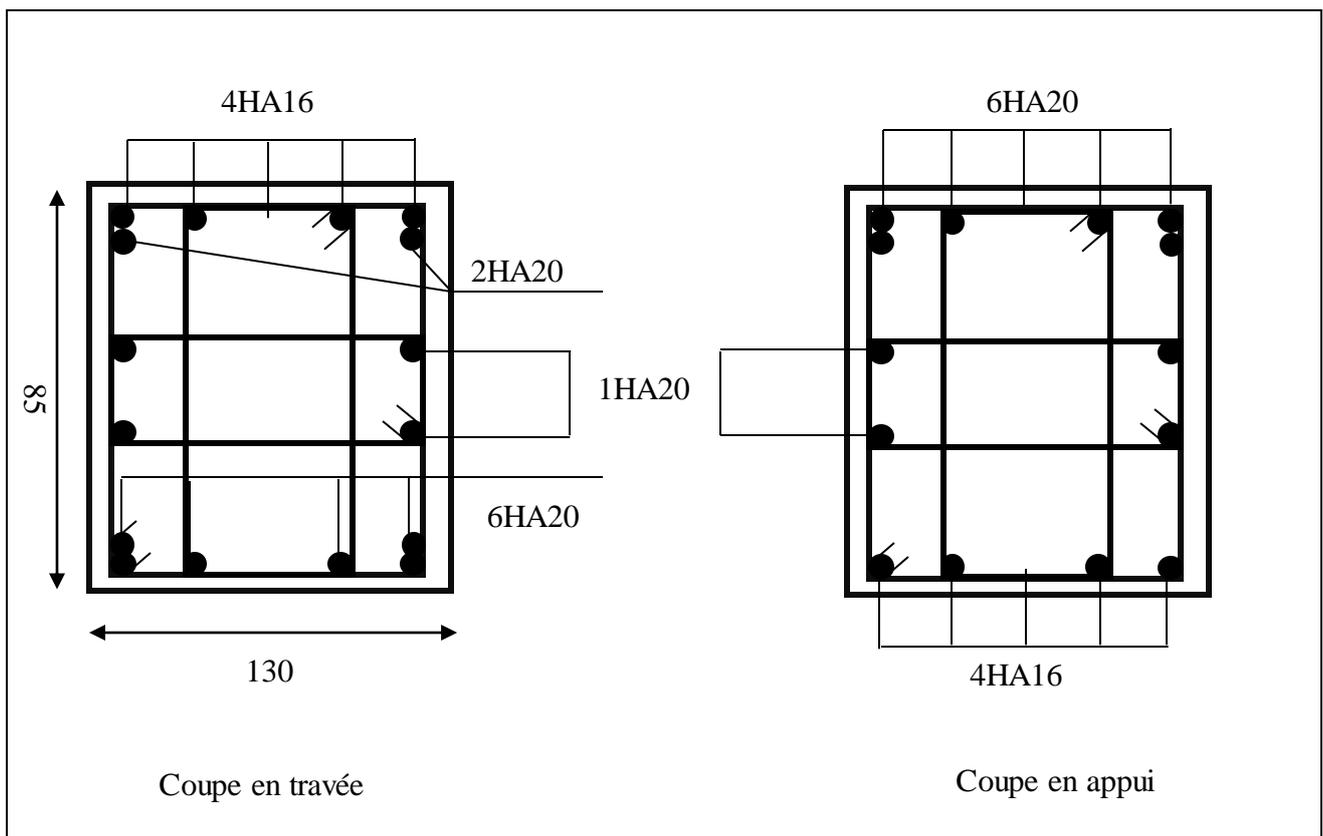


Fig.VI7 : schéma de ferrailage des nervures.

VI.14. Etude du voile périphérique (mur de soutènement).

D'après le **RPA99/2003(art10.1.2)**, le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Nous allons effectuer un ferrailage pour le voile le plus défavorable, puis nous allons ensuite généraliser pour le reste des voiles.

❖ **Dimensions du voile le plus défavorable**

- Longueur : $L = 4.63 \text{ m}$;
- Epaisseur : $e = 15 \text{ cm}$;
- Hauteur : $H = 3.06 \text{ m}$.

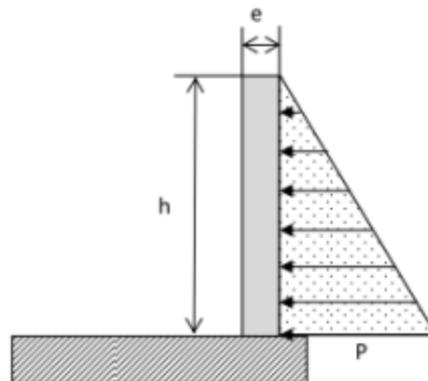


Fig.VI.8 : poussés des terres sur voiles.

❖ **Caractéristiques du sol**

D'après le rapport du sol :

Poids volumique $\gamma_h = 16 \text{ KN/m}^3$

Cohésion du sol d'assise : $C = 5 \text{ KPA}$.

Angle de frottement : $\varphi = 10^\circ$

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

- **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times C \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right).$$

$$G = 3.06 \times 16 \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{10}{2}\right) - 2 \times 5 \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{10}{2}\right) = 1.001 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = q \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.054 \text{ KN/m}^2.$$

- ❖ **Ferraillage du voile**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4}$$

Avec :

$$\sigma_{\text{max}} = 1.35G + 1.5Q = 1.432 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{min}} = 1.5Q = 0.081 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Donc : } \sigma_{\text{moy}} = 1.094 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 1.094 \text{ KN/m}.$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m} ; L_y = 4.63 \text{ m} ; b = 1 \text{ ml} ; e = 0.15 \text{ m} ;$$

$$\rho = 0.66 > 0.4, \text{ donc le voile travaille dans les deux sens.}$$

- **Calcul des moments isostatiques**

$$M_0^x = \mu_x q L_x^2.$$

$$M_0^y = \mu_y M_x.$$

$$\text{ELU : } \mu_x = 0.0737 ; \mu_y = 0.3753 ;$$

$$\text{Donc : } M_0^x = 0.755 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_0^y = 0.283 \text{ KN.m}$$

- **Les moments corrigés**

$$M_t^x = 0.85 \times 0.755 = 0.641 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 0.283 = 0.240 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times 0.641 = 0.320 \text{ KN.m}$$

Le ferraillage est résumé dans le tableau suivant

Tableau.VI.14 : Ferrailage du voile périphérique.

En travée							
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
x-x	0.641	0.0026	0.0032	0.129	0.124	1.4	4HA10 = 3.14
y-y	0.240	0.0010	0.0012	0.129	0.053	1.2	4HA8 = 2.01
En appui							
/	0.320	0.0013	0.0016	0.129	0.071	1.4	4HA8 = 2.01

• **Espacement**

Sens x-x ; $St \leq \min (2e ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St = 33 \text{ cm}$.

Sens y-y ; $St \leq \min (3e ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St = 33 \text{ cm}$.

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{u \text{ adm}} = 0.05 f_{c28}$$

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0.303 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.0023 \text{ MPA} < \tau_{u \text{ adm}} = 1.25 \text{ MPA.}$$

• **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

Avec :

$$\sigma_{max} = G + Q = 1.055 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = Q = 0.054 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Donc : } \sigma_{moy} = 0.805 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 0.805 \text{ KN/m.}$$

Les résultats sont compilés dans le tableau suivant

Tableau.VI.15 : Les moments à l'ELS.

qs	μ_x	μ_y	M_0^x	M_0^y	M_t^x	M_t^y	M_a^{x-y}
0.805	0.0792	0.5351	0.596	0.318	0.506	0.270	- 0.298

Tableau.VI.16 : Vérification des contraintes.

En travée						
Sens	Mt (KN.m)	At (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc adm}$ MPA	Observation
x-x	0.506	3.14	3.05	5608.76	0.275 < 15	Vérifiée
y-y	0.270	2.01	2.51	3844.81	0.176 < 15	Vérifiée
En appui						
/	0.298	2.01	2.51	3844.81	0.194 < 15	Vérifiée

• Schéma de ferrailage

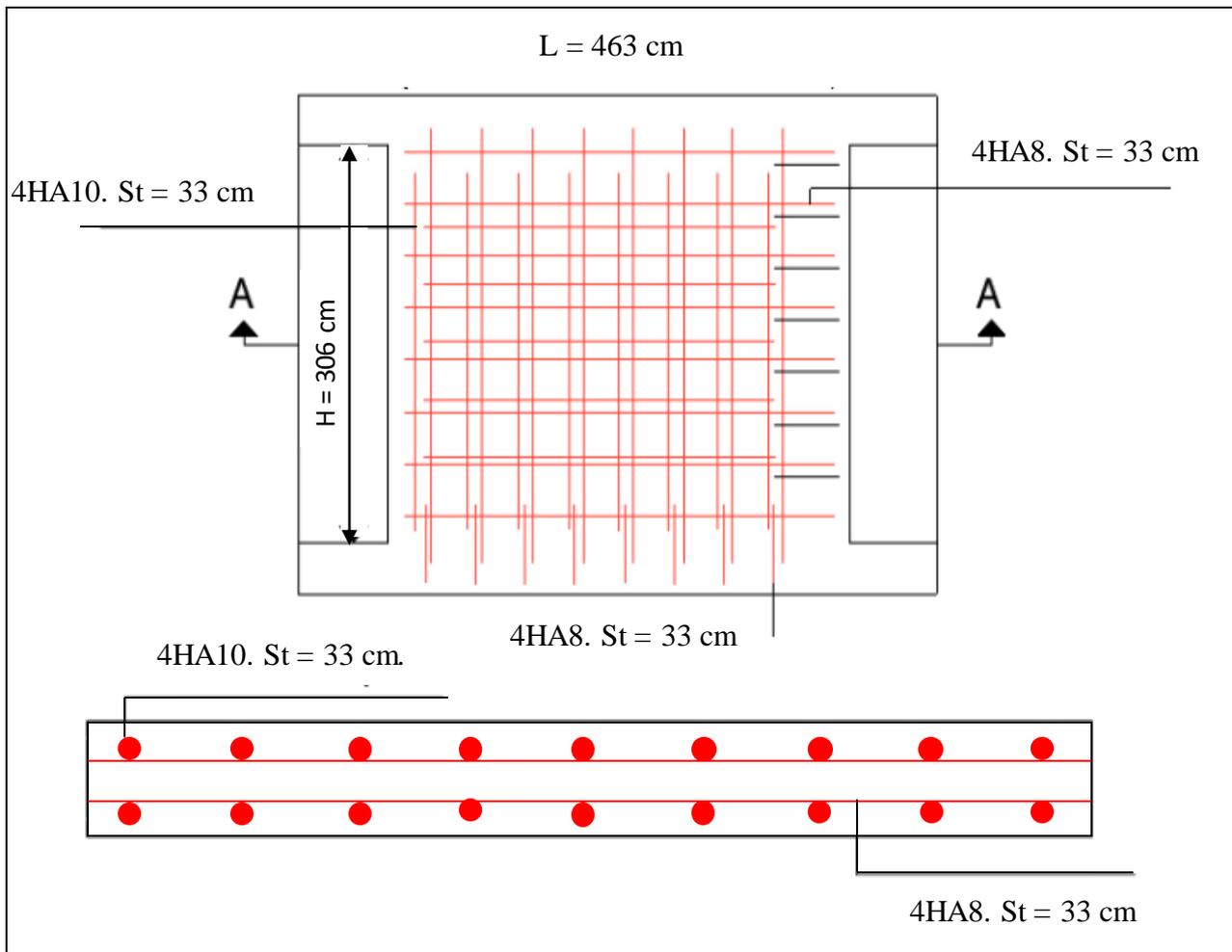


Fig.VI.9 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.16. Conclusion

En conclusion, ce chapitre a permis de poser les bases fondamentales pour comprendre les principales de conception, de dimensionnement et de d'exécution des fondations. A travers une analyse approfondie de différentes typologies de fondations, des paramètres géotechniques et des interactions sol-structure, nous avons mis en évidence l'importance d'une étude préalable rigoureuse pour garantir la stabilité, la durabilité et la sécurité des ouvrages.

Conclusion générale

L'étude de cette structure nous a permis, d'une part, d'acquérir de nouvelles connaissances dans le domaine du bâtiment et d'approfondir celles déjà acquises durant notre cursus, notamment en conception et calcul des différentes structures selon la réglementation en vigueur. D'autre part, cette étude nous a conduits à certaines conclusions :

- ✓ Il est crucial de garantir une meilleure qualité des matériaux et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer en raison de matériaux de mauvaise qualité ou d'une exécution médiocre.
- ✓ Avant de commencer les calculs, il est nécessaire de pré-dimensionner toutes les sections de la structure, en notant que ces dimensions ne sont pas définitives.
- ✓ La forme irrégulière et l'aspect architectural du bâtiment augmentent la complexité du comportement de la structure.
- ✓ Dans l'étude dynamique, plusieurs dispositions ont été testées, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes d'efforts et de déplacements.
- ✓ Le choix du type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et de la forme de la structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important, que l'on peut concrétiser en optimisant le choix des sections de béton et d'acier dans les éléments porteurs, tout en respectant les sections minimales requises par la réglementation en vigueur.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais une étape concrète vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Nous sommes conscients qu'il nous reste beaucoup à apprendre, notamment en pratique dans nos futurs postes de travail. Cependant, l'expérience et la recherche de solutions optimales nous permettront toujours de progresser.

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $L_x \times L_y$,

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.9$$

	u/l_x											
	v/l_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Tableau des armatures (cm²)

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

***Rapport du sol et
plans de la structures***





Etude Géotechnique

Projet: Réalisation 153 logements promotionnels avec locaux, services, crèche et école privée

Localisation : SIDI AICH-W-BEJAIA

Partenaire contractant

SARL KETTOU

XVII- Conclusion et recommandations

Compte tenu des reconnaissances effectuées et des résultats obtenus, nous concluons que le terrain retenu pour le futur projet de « Réalisation 153 logements promotionnels avec locaux, services, crèche et école privée » sis à Sidi Aich dans la wilaya de Bejaia, de point de vue :

1. 1 / - LITHOLOGIE :

il ressort que le terrain est de formation alluvionnaire très hétérogène dans son extension verticale et horizontale surmonté par une couverture de remblai (de 0,30 à 2,80m d'épaisseur), l'existence de lentille de sable lâche qui occupe presque toute la totalité du terrain mais atteint sa puissance vers la rive de l'Oued, rend le site vulnérable par rapport à la liquéfaction (ce qui a été vérifié), par endroit l'existence de banc gréseux très altéré récupéré en blocs ; qui sont intercalé avec des sable à argile sableuse, le tout repose sur un le substratum d'argile marneuse, noirâtre à vaseuse.

2/ - PORTANCE :

Suite aux résultats obtenus, et en considérant :

- la nature lithologique de sol
- l'importance de l'ouvrage
- Les tassements instantanés pourront se produire dans les formations pulvérulentes, et seront absorbés dès la mise en charge du sol au cours des travaux.

nous retenons pour la suite ces critères de dimensionnement :

Pour l'école privée en R+3

- ✓ les fondations devraient être *superficielle*
- ✓ La couche de *alluvionnaire fine argileu sablo-graveleuse brunâtre*, sera la formation d'assise des fondations.
- ✓ Les semelles seront ancrées à une profondeur de **2.3m** de la côte actuelle du terrain naturel.
- ✓ La contrainte admissible **retenue** à ce niveau d'ancrage est de l'ordre de $\sigma_{adm} = 1.56\text{bars}$.

Pour les tours :

- ✓ Les fondation seront de type *fondation profonde*.

	Etude Géotechnique	Partenaire contractant
	Projet: Réalisation 153 logements promotionnels avec locaux, services, crèche et école privée Localisation: SIDI AICH-W-BEJAIA	SARL KETTOU

- ✓ La couche de *d'argile marneuse noirâtre*, sera la formation d'assise des fondations.
- ✓ L'ancrage des pieux, donnera un fut de 18m à partir de la côte terrassée (à 3,50m).
- ✓ La contrainte admissible retenue pour des pieux de 18m de longueur:

Diametre du pieux (mm)	Charge Nominale ELS (tonne)	Taux de travail en ELS (Bars)
φ 800	176.15	12.58
φ 1 000	255.85	18.27
φ 1 200	349.81	24.98

3/- DISPOSITION CONSTRUCTIVES POUR LA PERENNITE DES OUVRAGES

- ✓ Le niveau de la nappe est à -5,65,m, il est prévue de prendre des précautions à court et long terme :
 - Il est impératif d'assurer que l'eau de nappe ne s'infiltré pas au niveau des joints au droit des sous-sols.
 - Un ponpage en continue peut être nécessaire au cours des travaux en période de haute crues.
- ✓ En vu du risque sismique modéré la zone d'étude et pour garantir la pérennité de l'ouvrage il est à retenir ce qui suit:
 - Respecter le reglement parasismique de la zone IIa selon le RPA99/2003.
 - Le site est classé en S3, afin de prévoir le risque l'amplification de l'ande sismique.
- ✓ Terrassement se feront par temps sec.
- ✓ Un soutènement provisoir est à envisager, pour assurer la stabilité au cours des travaux.
- ✓ d'un endroit à un autre une variation d'agressivité il est plus sécurisé pour parer au risque d'agressivité sulfatique de considéré le terrain niveau XA2 (environnement agressif) pour le béton armé hydraulique. Ceci ne nécessite l'utilisation d'un ciment de type CRS (ciment résistant aux sulfates), néanmoins les bétons devront être fabriqués suivant les règles de l'art et doivent être compacts par leurs qualités intrinsèques.



Etude Géotechnique

Projet: Réalisation 153 logements promotionnels avec locaux, services, crèche et école privée

Localisation: SIDI AICH-W-BEJAIA

Partenaire contractant

SARL KETTOU

Conformément aux dispositions prévues dans la norme EN 206-1 ou son équivalente la NA 16 002.

4/- STABILITE DU SITE:

Compte tenu des caractéristiques géotechniques des formations superficielles et leur sensibilité à l'eau, et les terrassements qui vont être lieu et pour une meilleure stabilité du site alors ;

- ✓ les fouilles ne doivent pas dépasser les **1.50m** au maximum. Seulement il est impératif de Stabiliser les parois des fouilles de fondation par des soutènements bien étudiés;
- ✓ pour , se conformer à l'instruction ministérielle n°004 en date du 07 septembre 2017. pour parer tout risque d'effondrement, ou prévoir une pente de terrassement plus adaptée nous vous proposons une pente de 2/1(proche à l'angle de frottement).
- ✓ Afin d'estimer les poussées derrière un ouvrage de soutènement, nous vous conseillons de prendre les caractéristiques géotechniques selon ce model géotechnique de la zone d'étude:

Formation	Epaisseur (m)	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	γ' (KN/m ³)	ϕ' (°)	C' (KPa)	ϕ (°)	C (KPa)
Remblai	0,30 à 2,80	15	16	-	6,67	3,30	10,00	5
Alluvions fines	4,50-8,50	16,20	19,70	10,04	18,25	27	27,38	27
Alluvions Grossières	1,5-5,3	17,20	20,00	10,66	17,11	51	25,66	77
Lentille de sable fin argilo-limoneux	2,60-14,20	15	18,40	9,30	21,68	26	32,52	39
Argile marseuse noirâtre	Apparait à partir de 12,50 à 16,50	19	20,30	11,78	16,81	51	25,22	77

- ✓ L'action de l'eau étant défavorable sur un écran de soutènement, un drainage suffisant afin d'éviter l'accumulation d'eau en arrière le voile.
- ✓ Nous attirons l'attention des responsables du projet sur la nécessité de vérifier la stabilité au renversement du soutènement, dont les paramètres suivants devront être pris en compte :

- efforts horizontaux et verticaux ;
- profondeur d'ancrage de fondation ;
- géométrie de l'ouvrage de soutènement ;



	Etude Géotechnique	Partenaire contractant
	Projet: Réalisation 153 logements promotionnels avec locaux, services, crèche et école privée Localisation : SIDI AICH-W-BEJAIA	SARL KETTOU

- butée éventuelle du sol.

- ✓ Pour l'ouvrage de soutènement, il conviendra de s'assurer que la hauteur de fiche est suffisante pour reprendre les efforts.

Il est important de signaler que le laboratoire LCTE n'est pas habilitée dans le cadre d'une mission G2, de jouer le rôle d'un bureau d'études structure, toutes les recommandations données dans ce rapport sont à titre indicatif.

N.B : Il est porté à l'attention du lecteur du présent rapport géotechnique que ce texte forme un ensemble et les informations y figurant ne peuvent être dissociées les unes des autres

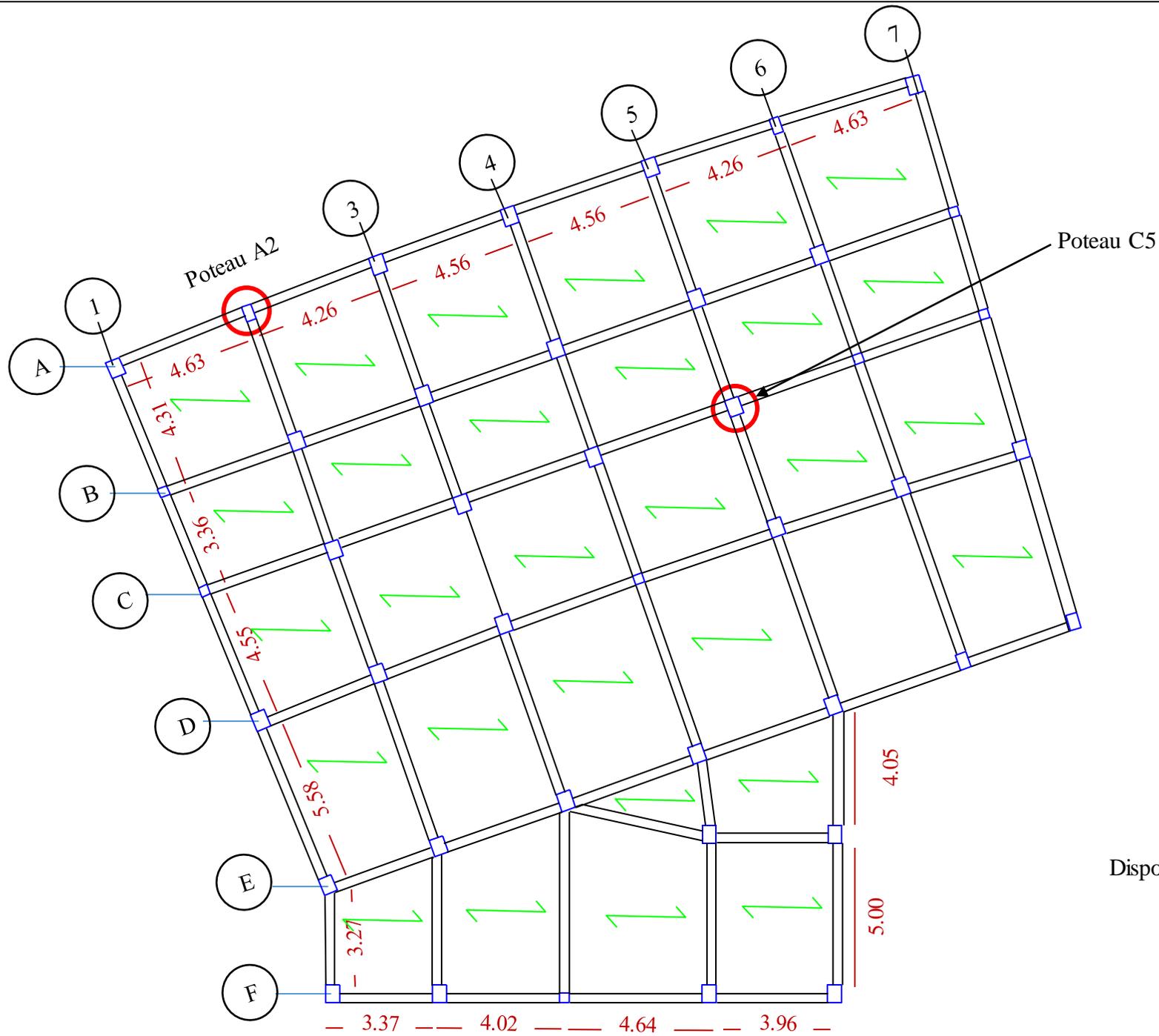
Ingénieur Chargé de l'étude



- ✓ Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99).
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99 / version 2003.
- ✓ Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations.
- ✓ DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles.
- ✓ DTR BC 2.33.2 « méthode de calcul des fondations profondes ».
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).
- ✓ Cahier de cours béton armé et calculs des éléments secondaires du cursus.
- ✓ Logiciel d'analyse des structures « ETABS ».
- ✓ Outil de calcul EXCEL 2013.
- ✓ Outil de saisie WORD 2013.
- ✓ Anciens mémoires de fin d'études.

Disposition des poutrelles





Disposition des poutrelles