وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم

Université Abdelhamid ben Badis de Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M2/GC/2025

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE
MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME SOUS-SOL+ RDC+10 ETAGES A USAGE MULTIPLE IMPLANTE DANS UNE ZONE DE MOYENNE SISMICITE

Présenté par :

1. Mlle SABOUR KATR EL NADA RIHAM
2. Mlle SIALI IBTIHEL

Soutenu le 21/ 06/ 2025 devant le jury composé de :

Président : M. MOUSSAOUI SALAH EDDINE

Examinateur : M. SABEUR BENDEHIBA

Encadrant : M. BESSAI TOUHAMI

Année Universitaire : 2025

بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIMENT

Avant tout nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné le privilège et la chance d'étudier, puis la force, le courage, et la patience afin d'achever ce mémoire.

C'est avec une profonde reconnaissance que nous remercions notre encadreur M. BESSAI Touhami d'avoir accepté de nous diriger par ses connaissances, ses orientations et ses précieux conseils qui nous ont permis de réaliser ce mémoire de fin d'étude, ainsi que pour le temps qu'il nous a consacré pour évaluer ce travail.

Nous remercions les membres du jury, d'avoir lu et examiné le présent travail.

Nos remerciements les plus chaleureux à tous nos enseignants du département de génie civil pour leur soutien, en particulier M. BAHAR pour

sa motivation ainsi que son aide et ses conseils.

Nous remercions également nos collègues qui nous ont apporté une aide précieuse, Ils étaient toujours présents pour nous, en nous fournissant toutes les informations nécessaires.

Dédicace

Je dédie ce mémoire de fin d'étude

À mes chers parents, qui n'ont jamais cessé de m'encourager, de me soutenir et de m'épauler afin que je puisse atteindre mes objectifs durant ces années d'études.

À ma petite sœur SABOUR HALA, à mes petits frères SABOUR MOHAMMED et SABOUR AYOUB, et à mon grand frère SABOUR OUSSAMA, pour leur soutien.

À ma chère grand-mère paternelle, qu'Allah lui fasse miséricorde et l'accueille dans Son vaste paradis. Elle a toujours été un exemple d'amour, de sagesse et de foi. Puisse ce travail être une sadaqa jariya pour elle, et qu'Allah l'élève parmi les pieux.

À ma chère grand-mère maternelle, que Dieu la garde et la protège.

À mes proches, pour leurs précieux conseils.

Par la même occasion, je tiens à le dédier à tous mes amis, pour les merveilleuses années que nous avons passées ensemble, leurs encouragements, leur soutien, et surtout leur amitié sincère.

SABOUR KATR EL NADA RIHAM

Dédicace

Je dédie ce mémoire à mes chers parents, pour leur soutien indéfectible, leurs sacrifices et leur amour constant tout au long de mon parcours.

À mes grands frères SI ALI OUASSIM et SI ALI ABDEL DJALIL

À mes enseignants, pour leur transmission de savoir et leur encadrement.

À tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

SIALI IBTIHEL

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage multiple, composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de dix étages, qui sera implanté dans la wilaya de Mostaganem, classée en zone IIa.

Dans le présent travail, nous avons abordé le pré-dimensionnement des différents éléments, l'étude des planchers et des éléments secondaires, l'analyse dynamique réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, ainsi que le ferraillage des différents éléments de la structure. Cette étude a été menée en tenant compte des recommandations du BAEL 91 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Summary

This project presents a detailed study of a regular shaped multipurpose building consisting of a basement, a ground floor + 10 floors, which will be located in the wilaya of Mostaganem, classified zone IIa.

In the present work, we have dealt with the presizing of the various elements, the study of the floors and the secondary elements, the dynamic assessment carried out by ETABS 17 as well as the reinforcement of the various elements of the structure, taking into account the recommendations of BAEL91 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة شكل منتظم مكونة من طابق تحت أرضي وطابق أرضي وعشرة طوابق علوية,يتم إنجازها بولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa .

في العمل التالي ,تناولنا الأبعاد الأولية للعناصر , دراسة البلاطات والأجزاء الثانوية من البناية ,الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة ETABS 17وتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية.هذا مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات BAEL91 والقوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA 99/2003

Table de figure

Figure I.1 Implantation du projet étudié 4
Figure I.2 Façade principale. 5
Figure I.3 Plancher corps creux. 5
Figure I.4 Plancher dalle pleine. 6
Figure I.5 Poutre en béton armé. 6
Figure I.6 Poteaux en béton armé. 7
Figure I.7 Escalier de deux volées. 8
Figure I.8 Diagramme de contraintes de déformations du béton à ELU. 12
Figure I.9 Diagramme contraintes-déformations de l'acier a L'ELUR. 13
Figure I.10 Diagramme contraintes-déformations pour tous les aciers. 14
Figure II.1 Section transversale d'une poutre 17
Figure II.2 Panneau de dalle 19
Figure II.3 Section transversale d'un plancher (terrasse inaccessible). 20
Figure II.4 Section transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant. 21
Figure II.5 Section transversale d'un plancher à dalle pleine. 21
Figure II.6 Section réduite du béton 25
Figure II.7 Schéma des niveaux. 25
Figure II.8 Surface afférente du poteau le plus sollicité. 28
Figure II.9 Voile en élévation. 34
Figure III.1 Plancher d'étage a corps creux. 37
Figure III.2 Dimensions des poutrelles. 38
Figure III.3 Section de calcul. 39
Figure III.4 Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées. 43
Figure III.5: Diagramme des moments des appuis pour une poutre plus que 2 travées. 43
Figure III.6 Représentation de la méthode de Caquot. 45
Figure III.7 Poutre continue. 46
Figure III.8 Diagramme d'effort tranchant d'une poutre. 46
Figure III.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1type de poutrelle. 50
Figure III.10 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 1^{ere}type de poutrelle. 50
Figure III.11 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1ere type de poutrelle. 51
Figure III.12 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 2eme type de poutrelle. 54
Figure III.13 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 2eme type de poutrelle. 54
Figure III.14 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 2eme type de poutrelle 54
Figure III.15 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1ere type de poutrelle. 58
Figure III.16 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 1ere type de poutrelle. 58
Figure III.17 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1ere type de poutrelle. 59
Figure III.18 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 2eme type de poutrelle. 62
Figure III.19 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 2eme type de poutrelle. 62
Figure III.20 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 2eme type de poutrelle. 63
Figure III.21 Section de calcul 64
Figure III.22 Section de calcul en travée 64
Figure III.23 Section de calcul en appuis. 65
Figure III.24 L'influence de l'effort tranchant 68
Figure III.25 Dessin de ferraillage de la dalle a corps creux. 74

Figure III.26 Dimensions d'un panneau de dalle pleine. 74
Figure III.27 Hypothese de calcul. 75
Figure III.28 Enrobage. 76
Figure III.29 Disposition des armatures de la nappe supérieure. 76
Figure III.30 Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant. 77
Figure III.31 Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés. 77
Figure III.32 schéma de moment d'inertie 87
Figure III.33 Dessin de ferraillage de la dalle pleine. 90
Figure IV.1 Dimensions de l'acrotère et schéma statique. 93
Figure IV.2 Section de calcul. 94
Figure IV.3 Position de centre de pression. 97
Figure IV.4 ferraillage de l'acrotère. 100
Figure IV.5 Coupe de balcon. 101
Figure IV.6 Disposition des armatures de la nappe supérieure 102
Figure IV.7 Schéma statique du balcon. 103
Figure IV.8 Schéma du balcon avec un contre poids. 106
Figure IV.9 Feraillage du balcon 107
Figure IV.10 cage d'escalier d'étage courant. 108
Figure IV.11 Schémas statique d'un escalier à paillasse avec un palier de l'étage courant. 113
Figure IV.12 Diagramme des moments en appuis et travées. 116
Figure IV.13 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU. 117
Figure IV.14 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS. 117
Figure IV.15 Section de calcul. 118
Figure IV.16: Section de calcul. 119
Figure IV.17 Dessin de ferraillage 121
Figure IV.18 Schémas statique de la console palière. 122
Figure IV.19 Diagramme de M et T à l'ELU. 124
Figure IV.20 Ferraillage de la console palière. 130
Figure V.1 Modélisations en 3D par ETABS. 134
Figure V.2 Spectre de réponse. 141
Figure V.3 Disposition des voiles model. 142
Figure 0.1 Section de calcul en travée 152
Figure 0.2 Ferraillage de la poutre principale. 154
Figure 0.3: Ferraillage de la poutre secondaire 155
Figure 0.4 Direction des moments et effort normal dans un poteau 156
Figure 0.5 la zone nodale 158
Figure 0.6: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement 160
Figure 0.7 Ferraillage du poteau (70× 70). 165
Figure 0.8 Ferraillage du poteau (60× 60). 165
Figure 0.9 Ferraillage du poteau (50× 50). 166
Figure 0.10 Ferraillage du poteau (40× 40) 166
Figure 0.11 Ferraillage du poteau (30× 30) 167
Figure VI.1 Disposition du ferraillage d'un voile et un schéma d'un voile plein. 170
Figure VI.2 ferraillage des voiles 171
Figure VI.3 Voile le plus défavorable. 172
Figure VII.1 Schéma du radier général. 175
Figure VII.2 Dimensions du radier 177

Figure VII.3 dimensions de la poutre. 177
Figure VII.4 Distribution des contraintes sous le radier. 180
Figure VII.5 Encrage de la structure. 182
Figure VII.6 Enrobage de la dalle du radier. 184
Figure VII.7 Section de calcul en travée x-x. 184
Figure VII.8 Ferraillage de la dalle. 186
Figure VII.9 Schéma statique du débordement. 186
Figure VII.10 Section de calcul du débord. 186
Figure VII.11 Distribution des charges sur les poutres principales. 189
Figure VII.12 Distribution des charges sur les poutres secondaires. 189
Figure VII.13 Dessiner de ferraillage des nervures principale 195
Figure VII.14 Dessiner de ferraillage des nervures secondaire 196

Liste des Abréviations

ELU : Etat limite ultime

ELS : Etat limite de service

ELA : Etat limite accidentel

RDC : Rez-de-chaussée

SS : Sous-sol

HA : Hautes adhérence

TS : Treillis soudé

RPA : Règlement parasismique Algérien

BAEL : Béton armé à l'état limite

CBA : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

DTR : Document technique règlementaire Algérien

DDL : Degré de liberté

SDT : Situation durable ou transitoire

SA : Situation accidentelle

PP : Poutre principale

PS : Poutre secondaire

SPC : Section partiellement comprimée

SET : Section entièrement tendue

SEC : Section entièrement comprimé

Liste des Symboles

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_S : Aire d'une section d'acier tendue

A_{SC} : Aire d'une section d'acier comprimée

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

A_r : Armatures de répartition

B : Aire d'une section de béton

B_r : Section réduite du poteau

B_c : Section brute

c : Enrobage

D : Débordement

d : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

E_{ij} : Module de Young instantané à « j » jours

E : Charges sismiques

e : Excentricité de l'effort normal, (ou épaisseur d'une dalle ou d'un voile)

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

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

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

G : Charges permanentes

h : Hauteur d'une section d'une poutre ou d'un poteau, d'une fondation

I : Moment d'inertie d'une section

i : Rayon de giration d'une section

j : Nombre de jours de maturité du béton

L : Portée d'une poutre ou d'une dalle

L_f : Longueur de flambement

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime

MR : Moment renversant

MS : Moment stabilisant

Nser : Effort normal de calcul de service

Nu : Effort normal de calcul ultime;

Q : Charges variables (charges d'exploitations), Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement de la structure

St : Espacement des armatures transversales

T1 et T2 : Périodes caractéristiques

Vu : Effort tranchant à l'état limite ultime

W : Poids total de la structure

α : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient de sécurité sans dimension en général (alpha)

β : Coefficient de correction qui dépend de l'élancement mécanique

λ des poteaux

λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda)

γs : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)

γb : Coefficient partiel de sécurité sur le béton

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature, Facteur de correction d'amortissement (eta)

ν : Coefficient de poisson (nu)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (xi)

ρ : Poids volumique, rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho)

σ : Contrainte normale (sigma)

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

$\bar{\bar{\sigma}}_s$: Contrainte admissible dans les aciers

σst : Contrainte dans les aciers tendus

σsc : Contrainte dans les aciers comprimés

τ : Contrainte tangente (tau)

$\bar{\tau}$: Contrainte tangente admissible

Φl : Diamètre d'une armature longitudinale (phi)

Φt : Diamètre d'une armature transversale

Table de matière

INTRODUCTION GENERALE **1**

CHAPITRE I: GENERALITES **2**

I.1. INTRODUCTION 3
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 3
I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES 4
I.4. CONCEPTION DE LA STRUCTURE 5
I.4.1. Ossature de l'ouvrage : *5*
I.4.2. Plancher : *5*
I.4.2.1. Planchers en corps creux : 5
I.4.2.2. Dalle pleine en béton armé : 6
I.4.3. Poutres : *6*
I.4.4. Poteaux : *6*
I.4.5. Maçonnerie : *7*
I.4.6. Escalier *7*
I.4.7. Les Revêtements : *8*
I.4.8. Acrotères : *8*
I.4.9. Gaine d'ascenseurs : *8*
I.4.10. Fondation : *9*
I.5. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX 9
I.5.1. Béton : *9*
I.5.1.1. Résistance caractéristique à la compression : 9
I.5.1.2. Résistance caractéristique à la traction: 10
I.5.1.3. Contraintes limites : 10
I.5.1.4. Module d'élasticité : 10
I.5.1.5. Diagramme contraintes déformations : 11
1.5.2. Acier : *12*
I.5.2.1. Caractéristiques des aciers utilisés : 12
I.5.2.2. Module d'élasticité longitudinal : 13
I.5.2.3. Diagramme contrainte déformation: 13
I.5.2.4. Diagramme contrainte déformation de calcul : 13
I.5.2.5. Limite d'élasticité : 14
I.5.2.6. La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S : 14
I.5.2.7. Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) : 15

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT **16**

II.1. INTRODUCTION 17
II.2. LES POUTRES 17
II.2.1. Poutre principale *17*
II.2.2. Poutre secondaire : *18*
II.3. LES PLANCHERS 18
II.3.1. Planchers à corps creux : *18*
II.3.2. Plancher à dalle pleine : *19*
II.4. DESCENTE DES CHARGES 20
II.4.1. Introduction : *20*
II.4.2. Plancher terrasse inaccessible : *20*
II.4.3. Plancher étage courant : *21*
II.4.4. Dalle pleine *21*
II.4.5. Maçonnerie : *22*
II.5. POTEAUX 23

II.5.1. Méthode de calcul *23*
II.5.2. Loi de dégression *25*
II.5.2.1. Application de la loi de dégression 25
II.5.3. Calcul de la section du poteau *27*
II.5.3.1. Détermination de la surface afférente : 27
II.5.3.2. Calcul de la section du poteau du 6ème étage : 28
II.6. LES VOILES 34
II.6.1. Voiles de contreventement : *35*

CHAPITRE III: ETUDE DES PLANCHERS 36

III.1. INTRODUCTION 37
III.2. PLANCHER DALLE A CORPS CREUX 37
III.2.1 Les poutrelles *38*
III.2.2. Pré dimensionnement des poutrelles : *38*
III.2.2.1. Étude et ferraillage de la dalle de compression 38
III.2.2.2. Etude des poutrelles 40
III.2.3. Vérification des conditions et Méthode de calculs : *42*
III.2.3.1. Méthode forfaitaire 42
III.2.3.2. Méthode de Caquot minorée : 45
III.2.4. Calcul des poutrelles : *47*
III.2.4.1. Calcul du ferraillage : 64
III.2.4.2. Calcul des armatures longitudinales : 64
III.2.4.1. Calcul de la flèche : 70
III.3. PLANCHER DALLE PLEINE 74
III.3.1. Méthode de calcul : *74*
III.3.2. Calcul des sollicitations : *77*
III.3.3. Calcul du ferraillage : *79*
III.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement : *85*
III.3.5. Vérification de la flèche : *86*
III.3.6. Dessin de ferraillage : *90*

CHAPITRE IV: ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES 91

IV.1. INTRODUCTION 92
IV.2. ACROTERE 92
IV.2.1. Détermination des sollicitations : *93*
IV.3. BALCON 101
IV.3.1. Introduction *101*
IV.3.2. Descente de charges du balcon : *101*
IV.3.3. Calcul du ferraillage : *103*
IV.3.4. Vérification de la fleche : *105*
IV.3.5. Le contre poids : *106*
IV.4. ESCALIERS 107
IV.4.1. Introduction *107*
IV.4.2. Pré-dimensionnement : *109*
IV.4.3. Descente de charges : *111*
VI.4.4. Ferraillage des escaliers : *114*
IV.4.6. Etude de la poutre palière : *122*
IV.4.6.1. Vérification de la flèche (B.7.5 BAEL 91) : 129
IV.4.6.2. Dessin de ferraillage : 130

CHAPITRE V: ETUDE SISMIQUE 131

V.1. INTRODUCTION 132
V.2. ETUDE SISMIQUE 132
V.2.1. Modélisation de la masse : *132*

V.2.2. Modélisation de la structure étudiée : ... 132
V.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL ... 135
V.3.1. La Méthode statique équivalente : ... 135
V.3.2. Les méthodes dynamiques : ... 137
V.3.2.1. La méthode d'analyse modale spectrale : ... 137
V.4. CALCUL DE LA RESULTANTE DES FORCES ... 139
V.5. SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL ... 141
V.6. ETUDE DES VARIANTES ... 142
V.6.1. Etude du premier Modèle : ... 142
V.7. LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES ... 143
V.8. CALCUL ET VERIFICATION DES DEPLACEMENTS ... 144
V.9. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ ... 145
V.10. CONCLUSION : ... 147

CHAPITRE VI : ETUDE DES PORTIQUES ... 148

VI.1. INTRODUCTION ... 149
VI.2. FERRAILLAGE DES PORTIQUES ... 149
VI.2.1. Combinaisons d'actions : ... 149
VI.2.2. Ferraillage des poutres ... 149
VI. 2.3. Dessin de ferraillage de la poutre principale : ... 154
VI.2.4. Dessin de ferraillage de la poutre secondaire : ... 155
VI.2.5. Ferraillage des poteaux : ... 155
VI.2.6 Ferraillage du poteau 1 (70× 70) : ... 165
VI.2.7 Ferraillage du poteau 2 (60× 60) : ... 165
VI.2.8 Ferraillage du poteau 3 (50× 50) : ... 166
VI.2.9 Ferraillage du poteau 4 (40× 40) : ... 166
VI.2.9 Ferraillage du poteau 5 (30× 30) : ... 167
VI.3. CONCLUSION : ... 167

CHAPITRE VI: ETUDE DES VOILES ... 168

VII.1. INTRODUCTION ... 169
VII.2. LES VOILES DE CONTREVENTEMENT ... 169
VII.2.1. Calcul de ferraillage du voile de contreventement : ... 172

CHAPITRE VII: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE ... 173

VII.1. INTRODUCTION ... 174
VII.3. ETUDE DU RADIER ... 174
VII.3.1. Pré-dimensionnement du radier : ... 175
VII.3.2. Pré dimensionnement des poutres : ... 177
VII.3.3. Détermination des sollicitations : ... 179
VII.3.1 Ferraillage du radier ... 183
VII.3.2. Dessin de ferraillage de la dalle : ... 186
VII.4.3. Ferraillage du débordement : ... 186
VII.4.4. Ferraillage des nervures : ... 188
VIII.4.5. Dessin de ferraillage des nervures : ... 195
Figure VII.13 Dessiner de ferraillage des nervures principale ... 195

CONCLUSION ... 197

Introduction générale

Au fils des années, l'Algérie s'est trouvé face à une explosion démographique ce qui a mené le gouvernement a lancé de grands projets d'habitat. La construction des bâtiments a connu un développement rapide, en adoptant de nouvelles techniques de constructions pour améliorer le comportement des structures de bâtiments. La croissance et la concentration démographique a fait que la construction verticale soit privilégiée pour des surfaces en plan réduites.

L'Algérie comme d'autres pays méditerranéens est exposée à une activité sismique importante. Cette dernière peut causer des dégâts importants surtout dans le cas d'une construction d'une grande hauteur. Pour cela, dans cette étude, il faut suivre les normes et appliquer les règles parasismiques pour assurer la stabilité et la durabilité du bâtiment.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.
Dans le cadre de cette étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple comportant un sous-sol, un RDC et 10 étages réalisé à Mostaganem.

Ce mémoire est constitué de huit chapitres :

- Le premier chapitre, consacré pour les généralités
- Le deuxième chapitre comprend la partie du pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre est consacré à l'étude des planchers.
- Le quatrième chapitre traite l'étude des éléments secondaires.
- Le cinquième chapitre étudie l'analyse sismique.
- Le sixième chapitre comprend l'étude des portiques.
- Le septième chapitre traite l'étude des voiles.
- Le huitième chapitre est relatif à l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I: **Généralités**

I.1. Introduction

L'étude d'une structure en béton armé à usage multiple d'habitation ou commercial est une étape clé et un passage primordial dans l'acte de la construction des ouvrages quelconque, elle nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Cette étude a pour but de mettre en œuvre nos connaissances acquises durant tout notre cursus universitaire. L'ouvrage en question consiste à étudier et à calculer tous les éléments structuraux d'une tour en béton armé composé d'un sous-sol et 10 étages à usage d'habitation.

Ce chapitre a pour but de donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage présent consiste à étudier et à calculer les éléments structuraux d'une tour en béton armé de R+10 à usage d'habitation

Constitué de :

- Un sous-sol utilisé comme un parking,
- Du 1er au 10ème étage à usage d'habitation.

Ce bâtiment, est implanté à la wilaya de Mostaganem dans la commune de Hay Salem.

D'après le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) la commune de Mostaganem est classée comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa), puisque cette ouvrage est à usage d'habitation collective et sa hauteur ne dépasse pas les 48 m, donc il sera classé dans le groupe « 2 » selon la classification du RPA 99 (Article 3.2), et d'après l'étude du sol, il sera bâti sur un sol très meuble (site 04).

La stabilité de cette structure est assurée par des portiques et contreventé par des voiles porteurs dans les deux sens.

Pour la conception de ce projet on utilisera les règles B.A.E.L91 et R.P.A 99.

Figure I.1 Implantation du projet étudié

I.3. Caractéristiques géométriques

- Longueur en plan : 22,51 m.
- Largeur en plan : 12.23 m.
- Hauteur du sous-sol: 3,91 m.
- Hauteur du RDC : 4,08 m.
- Hauteur des étages courants 3,06 m
- Hauteur Total : 38,59 m

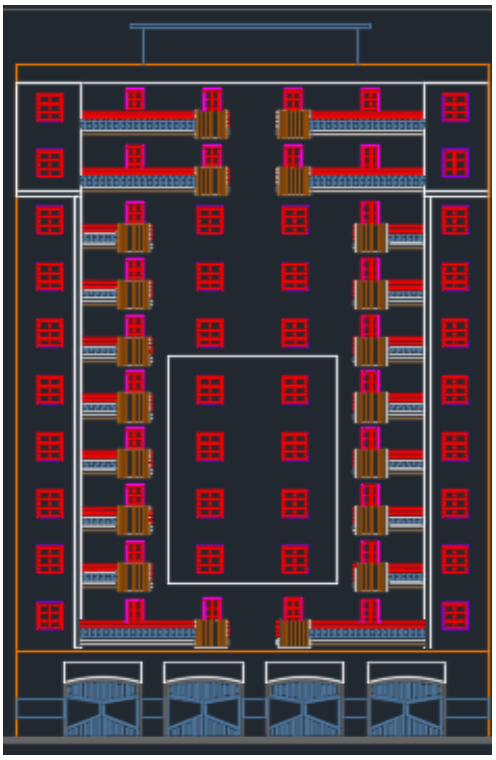


Figure I.2 Façade principale.

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4.2. Plancher :

I.4.2.1. Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de ponte pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

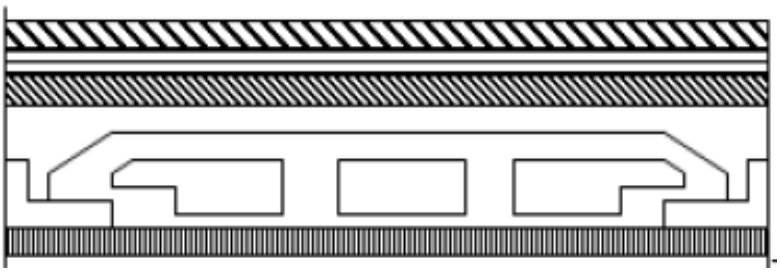


Figure I.3 Plancher corps creux.

I.4.2.2. Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau du plancher du RDC et des balcons.

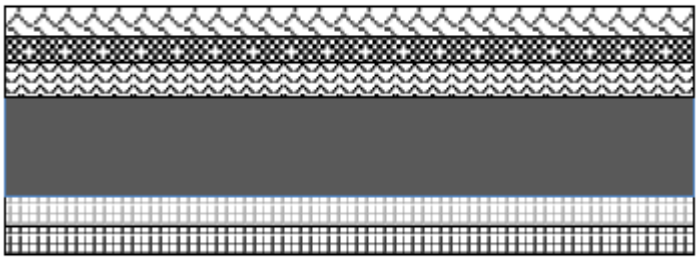


Figure I.4 Plancher dalle pleine.

I.4.3. Poutres :

Structure porteuse horizontale en béton armé destiné à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui, elle reçoit en général des charges verticales qu'elle transmet sur ses appuis, et il existe deux types de poutre :

- Poutre principale
- Poutre secondaire.

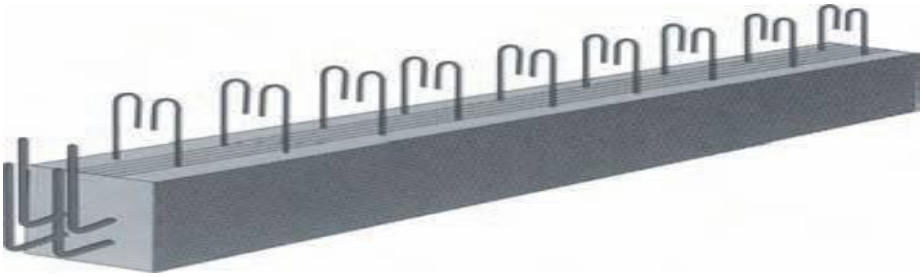


Figure I.5 Poutre en béton armé.

I.4.4. Poteaux :

Un poteau est un élément de structure sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.

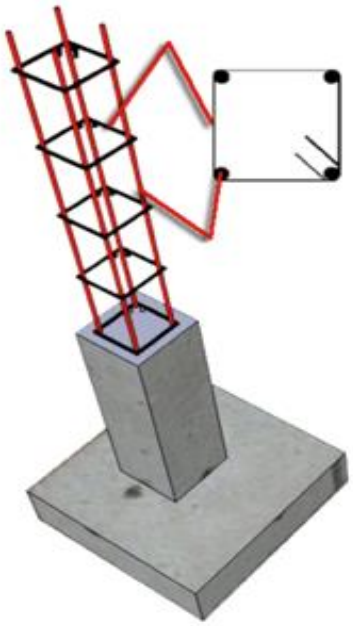


Figure I.6 Poteaux en béton armé.

I.4.5. Maçonnerie :

Murs extérieurs :

Le remplissage de façade est réalisé en doubles cloisons composé d'une Parois extérieures en briques creuses de 15 cm d'épaisseur et une parois intérieure en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées d'une âme d'aire de 5 cm d'épaisseur qui est un isolation thermique et acoustique.

a) Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.4.6. Escalier

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée de deux volées et un palier intermédiaire.

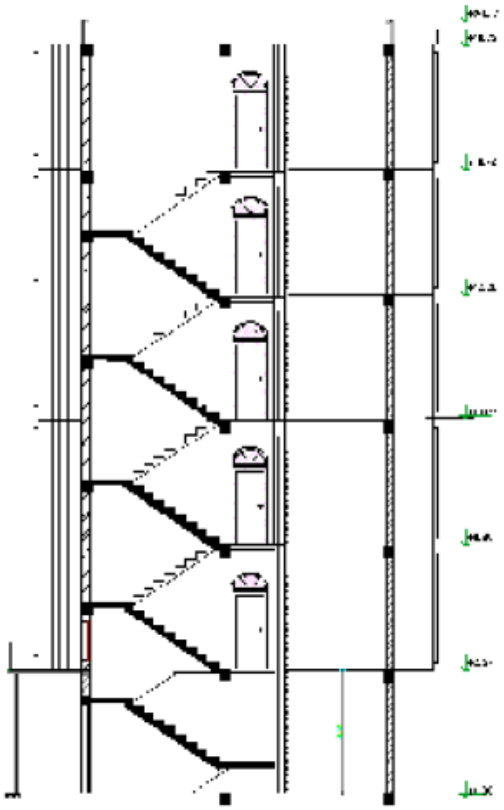


Figure I.7 Escalier de deux volées.

I.4.7. Les Revêtements

- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Un carrelage de 2cm pour les planchers et les escaliers
- L'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

I.4.8. Acrotères :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, et aussi pour la sécurité des personnes se trouvant sur la terrasse.

I.4.9. Gaine d'ascenseurs

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable.

I.4.10. Fondation

Les fondations d'un ouvrage sont des éléments constituants qui assurent la transmission des efforts au sol.
Les différents types de semelles sont :

- Les semelles filantes
- Les semelles isolées
- Les radiers

Dans la structure étudiée, on utilisera des radiers.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1. Béton

Le béton est un mélange composé de granulat, sable, ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour modifier les propriétés.
Le béton est dosé à 350 kg/m^3, caractérisé par les proportions usuelles et standards suivantes :

- Ciment: le type du ciment utilisé est le CPJ-CEM II 42.5.
- Graviers lavé: (3/8), (8/15) et (15/25).
- Sables lavé.
- Eau de gâchage purifié.

Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3.

I.5.1.1. Résistance caractéristique à la compression :

Pour l'établissement des projets, un béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28j dite valeur caractéristique qui est estimé à 25 Mpa.

- *Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa*
  - $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} * f_{c28}$ Pour j < 28 J
  - $f_{cj} = 1{,}1\ f_{c28}$ Pour j > 28 J

- *Pour $f_{c28} > 40$ MPa*
  - $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} * f_{c28}$ Pour j < 28 J
  - $f_{cj} = fc_{28}$ Pour j < 28 J

I.5.1.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie par la relation suivante:

$ftj = 0.6+0.06.fcj$ si $fc28 \leq 60Mpa$

$ftj = 0,275(fcj)^{2/3}$ si $fc28 > 60Mpa$

I.5.1.3. Contraintes limites :

a) Contrainte limite à la compression (Art 4 –3 .41 BAEL91) :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

- Θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions
  - $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.
  - $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
  - $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à1 heures.

Dans notre projet on a pris $\theta = 1$.

- γ_b : coefficient de sécurité
  - $\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\Rightarrow$ $f_{bc} = 14.17$ MPa
  - $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\Rightarrow$ $f_{bc} = 18.48$ MPa

I.5.1.4. Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a) Module d'élasticité instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91) :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

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

Avec :

$f_{c28} = 25$ MPa **Donc** $\Rightarrow$ $E_{ij} = 32164.195$ Mpa

b) Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ MPa

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

Avec : $f_{c28} = 25$ MPa

$\Rightarrow E_{vj} = 10818.866$ MPa

c) Module d'élasticité transversale :

$G = E / 2 (1+\nu)$ MPa

Avec :

ν : Coefficient de poisson.

d) Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91) :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$\nu = 0$ l'état limite ultime

- $\nu = 0,2$ l'état limite de service

I.5.1.5. Diagramme contraintes déformations :

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- **L'état limite ultime de résistance :**

On adopte le diagramme parabole rectangle ci-dessous :

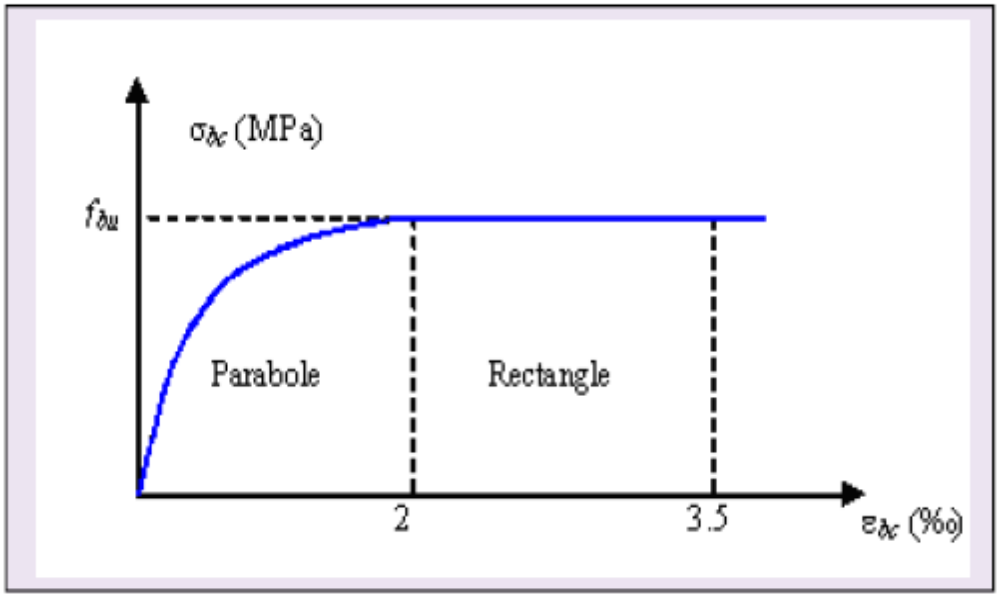


Figure I.8 Diagramme de contraintes de déformations du béton à ELU.

1.5.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

I.5.2.1. Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la rupture [‰]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I.1 Caractéristiques des aciers.

I.5.2.2. Module d'élasticité longitudinal :

Il est noté (Es), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

Es = 200000 MPa

Es = 200000 MPa

I.5.2.3. Diagramme contrainte déformation:

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple

Le diagramme contrainte déformation à l'allure suivante :

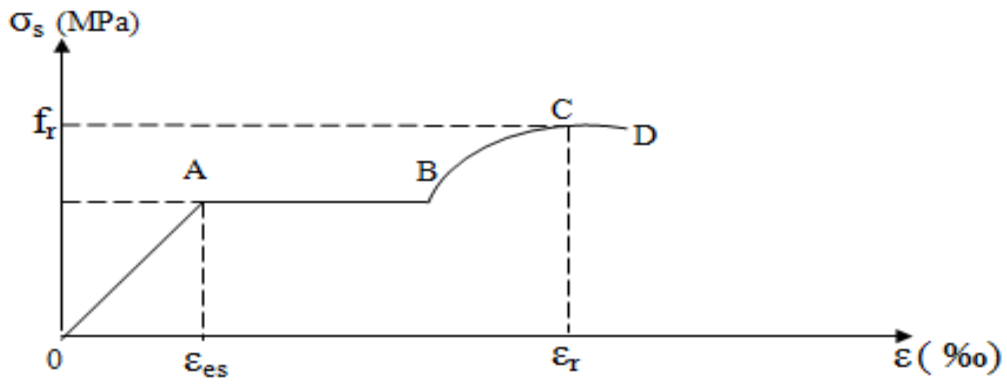


Figure I.9 Diagramme contraintes-déformations de l'acier a L'ELUR.

Avec : f_r : Résistance à la rupture
fe : Limite d'élasticité
ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
ε_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire
Zone AB : Domaine plastique
Zone BC : Domaine de raffermissement
Zone CD : Domaine de striction

I.5.2.4. Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

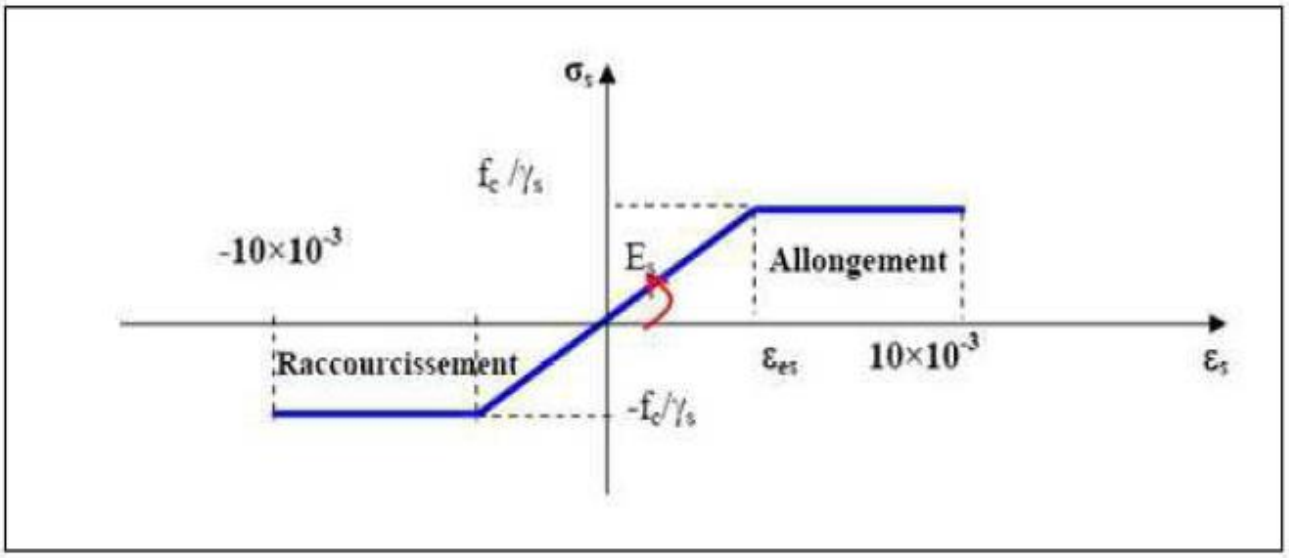


Figure I.10 Diagramme contraintes-déformations pour tous les aciers.

I.5.2.5. Limite d'élasticité :

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1{,}15$ En situation durable

$\gamma_s = 1{,}00$ En situation accidentelle

I.5.2.6. La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration.

a) *Fissuration peu nuisible* (BAEL9 /Art 4-5-32) :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) *Fissuration préjudiciable* (AEL91/Art 4-5-33) :

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3\ fe\ ;\ 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$ MPa

Où η : coefficient de fissuration.

- η= 1.6.....barres a haute adhérence (HA) avec$\emptyset_t \leq 6mm$.

- η= 1.....rond lisse.

c) Fissuration très préjudiciable **(BAEL91 / Art 4-5.34) :**

Cas des éléments devant assurer une étanchéité ou exposés a des milieux agressifs.

$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{st} = \min(0{,}5\, f_e, \sqrt{\eta . f_{t28}})$ en MPa

Avec $\emptyset_t \leq 8mm$

I.5.2.7. Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) :

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

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

Chapitre II: **Prédimensionnement**

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure (planchers, poutres, poteaux, voiles et autres) est une étape préliminaire, son objectif est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, il est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93, Pour cela nous évaluions une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

II.2. Les poutres

a) D'après les règles BAEL 91 on a :

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b de la poutre doit être : $0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

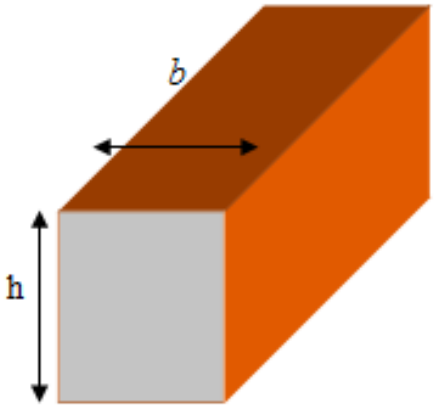


Figure II.1 Section transversale d'une poutre

b) Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :

$$\left.\begin{array}{l} b = 30cm > 20cm \\ h = 40cm > 30cm \\ \frac{h}{b} = 1{,}33 < 4 \end{array}\right\}$$

II.2.1. Poutre principale

L max = 540 cm

$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10}$ $\qquad 36 \leq h \leq 54$

On prend h = 40 cm.

La largeur b est obtenue par la relation suivante :

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.3x45 \leq b \leq 0.7 \times 45$

$13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}.$

Pour la largeur b on prend b = 30 cm

- **Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :**

$$\left.\begin{array}{l} b = 30cm > 20cm \\ h = 40cm > 30cm \\ \frac{h}{b} = < 4 \end{array}\right\} \text{les conditions sont vérifiées.}$$

Donc; la section de la poutre principale est de dimensions (30×40) cm^2.

II.2.2. Poutre secondaire :

$L_{max} = 412cm$

$\frac{412}{15} \leq h \leq \frac{412}{10}$ $\qquad 27,47 \leq h \leq 41,20$

On prend h = 35 cm.

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.3x35 \leq b \leq 0.7 \times 35$

$10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}.$

Pour la largeur b on prend b = 30 cm

- **Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :**

$$\left.\begin{array}{l} b = 30cm > 20cm \\ h = 35cm > 30cm \\ \frac{h}{b} = < 4 \end{array}\right\} \text{les conditions sont vérifiées.}$$

Donc; la section de la poutre secondaire est de dimensions (30×35) cm^2

II.3. Les Planchers

II.3.1. Planchers à corps creux

On utilise la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

L = 540cm

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \qquad \Rightarrow 20{,}6 \leq h_t \leq 27$$

On prend: ht = 20 cm (16+4)

h_1 = 16 cm (épaisseur du corps creux)

h_0 = 4 cm (épaisseur de la dalle de compression)

II.3.2. Plancher à dalle pleine

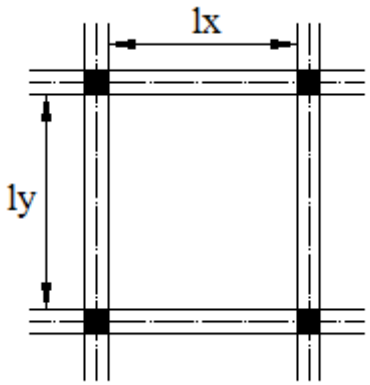


Figure II.2 Panneau de dalle

Lx = 412 cm

Ly = 540 cm

Vérification si la dalle porte dans un seul sens :

Lx = 4,12 m Ly = 5,40m $\Rightarrow$ ρ= 0.76 > 0.4

$\Rightarrow$La dalle porte est considérée comme portant dans deux sens.

$$\frac{Lx}{50} \leq ed \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow e_d = (6{,}98 \; ; \; 8{,}72)$$

- *Condition d'isolation acoustique :*

Contre les bruits aériens : e_d = 16cm.

Contre les bruits impacts: e_d = 20cm

- *Condition de sécurité en matière d'incendie :*

e_d : 7cm pour 1 heure de coupe de feu.

e_d : 11cm pour 2 heures de coupe de feu.

e_d : 17.5 pour 4 heures de coupe de feu

On prend comme épaisseur pour la dalle pleine : e_d = 16cm.

II.4. Descente des charges

II.4.1. Introduction

La descente des charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, son calcul consiste à répertorier et à reprendre l'ensemble des charges à tous les niveaux de l'ouvrage pour les reporter au niveau du sol d'assise, elles peuvent être reparties uniformément ou non sur un élément de construction ou concentrées, en prenant compte les charges permanentes, les charges d'exploitations et d'entretien, les charges climatiques et les charges accidentelles, son objectif est de connaitre la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

II.4.2. Plancher terrasse inaccessible *:*

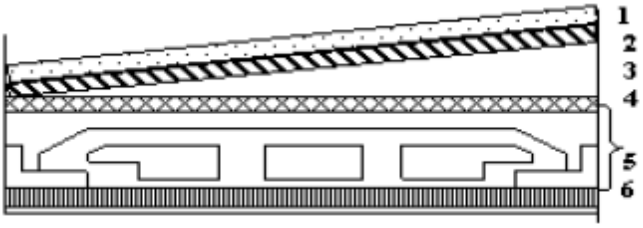


Figure II.3 Section transversale d'un plancher (terrasse inaccessible).

Descentes des charges terrasse inaccessible

Matériaux	P (Kn/m^3)	Ep (m)	G (kn/m^2)
1- Protection gravillon	20	0.04	0,8
2- Etanchéité multicouche (36s)	6	0.02	0,12
3- Forme de pente 1,1%	22	0.1	2,2
4- Isolation thermique en liège	4	0.04	0,16
5- Dalle en corps creux (16+4)	16+4	/	2,85
6- Enduit en ciment	10	0.02	0,2

Tableau II.1 Charges du plancher terrasse inaccessible.

- Charges permanentes G_T=6.33 KN/ m^2
- Charges d'exploitations Q_T=1 KN/ m^2

II.4.3. Plancher étage courant :

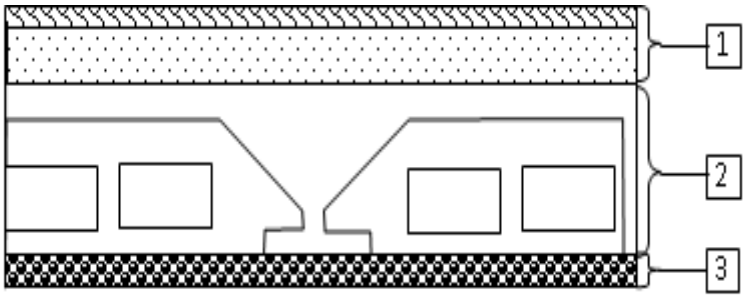


Figure II.4 Section transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant.

Descentes des charges étage courant :

Numéro	Désignation	Epaisseur(m)	Masse volumique (KN/m^3)	Poids KN/m^2
01	Carrelage (ardoise)	0.02	27	0.54
02	Lit de sable fin	0.02	18	0.36
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
05	Cloisons légères	0.1	-	1.1
06	Plancher à corps creux	(0.16+0.04)	-	2.85

Tableau II.2charge du plancher étage courant.

- Charges permanentes G_{ec}=5.45 KN/ m^2
- Charges d'explications Q_{ec}=1.5 KN/ m^2

II.4.4. Dalle pleine

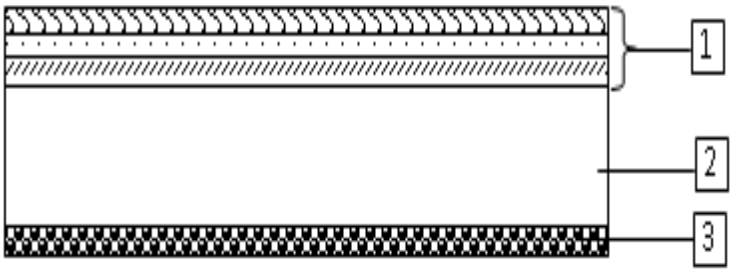


Figure II.5 Section transversale d'un plancher à dalle pleine.

Descentes des charges RDC :

Numéro	désignation	Epaisseur(m)	Masse volumique (KN/m^3)	Poids KN/m^2
01	Carrelage (ardoise)	0.02	27	0.54
02	Lit de sable fin	0.02	18	0.36
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Enduit en ciment	0.02	10	0.2
05	Cloisons légères	0.1	-	1.1
06	Dalle pleine	0.16	25	4

Tableau II.3 Charges du plancher RDC.

- Charges permanentes G_T=6,6 KN/ m^2
- Charges d'exploitations Q_T=2.5KN/ m^2

II.4.5. Maçonnerie :

a) Mur extérieur :

Charges permanentes du mur extérieur :

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m^3)	G (KN/m^3)
1- Enduit en plâtre	0.2	12	0.24
2- Briques creuses	0.10	9	0.90
3- Lame d'air	0.05	/	0.00
4- Brique creuse	0.15	9	1.35
5- Enduit en ciment	0.02	20	0.40
G	2.89KN/m²		

Tableau II.4 Charges du mur extérieur.

b) Mur intérieur :

Charges permanentes du mur intérieur :

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m^3)	G (KN/ m^3)
1- Enduit en plâtre	2	12	0.24
2- Brique creuse	10	9	0.90

3- Enduit intérieur	2	12	0.24
G	1,38 KN/m²		

Tableau II.5 Charges du mur intérieur.

Charges Etages	**Destination**	**G KN/m²**	**Q KN/m²**	**ELU qu=1.35G+1.5Q [KN/m2]**	**ELS qs=G+Q [KN/m2]**
Plancher Terrasse	Inaccessible	6.33	1.00	10.05	7.33
1er - 10eme Etage	Habitation	5.45	1.50	9.61	6.95
Entre sol et sous sol	parking	6,60	2.50	11.11	7.95
Mur extérieur		2.89		3.9	2.89
Mur intérieur		1.38		1.82	1.38

Tableau II.6 Tableau récapitulatif des charges.

II.5. Poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

II.5.1. Méthode de calcul

Les pré-dimensionnement des poteaux doit respecter :

- Les critères de résistance
- Les conditions du RPA99 version
- Condition de flambement

➢ ***Critères de résistance :***

Selon l'article B 8.4.1 du BAEL 91 :

$$N_u = \alpha\,[\frac{B_r.f_{c28}}{0.9.\gamma_b} + \frac{A.f_e}{\gamma_s}]$$

Avec :

N_u: Effort normal apporté par les différents niveaux.

B_r: Section reduite du beton.

$B_r = (a-2).(b-2)$ Poteau rectangulaire.

$B_r = \pi\,(D-2)^2/4$ Poteau circulaire.

γ_b: Coefficient de sécurité du béton.

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.

f_e: Nuance de l'acier (limite élastique).

A: Section des armatures longitudinale.

α: Coefficient qui dépend de l'élancement λ.

- **Application :**

λ ≤ 50 : α = $\frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2} = \frac{0.85}{\beta}$

β = 1+0.2 $(\frac{\lambda}{35})^2$

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

β = 1+0.2 $(\frac{35}{35})^2$=1.2

Donc : α = $\frac{0.85}{1+0.2(\frac{35}{35})^2}$ = 0,71

On a:

$$\beta_r \geq \frac{\beta.N_u}{[\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85\left(\frac{A}{\beta_r}\right).\frac{f_e}{\gamma_s}]}$$

On prend : Zone IIa => Amin =0,8 % Br ⇒A / Br = 0,008. RPA99 version 2003 (art .7.4.2.).

σ_s : Contrainte d'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ = 348 MPa

σ_b: Resistance de calcul du beton: σ_b= 0.85 × $\frac{fc_{28}}{\gamma_b}$ = 0.85 x $\frac{25}{1.5} = 14{,}16\ MPa$

En introduisant les valeurs dans l'inégalité

$$\beta_r \geq \frac{1.2.N_u.10}{\left[\frac{14,16}{0.9}+0.85\left(\frac{0,8}{100}\right).348\right]} = 0.66299 \text{ Nu}$$

Donc, Br ≥ 0.66299 Nu (cm^2).

On peut avoir « a » et « b » sachant que :

Br = (a – 2) × (b – 2) en [cm²] ;

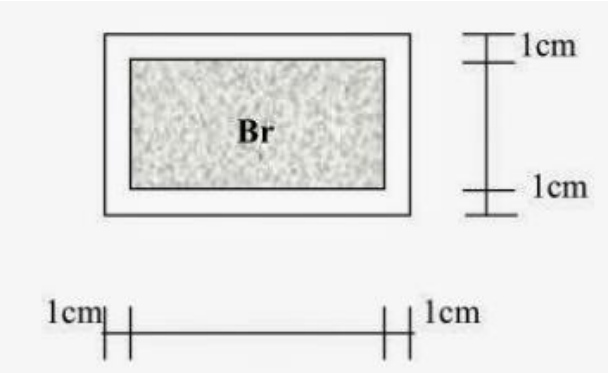


Figure II.6 Section réduite du béton

Remarque :

Comme le nombre d'étage de ce bâtiment est supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de la loi de dégression.

II.5.2. Loi de dégression

II.5.2.1. Application de la loi de dégression

Soit Q_0 la surcharge appliquée sur la terrasse.

Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage numéro (i)

Les étages seront numérotés de haut en bas.

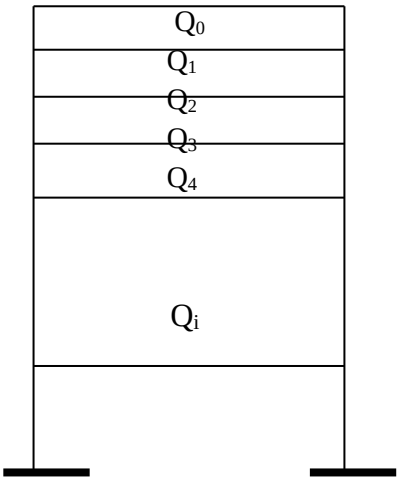


Figure II.7 Schéma des niveaux.

Remarque :

Si (i≥7) : $Q_0 + \frac{3+i}{2i} Q_i$

i	Niveaux	Surcharges	Q (KN)
	Haut 10eme étage	Q_0	1,000
1	Haut 9eme étage	$Q_0 + Q_1$	2,500
2	Haut 8eme étage	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3,850
3	Haut 7eme étage	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,050
4	Haut 6eme étage	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + \ldots + Q_4)$	6,100
5	Haut 5eme étage	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + \ldots + Q_5)$	7,000
6	Haut 4eme étage	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + \ldots + Q_6)$	7,750
7	Haut 3eme étage	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + \ldots + Q_7)$	8,455
8	Haut 2eme étage	$Q_0 + 0.69 (Q_1 + \ldots + Q_8)$	9,280
9	Haut 1er étage	$Q_0 + 0.67 (Q_1 + \ldots + Q_9)$	10,045
10	Haut RDC	$Q_0 + 0.65 (Q_1 + \ldots + Q_{10})$	10,750
11	Haut sous sol	$Q_0 + 0.64 (Q_1 + \ldots + Q_{11})$	12,2

Tableau II.7 Surcharges d'exploitation.

II.5.2.2. Distribution des charges

Niveau des planchers	Les charges et les surcharges non cumulée		Les charges et les surcharges cumulée	
	G (dan/m^2)	Q (dan/m^2)	G (dan/m^2)	Q (dan/m^2)
Haut 10eme étage	633	100	633	100
Haut 9eme étage	545	150	1178	250
Haut 8eme étage	545	150	1723	385
Haut 7eme étage	545	150	2268	505
Haut 6eme étage	545	150	2813	610
Haut 5eme étage	545	150	3358	700
Haut 4eme étage	545	150	3903	775
Haut 3eme étage	545	150	4448	845,5
Haut 2eme étage	545	150	4993	928
Haut 1er étage	545	150	5538	1004,5
Haut RDC	545	150	6083	1075
Haut sous-sol	660	250	6743	1220

Tableau II.8 Distribution des charges.

a. Les conditions de la RPA99v 2003:

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions imposées par la RPA99 (art.7.4.1) :

- Min (a, b) ≥ 25cm
- Min (a, b) ≥ he/20
- 0.25 < a / b < 4

b. Critère de flambement :

$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$ (article B-8-4-1) BAEL 91.

Avec :

λ : l'élancement mécanique d'une pièce comprimée.

l_f : Longueur de flambement d'où $\boldsymbol{l_f = 0.7 l_0}$.

l_0 : Hauteur libre de poteau.

i : rayon de giration de la section droite du béton seul. $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I: moment d'inertie $I = \frac{a.b^3}{12}$

Remarque :

Le pré dimensionnement des poteaux de la structure consiste à étudier le poteau le plus défavorable.

La section obtenue sera généralisée par les autres poteaux de même niveau.

II.5.3. Calcul de la section du poteau

II.5.3.1. Détermination de la surface afférente :

On utilise le poteau le plus sollicité.

PP : poutre principale.

PS : poutre secondaire.

S aff : section afférente.

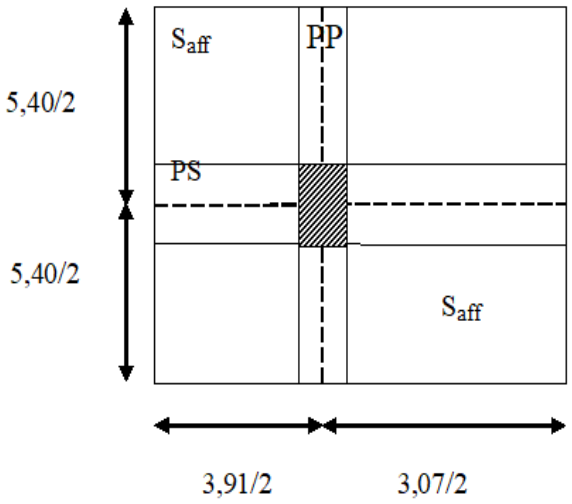


Figure II.8 Surface afférente du poteau le plus sollicité.

La longueur afférente de la poutre principale : $L_{aff} - PS = 5,10$ m.

La longueur afférente de la poutre secondaire : $L_{aff} - PP = 3,82$ m.

La section afférente de plancher : $S_{aff} = 19,48$ m^2

II.5.3.2. Calcul de la section du poteau du 6ème étage :

$Pu = N_{pl} + Npp + Nps$

N plancher = (1.35G + 1.5Q) × S_{aff}. = [(1,35×28,13) + (1,5×6,10)]×19.48 =918,00 KN.

N pp = 1,35 ×25 × h × b× Laff-pp × n = 1,35 × 25 × 0,40 × 0,30 × 3,82×5 = 77,35 KN

N ps = 1,35 × 25×h× b × Laff-ps × n =1,35 × 25 ×0,35× 0,30 ×5,10 ×5 =90,36 KN

Pu = N plancher + N pp + N ps = 1085,71 KN

NU= 1,15×Pu

Nu = 1248,57 KN

- La section réduite du béton est :

Br = 0.66299 ×Nu = 0.66299 ×1069,22 = 708,88 cm2

Pour la section rectangulaire ; on fixe a = 30cm et on calcul ' b' :

Br = (a-2) x (b-2) = 708,88 cm^2 ⟹ (b-2) × (30-2) = 708,88 cm^2

b= (708,88/28) + 2

b =27,32 cm. On prend b= 40 cm.

Calcul des sections des poteaux :

Hauteur d'étage	niveaux	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Nu PP (KN)	Nu PS (KN)	Nu PL (KN)	Pu (KN)	N (K
3,00	Haut du 10eme	6,33	1,00	20,66	13,54	195,71	229,90	229
3,06	Haut du 9eme	11,78	2,50	41,31	22,61	339,54	406,48	460
3,06	Haut du 8eme	17,23	3,85	61,97	33,91	501,65	602,05	686
3,06	Haut du 7eme	22,68	5,05	82,62	45,52	659,86	793,73	915
3,06	Haut du 6eme	28,13	6,10	103,28	56,52	814,19	981,53	1140
3,06	Haut du 5eme	33,58	7,00	123,93	67,83	964,63	1165,44	136
3,06	Haut du 4eme	39,03	7,75	144,59	79,13	1111,18	1345,46	157
3,06	Haut du 3eme	44,48	8,46	165,24	90,44	1256,56	1524,31	180
3,06	Haut du 2eme	49,93	9,28	185,90	101,74	1405,06	1706,27	202
3,06	Haut du 1er	55,38	10,05	206,55	113,05	1552,13	1886,81	226
4,08	Haut du RDC	60,83	10,75	227,21	124,35	1697,39	2065,54	251
3,91	Haut du sous sol	67,43	12,20	247,86	135,35	1888,90	2290,52	282

Tableau II.9 Calculs des poteaux.

Vérification suivant RPA99v2003 :

Niveaux	**Poteaux cm²**	**Min (a, b) ≥ 25cm**		**Min (a, b) ≥ he/20**		**0.25 < a / b < 4**	
		Min	**≥ 25**	**he/20**	**vérifie**	**a / b**	**vérifie**
Du 9eme au 10eme	30x30	30	CV	15.3	CV	0,75	CV
Du 5eme au 8eme	40x40	30	CV	15.3	CV	0,75	CV
Du 3eme au 4eme	50x50	30	CV	15.3	CV	0,6	CV
Du 1eme au 2eme	60x60	35	CV	15.3	CV	0,64	CV
RDC	70x70	35	CV	15.3	CV	0,64	CV
sous sol	70x70	40	CV	14	CV	0,62	CV

Tableau II.10 Vérification des conditions de la RPA99v2003

Conditions de flambements :

Etages	Poteaux		l_0 (m)	Lf (m)	I (m^4)		B ($m^{2)}$	i (m)		λ	
	a (m)	b (m)			Ix	Iy		ix	iy	λx	λy
10eme étage	0,3	0,4	3,06	2,142	0,0016	0,0009	0,12	0,11547	0,0866	18,55< 35	24,73< 35
9eme étage	0,3	0,4	3,06	2,142	0,0016	0,0009	0,12	0,11547	0,0866	18,55< 35	24,73< 35
8eme étage	0,3	0,4	3,06	2,142	0,0016	0,0009	0,12	0,11547	0,0866	18,55< 35	24,73< 35
7eme étage	0,3	0,4	3,06	2,142	0,0016	0,0009	0,12	0,11547	0,0866	18,55< 35	24,73< 35
6eme étage	0,3	0,4	3,06	2,142	0,0016	0,0009	0,12	0,11547	0,0866	18,55< 35	24,73< 35
5eme étage	0,3	0,5	3,06	2,142	0,00312	0,00112	0,15	0,14422	0,08641	14,85< 35	24,79< 35
4eme étage	0,3	0,5	3,06	2,142	0,00312	0,00112	0,15	0,14422	0,08641	14,85< 35	24,79< 35
3eme étage	0,3	0,5	3,06	2,142	0,00312	0,00112	0,15	0,14422	0,08641	14,85< 35	24,79< 35
2eme étage	0,35	0,55	3,06	2,142	0,00485	0,00196	0,1925	0,15873	0,1009	13,50< 35	21,23< 35
1er étage	0,35	0,55	3,06	2,142	0,00485	0,00196	0,1925	0,15873	0,1009	13,50< 35	21,23< 35
RDC	0,35	0,55	3,91	2,142	0,00485	0,00196	0,1925	0,15873	0,1009	13,50< 35	21,23< 35
Sous sol	0,4	0,65	4,08	1,96	0,00915	0,00347	0,26	0,1876	0,11552	10,45< 35	16,97< 35

Tableau II.11 Vérification des conditions du flambement.

II.6. Les voiles

Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

• Les charges verticales: charges permanentes et surcharges d'exploitation.

• Les actions horizontales: effet de séisme et du vent.

Les voiles sont des murs en béton armé en ce référant à l'article 7.7.1 de RPA99 (1) :

e_{min}= 15cm.

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

h : hauteur d'étage.

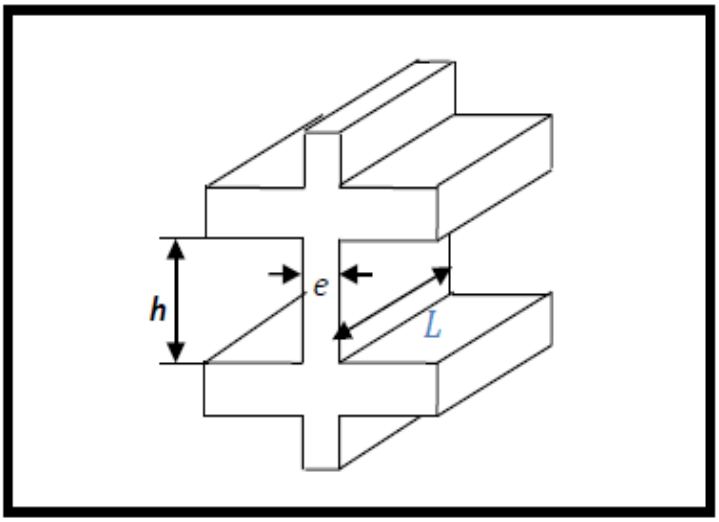


Figure II.9 Voile en élévation.

- D'après l'article 7.7.1 ; RPA99 version2003, L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois (03) conditions :
  - $l \geq 4 \times a \Rightarrow a \leq \frac{l}{4}$

  Avec l : Largeur du voile correspondant à la portée maximale.
  - $a_{min} \geq 15$ cm Avec :
  - Condition de rigidité aux extrémités.

II.6.1. Voiles de contreventement :

Pour notre structure :

$$\left.\begin{array}{l} h = 306 \text{ cm} \\ \\ h_d = 20 \text{ cm} \end{array}\right\} \quad he = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

Avec :

he : Hauteur libre d'étage.

h : Hauteur d'étage

hd : Hauteur de la dalle.

- $a \leq \frac{l}{4} = \frac{540}{4} = 135$ cm
- $a \geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14{,}3$cm

On prend : a = 20cm

II.6.2. Voiles périphériques du sous-sol :

L'épaisseur du voile périphérique doit respecter les deux conditions de l'RPA99 v. 2003.

- $a_{min} = 15$ cm.
- $a \geq \frac{he}{25} = \frac{264}{25} = 10{,}56$ cm la hauteur he = 3,40 -0,20 = 3,20 m

Avec :

he = 280 -16 = 264 cm (hauteur libre du sous-sol)

On prend : a = 20 cm.

Chapitre III: **Etude des planchers**

III.1. Introduction

Les planchers sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de limiter les différents niveaux du bâtiment, et s'appuient sur des éléments, ils ont un rôle essentiel qui est l'assurassions la reprise et la transmission des charges verticales aux éléments porteurs (poutres, murs porteurs…), ils offrent une isolation thermique et acoustique, et protège contre l'incendie entre les différents étages, leurs calculs consistent à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferraillage nécessaire à adopter.

La structure étudiée distingue deux types de planchers qui sont : Plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

III.2. Plancher dalle à corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués d'une dalle de compression (dalle en béton armé) reposant sur les poutrelles, ils assurent la double fonction qui est :

- Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.
- Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

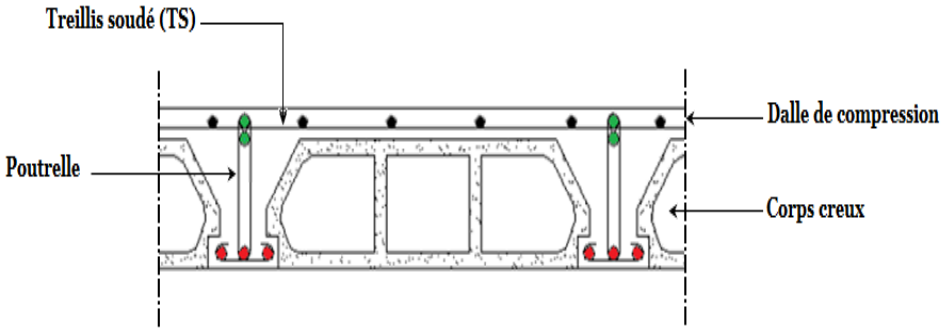


Figure III.1 Plancher d'étage a corps creux.

III.2.1 Les poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres en béton armé formant le squelette d'un plancher, elles se calculent comme des sections en T, leur disposition se fait selon deux critères qui sont :

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

III.2.2. Pré dimensionnement des poutrelles :

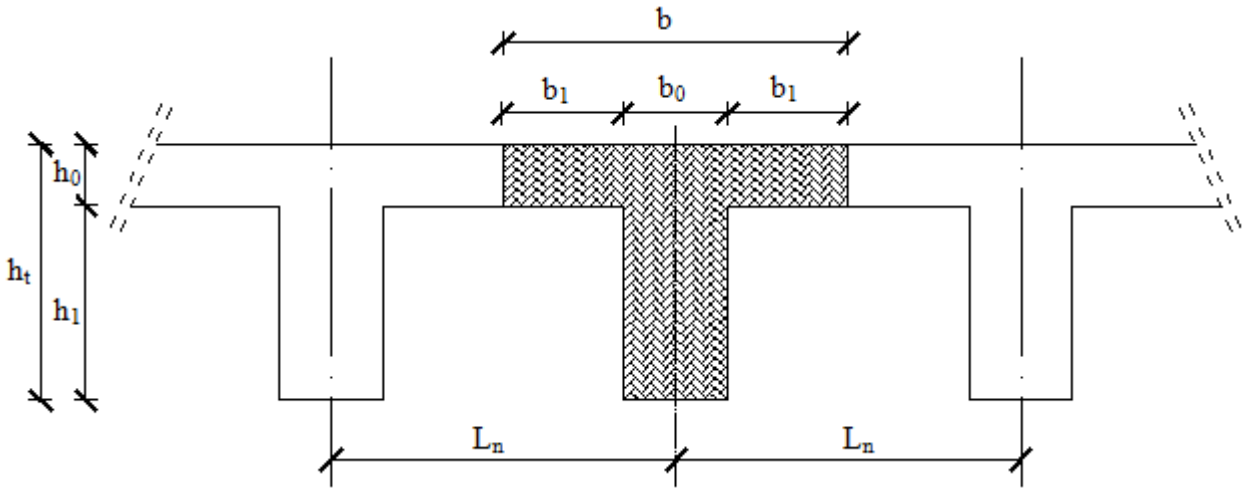


Figure III.2 Dimensions des poutrelles.

III.2.2.1. Étude et ferraillage de la dalle de compression

Le ferraillage de la dalle de compression se calculera en respectant les conditions de l'article **[B 6.8.4.23 du BAEL91]**.

L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés), dont l'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures $A_{\perp}$

- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures $A_{//}$

D'après [A.4.1.3 du BAEL91] on a :

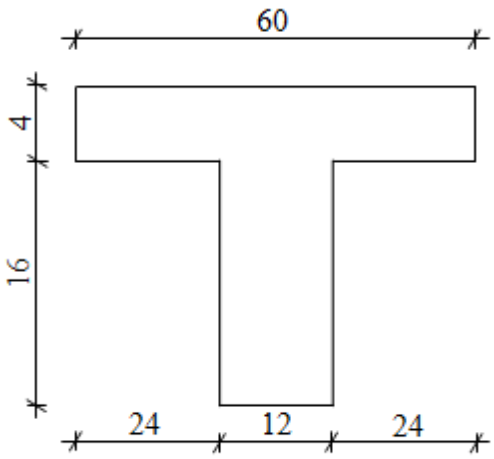


Figure III.3 Section de calcul.

$$b_1 \leq \min \begin{cases} b1 \leq \frac{Ln-bo}{2} \rightarrow b1 \leq \frac{60-12}{2} = 24 \text{ cm} \\ b1 \leq \frac{L}{10} \rightarrow b1 \leq \frac{612}{10} = 61{,}2 \text{ cm} \\ b1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) h0 \rightarrow b1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) 4 = 28\text{cm} \end{cases}$$

Avec :

Ln : Distance entre axes des nervures (Ln=60 cm)

L : Portée entre nus d'appuis (L= 612 cm)

b_0 : Epaisseur de la nervure (b_0=12 cm)

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression (h_0= 4cm)

Donc :

b1 ≤ min (24 ; 61,2 ; 28)= 24cm.

On prend b1= 24cm.

La largeur de la dalle de compression est donc :

b = 2b1 + b0 = 60cm.

- ***Ferraillage de la dalle de compression :***

Le ferraillage de la dalle de compression doit respecter les règles données par l'article B.6.8,423/ BAEL91. Il doit être exécuté par un quadrillage en treillis soudé dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm → $\left({}^{5\text{ barres}}/_{\text{m}}\right)$ → Pour les armatures perpendiculaires aux nervures que l'on note A;

33 cm → $\left({}^{3\text{ barres}}/_{\text{m}}\right)$ → Pour les armatures parallèles aux nervures que l'on note A.//.

Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

$$50 \leq \text{Ln} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

- **Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures (A ▪) :**

Dans notre plancher, on a :

$L_n = 60 \text{ cm} \xrightarrow{\text{alors}} 50 \text{ cm} \leqslant L_n = 80\ cm$

Donc : $A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4\times60}{520} \rightarrow A_{\perp} = 0{,}46 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Choix des armatures :**

$5\Phi6/\text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1{,}41\text{cm}^2/\text{ml}$

$\Phi6 \rightarrow e = 20\text{cm}$

- **Calcul des armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :**

$A_{//} \geqslant \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1{,}41}{2} \rightarrow A_{//} = 0{,}71\text{cm}^2/\text{ml}$

- **Choix des armatures :**

$5\Phi6/\text{ml} \rightarrow A_{//} = 1{,}41\text{cm}^2/\text{ml}$

$\Phi6 \rightarrow e = 20\text{cm}$

→Le treillis soudé adopté est : TS Φ6 (200×200) mm²

III.2.2.2. Etude des poutrelles

- ***Evaluation des charges :***

1. Combinaisons fondamentales :

✓ ELU :

qu (1.35G+1.5Q) x b

✓ ELS :

qser = (G+Q) x b

Type de plancher	b (m)	G (daN/m²)	Q (daN/m²)	q_u (daN/m)	q_{ser} (daN/m)

Terrasse	0,6	633,00	100,00	602,73	439,80
1er au 10éme étages	0,6	545,00	150,00	576,45	417,00

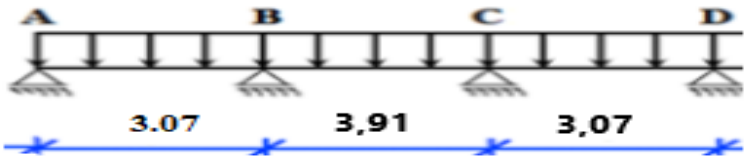
Tableau III.1 Évaluation des charges.

Type des poutrelles :

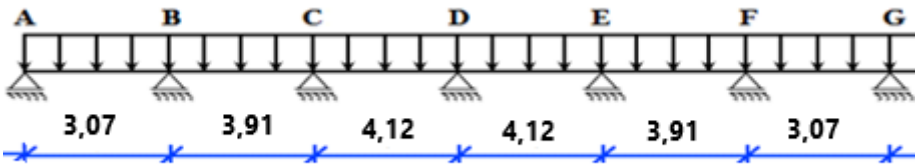
On distingue les types de poutrelles suivants :

Etage courant

Type 1 :

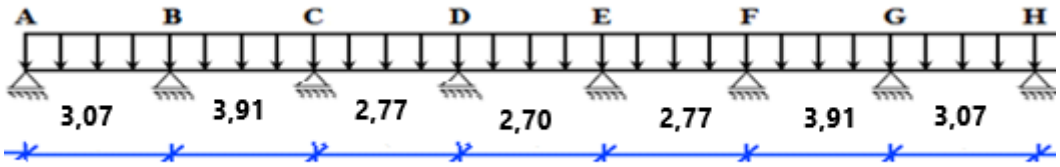


Type 2 :

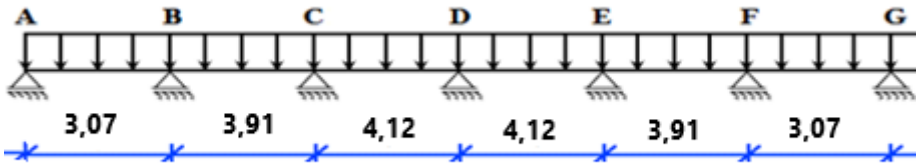


Terrasse inaccessible :

Type 1:



Type 2:



III.2.3. Vérification des conditions et Méthode de calculs :

La méthode de calcul est essentiellement définie en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes, d'après le [B.A.E.L 91] la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, il faudra utiliser une ces trois méthodes qui sont les suivantes :

- Méthode forfaitaire : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée,
- Méthode de Caquot minorée : les planchers à charge d'exploitation relativement élevée,
- La méthode des trois moments.

III.2.3.1. Méthode forfaitaire

a) Condition d'application :

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min(2G, 5KN/m2)$.
- Les portées successives : $0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1{,}25$
- Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible (non préjudiciable).

b) Principe de la méthode :

M_0 est la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée (poutre simplement appuyée) et qui est soumise aux mêmes charges.

c) Les moments :

- **Moment au niveau des appuis intermédiaires (M_a) :**

Le moment sur appui donnée et calculer comme suit :

- $Ma = -0{,}6M_0$ Dans la poutrelle à deux travées.
- $Ma = -0{,}5M_0$ Pour les appuis voisins de rive dans une poutre à plus de deux travées.
- $Ma = -0{,}4M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires.

Telle que : M_0 est le moment isostatique le max entre deux travées encadrant l'appui considéré.

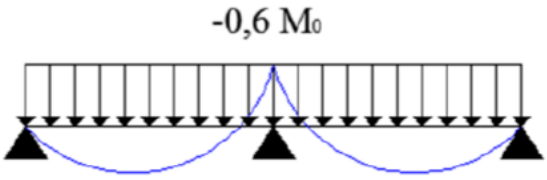


Figure III.4 Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

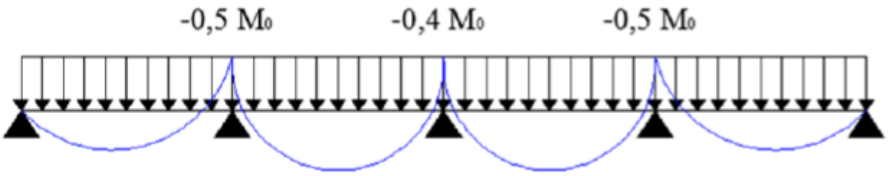


Figure III.5: Diagramme des moments des appuis pour une poutre plus que 2 travées.

- **Moment en appuis de rive :**

Mar = 0 → Pour appuis simples ;

Mar = -0.2 → M_0 pour un encastrement partiel

Mar = -0.4 → M_0 pour un encastrement.

- **Moments en travées (M_t) :**

Le moment max dans chaque travée est déterminé par les expressions suivantes :

$M_{t1} + \frac{Mg + Md}{2} \geq max\ [(1 + 0{,}3\alpha);\ 1{,}05] \times M_0$

$M_{t2} \geq \frac{(1+0{,}3\alpha)}{2} M_0$ → Pour une travée intermédiaire.

$M_{t2} \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0$ → Pour une travée de rive.

Et on prend le max entre M_{t2} et M_{t2} avec :

- M_g moment au niveau d'appuis gauche.
- M_d moment au niveau d'appui droit.
- $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Degré de surcharge.

d) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- ✓ Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire : $Q \leq \max[2G; 500]$ en (daN/m^2)
- ✓ La fissuration est peu préjudiciable.
- ✓ Les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées.
- ✓ Les portés successifs vérifient : $0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1{,}25$

Vérification des conditions :

a) $Q = 100\ daN/m^2$ Pour plancher terrasse → $Q = \frac{100daNN}{m^2} < 2G = 1354{,}8\ daN/m^2$

$Q = 150\ daN/m^2$ Pour étage courant → $Q = 150\frac{daN}{m^2} < 2G = 972\ daN/m^2$

b) La fissuration est peu préjudiciable.

c) Les moments d'inerties sont constants.

d) $0{,}8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{391}{307} = 1{,}27 > 1{,}25$ → condition non vérifiée

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas appliquée car la condition (d) n'est pas vérifiée ; donc tous les types des poutrelles seront étudiés par la méthode de Caquot minoré.

III.2.3.2. Méthode de Caquot minorée :

a) Domaine d'application :

La méthode de Caquot est appliquée dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, il faudra alors diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3.

b) Principe de la méthode :

L'avantage de la méthode de Caquot est de libérer les résolutions du système d'équations linéaires, en outre, cette hypothèse simplifie les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique

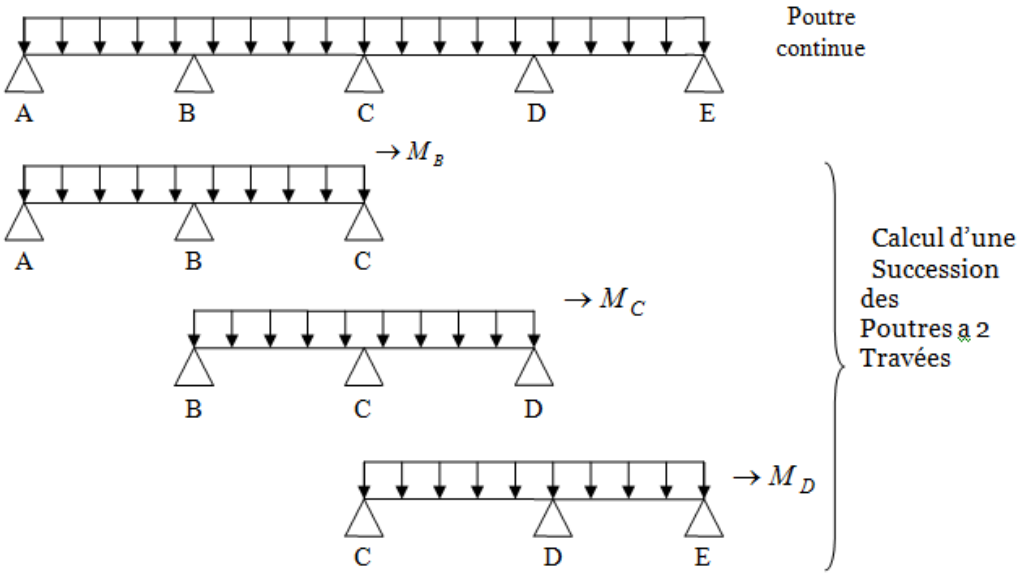


Figure III.6 Représentation de la méthode de Caquot.

c) Moments en travées :

- **Moment en appuis intermédiaire :**

$$M_i = -\frac{qwl'w3+qel'e3}{8.5\ (l'w+l'e)}$$

- l' = l : pour une travée de rive

- l' = 0.8 l : pour une travée intermédiaire

- l_w et l_e : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui

- l : la portée réelle de la travée.

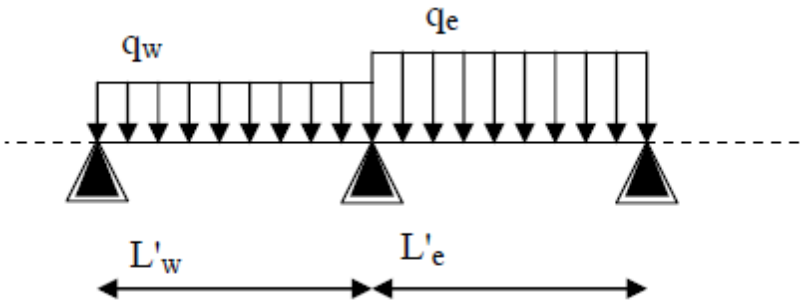


Figure III.7 Poutre continue.

- **Moments en travées :**

$M(x) = M_0(x) + (1-\frac{x}{l})M_w + \frac{x}{l}M_e$

Avec :

- M0(x) : Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique).
- Mw et Me : Moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée ;
- x : abscisse varie de 0 à l ;

$M(x) = M_{max} \quad \rightarrow \quad x = ?$

$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{1}{2} - \frac{Mw-Me}{ql}$

Avec :

$M_0(x) = q\frac{x}{2}(1-x)$

- **Effort tranchants :**

$T_w = q\frac{1}{2} + \frac{Mw-Me}{l}$

$T_e = q\frac{1}{2} - \frac{Mw-Me}{l}$

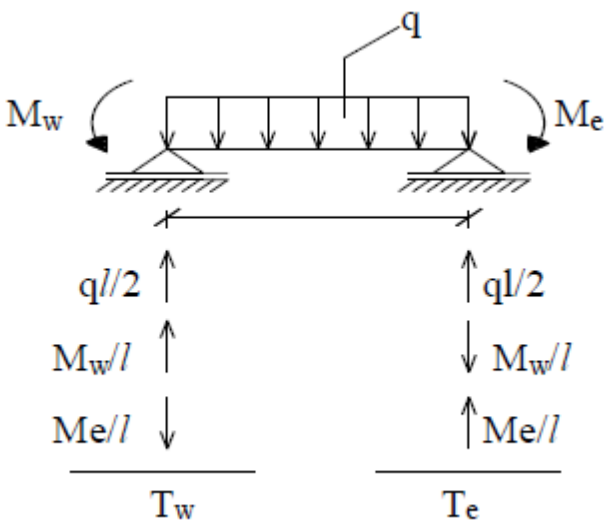


Figure III.8 Diagramme d'effort tranchant d'une poutre.

III.2.4. Calcul des poutrelles :

- **Caractéristiques des planchers :**

Plancher	Fissuration	f_e [MPa]	f_{c28} [MPa]	Enrobage c [cm]	b [m]	G [daN/m²]	Q [daN/m²]
Terrasse	*Préjudiciable*	400	25	2	0,6	633	100
Étage courant	*Peu préjudiciable*					545	150

Tableau III.2 Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.

- **Combinaison d'action :**

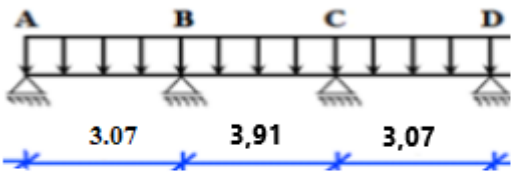
	Formule	Valeur des formules	
		Terrasse	**Étage courant**
La charge ultime [daN/ml]	$q_u = (1{,}35G + 1{,}5Q) \times b$	602,73	576,45
La charge service [daN/ml]	$q_s = (G + Q) \times b$	439,8	417

Tableau III.3 Tableau de combinaison d'actions.

- **Etude du1 et 2 type calculé par la méthode de Caquot minoré (Etage courent)**

Type 1:

Schéma statique :



I) Moment fléchissant :

En appui :

Longueur réduite : $l_i^{'} = 0{,}8 \times l_i$

$L_1^{'}$ [m]	$L_2^{'}$ [m]	$L_3^{'}$ [m]
2,46	3,13	2,46

Tableau III.4 Tableau de longueur réduite.

Moments fléchissant : $M_i = -\frac{q'(l_w^3+l_e^3)}{8{,}5(l_w^{'}+l_e^{'})}$

	M_A [daN.m]	M_B [daN.m]	M_C [daN.m]	M_D [daN.m]
ELU	-304,648	-410,812	-410,812	-304,648
ELS	-218,569	-294,736	-294,736	-218,569

Tableau III.5: **Tableau des moments fléchissant en appuis du 1 type de poutrelle**

En travée :

- ***Calcul d'abscisse du M_T maximum X_0 :***

$$X_0 = \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i \times q_u} + \frac{l_i}{2}$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D
ELU [m]	1,48	1,96	1,59
ELS [m]	1,48	1,96	1,59

Tableau III.6 Tableau d'abscisse du moment en travée.

- ***Calcul du moment fléchissant en travée :***

$$M(X) = \left(\frac{q \times l_i}{2} X - q \times \frac{X^2}{2}\right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} X - |M_{i-1}|$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D
	M_{AB}	M_{BC}	M_{CD}
ELU [daN.m]	322,430	690,791	322,430
ELS [daN.m]	235,358	502,156	235,358

Tableau III.7 Tableau des moments fléchissant en travée du 1type de poutrelle.

II) Efforts tranchants à l'ELU :

$$T(X) = \left(\frac{q_u \times l_i}{2} - q_u \times X\right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D
La Longueur x	0	0	0
L'effort tranchant à l'appui gauche T_g[daN]	*850,270*	*1126,960*	*919,432*
La Longueur x	*3,07*	*3,91*	*3,07*
L'effort tranchant à l'appui gauche T_d [daN]	*-919,432*	*-1126,960*	*-850,270*

Tableau III.8 Tableau des efforts tranchants à l'ELU.

- **Diagramme des moments fléchissant :**

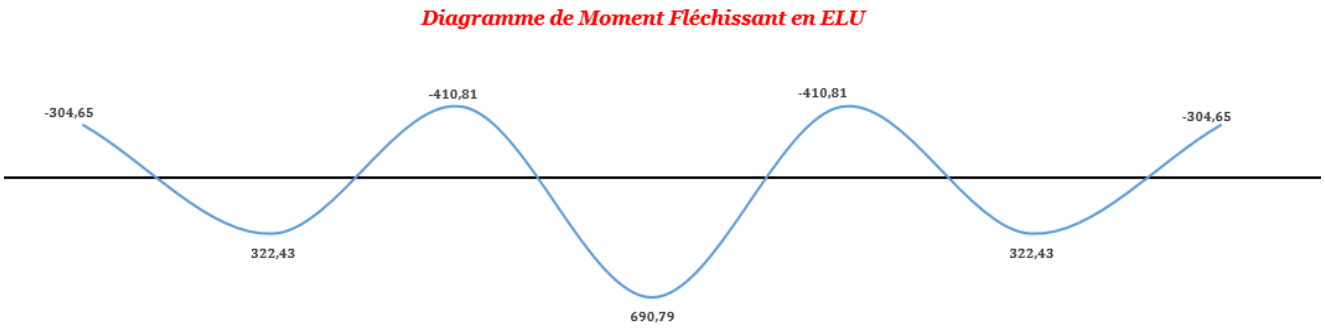


Figure III.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1type de poutrelle.

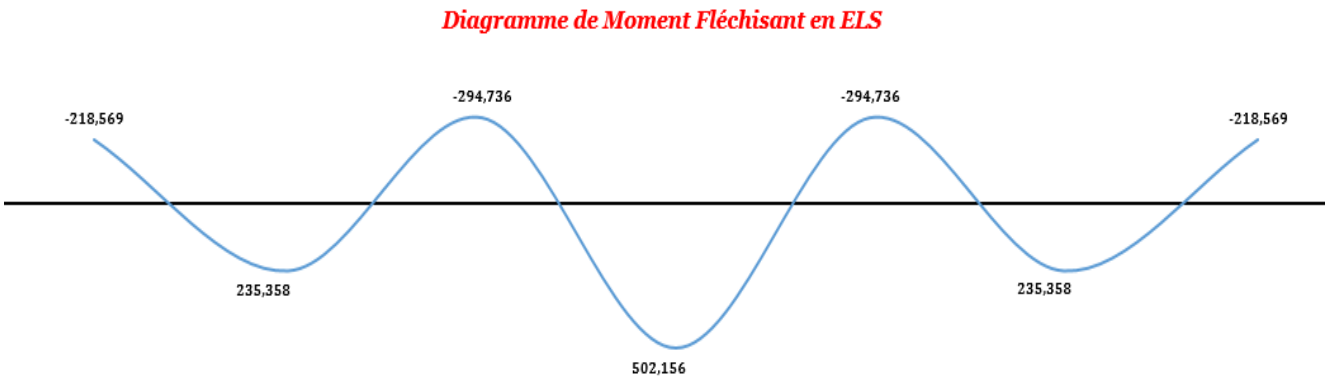


Figure III.10 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 1^{ere}type de poutrelle.

- **Diagramme d'effort tranchant :**

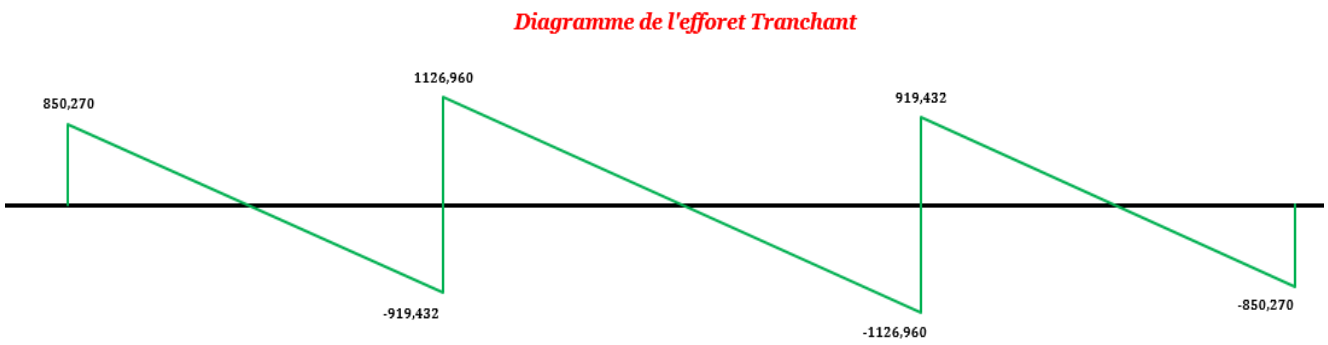
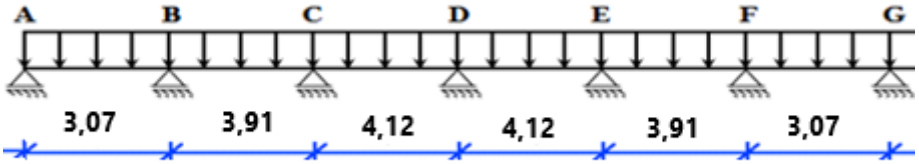


Figure III.11 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1ere type de poutrelle.

Type 2:

Schéma statique :



III) Moment fléchissant :

En appui :

Longueur réduite :

$$l_i' = 0{,}8 \times l_i$$

L_1' [m]	L_2' [m]	L_3' [m]	L_4' [m]	L_5' [m]	L_6' [m]
2,46	3,13	3,30	3,30	3,13	2,46

Tableau III.9 Tableau de longueur réduite.

Moments fléchissant : $M_i = -\frac{q'(l_w^3+l_e^3)}{8{,}5(l_w'+l_e')}$

	M_A [daN.m]	M_B [daN.m]	M_C [daN.m]	M_D [daN.m]	M_E [daN.m]	M_F [daN.m]	M_G [daN.m]
ELU	-304,648	-410,812	-522,135	-548,677	-522,135	-410,812	-304,648

ELS	-218,569	-294,736	-374,605	-393,646	-374,605	-294,736	-218,569

Tableau III.10 Tableau des moments fléchissant en appuis du 3eme type de poutrelle

En travée :

- ***Calcul d'abscisse du M_T maximum X_0 :***

$$X_0 = \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i \times q_u} + \frac{l_i}{2}$$

	Travée A-B	**Travée B-C**	**Travée C-D**	**Travée D-E**	**Travée D-E**	**Travée D-E**
ELU [m]	1,48	1,91	2,05	2,07	2,00	1,59
ELS [m]	1,48	1,91	2,05	2,07	2,00	1,59

Tableau III.11 Tableau d'abscisse du moment en travée.

- ***Calcul du moment fléchissant en travée :***

$$M(X) = \left(\frac{q \times l_i}{2} X - q \times \frac{X^2}{2}\right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} X - |M_{i-1}|$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G
	M_{AB}	M_{BC}	M_{CD}	M_{DE}	M_{EF}	M_{FG}
ELU [daN.m]	322,430	635,832	687,742	687,742	635,832	322,430
ELS [daN.m]	235,358	462,722	500,691	500,691	462,722	235,358

Tableau III.12 Tableau des moments fléchissant en travée du 2eme type de poutrelle.

IV) Efforts tranchants à l'ELU :

$$T(X) = \left(\frac{q_u \times l_i}{2} - q_u \times X\right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G
La Longueur x	0	0	0	0	0	0
L'effort tranchant à l'appui gauche "T" _"g" [daN]	850,270	1098,488	1181,045	1193,929	1155,431	919,432
La Longueur x	3,07	3,91	4,12	4,12	3,91	3,07
L'effort tranchant à l'appui gauche Td [daN]	-919,432	1155,431	-1193,929	-1181,045	-1098,488	-850,270

Tableau III.13 Tableau des efforts tranchants à l'ELU.

- **Diagramme des moments fléchissant :**

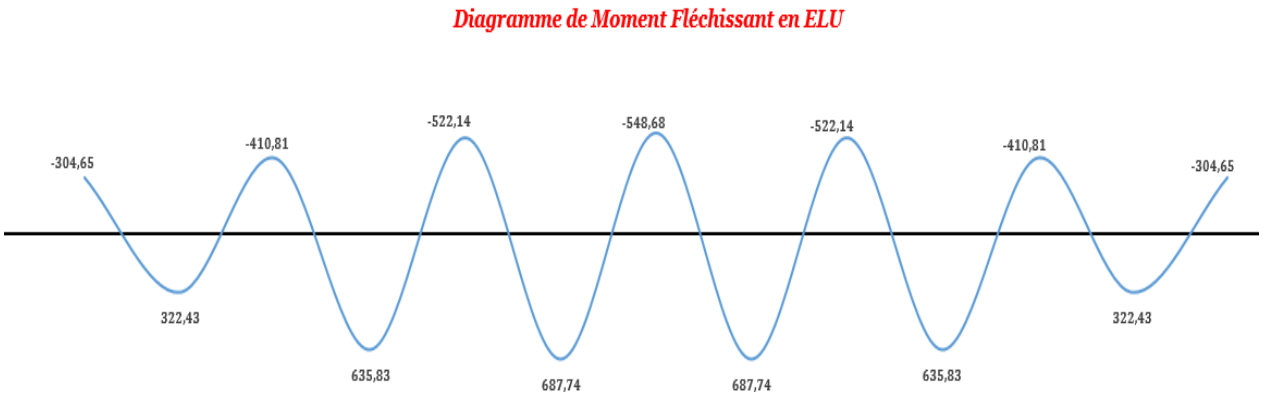


Figure III.12 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 2eme type de poutrelle.

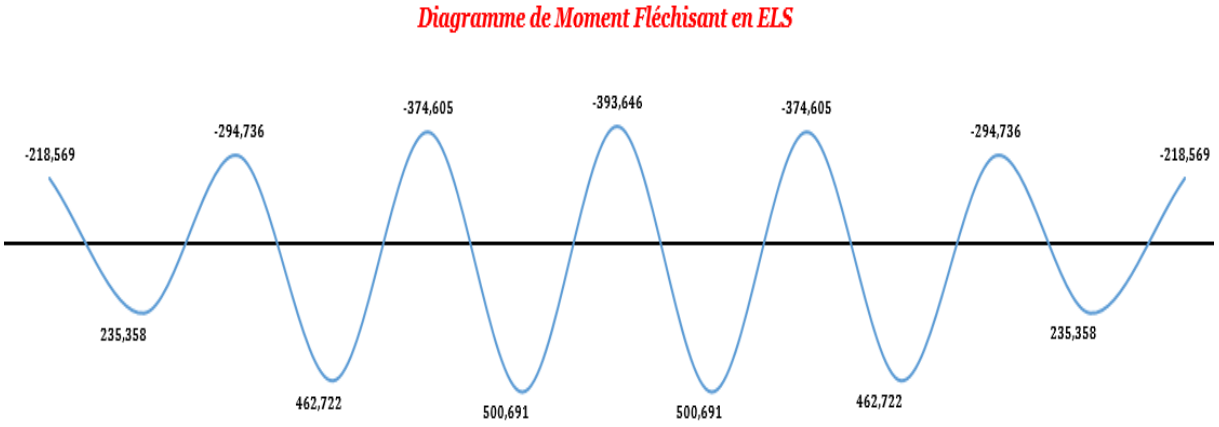


Figure III.13 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 2eme type de poutrelle.

- **Diagramme d'effort tranchant :**

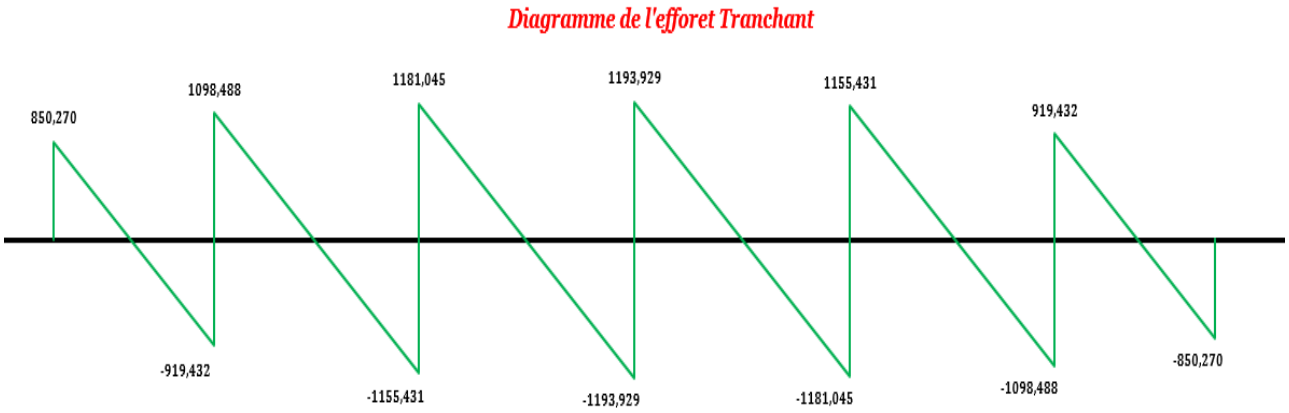
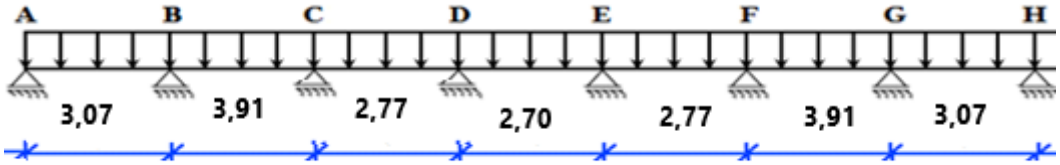


Figure III.14 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 2eme type de poutrelle

❖ **Etude du 1et 2emtype calculé par la méthode de Caquot minoré (Terrasse inaccessible):**

Type 1

Schéma statique :



On a:

G = 633 daN/m^2 Q = 100 daN/m^2

$q_u = (1{,}35G + 1{,}5Q) \times b$ = 602,73 daN/ml

$q_u' = [1{,}35(2G/3) + 1{,}5Q] \times b$ = 431,82 daN/ml

$q_{ser} = (G + Q) \times b$ = 439,8 daN/ml

$q_{ser}' = [(2G/3) + Q] \times b$ = 313,2 daN/m

V) Moment fléchissant :

➢ **En appui :**

Longueur réduite :

$$l_i' = 0{,}8 \times l_i$$

L_1' [m]	L_2' [m]	L_3' [m]	L_4' [m]	L_5' [m]	L_6' [m]	L_7' [m]
2,46	3,13	2,22	2,16	2,22	3,13	2,46

Tableau III.14 Tableau de longueur réduite.

Moments fléchissant : $M_i = -\frac{q'(l_w'^3 + l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')}$

	M_A [daN.m]	M_B [daN.m]	M_C [daN.m]	M_D [daN.m]	M_E [daN.m]	M_F [daN.m]	M_G [daN.m]	M_H [daN.m]

ELU	-306,437	-413,224	-394,399	-243,328	-243,328	-394,399	-413,224	-306,437
ELS	-222,259	-299,712	-286,058	-176,486	176,486	-286,058	-299,712	-222,259

- **En travée :**

Tableau III.15 Tableau des moments fléchissant en appuis du 1ere type de poutrelle.

- ***Calcul d'abscisse du M_T maximum X_0 :***

$$X_0 = \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i \times q_u} + \frac{l_i}{2}$$

	Travée A-B	**Travée B-C**	**Travée C-D**	**Travée D-E**	**Travée E-F**	**Travée F-G**	**Travée G-H**
ELU [m]	1,48	1,96	1,48	1,35	1,29	1,95	1,59
ELS [m]	1,48	1,96	1,47	1,35	1,30	1,95	1,59

Tableau III.16 Tableau d'abscisse du moment en travée.

- ***Calcul du moment fléchissant en travée :***

$$M(X) = \left(\frac{q \times l_i}{2} X - q \times \frac{X^2}{2}\right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} X - |M_{i-1}|$$

Travée A-B	**Travée B-C**	**Travée C-D**	**Travée D-E**	**Travée E-F**	**Travée F-G**	**Travée G-H**

	M_{AB}	M_{BC}	M_{CD}	M_{DE}	M_{EF}	M_{FG}	M_{GH}
ELU [m]	351,257	748,033	261,690	305,910	261,690	748,033	351,257
ELS [m]	257,872	547,592	192,324	224,282	192,324	547,592	257,872

Tableau III.17 Tableau des moments fléchissant en travée du 1ere type de poutrelle.

VI) Efforts tranchants à l'ELU :

$$T(X) = \left(\frac{q_u \times l_i}{2} - q_u \times X\right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

	Travée A-B	*Travée B-C*	*Travée C-D*	*Travée D-E*	*Travée E-F*	*Travée F-G*	*Travée G-H*
La Longueur x	***0***	***0***	***0***	***0***	***0***	***0***	***0***
L'effort tranchant à l'appui gauche "Tg ""g" (dan)	*890,406*	*1183,152*	*889,319*	*813,686*	*780,243*	*1173,522*	*959,975*
La Longueur x	***3,07***	***3,91***	***2,77***	***2,7***	***2,77***	***3,91***	***3,07***
L'effort tranchant à l'appui gauche Td (dan)	*-959,975*	*-1173,522*	*-780,243*	*-813,686*	*-889,319*	*-1183,152*	*-890,406*

Tableau III.18: Tableau des efforts tranchants à l'ELU.

- **Diagramme des moments fléchissant :**

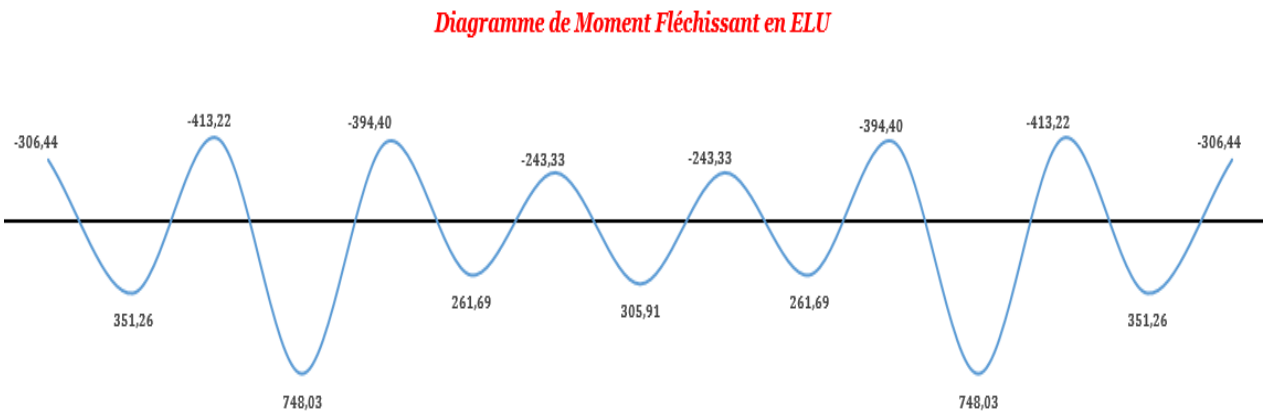


Figure III.15 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1ere type de poutrelle.

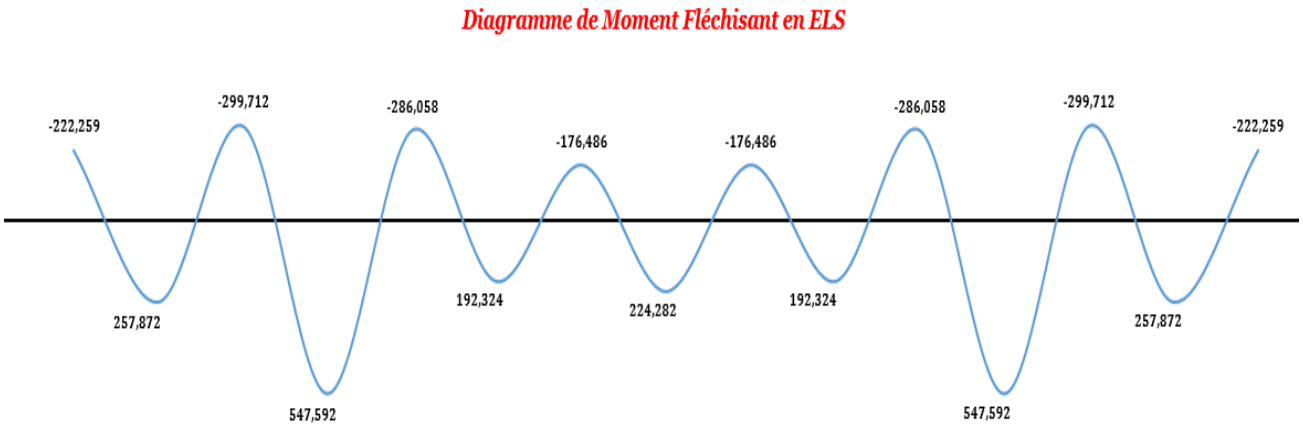


Figure III.16 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 1ere type de poutrelle.

- **Diagramme d'effort tranchant :**

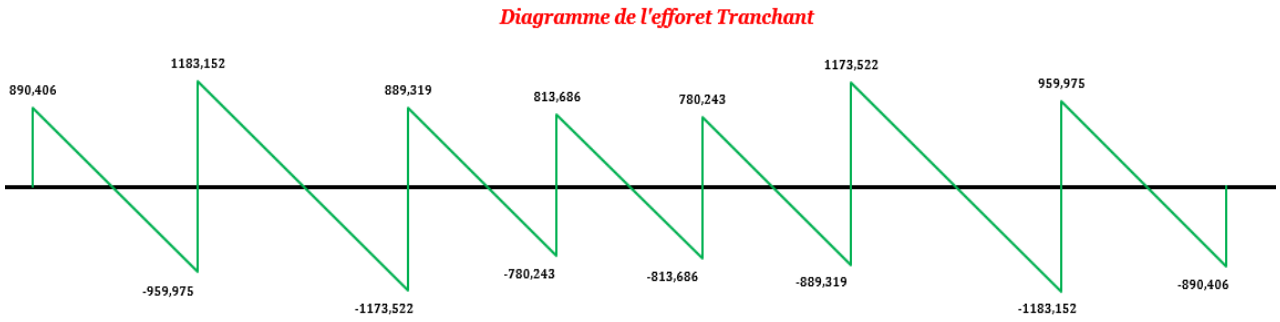
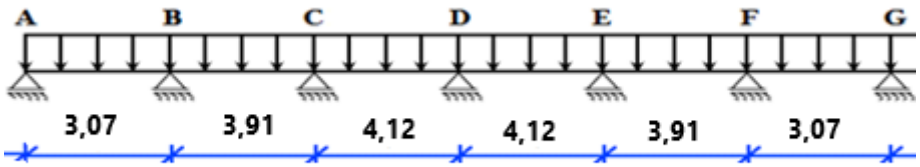


Figure III.17 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1ere type de poutrelle.

Type 2

Schéma statique :



On a:

G = 633 daN/m^2 Q = 100 daN/m^2

$q_u = (1{,}35G + 1{,}5Q) \times b$ = 602,73 daN/ml

$q_u' = [1{,}35(2G/3) + 1{,}5Q] \times b$ = 431,82 daN/ml

$q_{ser} = (G + Q) \times b$ = 439,8 daN/ml

$q_{ser}' = [(2G/3) + Q] \times b$ = 313,2 daN/m

VII) Moment fléchissant :

En appui :

Longueur réduite :

$$l_i' = 0{,}8 \times l_i$$

L_1' [m]	L_2' [m]	L_3' [m]	L_4' [m]	L_5' [m]	L_6' [m]

2,46	3,13	3,30	3,30	3,13	2,46

Tableau III.19 Tableau de longueur réduite.

Moments fléchissant : $M_i = -\frac{q'(l_w^3+l_e^3)}{8,5(l'_w+l'_e)}$

	M_A [daN.m]	M_B [daN.m]	M_C [daN.m]	M_D [daN.m]	M_E [daN.m]	M_F [daN.m]	M_G [daN.m]
ELU	-306,437	-413,224	-525,200	-551,897	-525,200	-413,224	-306,437
ELS	-222,259	-299,712	-380,929	-400,292	-380,929	-299,712	-222,259

Tableau III.20 Tableau des moments fléchissant en appuis du 2eme type de poutrelle.

En travée :

- ***Calcul d'abscisse du M_T maximum X_0 :***

$$X_0 = \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i \times q_u} + \frac{l_i}{2}$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée D-E	Travée D-E
ELU [m]	1,48	1,91	2,05	2,07	2,00	1,59
ELS [m]	1,48	1,91	2,05	2,07	2,00	1,59

Tableau III.21 Tableau d'abscisse du moment en travée.

- ***Calcul du moment fléchissant en travée :***

$$M(X) = \left(\frac{q \times l_i}{2} X - q \times \frac{X^2}{2}\right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} X - |M_{i-1}|$$

	Travée A-B M_{AB}	Travée B-C M_{BC}	Travée C-D M_{CD}	Travée D-E M_{DE}	Travée E-F M_{EF}	Travée F-G M_{FG}
ELU [daN.m]	351,257	683,293	740,359	740,359	683,293	351,257
ELS [daN.m]	257,872	500,633	542,582	542,582	500,633	257,872

Tableau III.22 Tableau des moments fléchissant en travée du 2eme type de poutrelle.

VIII) Efforts tranchants à l'ELU :

$$T(X) = \left(\frac{q_u \times l_i}{2} - q_u \times X\right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G
La Longueur x	0	0	0	0	0	0
L'effort tranchant à l'appui gauche "T" _"g" [daN]	*890,406*	*1149,699*	*1235,144*	*1248,104*	*1206,976*	*959,975*
La Longueur x	*3,07*	*3,91*	*4,12*	*4,12*	*3,91*	*3,07*
L'effort tranchant à l'appui gauche	*-959,975*	*-1206,976*	*-1248,104*	*-1235,144*	*-1149,699*	*-890,406*

Td [daN]

Tableau III.23 Tableau des efforts tranchants à l'ELU.

- **Diagramme des moments fléchissant :**

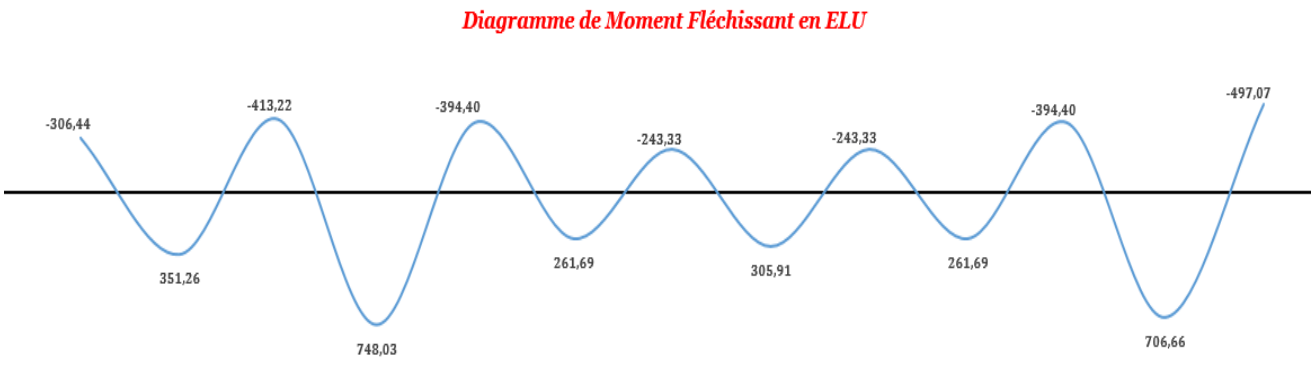


Figure III.18 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 2eme type de poutrelle.

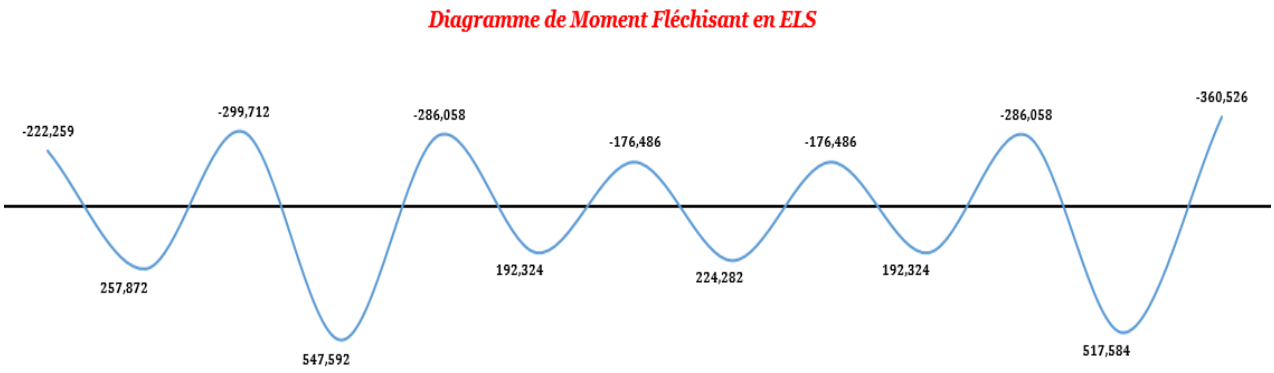


Figure III.19 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 2eme type de poutrelle.

- **Diagramme d'effort tranchant :**

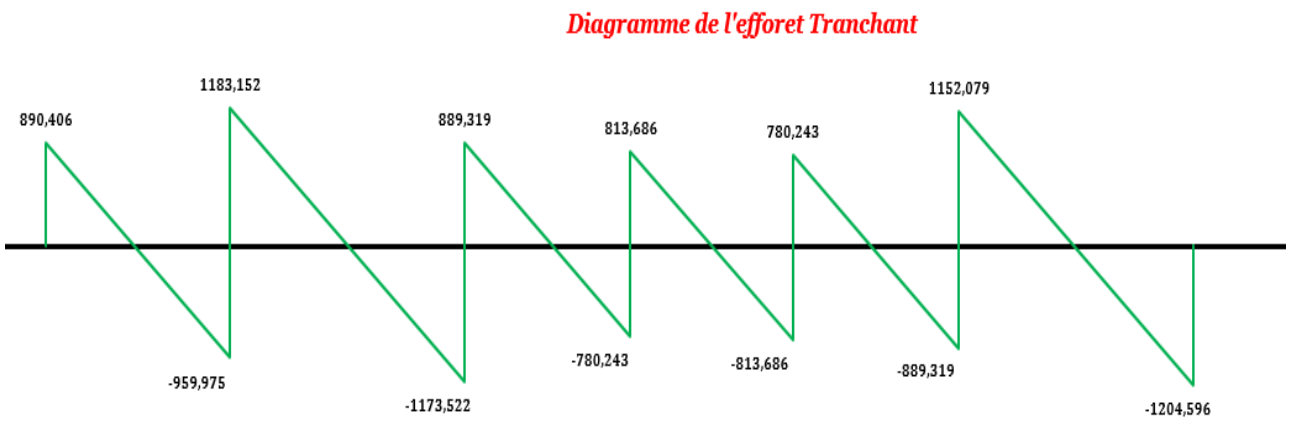


Figure III.20 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 2eme type de poutrelle.

Type de plancher	Type de poutrelle	Méthode de calcul	Moment en appuis [daN.m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchant [daN]
			ELU	*ELS*	*ELU*	*ELS*	
Du 1er étage au 10eme étage	Type 1	Caquot minoré	- 410,81	- 294,74	690,79	502,16	1126,96
	Type 2	Caquot minoré	- 548,68	- 393,61	687,74	500,69	1193,93
Terrasse	**Type 1**	Caquot minoré	- 413, 22	-299,71	**748,03**	**547,59**	1183,15
	Type 2	Caquot minoré	**- 551,90**	**- 400,29**	740,36	542,58	**1248,10**

Tableau III.24 Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.

ELU :	**ELS :**
$M_{appuis\ max}$ = - 551,90 daN.m	$M_{appuis\ max}$ = - 400,29 daN.m
$M_{travée\ max}$ = 748,03 daN.m	$M_{travée\ max}$ = 547,59 daN.m

T_{max} = 1248,10daN

III.2.4.1. Calcul du ferraillage :

III.2.4.2. Calcul des armatures longitudinales :

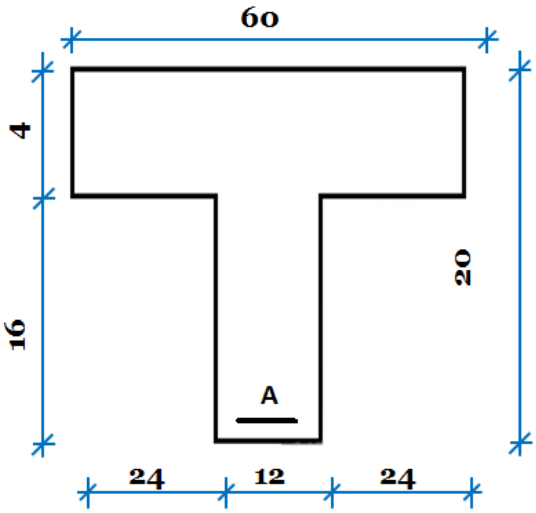


Figure III.21 Section de calcul

- **En travées :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$M_t^u{}_{max}$ = 748,03 daN.m = 7480,3 N.m

- ***Vérification de l'étendue de la zone comprimée :***

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_T = 14{,}17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 54412{,}8 \text{ N.m}$$

$M_t^u{}_{max}$ = 7480,3 N.m ≤ M_{table} = 54412,8 N.m

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression, et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (b x h) = (60 x 20) cm^2

- ***Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :***

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7480{,}3}{14{,}17 \times 60 \times 18^2} = 0{,}027$$

$\mu = 0{,}027 < \mu_L = 0.392$ (Acier FeE400)

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires A' = 0

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0{,}034$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}986$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7480{,}3}{348 \times 0.986 \times 18} = 1{,}21 \text{ cm}^2.$$

A_{cal} = 1,21 cm^2

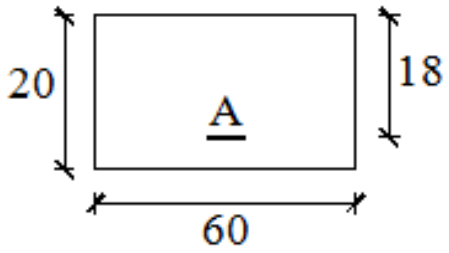


Figure III.22 Section de calcul en travée

➢ ***Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1] :***

$$A_{min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 12 \times 18 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}26 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 1{,}21 \text{ cm}^2$$

➢ ***Choix des armatures :***

3T10 ⟶ At = 2.36cm^2

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$M_t^{ser}{}_{max} = 547{,}59$ daN. m

On a :

Flexion simple

Section rectangulaire avec A′∄

Acier FeE400

$$\rightarrow \quad \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{7480{,}3}{5475{,}9} = 1{,}37 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0{,}44 > \alpha = 0{,}034$$

$\sigma_b < \overline{\sigma}_b =$ 0.6 x F_{c28} = 15MPA

Fissuration peu préjudiciable $\Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

(Aucune vérification de σ_s.)

a- En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$M_a^u{}_{max}$ = - 551,90 daN.m

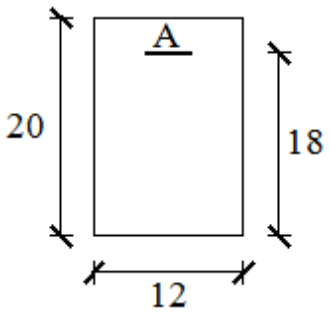


Figure III.23 Section de calcul en appuis.

Remarque :

La table de compression se trouve dans la partie tendue (M < 0) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on néglige les ailettes et la section de calcul devient une section rectangulaire de dimension (b_0 x h) = (12 x 20).

- ***Vérification de l'existence des armatures comprimées :***

$$\mu = \frac{M_{a\,max}^{u}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5519{,}0}{14{,}17 \times 12 \times 18^2} = 0{,}096$$

$\mu = 0{,}096 < \mu_L = 0{,}392$ (Acier FeE400)

=> Á n'existe pas et ;

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

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0.13$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}948$

- ***Détermination des armatures :***

$$A = \frac{M_{a\,max}^{u}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5519}{348 \times 0{,}948 \times 18}$$

$A_{cal} = 0{,}93$ cm².

- ***Condition de non fragilité [BAEL91/A4.2.1] :***

$$A_{min} = 0{,}23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}26 \text{ cm}^2$$

$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 0{,}93\text{cm}^2$

- **Choix des armatures :**

1T12 ⟶ A= 1,13 cm²

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

- ***Vérification de l'étendue de la zone comprimée :***

La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension (b x h).

$M_{a\,max}^{ser} = -400{,}29 \text{ daN.m}$

On a :

$$\left.\begin{array}{l}\text{Flexion simple}\\ \text{Section rectangulaire avec } A' \nexists \\ \text{Acier FeE400}\end{array}\right\} \rightarrow \quad \alpha ? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{551,90}{400,29} = 1.38 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0,42 > \alpha = 0,021 \rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

$$\left\{\begin{array}{l}\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0.6 \text{ x } F_{c28} = 15\text{MPA}\\ \text{Fissuration peu préjudiciable} \quad \Rightarrow \quad \text{Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.}\\ \text{Aucune vérification de } \sigma_s.\end{array}\right.$$

- ***Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :***

Tmax = 1248,10 daN = 12481,0 N.m

1. Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

T_u^{max} = 1248,10 daN

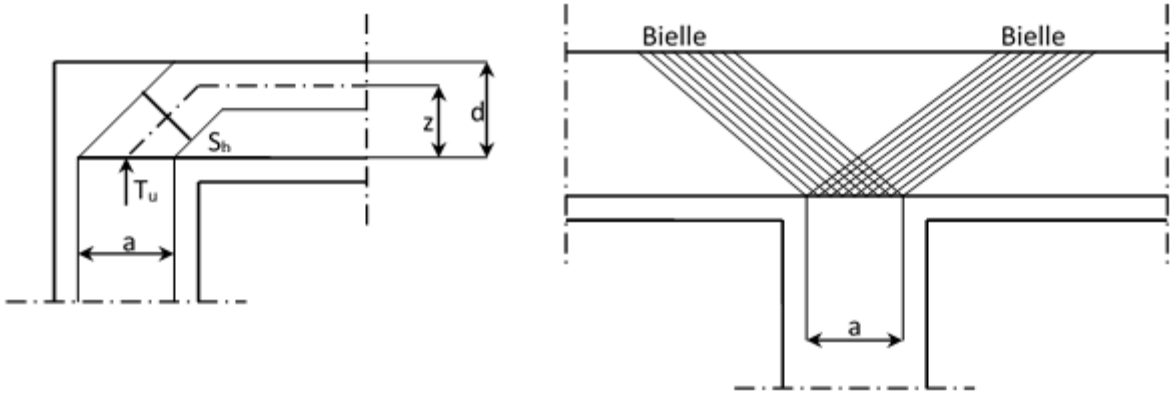


Figure III.24 L'influence de l'effort tranchant

- ***Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :***

$T_u \leq 0{,}267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Avec :

$a = 0{,}9 \times d = 0{,}9 \times 18 => a = 16{,}2\ cm$

$T_u^{max} = 12481{,}0\ N\ \leq 0{,}267 \times 16{,}2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762\ N$

Donc : il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

- ***Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures :***

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left[T_u + \frac{M_a^u}{0{,}9 \times d}\right]$$

$$A_l = 3{,}39\ \geq \frac{1{,}15}{400}\left[12481{,}0 + \frac{-5519{,}0}{0{,}9\times18}\right] \times 10^{-2} = 0{,}35\ cm^2$$

Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales

- ***Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :***

$\tau_u < \overline{\tau}_u$ [**BAEL91/A.5.1,211**].

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b0 \times d} = \frac{12481{,}0}{12 \times 18 \times 10^2} = 0{,}58 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\left[0{,}2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right] = 3{,}33 \text{ MPa}$

$\tau = 0{,}58 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3{,}33 \text{ MPa}$ => Les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

- ***Diamètre des armatures transversales [BAEL91/A.7.2,9] :***

a. Section et écartement des armatures transversales A_t:

Diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_{l\,min}\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1\right) = 0{,}57 \text{ cm}$$

On prend :$\emptyset_t = 6\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235=>$A_t = 2\emptyset_6 = 0{,}57 \text{ cm}^2$

b. Espacement des armatures transversales :

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} \times k}{0{,}8 \times f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90° \end{cases}$$

Donc :

$\delta_{t1} \leq \min(0{,}9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16{,}2 ; 40) = 16{,}2 \text{ cm}$ **(A.12.3.6 Pratique BAEL91)**

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0{,}4 \times b_0 \times \sin\alpha} = \frac{0{,}57 \times 235}{0{,}4 \times 12} = 27{,}91 \text{ cm}(\mathbf{12.3.4 \text{ Pratique BAEL91}})$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} \times k}{0{,}8 \times f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)} (\mathbf{A.5.1,23 \text{ BAEL mod.99}})$$

Donc :

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0{,}80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28})} = \frac{0{,}57 \times 0{,}80 \times 235}{12 \times (0{,}82 - 0{,}3 \times 2{,}1)} = 47 \text{ cm}$$

- ***Conclusion :***

$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16{,}2 \text{ cm}$

Donc : On adopte $\delta_t = 15$ cm

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S **;** Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\left(\frac{M_t^s}{M_a^s}\right)$
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

L : la portée de la travée entre nus d'appui.

h : la hauteur totale de la section droite.

M_t^s : moment maximal en travée a l'E.L.S.

M_a^s : moment maximal en appuis a l'E.L.S.

A : section des armatures tendues a l'ELS

- ***Vérification des conditions :***

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} => \frac{20}{412} \geq \frac{1}{16} = 0,048 > 0,625 \rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\left(\frac{M_t^s}{M_a^s}\right) => \frac{20}{412} \geq \frac{1}{10}\left(\frac{547,59}{400,29}\right) => 0,048 > 0,137 \rightarrow$ Condition non vérifiée
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} => \frac{1,57}{12 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} => 0,007 > 0,0105 \rightarrow$ Condition non vérifiée.

- ***Conclusion :***

La 2ème et la 3ème condition n'est pas vérifiée, donc Le calcul de la flèche est nécessaire.

III.2.4.1. Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

- ***Calcul des charges :***

G : charge permanente après la mise en place des cloisons.

G = 633 x 1,00 = 633 daN/ml

j : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$j = 633x1{,}00 = 633 daN/ml$

P : charge total (G+Q).

$P = (633 + 100) \times 1{,}00 = 733 daN/m$

Pour b = 0,6m :

G = j = 633 x 0,6 = 3798 N/ml

$P = 733 \times 0{,}6 = 4398 N/m$

- ***Calcul des moments fléchissant :***

$$M_G = M_J = 0{,}80 \times \frac{G \times L^2}{8} = 0{,}8 \times \frac{3798 \times 4{,}12^2}{8} = 6446{,}88\ daN.m$$

$$M_P = 0{,}80 \times \frac{P \times L^2}{8} = 0{,}8 \times \frac{4398 \times 4{,}12^2}{8} = 7465{,}34\ daN.m$$

- ***Modules de déformations longitudinaux :***

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164{,}19 MPa$

$Ev = 3700\sqrt[3]{fc28} = 10818{,}87 Mpa$

1. **Calcul du moment d'inertie (I_0) :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i . y_i}{\sum A_i} \qquad n = 15$$

$$V_1 = \frac{(60-12).4.2 + 12.20.10 + 15.3{,}39.18}{4.48 + 12.20 + 15.3{,}39} == 7{,}66 \text{ cm}$$

$V_2 = h - V_1 = 20 - 7{,}66 = 12{,}34 cm$

- ***Détermination des moments d'inertie :***

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b-b_0)(V_1-h_0)^3}{3} + \frac{b_0 V_2^3}{3} + n \cdot A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \cdot 7{,}66^3}{3} - \frac{(60-12)(7{,}66-4)^3}{3} + \frac{12.12{,}34^3}{3} + 15 \cdot 3{,}39(18-7{,}66)^2$$

$$I_0 = 21157{,}64 cm^4$$

- ***Calcul des contraints d'acier suivant les sollicitations :***

$$\sigma_s = \frac{M^{SER}{}_I}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3{,}39}{12 \cdot 18} = 1{,}569 \xrightarrow{tableau} \beta_1 = 0{,}837$$

$$\sigma^S = \sigma^J = \frac{M^S}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6446{,}88}{3{,}39 \times 0{,}837 \times 18} = 126{,}23 MPa$$

$$\sigma^P = \frac{M^P}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7465{,}34}{3{,}39 \times 0{,}837 \times 18} = 146{,}17 MPa$$

- ***Calcul de μ_j ; μ_g ; μ_p :***

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \qquad \text{avec} \qquad f_{t28} = 2{,}1 MPa$$

$$\mu_S = \mu_J = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}01569 \times 126{,}23 + 2{,}1} = 0{,}633$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}01569 \times 146{,}17 + 2{,}1} = 0{,}675$$

2. Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f) :

$$I_f = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \lambda\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2+3\frac{12}{60}) \cdot 0,01569} = 2,57$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{(2+3\frac{12}{60}) \cdot 0,01569} = 1,03$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_V \times \mu_S} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1 + 1,03 \times (0,633)} = 14088,10cm^4$$

$$I_{fgi} = I_{fJi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_S} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1 + 2,57 \times (0,633)} = 8859,95cm^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_P} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1 + 2,57 \times (0,675)} = 8510,25cm^4$$

3. *Calcul de la flèche (totale et admissible):*

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10E_V \times I_{fgv}} = \frac{6446,88 \times 412^2}{10 \times 10818,86 \times 14088,10} = 0,72cm$$

$$f_{gi} = f_{Ji} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fgi}} = \frac{6446,88 \times 412^2}{10 \times 32164,19 \times 8859,95} = 0,38cm$$

$$f_{Pi} = \frac{M_P \times l^2}{10E_i \times I_{fPV}} = \frac{6446,88 \times 412^2}{10 \times 32164,19 \times 8510,25} = 0,40cm$$

- ***La flèche totale :***

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0,72 - 0,38) + (0,40 - 0,38) = 0,36cm$$

- ***La flèche admissible :***

4,12m<5,00m

$$\Rightarrow \Delta f_{t,max} = \frac{l}{500} = \frac{412}{500} = 0,824\ cm$$

$\Delta f_t < \Delta f_{t;\max} \Rightarrow$ 0,36cm<0,82cm → Donc la flèche est vérifiée.

III.2.4.3. Dessin de ferraillage :

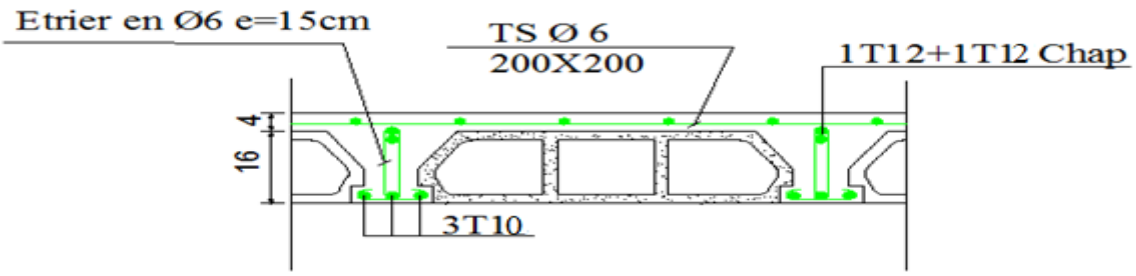


Figure III.25 Dessin de ferraillage de la dalle a corps creux.

III.3. Plancher dalle pleine

Les dalles pleines sont des planchers rectangulaires de dimensions L_x et L_y dont

($L_x \leq L_y$) et d'une épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé. Ce sont des dalles partiellement ou totalement encastrés sur le contour des murs en maçonnerie (dalle simplement appuyé sur le contour).

- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

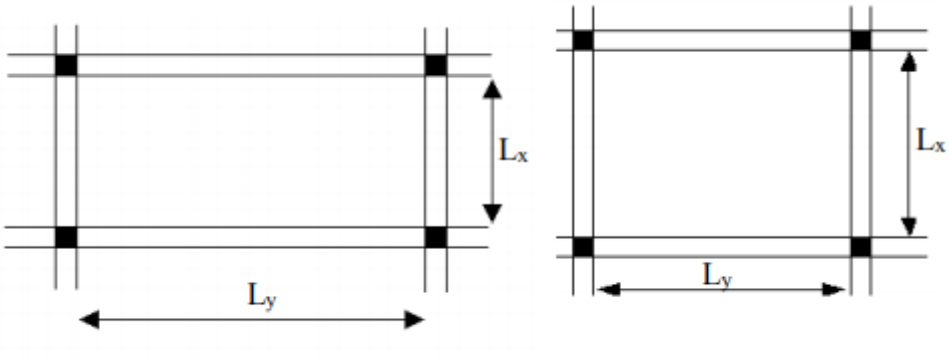


Figure III.26 Dimensions d'un panneau de dalle pleine.

III.3.1. Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{Lx}{Ly}$

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions **(voir chap. II)**, et le calcul se fait en flexion simple.

Le principe du calcul est basé sur :

- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés
- Considérons 2 bandes :
  - ✓ Une bande suivant le sens *x* de longueur l_x de largeur 1 m ;
  - ✓ Une bande suivant le sens *y* de longueur l_y de largeur 1 m.
- Une charge élémentaire P appliquée sur une bande de 1 m perpendiculaire aux lignes d'appui à l'ELUR et à L'ELS

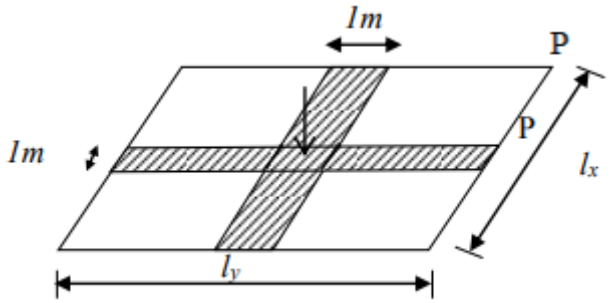


Figure III.27 Hypothese de calcul.

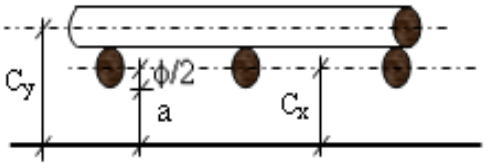
➢ ***Constatations*** :

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme.
- Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens.
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus.

➢ ***Diamètre des armatures :***

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.



D'après l'article A.7.2,2 BAEL91, on a :

$$\Phi \leqslant \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 16\ cm \rightarrow \Phi \leqslant \frac{16}{10} = 1{,}6\ cm$$

On prendra : $\Phi = 1\ cm$

Figure III.28 Enrobage.

La fissuration est considérée comme préjudiciable : a = 1 cm

- ***Calcul de l'enrobage :***

$C_x = a + \frac{\Phi}{2}$ $\Rightarrow C_x = (10 + \frac{10}{2})mm = 15mm$

$C_y = a + \Phi + \frac{\Phi}{2}$ $\Rightarrow$ $C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25$ mm

- ***Hauteurs utiles :***

$d_x = h_d - C_x = 16 - 1{,}5 = 14{,}5$cm

$d_y = h_d - C_y = 16 - 2{,}5 = 13{,}5$cm

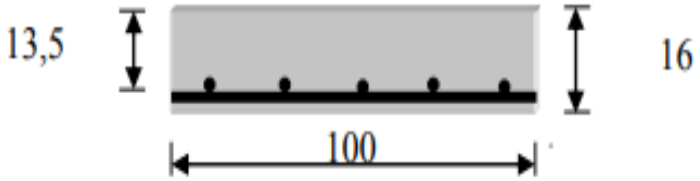


Figure III.29 Disposition des armatures de la nappe supérieure.

- ***Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :***

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

Etat	Charges daN/m2	Combinaisons fondamentales		Pour une bande de 1m de largeur
ELU	G=660	qu = 1.35G + 1.5Q	1266 daN/m^2	1266 daN/m^2
ELS	Q= 250	qser = G + Q	910 daN/m^2	910 daN/m^2

Tableau III.25 Combinaisons fondamentales du plancher bas RDC

- ***Calcul des sollicitations :***

Etat limite ultime : $\begin{cases} M_x^u = \mu_x \times qu \times l_x{}^2 \rightarrow \textit{Suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u \quad \rightarrow \quad \textit{Suivant la direction } l_y \end{cases}$

Etat limite de service : $\begin{cases} M_x^u = \mu_x \times \overline{qser} \times l_x{}^2 \rightarrow \textit{Suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u \quad \rightarrow \quad \textit{Suivant la direction } l_y \end{cases}$

Avec : μ_x et $\mu_y = f\left(\rho = \frac{l_x}{l_y}; \upsilon\right)$

et Coefficient de poisson : $\begin{cases} \upsilon = 0 \quad \rightarrow \text{ Pour le béton fissuré [ELU] ;} \\ \upsilon = 0{,}2 \rightarrow \text{ Pour le béton non fissuré [ELS].} \end{cases}$

- ***Mode d'encastrement :***

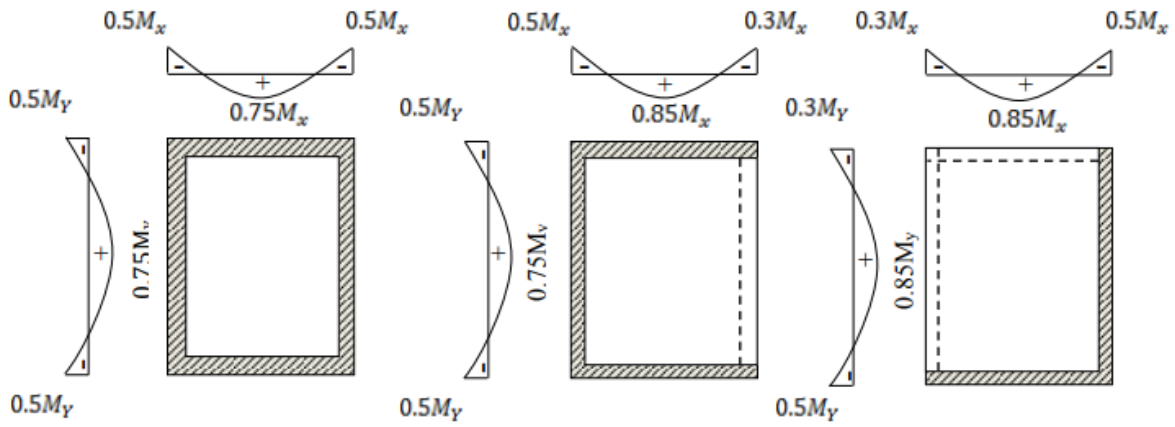


Figure III.30 Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.

III.3.2. Calcul des sollicitations :

Type 1 : Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés :

Lx= 4,12 cm.

Ly= 5,40 cm.

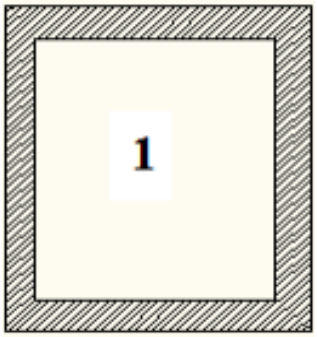


Figure III.31 Panneau intermédiaire appuyé sur 4 cotés.

- ***Calcul des sollicitations :***

G=660 daN/m2.

Q=250 daN/m2.

ρ = $\frac{Lx}{Ly} = \frac{4,12}{5,40} = 0,76$ → Donc la dalle travaille suivant deux sens.

E.L.U:

qu=1266 daN/m

μx = 0.0576.

=0.5770.

E.L.S:

qser=910 daN/m

μx =0.0642. μy

μy =0.6960

En sens y-y :

M0	**ELU**	$M_x^u = \mu_x \times qu \times l_x{}^2$ = 1266x 0.0576x 4,12^2 = 1237,80 daN/m
	ELS	$M_x^S = \mu_x \times \overline{qser} \times l_x{}^2$ = 910x 0,0642x 4,12^2 = 991,68 daN/m
En travée	**ELU**	$M_t^u = 0,75\, M_x^u$ = 928,35 daN/m
	ELS	$M_t^s = 0,75\, M_x^s = 743,76$ daN/m
En appuis :	**ELU(Gauche)**	$M_a^u = 0,5\, M_x^u$= 618,90 daN/m
	ELS(Gauche)	$M_a^s = 0,5\, M_x^S$= 495,84 daN/m
	ELU(Droite)	$M_a^u = 0,5\, M_x^u$= 618,90 daN/m
	ELS (Droite)	$M_t^s = 0,5\, M_x^u$= 495,84 daN/m

Tableau III.26 Tableau Calcule des moment en y-y

En sens x-x :

M0	**ELU**	$M_y^u = \mu_y \times Mx$ = 1237,80x 0.577 x = 714,21 daN/m
	ELS	$M_y^u = \mu_y \times Mser$ = 0,6960x 991,69 = 690,22 daN/m
En travée	**ELU**	$M_t^u = 0,75\, M_y^u$ = 535,66 daN/m
	ELS	$M_t^s = 0,75\, M_y^s = 517,66$ daN/m
En appuis	**ELU(Gauche)**	$M_a^u = 0,5\, M_y^u$= 357,11 daN/m
	ELS(Gauche)	$M_a^s = 0,5\, M_y^u$= 345,11 daN/m
	ELU (Droite)	$M_a^u = 0,5\, M_y^u$= 357,11 daN/m

	ELS (Droite)	$M_t^s = 0,5\ M_y^u$= 345,11 daN/m

Tableau III.27 Tableau Calcule des moment en x-x

Sens	**ELU**		**ELS**	
	M_{appuis} daN/m	Mtravée daN/m	M_{appuis} daN/m	Mtravée daN/m
x-x	357,11	535,66	345,11	517,66
y-y	618,90	928,35	495,84	743,76

Tableau III.28 Récapitulatif des sollicitations maximales du type 01

III.3.3. Calcul du ferraillage :

Sens x-x :

1. **En travée :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

M_{tx}^u = 535,66 daN.m

➢ ***Vérification de l'existence des armatures comprimées :***

$$\mu=\frac{M_{tx}^u}{\sigma_b\times b\times d_x^2}=\frac{5356,6}{14,17\times100\times(14,5)^2}=0,018$$

$\mu = 0,018 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400) $\Rightarrow$ A' n'existe pas et 1000 ε_s > 1000 ε_l

$$\sigma_s=\frac{f_e}{\gamma_s}=\frac{400}{1,15}=348\,\text{MPa}$$

$$\alpha=1,25\times\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right)=0,0227$$

$$\beta=1-0,4\alpha=0,991$$

$$A_{tx}^u=\frac{M_{tx}^u}{\sigma_s\times\beta\times d_x}=\frac{5356,6}{348\times0,991\times14,5}=1,07cm^2/ml$$

- ***Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)*** **[CBA91/A4 .2.1] :**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0{,}23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \cdot 100 \cdot 14{,}5 \cdot \frac{2{,}1}{400} = 1{,}75\ cm^2/ml$$

$$\Rightarrow A_{tx\ \min} = 1{,}75 \text{cm}^2 / ml$$

- ***Conclusion :***

A_{tx} = max (A_{cal}; A_{min}) = max (1,75; 1,07) = 1,75 cm²/ml

- ***Espacement maximal des armatures :***

L'écartement des armatures : e ≤ min (3h_d; 33cm) = min (3x16 ; 33cm) =33cm.

- ***Choix des Armatures :***

5T10/ml →A =3,93 cm²/ml

(T10 → e = **25 cm)**

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

M_{tx}^s = 517,66 daN.m

Fissuration peu nuisible ⇒ Aucune vérification pour σ_s $\left(\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s\right)$

$$\left.\begin{array}{l} Flexions\ \text{simple} \\ Acier\ \text{FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans } A' \end{array}\right\} \Rightarrow Si\ \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{5356{,}6}{5176{,}6} = 1{,}03$$

$$\frac{1{,}03 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}265 > \alpha = 0{,}0227 \qquad \text{(Condition vérifiée)}$$

- ***Conclusion :***

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 15MPa \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s \end{cases}$$

⇒Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

2. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

M_{ap}=357,11 daN.m

- ***Vérification de l'existence des armatures comprimées :***

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3571,1}{14,17 \times 100 \times (14,5)^2} = 0,0120$$

$\mu = 0,0120 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas et $1000\ \varepsilon_s > 1000\ \varepsilon_l$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\ \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3571,1}{348 \times 0,994 \times 14,5} = 0,71 cm^2/ml$$

- ***Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)*** **[CBA91/A4 .2.1]:**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,75\ cm^2/ml$$

$$\Rightarrow A_{ap\ \min} = 1,75\ \text{cm}^2 cm/ml$$

- ***Conclusion:***

A_{ax} = max (A_{cal}; A_{min}) = max (0,71;1,75) = 1,75 cm²/ml

- ***Espacement maximal des armatures:***

L'écartement des armatures : e ≤ min ($3h_d$; 33cm) = min (3x16 ; 33cm)=33cm.

- ***Choix des Armatures :***

4T10/ml →A = 3,14 cm²/ml ⟶ (T10 → e = 20 cm)

- ✓ Etat limite de service (E.L.S) :

M_{ap}^{s} = 345,11 daN.m

Fissuration peu nuisible ⇒ Aucune vérification pour σ_s $\left(\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s\right)$

$$\left.\begin{array}{l} Flexions\,\text{simple} \\ Acier\ \text{FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans A}' \end{array}\right\} \Rightarrow Si\ \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6 \times f_{c28}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ax}^{u}}{M_{ax}^{s}} = \frac{3571{,}1}{3451{,}1} = 1{,}03$

$$\frac{1{,}03 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}265 > \alpha = 0{,}015$$

- ***Conclusion :***

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 15MPa \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{cases}$$

⇒Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

Sens Y-Y :

1. **En travée :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

M_{ty}^{u} = 928,35 daN.m

- ***Vérification de l'existence des armatures comprimées :***

$$\mu = \frac{M_{ty}^{u}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{9283{,}5}{14{,}17 \times 100 \times (13{,}5)^2} = 0{,}0347$$

μ = 0,0347< μ_l = 0,392 (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas et 1000 ε_s > 1000 ε_l

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\,\text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,044$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982$$

$$A_{ty}^{u} = \frac{M_{ty}^{u}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{9283,5}{348 \times 0,982 \times 13,5} = 2,01 cm^2/ml$$

- ***Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)*** **[CBA91/A4 .2.1] :**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63\, cm^2/ml$$

$$\Rightarrow A_{ty\ \min} = 1,63 \text{cm}^2 / ml$$

- ***Conclusion:***

A_{ty} = max (A_{cal}; A_{min}) = max (2,01 ;1,63) =2,01 cm²/ml

- ***Espacement maximal des armatures :***

L'écartement des armatures : e ≤ min (4h_d; 40cm) = min (4x16 ; 40cm)= 40cm.

- ***Choix des Armatures :***

4T10/ml →A = 3,14 cm²/ml

(T10 → e = 20 cm)

- ✓ Etat limite de service (E.L.S) :

M_{ty}^{s} = 743,76 daN.m

Fissuration peu nuisible ⇒ Aucune vérification pour σ_s $\left(\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s\right)$

$$\left.\begin{array}{l} Flexions\,\text{simple} \\ Acier\ \text{FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans A}' \end{array}\right\} \Rightarrow Si\ \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ty}^{u}}{M_{ty}^{s}} = \frac{9283,5}{7437,6} = 1,25$

$$\frac{1,25-1}{2}+\frac{25}{100}=0,38>\alpha=0,044$$

- ***Conclusion :***

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 15MPa \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{cases}$$

⇒Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

2. En appuis :

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

M_{ay}^{u} = 618,90 daN.m

- ***Vérification de l'existence des armatures comprimées :***

$$\mu=\frac{M_{ay}^{u}}{\sigma_b\times b\times d_x^2}=\frac{6189}{14,17\times100\times(13,5)^2}=0,024$$

$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas et $1000\ \varepsilon_s > 1000\ \varepsilon_l$

$$\sigma_s=\frac{f_e}{\gamma_s}=\frac{400}{1,15}=348\,\text{MPa}$$

$$\alpha=1,25\times\left(1-\sqrt{1-2\mu}\right)=0,03$$

$$\beta=1-0,4\alpha=0,988$$

$$A_{ay}^{u}=\frac{M_{ay}^{u}}{\sigma_s\times\beta\times d_x}=\frac{6189}{348\times0,988\times13,5}=1,33cm^2/ml$$

- ***Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)*** **[CBA91/A4 .2.1] :**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400

$$A_{\min}=0,23\cdot b_0\cdot d\cdot\frac{f_{t28}}{f_e}=0,23\cdot100\cdot13,5\cdot\frac{2,1}{400}=1,63\,cm^2/ml$$

$$\Rightarrow A_{ay_{\min}} = 1{,}63 cm^2 / ml$$

- ***Conclusion :***

A_{ay} = max (A_{cal}; A_{min}) = max (1,33 ;1,63) =1,63 cm²/ml

- ***Espacement maximal des armatures :***

L'écartement des armatures : e ≤ min (4h_d; 40cm) = min (4x16 ; 40cm)=40cm.

- ***Choix des Armatures :***

4T10/ml →A = 3,14 cm²/ml

(T10 → e = 20 cm)

- ✓ Etat limite de service (E.L.S) :

M_{ay}^{s} = 495,84daN.m

Fissuration peu nuisible ⇒ Aucune vérification pour σ_s $\left(\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s\right)$

$$\left.\begin{array}{l} Flexions \text{ simple} \\ Acier \text{ FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans } A' \end{array}\right\} \Rightarrow Si\ \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6 \times f_{c28}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ay}^{u}}{M_{ay}^{s}} = \frac{6189{,}0}{4958{,}4} = 1{,}25$

$$\frac{1{,}25 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}375 > \alpha = 0{,}03$$

- **Conclusion :**

$$\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 15 MPa \\ \text{La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{cases}$$

⇒Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

III.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

- ***Détermination de l'effort tranchant :*** T_{max}= max (T_x ;T_y)

Avec :

$$\begin{cases} T_x = \dfrac{\overline{q_u} \times L_x}{2} \cdot \dfrac{L^4{}_y}{L^4{}_y + L^4{}_x} \\ T_Y = \dfrac{\overline{q_u} \times L_Y}{2} \cdot \dfrac{L^4{}_X}{L^4{}_X + L^4{}_Y} \end{cases}$$

$$T_x = \frac{\overline{q_u} \times L_X}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = \frac{1266 \times 4{,}12}{2} \times \frac{5{,}40^4}{5{,}40^4 + 4{,}12^4} = 1947{,}90\ daN/ml$$

$$T_y = \frac{\overline{q_u} \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_X^4 + L_y^4} = \frac{1266 \times 5{,}40}{2} \times \frac{4{,}12^4}{4{,}12^4 + 5{,}40^4} = 865{,}12\ daN/ml$$

Donc : $T_{U\ max}$=1947,90 daN/ml

- ***Calcul de τu :***

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d \times 100} = \frac{19479}{100 \times 14{,}5 \times 100} = 0{,}13MPa$$

$$\overline{\tau_u} = 0{,}05 \times f_{c28} = 1{,}25Mpa$$

$$\left.\begin{array}{l} \tau_u = 0{,}13\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1{,}25MPa \\ \text{Il n' y a Pas de reprisede bétonnage} \end{array}\right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

III.3.5. Vérification de la flèche :

(Pour le panneau le plus_défavorable)

- **Conditions de la flèche (A.B.7.5 BAEL 91) :**

- $\dfrac{h}{Lx} \geq \dfrac{M_{tx}}{20.M_x}$

- $\rho = \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{2}{fe}$ (fe en MPa)

- ***Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire*** :

$\frac{16}{412} = 0{,}04 > \frac{928{,}35}{20 \times 743{,}76} = 0{,}062 \Rightarrow$ Condition non vérifiée

→ le calcul de la flèche est nécessaire :

- ***Calcul de la flèche :***

$$\Delta f_t(f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

- ***Calcul des charges :***

G : charge permanente apres la mise en place des cloisons.

G = 660 x 1,00 = 660 daN/ml

j : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$j = (g - 100)x1{,}00 = 560\,daN/ml$$

P : charge total (G+Q).

$$P = (660 + 250) \times 1{,}00 = 910\,daN/m$$

- ***Calcul des moments fléchissant :***

$$Mt_g^{ser} = 0{,}75 \times M_{tx} = 0{,}75 \times \mu_x \times g \times lx^2 = 0{,}75 \times 660 \times 4{,}12^2 \times 0{,}0642 = 539{,}43daN.m$$

$$Mt_j^{ser} = 0{,}75 \times M_{tx} = 0{,}75 \times \mu_x \times j \times lx^2 = 0{,}75 \times 560 \times 4{,}12^2 \times 0{,}0642 = 457{,}70daN.m$$

$$Mt_p^{ser} = 0{,}75 \times M_{tx} = 0{,}75 \times \mu_x \times p \times lx^2 = 0{,}75 \times 910 \times 4{,}12^2 \times 0{,}0642 = 743{,}76daN.m$$

- ***Modules de déformations longitudinaux :***

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164{,}19\,MPa$$

$$Ev = 3700\sqrt[3]{fc28} = 10818{,}87\,Mpa$$

- ***Calcul du moment d'inertie (I_0) :***

$$V_1 = \frac{\sum A_i.y_i}{\sum A_i} \qquad n = 15$$

$$V_1 = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 3{,}14 \times 14{,}5}{100 \times 16 + 15 \times 3{,}14} = 8{,}19cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8{,}19 = 7{,}81cm$$

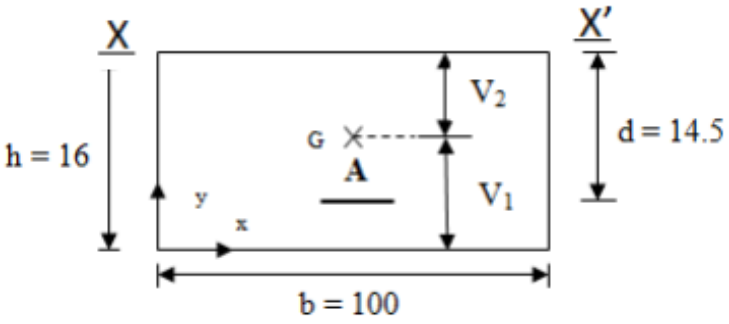


Figure III.32 schéma de moment d'inertie

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + n \cdot A(V_2 - Cx)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \cdot 8{,}19^3}{3} + \frac{100.7{,}81^3}{3} + 15 \cdot 3{,}14(7{,}81 - 1{,}5)^2$$

$$I_0 = 36066{,}43 cm^4$$

- ***Calcul des contraints d'acier suivant les sollicitations :***

$$\sigma_s = \frac{M^{SER}{}_I}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\,\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3{,}14}{100 \cdot 14{,}5} = 0{,}217 \xrightarrow{tableau} \beta_1 = 0{,}925$$

$$\sigma_S^g = \frac{M_S^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5393{,}4}{3{,}14 \times 0{,}925 \times 14{,}5} = 128{,}06 MPa$$

$$\sigma_S^j = \frac{M_S^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4577}{3{,}14 \times 0{,}925 \times 14{,}5} = 108{,}68 MPa$$

$$\sigma_S^p = \frac{M_S^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7437{,}6}{3{,}14 \times 0{,}925 \times 14{,}5} = 176{,}60 MPa$$

- ***Calcul de μ_j ; μ_g ; μ_p :***

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2{,}1 MPa$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}00217 \times 128{,}06 + 2{,}1} = -0{,}144$$

$$\mu_J = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}00217 \times 108{,}68 + 2{,}1} = -0{,}207$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}00217 \times 176{,}60 + 2{,}1} = -0{,}012$$

- ***Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f) :***

$$I_f = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0{,}05 \cdot 2{,}1}{5 \cdot 0{,}00217} = 9{,}68$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 9{,}68 = 3{,}87$$

$$I_{fgv} = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_V \times \mu_g} = \frac{1{,}1 \times 36066{,}46}{1 + 3{,}87 \times (-0{,}144)} = 89612{,}18cm^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1{,}1 \times 36066{,}46}{1 + 9{,}68 \times (-0{,}144)} = -100713{,}61cm^4$$

$$I_{fji} = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1{,}1 \times 36066{,}46}{1 + 9{,}68 \times (-0{,}207)} = -39524{,}49cm^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1{,}1 \times 36066{,}46}{1 + 9{,}68 \times (-0{,}012)} = 44887{,}20cm^4$$

- ***Calcul des flèches partielles :***

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10E_V \times I_{fgv}} = \frac{5394{,}3 \times 412^2}{10 \times 10818{,}86 \times 89612{,}18} = 0{,}09cm$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fgi}} = \frac{5394{,}3 \times 412^2}{10 \times 32164{,}19 \times (-100713{,}61)} = -0{,}03cm$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{fji}} = \frac{4577 \times 412^2}{10 \times 32164{,}19 \times (-39524{,}49)} = -0{,}06cm$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fpi}} = \frac{7437{,}6 \times 412^2}{10 \times 32164{,}19 \times 44887{,}20} = 0{,}09cm$$

- ***La flèche totale :***

$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$

$$\Delta f_t = (0{,}09 - (-0{,}06) + \big(0{,}09 - (-0{,}03)\big) = 0{,}27\text{cm}$$

- ***La flèche admissible :***

4,12m<5,00m

$\Rightarrow \Delta f_{t,max} = \frac{l}{500} = \frac{412}{500} cm = 0{,}82cm$

$\Delta f_t < \Delta f_{t;\max} \Rightarrow$ 0,27cm<0,82cm → Donc la flèche est vérifiée.

III.3.6. Dessin de ferraillage :

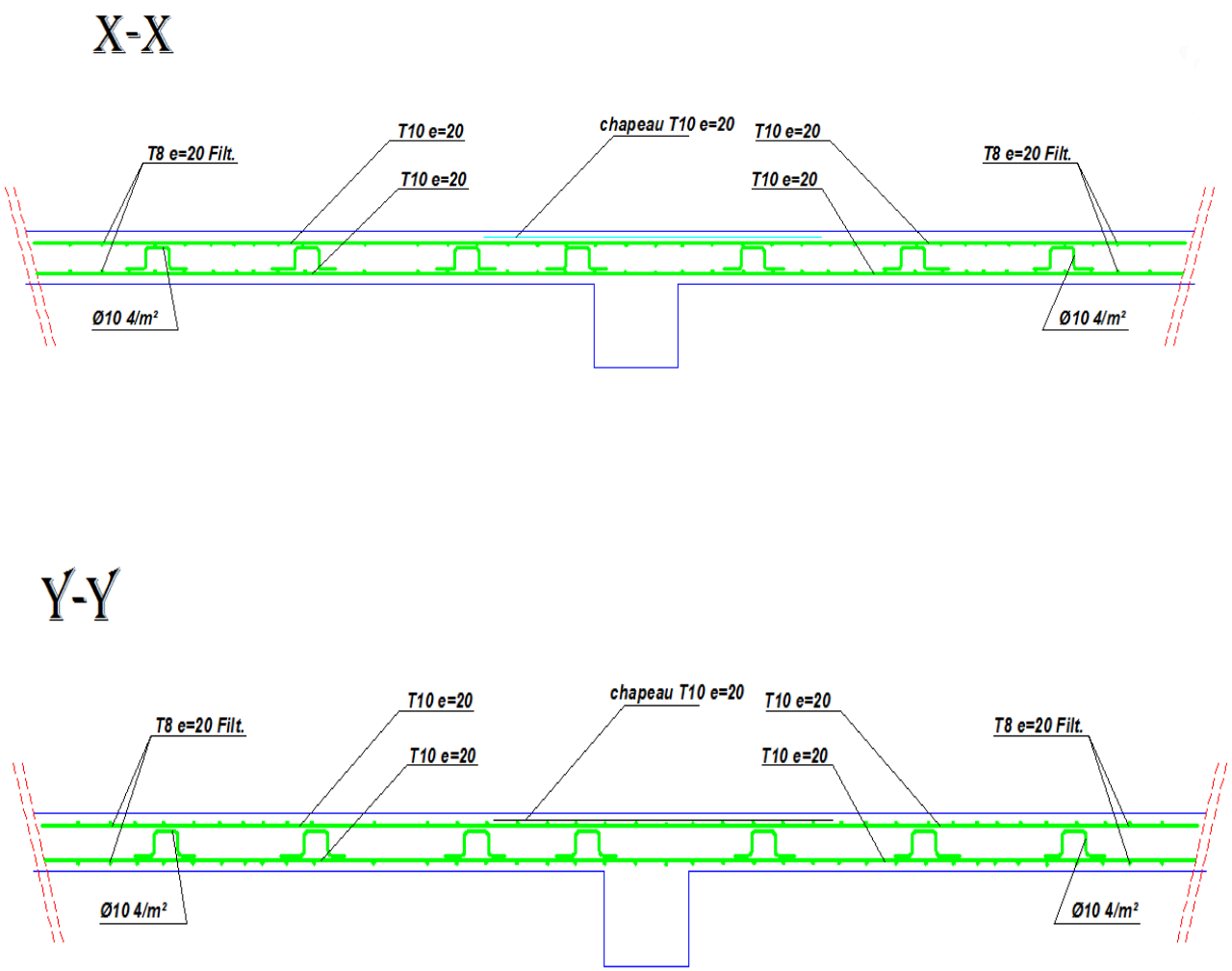


Figure III.33 Dessin de ferraillage de la dalle pleine.

Chapitre IV: **Etude des éléments secondaires**

IV.1. Introduction

La construction quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement; Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (escaliers, acrotère et balcon) dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : pré dimensionnement des éléments, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant le règlement parasismique Algérien RPA99.

IV.2. Acrotère

L'acrotère est un élément structural assimilée à une console verticale encastrée à la base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), cette dernière est soumise à un effort normal du à son poids propre « W_P » et une surcharge « F_P » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries et sera calculé en considérant les fissurations comme préjudiciable.

Le ferraillage de la section dangereuse, celle de l'encastrement sera calculé comme pour une section rectangulaire d'une largeur de 1mètre travaillant en flexion composé.

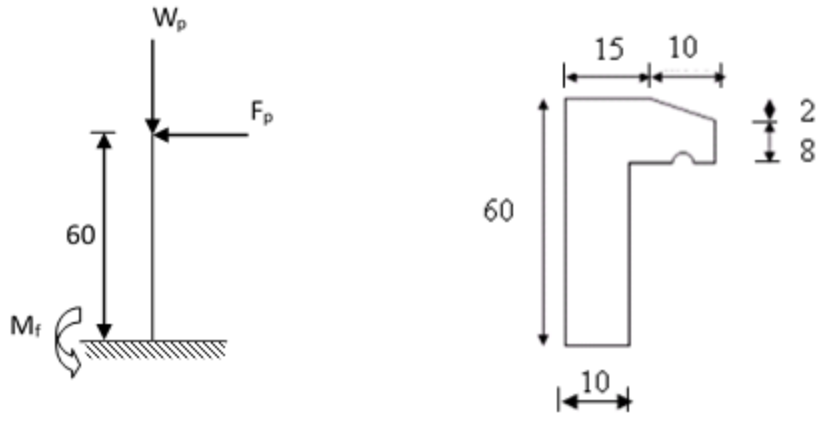


Figure IV.1 Dimensions de l'acrotère et schéma statique.

IV.2.1. Détermination des sollicitations :

a) Surface de l'acrotère :

$S = \frac{0,02\times0,15}{2} + (0,08\times0,15) + (0,1\times 0,6) \rightarrow S = 0,0735\ m^2$

Selon le RPA99/version 2003 :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de la zone ;
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ;

  Elément en console $\longrightarrow C_p = 0,8$

- W_p : Poids de l'élément considéré et
- F_p : Force statique équivalente horizontale.

* L'ouvrage est implanté à Mostaganem $\longrightarrow$ Zone **IIa**

* Ouvrage courant ou à moyenne importance $\longrightarrow$ Groupe 2

} Donc : A = 0,15

b) Le poids propre de l'élément Wp :

Wp = Vρ

Wp = 2500. × 0,0735 = 183,75 daN

Donc : $F_P = 4 \cdot A \cdot C_P \cdot W_P = 4 \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}8 \cdot 183{,}75 = 88{,}2 daN$

$\Rightarrow M = F_P \cdot H = 88{,}2 \cdot 0{,}6 = 52{,}92 daN.m$

IV.2.2. Effort normal et moment fléchissant :

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$M_u = 1{,}5 \times M = 1{,}5 \times 52{,}92 = 79{,}38 daN.m$

$N_u = 1{,}35 \times W_P = 1{,}35 \times 183{,}75 = 248{,}06 daN$

IV.2.3. Détermination de la section des armatures :

Le ferraillage sera calculé comme pour une section rectangulaire d'une largeur de 1metre.

- ➢ ***Position du point de l'application de l'effort normal :***

$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{79{,}38}{248{,}06} = 0{,}32m$

$e_0 = 0{,}32\ m > \frac{h}{2} - c' = \frac{0{,}1}{2} - 0{,}02 = 0{,}03m$

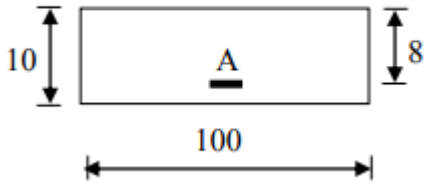


Figure IV.2 Section de calcul.

→ L'effort normal est un effort de compression qui se trouve à l'extérieur de la section, qui veux dire que la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul se fait à la flexion simple avec un moment fictif M f calculé par rapport aux armatures tendues.

$M_f = N_u (e_0 + \frac{h}{2} - c') = 248{,}06 \times (0{,}32 + \frac{0{,}1}{2} - 0{,}02) = 86{,}821$ daN.m

- ***Vérification de l'existence des armatures :***

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$\mu = \frac{Mf}{\sigma b \times b \times d^2} = \frac{868,21}{14,17 \times 100 \times 8^2} = 0.00957$

$\mu = 0,00957 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A'$ N'existe pas

$1000\,\varepsilon_s = 10 > 1000\,\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\,MPa$

$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,012$

$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$

- **Détermination des armatures :**

$$A_f^u = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{868,21}{348 \cdot 0,995 \cdot 8} = 0,31\,cm^2/ml$$

Sollicitation réelle (flexion composée) :

$$A_u = A_f^u - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{2480,6}{100 \cdot 348} = 0,24\,cm^2/ml$$

$A' = 0$

- ***Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité* [BAEL.91]*) :***

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armés d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0,25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2,4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton. - Pourcentage de 0,25 % de la section de béton. [CBA93/B5.3].

A_{min} = 0, 25 %.S = 0, 0025 x 100 x 10 = 2,5 cm^2/ m_L.

A_u = max (A_u, A_{min}) = 2,5 cm^2 / ml.

- ***Choix des armatures :***

5T10/ml ⟶ A = 3,93cm^2/ ml

T10 ⟶ e = 20 cm

e ≤ min (25 ; 2× 10) cm

- ***Armatures de répartition :***

$\frac{Au}{4}$ $\frac{3,93}{4}$ = 0,98cm^2/ ml

- ***Choix des armatures :***

5T8/ ml ⟶ A = 2,51cm^2/ml

T8 ⟶ e = 20 cm

- ***Vérification des contraintes de cisaillement :***

T_u^{max} = Fp = 88,2 daN

$\tau_u = \frac{Tu}{b.d} = \frac{882}{100\times8\times100}$ = 0,01 MPa

τ_u = min (0,15 × $\frac{fc28}{\gamma b}$; 3MPa) = 2,5 MPa

τ_u = 0,01 MPa < 2,5MPa } les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

- ✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$Mser = Fp \times L = 88,2 \times 0,6 = 52,92\,daN.m$$
$$Nser = W_P = 183,75\,daN$$

L'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est donc préjudiciable

$e_0 = \frac{Mser}{Nser} = \frac{52,92}{183,75}$ = 0,29 m

e_0 = 0,29 m > $\frac{h}{2}$ – c'= $\frac{0,1}{2}$ – 0,02 = 0,03 m ⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section

⇒ La section est partiellement comprimée (S.P.C

IV.2.4. Détermination des contraintes :

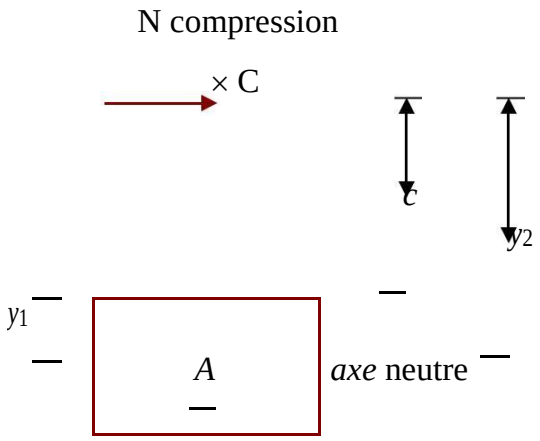


Figure IV.3 Position de centre de pression.

C : Centre de pression (point d'application) ;

c : La distance du point C à l'arête la plus comprimée et

y2 : La distance du point C à l'axe neutre

y2= y1 + c

N est un effort de compression □y2□ 0.

C se trouve à l'extérieur de la section □□c sera considéré comme négatif.

- ***Calcul des contraintes :***

$P = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d-c)$

$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24cm \longrightarrow c = -24$ cm

$P = -3(-24)^2 + \frac{90(3,93)}{100}(9 + 24)$

$P = 1611,28\ N/mm^2$

$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d') - \frac{90A}{b}(d-c)^2$

$q = -2(-24)^3 - \frac{90(3,93)}{100}(9+24)^2$

$q = 23796,21\ N/mm^2$

A' : armatures comprimées = 0

A : armature tendue 2

y_2 est la solution de l'équation $y_2^3 \ p \ y_2 \ q \ 0 \ y_2^3 \ 1611,28\, y_2 \ 23796,21 \ 0$

Dont la résolution est comme suite :

$$\begin{cases} q^2 \ \frac{4}{27} p^3 \ (23796,21)^2 \ \frac{4}{27} (1611,28)^3 \ 53490025 \ 0 \\ \Delta < 0 \Rightarrow \varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{3}{p}} = \frac{3 \ 24026,11}{2 \ (1614,82)} \ \sqrt{\frac{3}{1614,82}} = -0,96 \ \varphi = 163,74° \\ a = 2\sqrt{\frac{p}{3}} \ 2 \ \sqrt{\frac{1614,82}{3}} = 46,40 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} y21 = a\cos(\varphi/3) = 46{,}4 \times \cos(54{,}58) = 26{,}89cm \\ y22 = a\cos((\varphi/3) + 120°) = -46{,}19cm \\ y23 = a\cos((\varphi/3) + 240°) = 19{,}30cm \\ y2 = \max(y21 ; y22 ; y23) = 26{,}89cm \end{cases}$$

$0 < y1 = y2 + c = 2{,}89 < 10$……..condition vérifiée

D'où : y_1 □ 2,89 *cm*

- ***Calcul du moment statique :***

$S = \frac{b.(y1)2}{2} - 15.A.(d-y1) = \frac{100\times(2{,}89)2}{2} - 15\times 3{,}93\times(8-2{,}89) = 116{,}37cm^3$

$k = \frac{Ns}{100.S} = \frac{1837{,}5}{100.116{,}37} = 0{,}158$

$\sigma b = k.y_1 = 0{,}158 \times 2{,}89 = 0{,}46$ MPa

$\sigma s = 15.k.(d-y_1) = 15 \times 0{,}158\times (8-2{,}89) = 12{,}11$MPa

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

Avec :

FeE400 : $\eta = 1{,}6$ et fe = 400MPa

$\overline{\sigma s} = \min(\frac{2}{3}.fe ; 110\sqrt{\eta.ft28})$

Donc :

$\overline{\sigma s} = \min(\frac{2}{3}.400 ; 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}) = 201{,}63$ Mpa

$\overline{\sigma b} = 0{,}6\ fc28 = 0{,}6\times 25 = 15$MPa

- ***Conclusion :***

$\left.\begin{array}{l} \sigma b < \overline{\sigma b} = 15MPa \\ \sigma s < \overline{\sigma s} = 201{,}63MPa \end{array}\right\}$ les armatures calculées en ELU sont maintenues.

➢ ***Vérification des contraintes de cisaillements : BAEL91 (A.E.5.2).***

$T_u^{\max} = 1{,}5 \cdot F_P = 1{,}5 \cdot 88{,}2 = 132{,}3 daN$

$$\left.\begin{array}{l} \tau_u = \dfrac{T_{ux}^{\max}}{b \times d} = \dfrac{1323}{100 \cdot 8 \cdot 100} = 0{,}017 MPa \\ \\ \overline{\tau_u} = 0{,}05 \times \text{fc28} = 1{,}25 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)} \end{array}\right\}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1{,}25 MPa$ → les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

IV.2.5. Dessin de ferraillage :

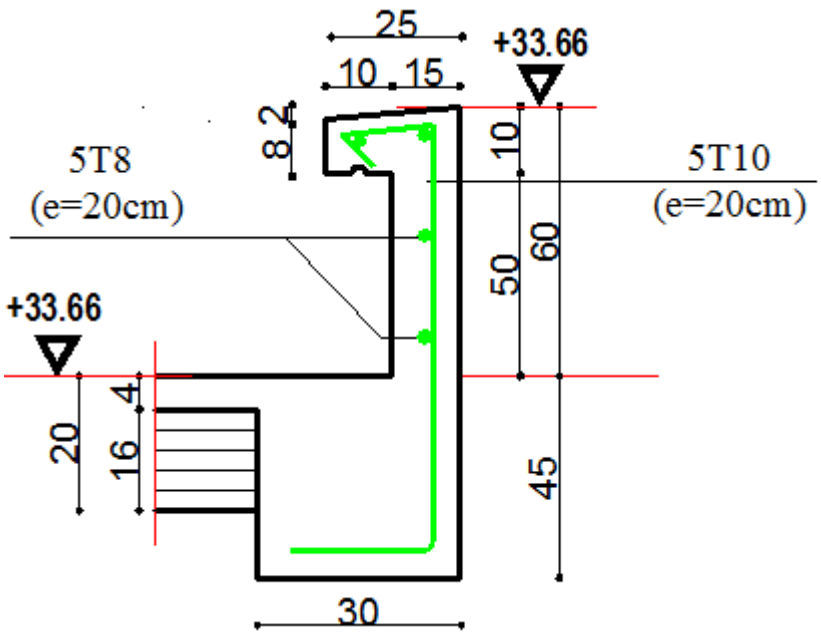


Figure IV.4 ferraillage de l'acrotère.

IV.3. Balcon

IV.3.1. Introduction

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente «G» et une surcharge d'exploitation «P».

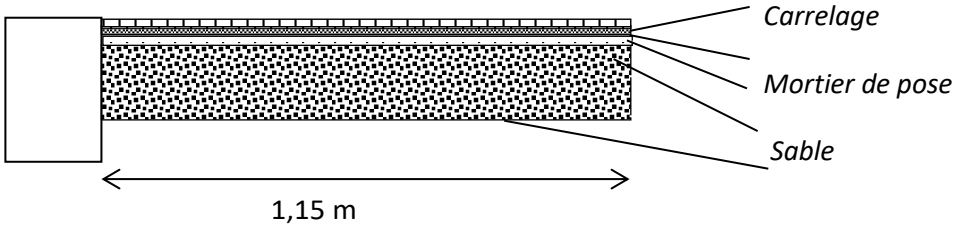


Figure IV.5 Coupe de balcon.

IV.3.2. Descente de charges du balcon :

L= 1.15 m, e = 16 cm

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1- Carrelage (ardoise)	0.02	27	0.54
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Sable fin	0.02	18	0.36
4- Dalle Pleine	0.16	25	4.00
5- Enduit en ciment	0.02	20	0.40

Tableau IV.1 Charges du plancher balcon.

- Charges permanentes G_T=5.7 KN/ m^2
- Charges d'exploitations Q_T=3.5KN/ m^2

Pour une bande de 1m de largeur : G = G1 ×1,00 = 5,7×1,00 = 570 daN/ml

- ***Calcul de la charge due au poids du mur :***

P = Gm × h

Epaisseur du mur : e = 10 cm

Gm = (90 + 2 ×1,5×18) = 144 daN/m²

Hauteur du mur : $h = 1.20m \Rightarrow P = 144 \cdot 1.20 = 172{,}8\, daN/ml$

- ***Surcharges d'exploitation :***

Balcon pour locaux à usage d'habitation => Q= 350daN/m².

Pour une bande de 1m de largeur : Q = Q1×1,00 = 350daN/ml.

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le plus bas possible ⇒ a = 1cm.

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

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{Avec } h_d = 16\text{cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1{,}6cm$$

Donc ; on prendra $\phi = 10mm$

- ***Calcul de l'enrobage :***

$$C = a + \frac{\phi}{2} \quad \Rightarrow \quad C_x = (10 + \frac{10}{2})mm = 15mm$$

- ***Les hauteurs utiles :***

d = h_d – C = 16 – 1,5 = 14,5cm

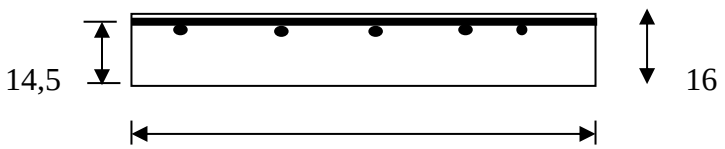


Figure IV.6 Disposition des armatures de la nappe supérieure

➢ ***Moment fléchissant :***

- Sens x-x

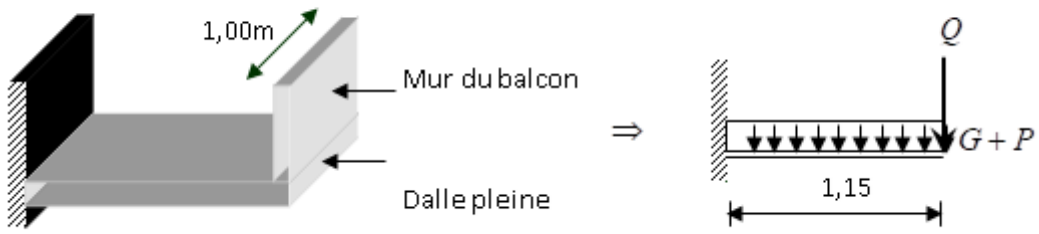


Figure IV.7 Schéma statique du balcon.

✓ Etat limite ultime (E.L.U)

$M_u = [1{,}35G + 1{,}5Q]\frac{l^2}{2} - 1{,}35P * l * 1{,}00 = -[1{,}35 * 570 + 1{,}5 * 350]\frac{1{,}15^2}{2} - 1{,}35 * 172{,}8 *$ 1,15= -1124,26

✓Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_S = -[G + Q]\frac{l^2}{2} - P * l * 1{,}0 = -[570 + 350]\frac{1{,}15^2}{2} - 172{,}8 * 1{,}15 * 1{,}00 = -807{,}07$$

IV.3.3. Calcul du ferraillage :

✓ Etat limite ulrime (E.L.U) :

Mu= -1124,26 daN.m

➢ ***Vérification de l'existence des armatures comprimées :***

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b * b * {d_X}^2} = \frac{11242{,}6}{14{,}17 * 100 * (14{,}5^2)} = 0{,}038$$

$0{,}036 < \mu_{AB} = 0{,}186 \Rightarrow A'$ n'existe pas

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

$\Rightarrow \alpha = 1{,}25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0{,}048$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0{,}981$

- ***Détermination des armatures:***

$$A^X u = \frac{M_u}{\sigma_s * \beta * d_x} = \frac{11242{,}6}{348 * 0{,}981 * 14{,}5} = 2{,}27\ cm^2/ml$$

- ***Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):***

$Ft_{28} = 0{,}6 + 0{,}06fc_{28}$

$$A_{\min} = 0{,}23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \cdot 100 \cdot 14{,}5 \cdot \frac{2{,}1}{400} = 1{,}75\,cm^2/ml$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2{,}27\ cm^2/ml$$

- ***Choix des armatures:***

4T10/ml ⟶ A = 3,14 cm^2/ml

(e = 25 cm)

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

Ms= $-807{,}07$daN.m

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

$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100}$ □□$_b$□□$\overline{\sigma b}$□ 0,6 □ f_{c28} □ 15MPa

Avec : $\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{1124{,}26}{807{,}07} = 1{,}40$

$\alpha \leq \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100}$ □□□□□□□□>□α = 0,080 □□condition vérifiée

- ***Conclusion :***

- □$_b$□□$\overline{\sigma b}$□□□□ MPa
- Fissuration peu préjudiciable
- Aucune vérification pour σs

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

- ***Les armatures de répartition :***

$Ar = \frac{Au}{4} = \frac{2,27}{4} = 0,60\ cm^2/ml$

- ***Choix des armatures :***

4T8/ml ⟶ A=2,01 cm^2/ml

- ***Calcul des armatures transversales :***

T_{max} = (1,35G+1,5Q). L + 1,35P

= (1,35□570 + 1,5□350) ×1,15 + 1,35□172,8

T_{max} = 1721,96 daN

$\tau_u = \frac{T\ max}{b \times d} = \frac{1721,96}{(100 \times 14,5)100} = 0,012MPa$

$\overline{\tau u}$ = 0,05 × fc28 = 1,25 MPa (fissuration peu prejudiciable) (B.6.7.2 BAEL 91)

τ_u = 0,012 MPa < $\overline{\tau u}$ = 1,25MPa

Il n'y a pas de reprise de betonnage

} les armatures transversales ne sont pas necessaires

IV.3.4. Vérification de la fleche :

- ***Conditionde la fleche*** **(B.7.5 BAEL 1) :**

$\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$

$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{fe}$

- ***Verification si la fleche est necessaire :***

$\frac{16}{115} > \frac{1}{20}$ ⟶ 0,14 > 0,05 CV

$\rho = \frac{2,30}{100 \times 14,5} = 0,0016 < \frac{2}{400} = 0,005$ CV

- ***conclusion :***

le calcul de la fleche n'est pas necessaire.

Remarque :

Pour eviter un moment de torsion imporatant, on utilisera un contre poids.

IV.3.5. Le contre poids :

- ***Calcul du contre poids***

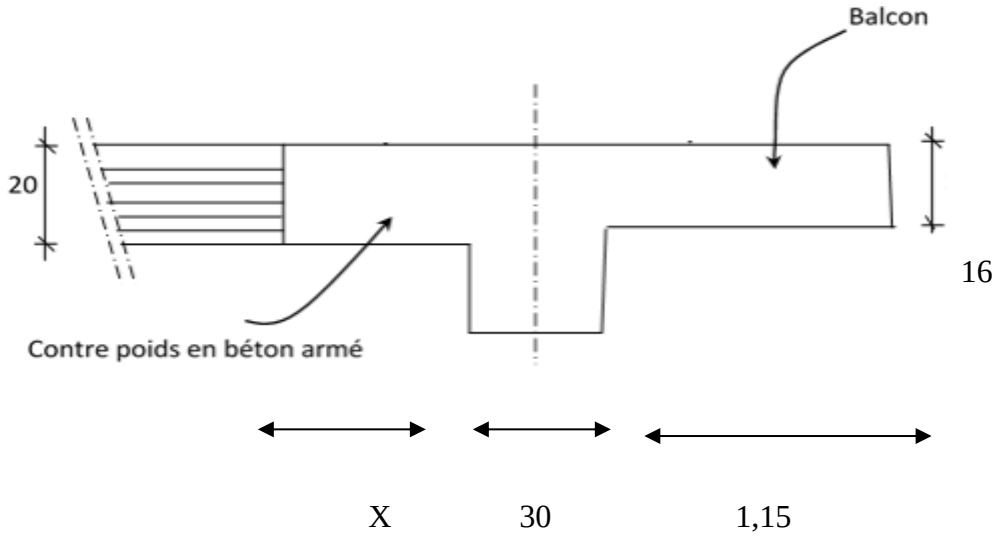


Figure IV.8 Schéma du balcon avec un contre poids.

On doit avoir : $V_{sortant} = V_{entrant} \Rightarrow L \times l_1 \times e_{balcon} = l \times X \times e_{plancher}$

D'ou :

$$X = \frac{L \times l1 \times e\ balcon}{l \times e\ plancher} = \frac{1{,}15 \times 1{,}00 \times 0{,}16}{1{,}00 \times 0{,}20} = 0{,}92\ m$$

IV.3.6. Dessin de feraillage :

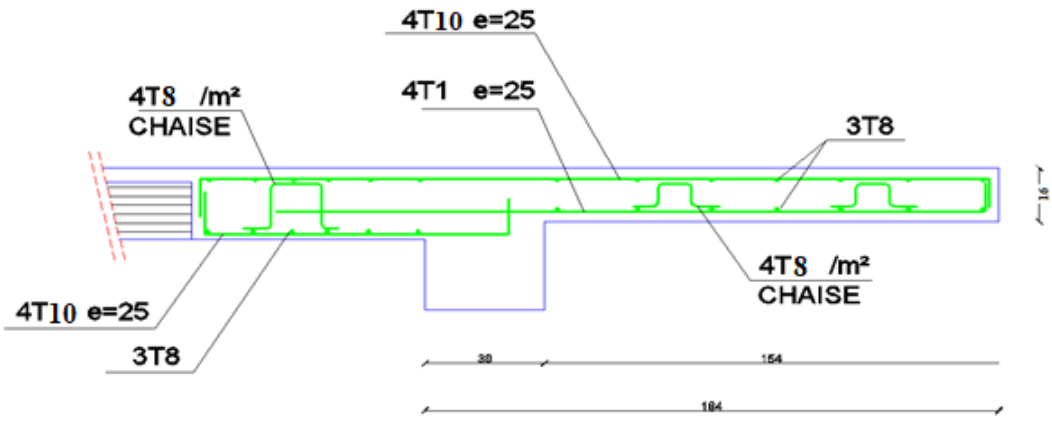


Figure IV.9 Feraillage du balcon

IV.4. Escaliers

IV.4.1. Introduction

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. •Ils permettent le mouvement et la circulation verticale des personnes et des objets dans un immeuble.

Les escaliers sont des éléments importants, ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements ……).

Les escaliers se composent de :

- ✓ Volée : C’est une suite de marche (avec 20 marches au maximum).
- ✓ Palier de repos : C’est la partie horizontale d’un escalier entre 2 volées.
- ✓ Palier d’arrivée : Plateforme ménagée de distance en distance et spécialement à chaque étage.
- ✓ Paillasse : dalle inclinée supportant les marches et contremarches d'un escalier et assurant la transmission des charges et surcharges.
- ✓ La marche c’est la surface plane horizontale sur laquelle on pose le pied
- ✓ Contre marche : La partie verticale d’une marche.
- ✓ Emmarchement : La longueur de la marche.

Dans notre projet on a 1 seul type d’escaliers : escaliers à paillasse porteuse.

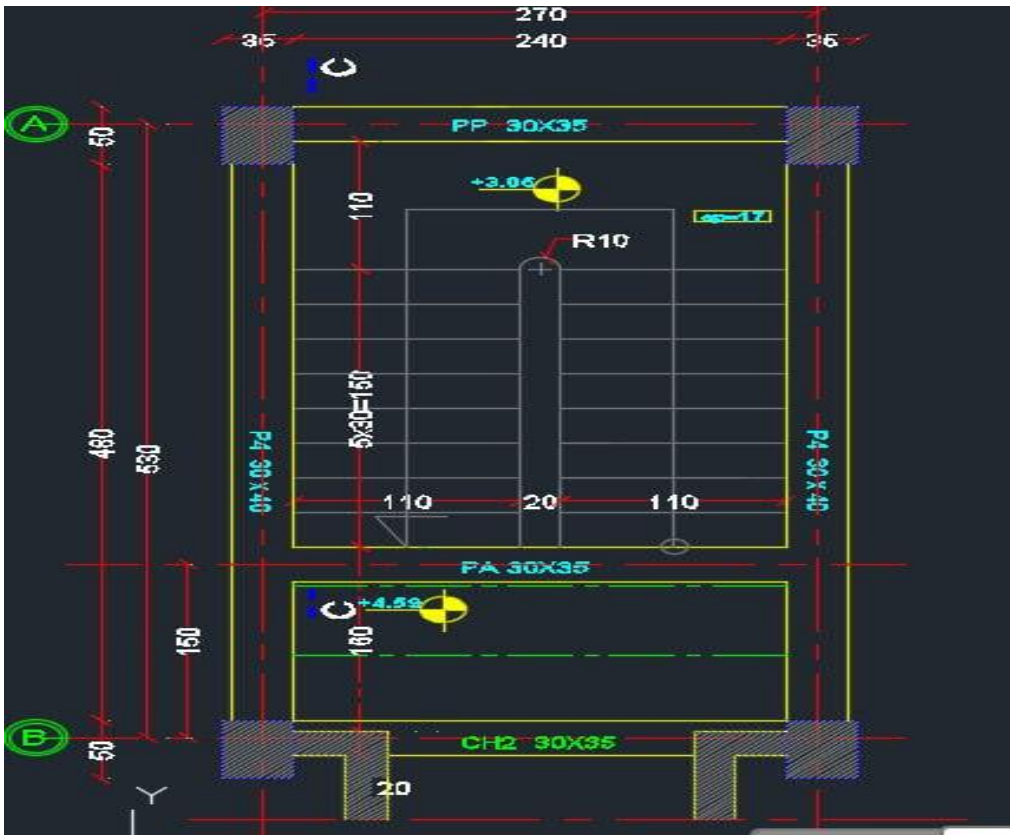


Figure IV.10 cage d’escalier d’étage courant.

IV.4.2. Pré-dimensionnement :

- ***Type 1 (escaliers des étages courants) :***

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de ’’ BLONDEL ’’

59 cm ≤ g+2h ≤ 66c……. (1)

g+2h = 64 cm ……... (2)

g = $\frac{L}{n-1}$ ……..... (3)

h= $\frac{H}{n}$ …….. (4)

Avec :

he : la hauteur d’étage. (3,06 m)

h : la hauteur des contres marches.

g : giron (la largeur de la marche).

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d’étage.

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

H = $\frac{he}{2}$ = 153 cm;

L=240 cm.

En remplaçant (3) et (4) dans (2) on obtient :

$\frac{L}{n-1} + 2 * \frac{H}{n} = 64$

Et puis : $64\ n^2 - n\ (64+ L+2H) +2H=0$

Donc l'équation devient : $64n^2 - 610n+306=0$

Ceci implique :

$\Delta = B^2 – 4AC = 610^2 - 4\times64\times306 = 293764$

$\sqrt{\Delta} = 542$

n= $\frac{610+542}{2\times64}$ = 9

Donc :

n = 9 (contre marches)

n-1 = 8 (marches)

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

g = $\frac{240}{8}$ = 30 cm

1. **Inclinaison de la paillasse** :

$$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0{,}56 \Rightarrow \alpha = 29{,}54°$$

2. **La longueur de la paillasse :**

L' = $L_R = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{1{,}53^2 + 2{,}4^2}$ = 2,85 m

L' + L_{palier} = 2,85 + 1,10= 3,95 m

- ***Epaisseur de la paillasse :***

Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} => \frac{395}{30} < e < \frac{395}{20} => 15{,}80 < e < 19{,}75(cm)$$

On prend : $e_p = 16$ cm (paillasse et palier).

- ***Type 2 (escaliers du sous-sol) :***

On prend h = 17 et g = 30

he : la hauteur d'étage. (3,91 m)

H = $\frac{he}{2}$ = 196 cm;

Calcul du nombre de contre marche :

h = $\frac{H}{n}$ => n = $\frac{196}{17}$ = 11

n = 11 (contre marches)

n-1 = 10 (marches)

D'autre part L= (n-1) g⇒L = (11-1) ×30 = 300 cm.

1. **L'inclinaison de la paillasse** :

$$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0{,}56 \Rightarrow \alpha = 29{,}54°$$

2. **La longueur de la paillasse :**

L' = $L_R = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{1{,}96^2 + 3^2}$ = 3,58 m

L' + L_{palier} = 3,58 + 1,30= 3,82 m

- ***Epaisseur de la paillasse (Paillasse porteuse) :***

Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} => \frac{382}{30} < e < \frac{382}{20} => 12{,}73 < e < 19{,}1(cm)$$

On prend : $e_p = 16$ cm (paillasse et palier)

IV.4.3. Descente de charges :

- ***Paillasse :***

Désignation	ρ(daN/m³)	e (m)	G (daN/m²)
carrelage	2200	0,02	44
Mortier horizontale	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Revêtement vertical	$120 \times \frac{h}{g} = 120 \times \frac{17}{30}$		68
Paillasse en B.A	$2500 \times \frac{0{,}16}{\cos\alpha} =$		459,76
Enduit en ciment	$18 \times \frac{1{,}5}{\cos\alpha} = 18 \times \frac{1{,}5}{\cos 29{,}54°}$		31,03
Marche	$2200 \times \frac{h}{2} = 2200 \times \frac{0{,}17}{2}$		187
G = 865,8 daN/m² **Q = 250 daN/m²**			

Tableau IV.2 Charges permanentes et surcharge de la paillasse.

- ***Combinaisons fondamentales :***

Pour une bande de 1m de largeur :

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 ×865,8 + 1,5 × 250 = 1543,83 daN/m².

$\overline{qu}$ = qu× 1 = 1543,83 daN/ml.

- ✓ Etat limite de service (E.L.S) :

qser = G + Q = 865,8+ 250 = 1115,8 daN/m². la

$\overline{qser}$ = qser×1 = 1115,8 daN /ml.

- ***Palier :***

Désignation	**ρ(daN/m³)**	**e (m)**	**G (daN/m²)**
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Enduit de ciment	18	1,5	27
Poids propre du palier	2500	0,16	400
G = 547 daN/m² **Q = 250 daN/m²**			

Tableau IV.3 Charges permanentes et surcharges du palier.

- ***Combinaisons fondamentales :***

Pour une bande de 1m de largeur :

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 ×547 + 1,5 × 250 = 1113,45 daN/m².

$\overline{qu}$ = qu× 1 = 1113,45 daN/ml.

- ✓ Etat limite de service (E.L.S) :

qser = G + Q = 547+ 250 = 797 daN/m². la

$\overline{qser}$ = qser×1 = 797 daN /ml.

Type 1 :

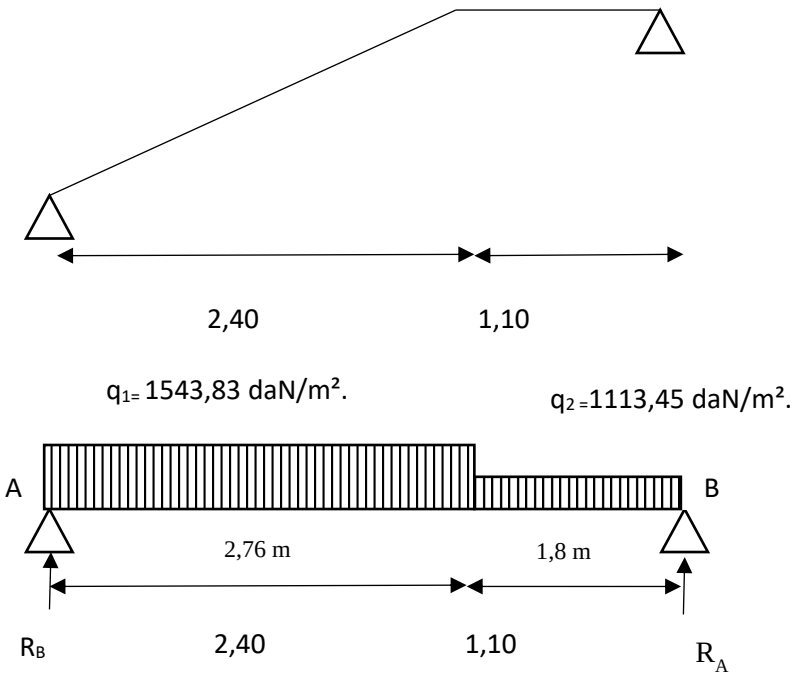


Figure IV.11 Schémas statique d'un escalier à paillasse avec un palier de l'étage courant.

VI.4.4. Ferraillage des escaliers :

➢ ***Calcul les réactions :***

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{q_1 \times 2{,}40(2{,}40/2+1{,}10) + q_2 \frac{1{,}10^2}{2}}{3{,}70} = 2757{,}80 \text{ daN}$$

$$\Sigma M/_A = 0 \Rightarrow R_B = \frac{q_2 \times 1{,}50\,(1{,}50/2+2{,}40) + q1\,\frac{2{,}40^2}{2}}{3{,}70} = 2394{,}88 \text{ daN}$$

		R_A (daN)	R_B (daN)	Vérification
Formule		$\sum M/_B = 0$	$\sum M/_A = 0$	$\sum F_V = 0$
Valeur	**ELU**	2757,80	2394,88	***Condition vérifiée***
	ELS	1991,42	1722,6	***Condition vérifiée***

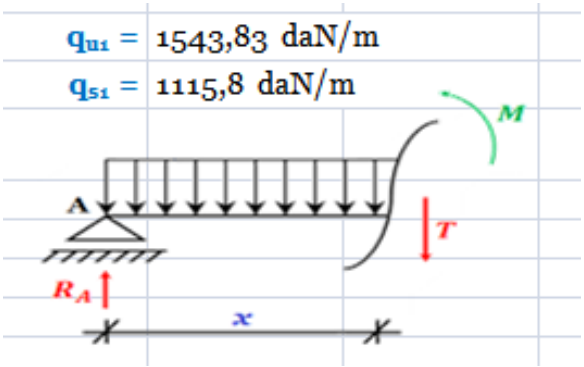
Tableau IV.4 Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.

Vérification :

$\Sigma Fv = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2757{,}80 + 2394{,}88 - q_1 \times 2{,}40 - q_2 \times 1{,}30 = 0$ (vérifié)

➢ ***Calcul du moment fléchissant et efforts tranchant :***

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2{,}40$

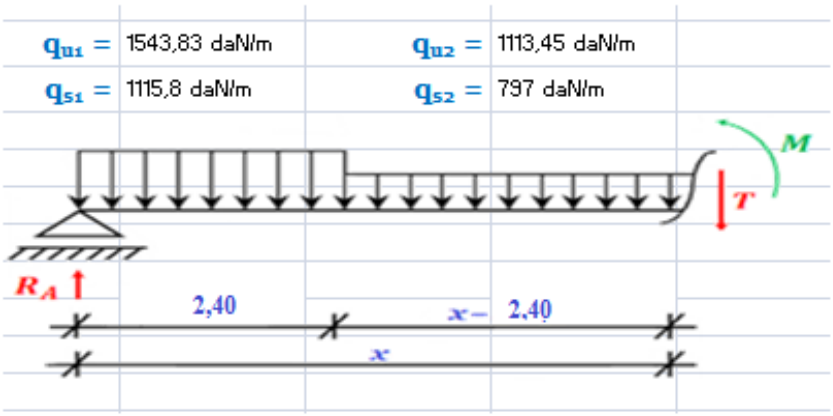


	Formule		Valeur	
			Pour x =0	**Pour x = 2,40 m**
M (x) [daN.m]	$R_A\,x - (q_1 \times \frac{x^2}{2})$	ELU	0	2172,49
		ELS	0	1565,90

T (x) [daN]	$R_A - (q_1 \times x)$	ELU	2757,80	-947,39
		ELS	1991,42	-686.50

Tableau IV.5 Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 1-1.

Section 2-2 : 2,40 ≤ x ≤ 3.7



		Formule	Valeur	
			Pour *x* = 2,40 m	**Pour *x* = 3,7m**
M (x) [daN.m]	**ELU**	$R_A x - 2{,}40(x - 2{,}40/2)\, q_{u1} - \frac{(x-2{,}40)^2}{2} q_{u2}$	2172,49	0
	ELS		1565,90	0
T (x) [daN]	**ELU**	$R_A - 2{,}40\, q_{u1} - (x - 2{,}40)\, q_{u2}$	- 947,39	- 2394,88
	ELS		- 686,50	- 1722,60

Tableau IV.6 Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section 2-2.

- ***Calcul du moment fléchissant maximum :***

$M(x) = RA.\ x - (\ q_1 \times \frac{x^2}{2}\ )$

$T=0 \Rightarrow R_A - (q_{u\,vol} \times x) = 0 \Rightarrow x = 1{,}79$ m

$M(1,79) = 2757,80 \times 1,79 - 1543,83 \times \frac{1.79^2}{2} = 2463,18$ daN.m

	x_m [m]		M_{max} [daN.m]	M_t [daN.m]	M_a [daN.m]
	Formule	**Valeur**		$0,8\ M_{max}$	$-\ 0,2\ M_{max}$
ELU	$T(x_m)=0$	1.79	2463,18	1970,54	-492,64
ELS		1.79	1777,09	1421,67	-355,42

Tableau IV.7 Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui.

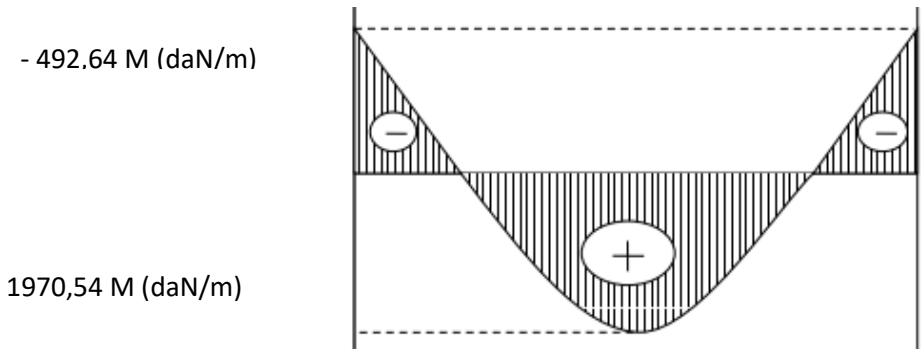
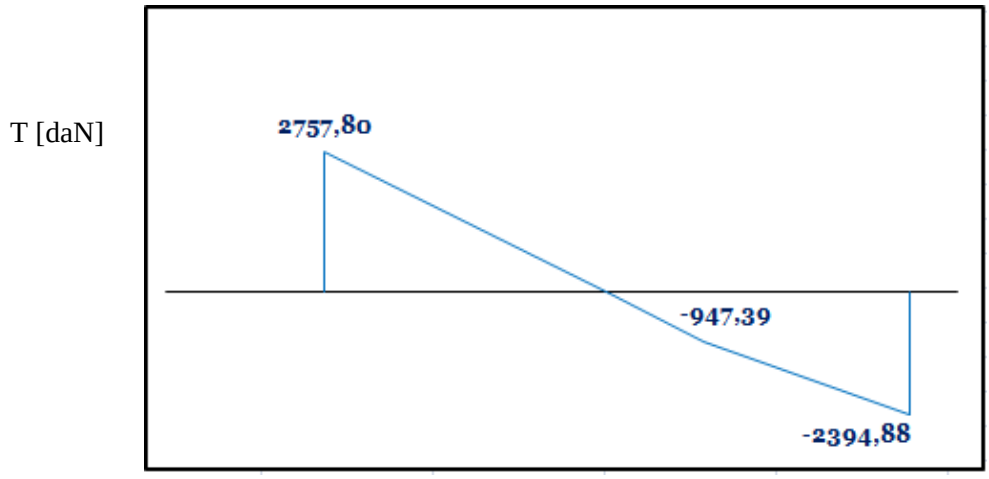


Figure IV.12 Diagramme des moments en appuis et travées.



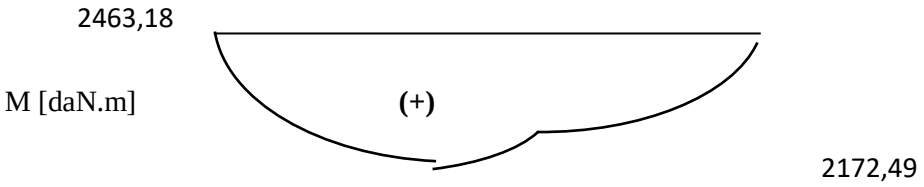


Figure IV.13 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.

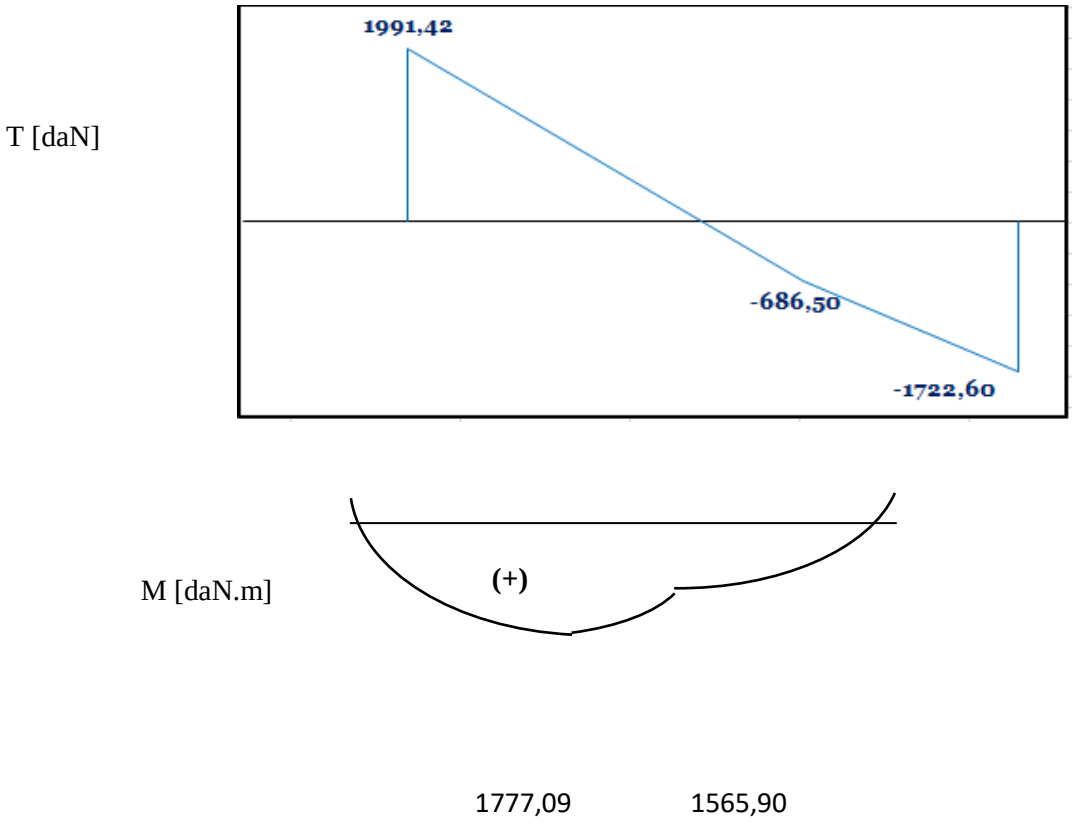


Figure IV.14 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

- ***Calcul des armatures :***

A. En travée :

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$M_t^u = 1970{,}54\ \text{daN.m}$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19705{,}4}{14{,}17 \times 100 \times 14^2} = 0{,}07$

$\mu = 0{,}07 < \mu_L = 0{,}392 \Rightarrow$ Á N'existe pas et ;

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\ \text{MPa}$

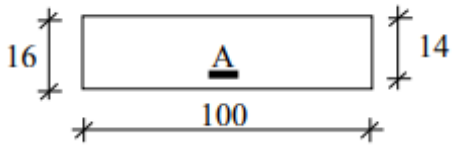


Figure IV.15 Section de calcul.

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}09$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}964$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{19705{,}4}{348 \times 0{,}964 \times 14} = 4{,}20\ \text{cm}^2$$

- ***Condition de non fragilité :***

$$A_{min} = 0{,}23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2{,}1}{400} = 1{,}69\, cm^2/ml$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 4{,}20\ \text{cm}^2$$

- ***Choix des armatures :***

6T12 $\longrightarrow$ A= 6,79 cm²

(T12 e = 20 cm).

- ✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$M_t^{ser} = 1421{,}67\ \text{daN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec Á∄ => $\alpha^? \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{19705,4}{14216,7} = 1,39$$

$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100}$ □□□□□□□□□>□α = 0,09 □□condition vérifiée

- ***Conclusion :***

- □$_b$□□$\overline{\sigma b}$□□□□ MPa
- Fissuration peu préjudiciable
- Aucune vérification pour σs

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

- ***Armatures de répartition :***

$$A_r = \frac{A}{4} => A_r = 1,70\ cm^2/ml$$

- ***Choix des armatures :***

4T8 ⟶ A= 2,01 cm²/ml

B. En appuis

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -492,64\ daN.m$$

- ***Vérification de l'existence des armatures comprimées :***

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4926,4}{14,17 \times 100 \times 14^2} = 0,017$$

$\mu = 0,017 < \mu_L = 0,392 => A'$ N'existe pas et ;

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l => \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348$ MPa

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha => \beta = 0,992$$

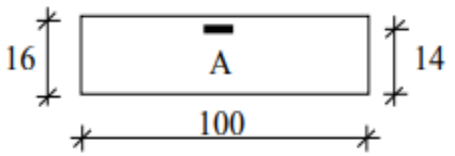


Figure IV.16: **Section de calcul.**

- ***Détermination des armatures :***

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4926,4}{348 \times 0,992 \times 14} = 1,02\ cm^2$$

- ***Condition de non fragilité :***

$$A_{\min} = 0{,}23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2{,}1}{400} = 1{,}69\, cm^2/ml$$

$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 1{,}69\ cm^2$

- ***Choix des armatures :*** 4T12 ⟶ A= 4,52 cm²/ml

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$M_a^{ser} = -355{,}42$ daN. m

Flexion simple

Section rectangulaire avec Á∄=>

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\alpha^? \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{4926{,}4}{3554{,}2} = 1{,}39$$

$\alpha \leq \frac{1{,}39-1}{2} + \frac{25}{100}$ □□□□□□□□□>□α = 0,021 □□condition vérifiée

- ***Conclusion :***

- □b□□$\overline{\sigma b}$□□□□ MPa
- Fissuration peu préjudiciable
- Aucune vérification pour σs

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

- ***Armatures de répartition :***

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1{,}13\ cm^2/ml$$

- ***Choix des armatures :***

4T8 ⟶ A= 2,01 cm²/ml

- ***Vérification des contraintes de cisaillement :***

$T_u^{\max} = 27{,}578 kN$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \times d} = \frac{27578}{100 \cdot 14 \cdot 100} = 0{,}19MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min(\frac{0{,}2\, fc28}{\gamma b};5MPa) = 3{,}33MPa$$

$$\left.\begin{array}{l} \tau_u = 0{,}19MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}33MPa \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array}\right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

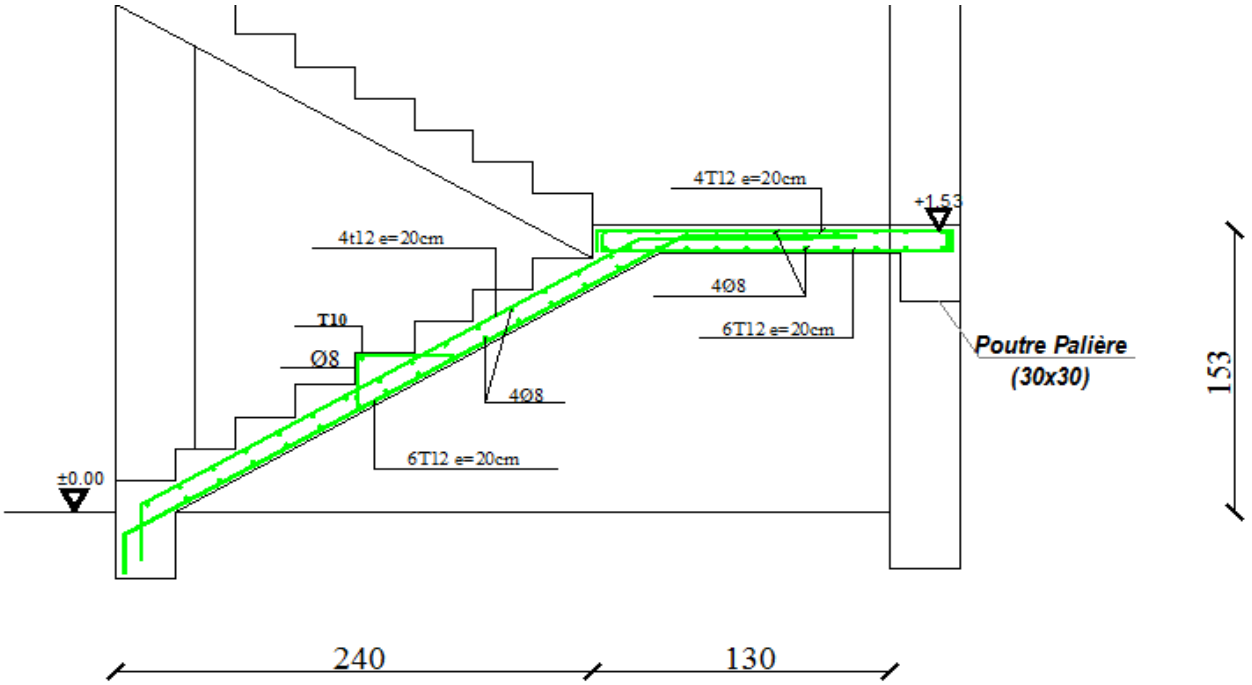


Figure IV.17 Dessin de ferraillage

IV.4.6. Etude de la poutre palière :

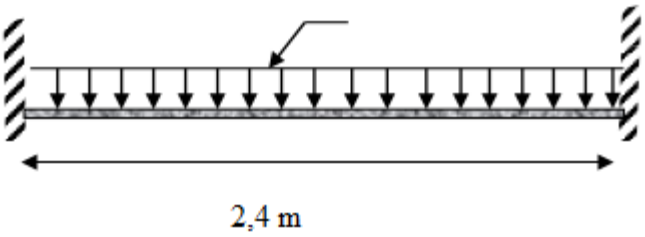


Figure IV.18 Schémas statique de la console palière.

- ***Dimensionnement :***

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

La largeur b doit être comprise entre :

$$0{,}4h \leq b \leq 0{,}8h$$

h et b doivent vérifier les conditions du RPA99 :

$h \geq 30cm$

$b \geq 20cm$

$\frac{h}{b} \leq 4.00$

Avec : L = 240 cm

$\frac{240}{15} < h < \frac{240}{10} \longrightarrow 16 < h < 24$ (h=30cm)

La poutre palière est de dimensions $(30\times 30)\ cm^2$

$$\left.\begin{array}{l} h = 30cm \geq 30cm \\ b = 30cm \geq 20cm \end{array}\right\} \text{Conditions vérifiées}$$

$\frac{h}{b} = 1 \leq 4.00$

IV.4.6.1. Evaluation des charges :

	ELU	ELS
g (kN/ml)	0,30×0,30×25×1,35 = 303,75 daN/ml	0,30×0,30×25=225 daN/ml
Poids du mur	289× 0,2 ×2,71× 1,35 = 211,46 daN/ml	289×0,2 ×2,71 = 156,64 daN/ml
q (kN/ml)	R_B = 2394,88 daN/ml	R_B =1722,6 daN/ml
Charge totale	qu = 2910,09 daN/ml	qs = 2104,24 daN/ml

Tableau IV.8 Tableau récapitulatif de chargement.

G_{mur} = 2,89KN/m^2 (chapitre II)

H: hauteur libre : 3,06- 0,35 = 2,71 m

IV.4.6.2. Calcule des sollicitations :

	Mt	Ma	T max
Formule	**$ql^2/24$**	**$-ql^2/12$**	**q.l/2**
ELU	698,42	-1396,84	3492,11
ELS	505,02	-1010,03	2525,10

Tableau IV.9 Tableau récapitulatif des sollicitations.

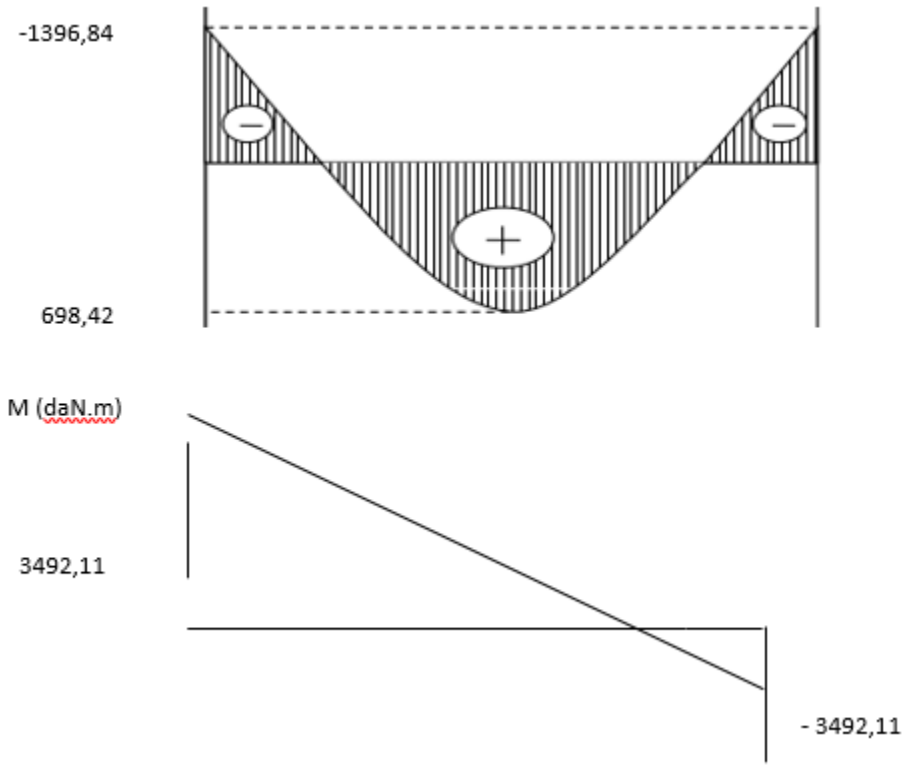


Figure IV.19 Diagramme de M et T à l'ELU.

1. **En travée :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

M_t^u = 689,42 daN.m

➢ ***Vérification de l'existence des armatures comprimée :***

$$\mu = \frac{M_t^\mu}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{6894{,}2}{30 \times 27^2 \times 14{,}17} = 0{,}002$$

$$\mu = 0{,}002 < \mu_l = 0{,}392(acier FeE400) \Rightarrow A'n'esiste\ pas$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\ \text{MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}002$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}999$$

➢ ***Détermination des armatures :***

$$A_u = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6894,2}{0,998 \times 27 \times 348} = 0,73\ cm^2$$

- ***Conditions de non fragilité :***

A_{min}=0,23.b.d. $\frac{f_{t28}}{fe}$

A_{min}= 0,23. 30 .27. $\frac{2,1}{400}$ =0,98 cm^2

- ***Conclusion :***

A_t= max (A_{min} ; A_{cal}) = max (0,98 ; 0,73) = 0,73 cm^2

- ***Choix des armatures :***

3T8 ⟶ A = 1,51 cm^2

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

M_t^{ser} = 505,02 daN.m

Flexion simple

Section rectangulaire avec A′∄=>

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$\alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{6894,2}{5050,2} = 1,36$$

$\alpha \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100}$ □□□□□□□>□α = 0,005 □□condition vérifiée

- ***Conclusion :***

- □b □□ $\overline{\sigma b}$ □□□□ MPa
- Fissuration peu préjudiciable

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

- Aucune vérification pour σs

2. **En appui :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U):

M_a^u = -1396,84 daN.m

➢ ***Vérification de l'existence des armatures comprimée :***

$$\mu = \frac{M_A}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{13968,4}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_l = 0,392(acier\ FeE\ 400) \Rightarrow A'n'existe\ pas$$

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348$ MPa

$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,05$

$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,980$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13968,4}{0,980 \times 27 \times 348} = 1,52cm^2$$

➢ ***Conditions de non fragilité :***

A_{min}= 0,23. 30 .27. $\frac{2,1}{400}$ =0,98 cm^2

➢ ***Conclusion :***

A_a= max (A_{min} ; A_{cal}) = max (0,98 ; 1,52) = 1,52 cm^2

➢ ***Chois des armatures :***

3T12 ⟶ A = 3,39 cm^2

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

M_a^{ser} = -1010,03 daN.m

Flexion simple

Section rectangulaire avec A′∄=>

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\alpha^{?} \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1396,84}{1010,03} = 1,38$$

$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100}$ □□□□□□□□>□α = 0,09 □□condition vérifiée

- ***Conclusion :***

- □b□□$\overline{\sigma b}$□□□□ MPa
- Fissuration peu préjudiciable
- Aucune vérification pour σs

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

- ***Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :***

Tu= ≤ 0,267 × a × b× fc_{28}

a= 0,9 × d = 0,9 × 27 = 24,3 cm

Tu=34921,1 N ≤ 0,267 × 24,3 × 30 × 25 × 10^2 = 486607,50 N

Pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

- ***Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :***

On doit vérifier que : $A1 \geq \frac{\gamma s}{fe}(Tu + \frac{Mu}{0,9d})$

$$A1 = 3,39\ cm^2 \geq \frac{1,15}{400}(34921,1 + \frac{13968,4}{0,9\times27})\ 10^{-2} = 1,02 \ldots\ldots\ldots\ldots C.V$$

Il n'y a aucune influence sur les armatures longitudinales.

- ***Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :***

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \times d} = \frac{34921,1}{30 \times 27 \times 100} = 0,43MPa$$

$\overline{\tau_u}$ = min (0,2 $\frac{fc28}{\gamma b}$; 4MPa) = 3,33MPa fissuration peu nuisible.

$\tau_u = 0,43MPa < \overline{\tau_u} = 3,33MPa$ ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

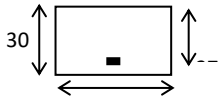
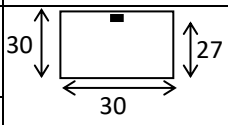
		M (daN.m)	Section de calcul	A calculée (cm^2)	Amin (cm^2)	Le choix des armatures
En travée	ELUR	698,42		0,73	0.98	3T8 A=1.51 cm^2
	ELS	505,02		Vérifiée		
Aux appuis	ELUR	-1396,84		1,52	0.98	3T12 A=3,39 cm^2
	ELS	-1010,03		Vérifiée		

Tableau IV.10 Tableau récapitulatif de ferraillage.

- ***Section et écartement des armatures transversales :***

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{\min}) = \min(0.85;3;1,2)$$

$$\phi_t \leq 0,85cm$$

Donc ; on prendra $\phi = 8mm$ de nuance d'acier FeE235→ 4ϕ8 → At = 2,01 cm^2

- ***L'espacement des armatures transversales :***

K= 1

α= 90°

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0{,}8 \times f_e}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28})} = \frac{2{,}01 \times 0{,}8 \times 235}{30(0{,}43 - 0{,}3 \times 2{,}1)} = -62{,}98\ cm$$

$$\delta_{t2} \leq min(0{,}9 \times d\ ; 40cm) = 24{,}3\ cm \qquad \rightarrow \text{Valeur rejetée}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{f_e \times A_t}{0{,}4 \times b} = \frac{235 \times 2{,}01}{0{,}4 \times 30} = 39{,}36\ cm$$

$$\delta_t \leq min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 24{,}3\ cm$$

Selon RPA99 (version 2003) :

Zone nodale : δt ≤ min(h/4 ; 12¢ ;30) = min(30/4 ;12×1,4 ; 30) = 7,5cm

Zone courante : δt ≤ h/2 = 30/2 =15cm

Donc on prend δt = 7,5 cm dans la zone nodale

Et δt = 15 cm dans la zone courante

IV.4.6.1. Vérification de la flèche (B.7.5 BAEL 91) :

Suivant les règles **[BAEL 91 / B.7.5]**, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}}\right)$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe}$

➢ ***Vérification si la flèche est nécessaire :***

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{30}{300} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}}\right) \Rightarrow \frac{30}{300} = 0{,}1 \geq \frac{1}{10}\left(\frac{505{,}02}{2367{,}27}\right) = 0{,}02 \Rightarrow CV$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{3{,}39}{30 \times 27} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow CV$$

- ***conclusion :***

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.4.6.2. Dessin de ferraillage :

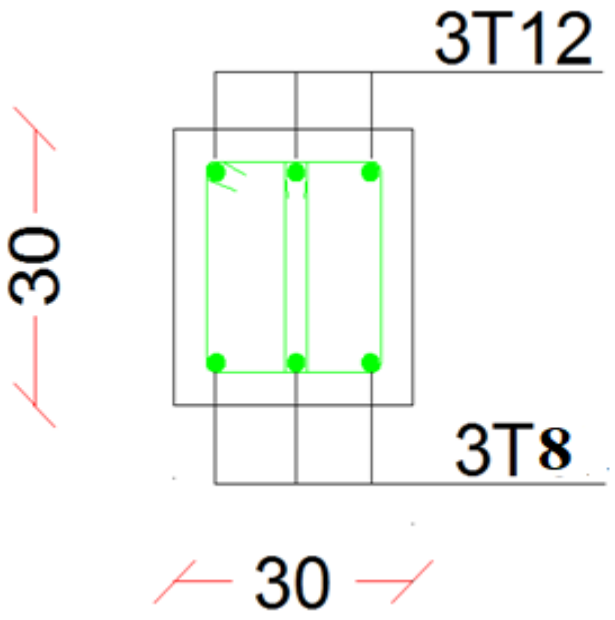


Figure IV.20 Ferraillage de la console palière.

Chapitre V:**Etude sismique**

V.1. Introduction

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface terrestre. Vue que notre projet est situé à Mostaganem qui est une zone de moyenne sismicité IIa, il est nécessaire de construire des structure pouvant résister à ce phénomène et cela impose l'étude du comportement dynamique de la structure afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de l'ouvrage et de définir un modèle structural qui vérifie les conditions et les critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

V.2. Etude sismique

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage dans une zone sismique, son objectif est la détermination des caractéristiques dynamiques.

L'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul, on utilise alors un logiciel préétabli, Avec une modélisation adéquate de la structure qui peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel ROBOT.

V.2.1. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers WP est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation (G+β Q) imposée par le tableau

(4.5 RPA99 version 2003) avec (β = 0,2) pour un bâtiment à usage d'habitation. (Masse source).

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m$^{3.}$

V.2.2. Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ROBOT** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

- ***Présentation du logiciel :***

« ROBOT » est un logiciel de calcul, d'analyse et la modélisation en 3D.

C'est un programme structural basé sur la méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures, il offre une interface utilisable intuitive, puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter la construction et simplifie le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcul automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normaux, contraintes σ…).

- ***Etape de modélisation :***

- Initialiser le modèle (unités, gri
- lles, niveaux)
- Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections, cas et combinaisons de chargements)
- Définir la géométrie du modèle
- Assigner les conditions aux appuis et les diaphragmes
- Appliquer les charges
- Spécifier les options d'analyse (effet p-delta; options d'analyse modale)
- Définir le spectre de réponse (selon la norme) qui va être utilisé pour l'analyse spectrale.
- Exécuter l'analyse et afficher les résultats (modale et spectrale).
- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats).

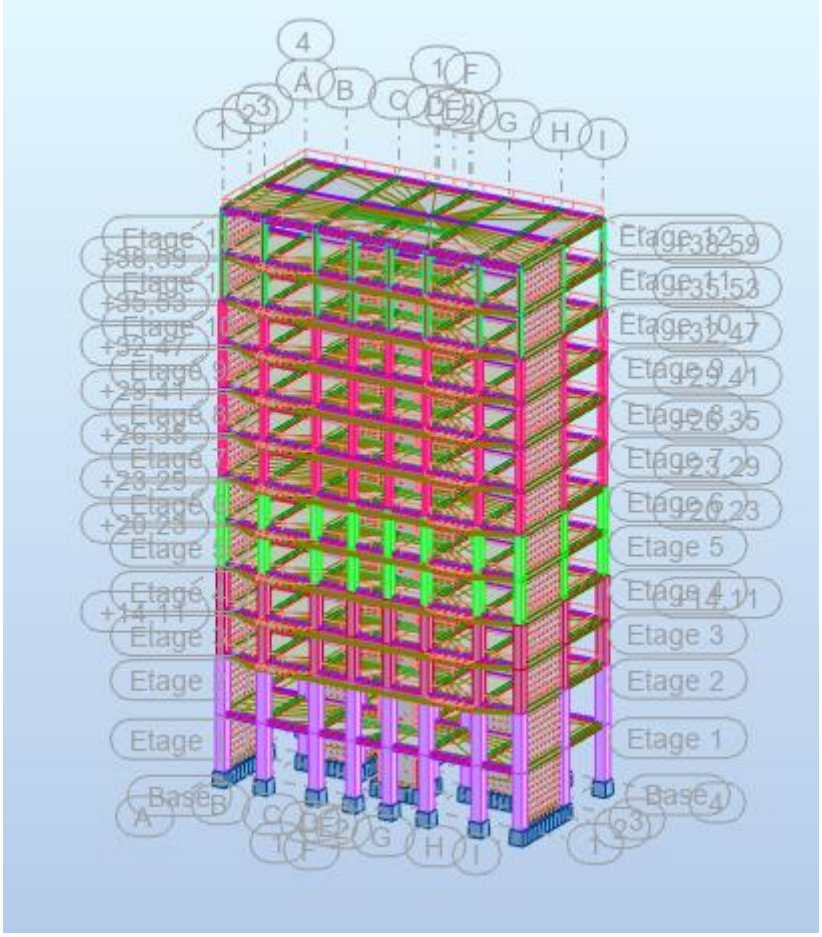


Figure V.1 Modélisations en 3D par ETABS.

➢ ***Détermination des charges :***

Pour notre structure, on a trois types:

- *Charge permanente G :*

Contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

- *Charge d'exploitation Q :*

Les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

- *Les forces sismiques E:*

Contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).

➢ Déterminations des combinaisons

- 1,35G + 1,5Q
- G + Q

- 0,8G + E
- 0,8G – E
- G + Q + E
- G + Q – E
- G + 0,2Q

V.3. choix de la méthode de calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

Le calcul des forces sismiques est mené selon les trois méthodes suivantes :

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

V.3.1. La Méthode statique équivalente :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de la structure.

- **Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- **Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]**

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;
2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;
3. 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.
4. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;
5. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

- **Régularité en élévation** : **[RPA99 (version2003)/3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupe.

Zone IIa : Groupe d'usage 3.

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III

- Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieur ou égale à 2 niveaux ou 08m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique.

V.3.2. Les méthodes dynamiques :

V.3.2.1. La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Dans notre cas, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de la régularité en plan ne sont vérifiées.

- ***Principe :***

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- ***Nombre de modes à considérer :*** **(RPA.99 / Version 2003 4.3.4).**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives doit être supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure(le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec :

N : le nombre de niveau au-dessus du sol (N=11)

$K \geq 3\sqrt{11} \longrightarrow K \geq 10$ modes.

V.3.2.2. Interprétation des résultats :

- ***Résultante des forces sismiques de calcul :*** *(RPA99 (version 2003) /4.3.6)*

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si Vt < 0,8V, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, …) dans le rapport.

- ***Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :*** *(RPA99/4.2.3)*

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de la structure

- **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par **(Tableau 4.1p40 RPA 99 ver 2003)** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left.\begin{array}{l} \text{- Zone sismique : IIa (wilaya de Mostaganem).} \\ \\ \text{- Groupe d'usage : 2(Ouvrage courants ou d'importance moyenne).} \end{array}\right\} \Rightarrow A = 0.15$$

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \le T \le 3s \text{ …. ((4.2) RPA99 version 2003)} \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/\ (2+\zeta)} \ge 0.7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2 RPA99 version 2003)

Portique en béton armé, remplissage dense $\Rightarrow$ ξ =7%

=> $\eta = \sqrt{7/\ (2+7)} = 0.882 \geq 0.7$…….Condition vérifiée

Site très meuble (S_4) $\Rightarrow$ $T_2 = 0.70s$ (Tableau 4.7 RPA99 version 2003)

V.4. Calcul de la résultante des forces

- *Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :*

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

T= min ($T = C_T \times h_N^{3/4}$; $T = 0{,}09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$)

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égale à 38,59m.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

Dx= 22,51 m, Dy= 12,23 m

CT : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

(Tableau 4.6 RPA 99 ver 2003)

$T = C_T h_N^{3/4}$

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA => $C_T = 0.05$

$T' = 0.05 \times (38{,}59)^{3/4} \Rightarrow T = 0{,}77s$

$T''_X = 0.09 \frac{38{,}59}{\sqrt{27{,}51}} = 0{,}66s$

$T''_y = 0.09 \frac{38{,}59}{\sqrt{12{,}23}} = 0{,}99s$

T_x= min (0,77 ; 0,73) = 0,73s

T_y= min (0,77 ; 0,99) = 0,77s

$0 \leq Tx \leq T_2 \Rightarrow D = 2.5\eta \Rightarrow D_x = 2{,}5 \times 0{,}882 = 2{,}205$

$T_2 \leq Tx \leq 3{,}0s \Rightarrow D_y = 2{,}5 \times 0{,}882(0{,}7/0{,}77)^{2/3} = 2{,}070$

- *Coefficient de comportement R :*

Portiques contreventés par des voiles => R = 3,5 **[RPA99 (version2003)/tableau 4.3]**

- *Facteur de qualité Q :*

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation

• La qualité de contrôle de la construction

La valeur de *Q* est déterminée par la formule :

Q= 1+ $\sum_1^6 p_q$…… (4.4) **(RPA 99/version 2003)**

Pq: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ".

-Sa valeur est donné par le tableau **4.4 (RPA 99/version 2003).**

	P_q	
Critère	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
Totale	0,2	0,2

Tableau V.1 Valeurs des pénalités P_q

Q = 1 + Σ Pq

Q= 1+ 0,2 = 1,2

- *Calcul du poids de la structure W :*

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi}$$ ….. [RPA99version2003/formule 4.5]

Avec :

W_i : le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i » ;

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{GI}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes ;

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation ;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

β = 0,2 (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). **(Tableau 4.5)** (***RPA99ver2003*).**

V.5. Spectre de réponse de calcul

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article (4.3.3 du RPA 99 / version 2003) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta\,(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \ldots \text{(RPA 99 version 2003 / formule 4.13)} \\ 2.5\eta\,(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0 \\ 2.5\eta\,(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Représentation graphique du spectre de réponse :

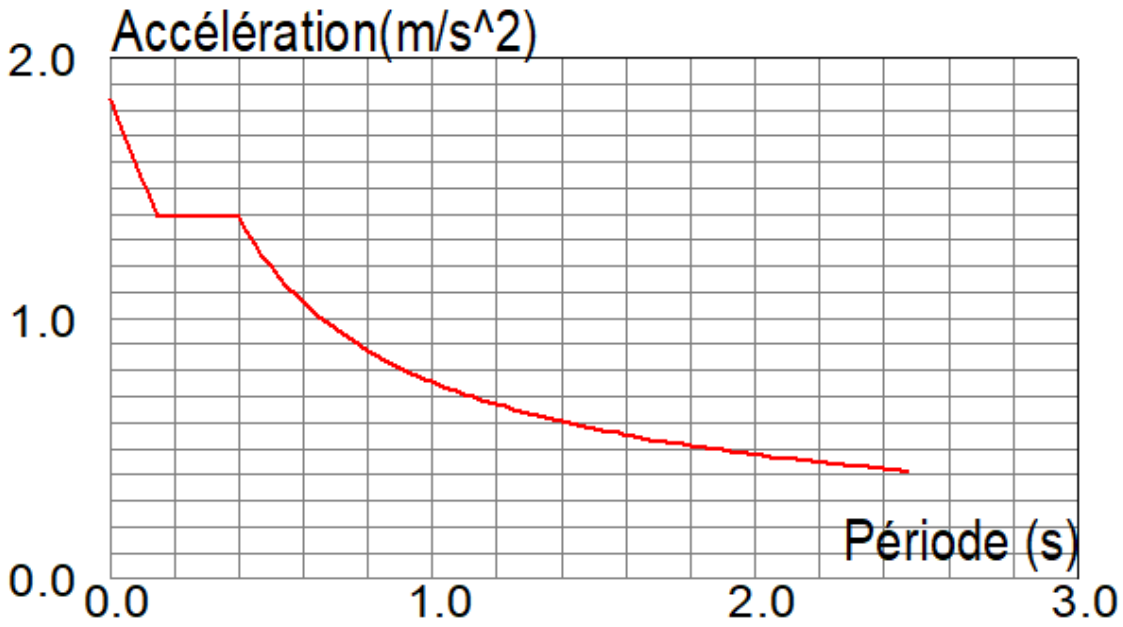


Figure V.2 Spectre de réponse.

Sa /g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

T : Période fondamentale de la structure**.**

V.6. Etude des variantes

V.6.1. Etude du premier Modèle :

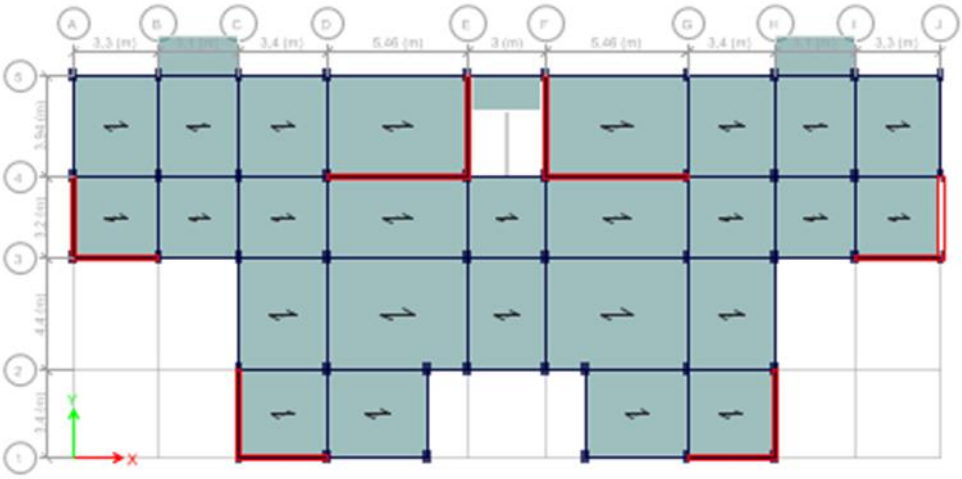


Figure V.3 Disposition des voiles model.

Caractéristiques dynamique propres du premier modèle :

Mode	Période	Masse modale Ux (%)	Masse modale Uy (%)	Nature	Masses cumulées Ux	Masses cumulées Uy
1	0,80	65,11	0,00	Trans y	65,11	0,00
2	0,62	0,00	64,23	Trans x	65,11	64,23
3	0,59	2,01	0,00	Torsion	67,12	64,23
4	0,22	17,96	0,00	/	85,08	64,23
5	0,15	0,00	20,85	/	85,08	85,08
6	0,14	0,35	0,00	/	85,43	85,08
7	0,10	5,81	0,00	/	91,24	85,08
8	0,06	1,03	0,00	/	92,27	85,08
9	0,06	0,00	6,58	/	92,27	91,66

Tableau V.2 Périodes et facteur de participation massique model.

- ***Constations :***

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T=0,80s.

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9 éme mode.

- Le 1ermode est mode de translation parallèlement à Y-Y.

- Le 2èmemode est mode de translation parallèlement à X-X.

- Le3ème mode est un mode de torsion.

- ***Vérification de la période :*** *(RPA99 ver 2003 /A.4.2.4.4)*

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

T_{dyn} = 0,80s > 1.2×$T_{statique}$= 1.2× 0,73= 0,79s => Condition Vérifiée

V.7. La résultante des forces sismiques

Après l'interprétation des résultats du fichier ROBOT, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Soit : $\frac{ADQ}{R}$ W

Remarque :

Le poids total de la structure est donné par le logiciel **robot** :

W = 33718,223 KN

Avec :

A = 0,15 ; R = 3,5; Qx= Qy = 1,2 ; D_x= 2,205 ; D_y = 2,070

$V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R}$ W = 3823,64 KN ⇨ 0.8 V_x = 3058,91 KN

$V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R}$ W= 3589,54 KN ⇨ 0.8 V_y = 2871,63 KN

D'après le fichier des résultats donné par le logiciel ROBOT on a :

- **Sens x-x :**

Vd = 3511.55 KN > 80%Vs ⟶ Condition vérifiée.

- **Sens-y-y :**

Vd = 3160,75 KN > 80% V ⟶ Condition vérifiée.

V.8. Calcul et vérification des déplacements

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 4.4.3 et 5.10 du RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \overline{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \overline{\Delta}$

Avec :

$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x$ et $\Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (dans le sens y-y, Δ_K^y)

δ_K : Le déplacement dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x obtenu par ETABS 17

Déplacement relatif admissible (toléré) : $\overline{\Delta} = 0.01\ h_e$

D'où : hk représente la hauteur de l'étage.

Vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant

Niveaux	***h (mm)***	***δ_{ekx} (mm)***	***δ_{eky} (mm)***	***$\delta_{kx} = R*\delta_{ekx}$ (mm)***	***$\delta_{ky} = R*\delta_{eky}$ (mm)***	***$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)***	***$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)***	***0,01h (mm)***	***Observation $\Delta kx < 0,01h$***	***Observation $\Delta ky < 0,01h$***
12	***3060***	***5,6***	***7,5***	***19,6***	***26,25***	***1,75***	***1,75***	***30,6***	***vérifiée***	***vérifiée***
11	***3060***	***5,1***	***7***	***17,85***	***24,5***	***2,1***	***2,45***	***30,6***	***vérifiée***	***vérifiée***
10	***3060***	***4,5***	***6,3***	***15,75***	***22,05***	***2,1***	***2,8***	***30,6***	***vérifiée***	***vérifiée***
9	***3060***	***3,9***	***5,5***	***13,65***	***19,25***	***2,1***	***2,45***	***30,6***	***vérifiée***	***vérifiée***
8	***3060***	***3,3***	***4,8***	***11,55***	***16,8***	***2,1***	***2,8***	***30,6***	***vérifiée***	***vérifiée***
7	***3060***	***2,7***	***4***	***9,45***	***14***	***2,1***	***2,8***	***30,6***	***vérifiée***	***vérifiée***
6	***3060***	***2,1***	***3,2***	***7,35***	***11,2***	***1,75***	***2,1***	***30,6***	***vérifié***	***vérifiée***
5	***3060***	***1,6***	***2,6***	***5,6***	***9,1***	***1,4***	***2,45***	***30,6***	***vérifié***	***vérifié***
4	***3060***	***1,2***	***1,9***	***4,2***	***6,65***	***1,4***	***2,1***	***30,6***	***vérifié***	***vérifié***
3	***3060***	***0,8***	***1,3***	***2,8***	***4,55***	***1,05***	***1,75***	***30,6***	***vérifié***	***vérifié***
2	***3910***	***0,5***	***0,8***	***1,75***	***2,8***	***1,05***	***1,75***	***39,1***	***vérifié***	***vérifié***
1	***4080***	***0,2***	***0,3***	***0,7***	***1,05***	***0,7***	***1,05***	***40,8***	***vérifié***	***vérifié***

Tableau V.3 Déplacements relatifs de tous les niveaux.

.

V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

(RPA99 ver 2003/art 5.9)

Les effets du second ordre (ou effet **P- Δ)** peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k (obtenu par ETABS 17).

$$P_k = \sum_{i=k}^{n} (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$$Vk = \sum_{i=k}^{n} Fi \rightarrow \quad Fi = \frac{w_i \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

Avec :

W_i : Poids propre de l'étage ;

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

V_t : Force sismique totale.

D'apres (RPA99 version 2003/4.2.5) :

$F_T = 0$ Si T < 0.7 sec ⟶ Tx = 0,57sec < 0,7sec => $\boldsymbol{F_{xt}}$ **= 0**

$F_T = 0.07$ T.V Si T > 0.7sec ⟶ Ty = 0,74sec > 0,7sec =>$\mathbf{F_{yt}}$ **= 310,8867**

Remarque :

- ✓ Si : 0,10 < θk ≤ 0,20, les effets P- Δ peuvent être prise en compte de manière approximative en amplifiants les effets de l'action sismique calculés au moyen dune analyse élastique du 1er ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta k)}$.
- ✓ Si θk > 0,20, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Niveau	Height	P	V_X	U_X	Δ_X	Θ_X	check
	mm	kN	kN	mm	mm	0,0141	
1	3910	-39156,4	2200,77	0,3	-0,5	0,0023	NO P-DELTA
2	4080	-34525	2173,09	0,8	-0,5	0,0019	NO P-DELTA
3	3060	-30752,8	2073,95	1,3	-0,6	0,0029	NO P-DELTA
4	3060	-27539,3	1964	1,9	-0,7	0,0032	NO P-DELTA
5	3060	-24398,4	1841,74	2,6	-0,6	0,0026	NO P-DELTA
6	3060	-21390	1710,85	3,2	-0,8	0,0033	NO P-DELTA
7	3060	-17620,8	1531,4	4	-0,8	0,0030	NO P-DELTA
8	3060	-14774,2	1390,84	4,8	-0,7	0,0024	NO P-DELTA
9	3060	-11927,5	1232,23	5,5	-0,8	0,0025	NO P-DELTA
10	3060	-9080,86	1045,92	6,3	-0,7	0,0020	NO P-DELTA
11	3060	-6276,24	818,27	7	-0,5	0,0013	NO P-DELTA
12	3060	-3571,86	529,4	7,5	7,5	-0,0165	NO P-DELTA

Tableau V.4 Vérification de l'effort P sens xx

Sens-Y-Y :

Niveau	Height	P	Vy	Uy	Δy	Θy	check
	mm	kN	kN	mm	mm	0,0141	
1	3910	-39156,4	2545,03	0,2	-0,3	0,0012	NO P-DELTA
2	4080	-34525	2516,72	0,5	-0,3	0,0010	NO P-DELTA
3	3060	-30752,8	2414,99	0,8	-0,4	0,0017	NO P-DELTA
4	3060	-27539,3	2297,38	1,2	-0,4	0,0016	NO P-DELTA
5	3060	-24398,4	2163,56	1,6	-0,5	0,0018	NO P-DELTA
6	3060	-21390	2018,49	2,1	-0,6	0,0021	NO P-DELTA
7	3060	-17620,8	1811,26	2,7	-0,6	0,0019	NO P-DELTA
8	3060	-14774,2	1642,25	3,3	-0,6	0,0018	NO P-DELTA
9	3060	-11927,5	1450,27	3,9	-0,6	0,0016	NO P-DELTA
10	3060	-9080,86	1226,69	4,5	-0,6	0,0015	NO P-DELTA
11	3060	-6276,24	954,74	5,1	-0,5	0,0011	NO P-DELTA
12	3060	-3571,86	614,77	5,6	5,6	-0,0106	NO P-DELTA

Tableau V.5 Vérification de l'effort P.

D'après le tableau ci-dessus :

$\theta < 0.1$ l'effet P-Δ est négligeable.

Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions.

V.10. Conclusion :

L'étude sismique nous a permis d'évaluer le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment.

Les constructions parasismiques doivent suivre un ensemble de règles (RPA99 ver 2003).

Chapitre VI : Etude des portiques

VI.1. Introduction

Notre structure est un ensemble de poteaux (verticaux), poutres (horizontaux) et voiles, ils sont capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Le calcul de leurs armatures longitudinales et transversales dans les poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitations) et sismiques selon les combinaisons d'actions définies dans les deux règlements de calcul utilisée à cette effet, à savoir le règlement de calcul [BAEL91], et le règlement [RPA99/Version 2003].

VI.2. Ferraillage des portiques

VI.2.1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées comme suit:

- G : Charges permanentes.
- Q : Charges d'exploitations.
- E : Efforts sismiques

➢ ***Combinaisons prises en compte :***

BAEL 91 **:** Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$1.35G + 1.5Q \longrightarrow$ E.L.U.

$G+P \longrightarrow$ E.L.S.

➢ ***Pour les poutres et poteaux :***

$$\left.\begin{array}{l} 1{,}35G + 1{,}5QG + Q \end{array}\right\} \quad \textbf{Combinaisons fondamentales [BAEL91]}.$$

$$\left.\begin{array}{l} G + Q + Ex \\ G + Q + Ey \\ 0{,}8G \pm Ex \\ 0{,}8G \pm Ey \end{array}\right\} \quad \textbf{Combinaisons accidentelles [RPA99/V2003].}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel « **ETABS** ».

VI.2.2. Ferraillage des poutres

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30x40) cm^2.
- Poutres secondaires: (30x35) cm^2.

➢ ***Ferraillage réglementaire :***

Recommandation du [RPA99/V2003]

a) Armatures longitudinales : [Article7.5.2.1]

- Armatures minimales : 0,5 % B en toute section et en zone II-a,
- Armatures maximale 4 % B => zone courante ; 6 % B => zone de recouvrement.
- Longueur de recouvrement est de 40 Ø pour la zone II-a.

Avec :

B = la section de la poutre.

b) Armatures transversales : [Article7.5.2.2]

✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales.

✓ L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$S = \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \sigma\right)$ ou $S = \min(h/4;12\emptyset)$

- En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{2}$ ou $S = \frac{h}{2}$

Règlement [BAEL91/Article6.1]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{fe} \times b \times d \Rightarrow$ Pour les armatures tendues.

➢ ***Les sollicitations des poutres :***

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "ROBOT EXPERT", on obtient les résultats suivants :

Sollicitation	Moment maximal en (KN.m)						L'effort tranchant en (KN)
combinaison	E.L.U.		E.L.S.		A.C.C.		E.L.U.
	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma	Max
Poutre principale	73,06	-159,06	53,45	-116,31	61,82	-122,47	140,06
Poutre secondaire	33,94	-49,35	22,87	-36,02	84,06	-83,92	90,41

Tableau 0.1 Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

1. **Armatures longitudinales** :
   - ***Conditions imposées par le RPA99 (version 2003)*** :

     - *Poutres principales*: $A_{min} = 0{,}005 \times 30 \times 40 = 6\ cm^2$
     - *Poutres secondaires:* $A_{min} = 0{,}005 \times 30 \times 35 = 5{,}25\ cm^2$
2. **Armatures transversales** :
   - ***Conditions imposées par le BAEL.91 :***

     - *Poutres principales :* $A_{min} = 0{,}23 \times \frac{2{,}1}{400} \times 30 \times 40 = 1{,}45\ cm^2$
     - *Poutres secondaires* : $A_{min} = 0{,}23 \times \frac{2{,}1}{400} \times 30 \times 35 = 1{,}27\ cm^2$

Exemple de calcul :

- ***Ferraillage de la poutre principale (30×40) cm² :***

a. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U.) :

M_t^u =73,06 KN.m

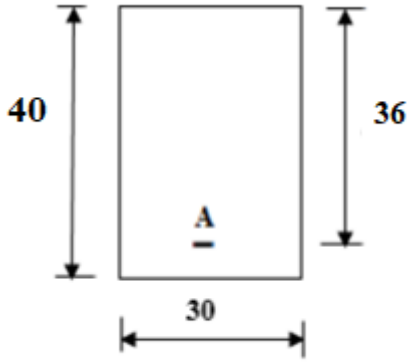


Figure 0.1 Section de calcul en travée

➢ ***Vérification de l'existence des armatures comprimées*** *:*

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{73060}{14{,}17 \times 30 \times 36^2} = 0{,}13cm^2$$

Avec : $\mathrm{d} = \mathrm{h} - \frac{\mathrm{h}}{10} = \mathrm{cm}$

$\mu = < \mu_{AB} = \Rightarrow \mathrm{A}'$ N'existe pas

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0{,}175$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0{,}93$$

➢ ***Détermination des armatures:***

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{73060}{348 \times 0{,}93 \times 36} = 6{,}27cm^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S.) :

M_t^{ser} =53,45 KN. m

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \nexists$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha ? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{73060}{53450} = 1{,}37$$

$$\alpha \leq \frac{1{,}37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}44 > \alpha = 0{,}175 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

Situation accidentelle (ACC) :

M_t^{Acc} =61,82 KN. m

➢ ***Vérification de l'existence des armatures comprimées*** *:*

$$\mu = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{61820}{18{,}48 \times 30 \times 36^2} = 0{,}086$$

$$\sigma_b = 0{,}85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18{,}48 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \delta_b = 1{,}15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$\mu = 0{,}086 < \mu_{AB} = 0{,}379$ => A' n'existe pas et

$$\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

Avec : $\delta_s = 1$ (situations accidentelles)

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}11$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}956$$

➢ ***Détermination des armatures :***

$$A_t^{Acc} = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{61820}{400 \times 0{,}956 \times 36} = 4{,}50 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 6{,}26 \text{ cm}^2$$

➢ ***Choix des armatures :***

6T14 ⟶ A= 9,24 cm²

Types de poutres		A_{min} [cm²]		A_{cal} [cm²]	Armatures choisies	A_{cor} [cm2]	Longueur de recouvrement [cm]
		BAEL	RPA				
Poutre principale	Travée	1,45	6,00	8,30	6T14	9,24	56
	Appuis			5,90	4T14	6,16	56
Poutre secondaire	Travée	1,27	5,25	6,09	4T14	6,16	56
	Appuis			6,09	4T14	6,16	56

Tableau 0.2 Tableau récapitulatif de ferraillages trouvé par ROBOT EXPERT.

VI. 2.3. Dessin de ferraillage de la poutre principale :

En travée **En appuis**

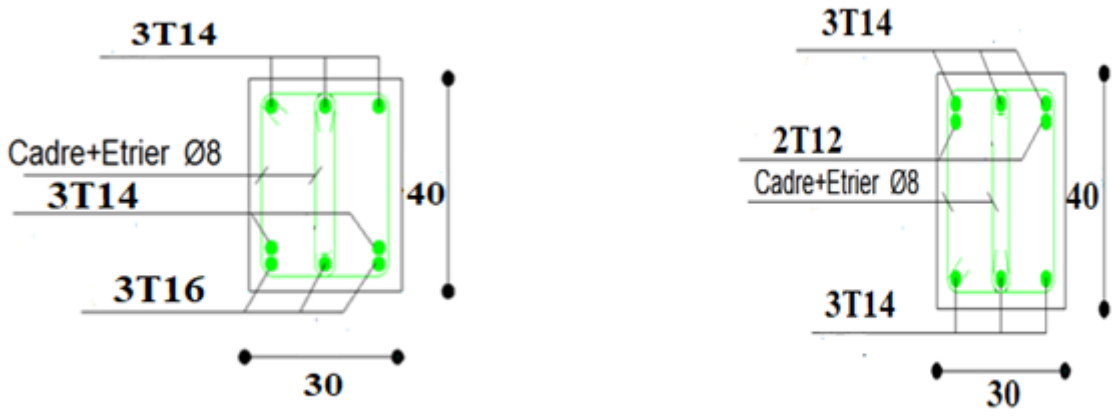


Figure 0.2 Ferraillage de la poutre principale.

VI.2.4. Dessin de ferraillage de la poutre secondaire :

En travée **En appuis**

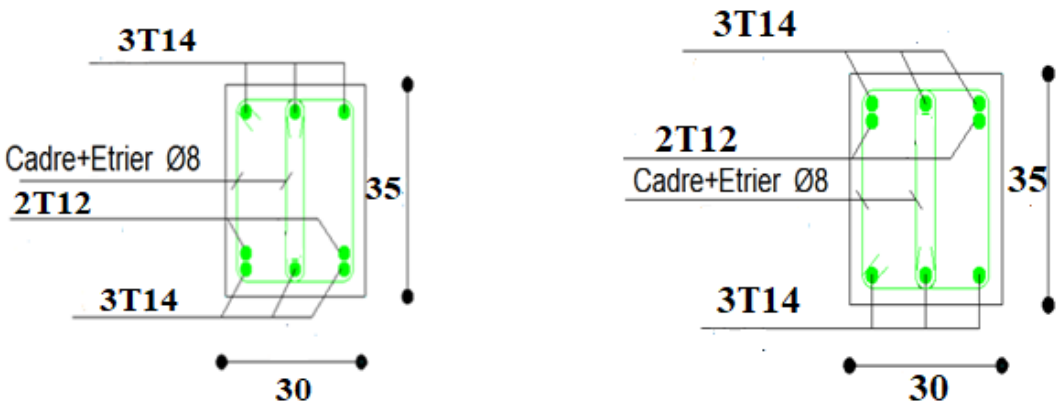


Figure 0.3: **Ferraillage de la poutre secondaire**

VI.2.5. Ferraillage des poteaux :

- ***Définition :***

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers poutres par point d'appuis isolés

- ***Leurs rôles :***

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges ;

- Effet de changement de la température;
- Effet des efforts sismiques et Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

Sens y-y

$$M_{x\max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A1$$
$$N_{\max} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A2$$
$$N_{\min} \rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A3$$

Sens x-x

$$M_{y\max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A4$$
$$N_{\max} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A5$$
$$N_{\min} \rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A6$$

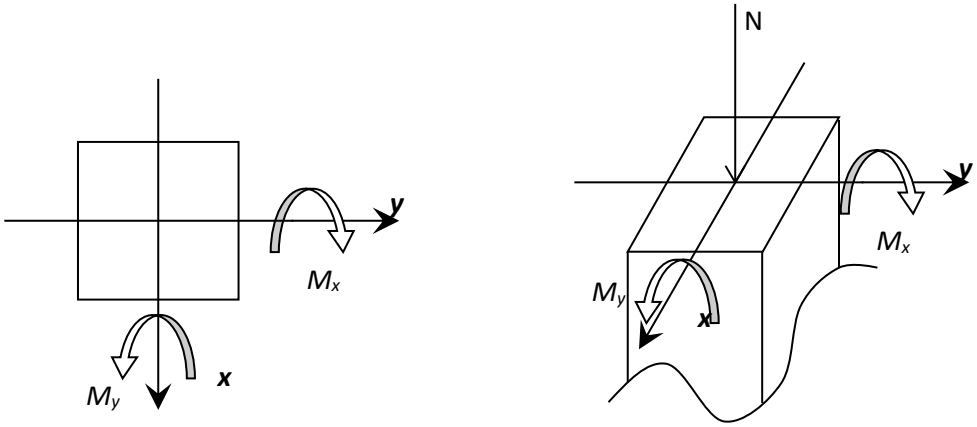


Figure 0.4 Direction des moments et effort normal dans un poteau

Les sollicitations sont calculées à l'aide du logiciel ETABS sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et

(G + Q ± E) et (0.8G ± E) pour la situation accidentelle. **[RPA99/V2003]**

- ***Le ferraillage :***

Le ferraillage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

a) Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

- **Conditions de RPA99 (version 2003) :**

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

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de :
  - ✓ 4% en zone courante et
  - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
  - ✓ 40ϕ en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right) \end{cases}$$

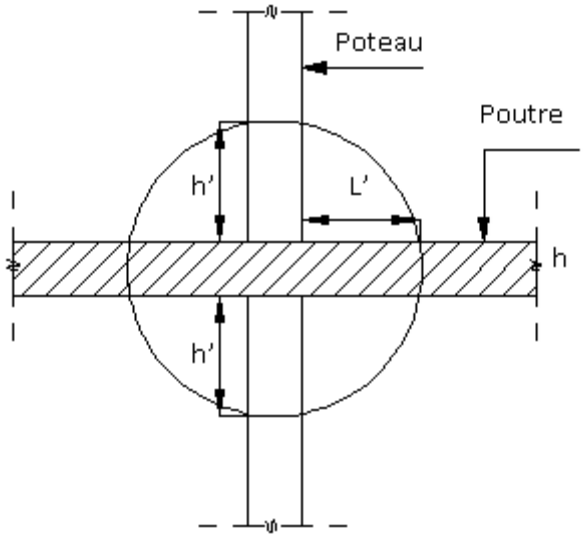


Figure 0.5 la zone nodale

Avec :

h: Hauteur de la poutre;

b et a : Section d'un poteau;

h_e: Hauteur libre entre deux étages.

- **Règlement [BAEL91/Article A.8.1.21]**

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} Al \geq 4cm^2 \text{ par métre de perimètre} \\ 0{,}2\% \leq A_l \leq 5\% \text{ B} \end{cases}$$ => Pour une section entièrement comprimée.

Avec :

B : Section totale du poteau.

$$A_{min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B$$ Pour une section entièrement tendue.

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

c ≤ min (b+10cm ; 40cm)

Avec :

b : la petite côté du rectangle.

b) Les armatures transversales :

- **Conditions de RPA99 version 2003**

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e: Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a: Coefficient dépend de l'élancement géométrique λ_g.

$$\begin{cases} \rho_a = 2{,}5 & \text{si} \quad \lambda_g \geq 5 \qquad \text{avec :} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{a} \\ \rho_a = 3{,}75 & \text{si} \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales;

zone nodale **:** $\delta_t \leq \min\,(10\emptyset_1; 15\text{ cm})$ (Zone II-a).

zone courante **:** $\delta_t \leq 15\emptyset_1$ (Zone II-a).

Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donnée comme suit

Si

$$\begin{cases} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes} \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0{,}8\% \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0{,}4\% \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Avec:

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur du flambement.

- **Conditions de [BAEL91]** : **[BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3}\varphi_{lmax}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{lmin}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau.

φ_{lmin} : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

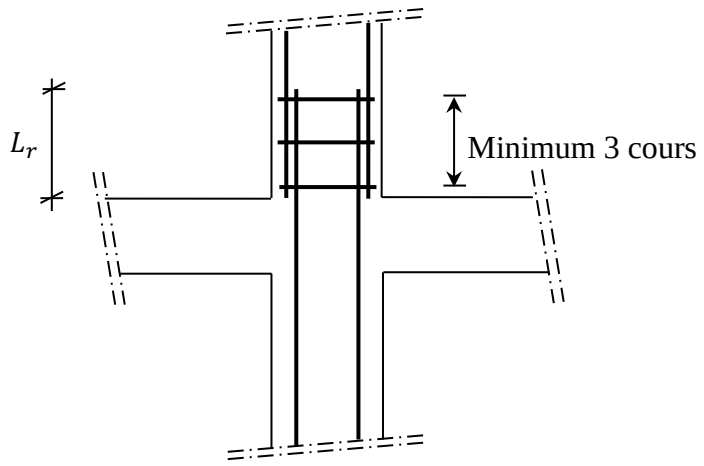


Figure 0.6*:* Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

Poteaux/Combinaisons		Sollicitations
70 x 70 cm^2	ELU	$N_{x\ max}$ = 1738.78 kN; $M_{y\ corr}$ = 2.80 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 54.96kN.m
		$M_{y\ max}$ = 55.35 kN; $N_{x\ corr}$ = 102.34 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 14.18 kN.m
		$M_{z\ max}$ = 106.69 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 14.18 kN.m; $M_{y\ corr}$ =52,14kN
	ELS	$N_{x\ max}$ = 1262.75 kN; $M_{y\ corr}$ = 1.92 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 36,33 kN.m
		$M_{y\ max}$ = 58.16 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 1158.90 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 74.80 kN
		$M_{z\ max}$ = 74.80 kN.m; $M_{y\ corr}$ = 1158.90 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 38.01 kN
	ACC	$N_{x\ max}$ = 3415.14 kN; $M_{y\ corr}$ = 199.65 kN; $M_{z\ corr}$ = 42.93 kN.m
		$M_{y\ max}$ = 199.65 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 16.92 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 353.46 kN
		$M_{z\ max}$ = 125.04 kN.m; $M_{y\ corr}$ = 40.67 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 751.62 kN
60 x 60 cm^2	ELU	$N_{x\ max}$ = 1325.46 kN; $M_{y\ corr}$ = 9.27 kN; $M_{z\ corr}$ = -38.60 kN.m
		$M_{y\ max}$ = 39.51 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 1076.92 kN.m; $M_{Y\ corr}$ = 1.09 kN
		$M_{z\ max}$ = 70.07 kN; $M_{y\ corr}$ = 1082.71 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 35.80 kN.m
	ELS	$N_{x\ max}$ = 968.22 kN; $M_{y\ corr}$ = 6.79 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 28.15 kN.m
		$M_{y\ max}$ = 28.82 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 788.19 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 0.80 kN
		$M_{z\ max}$ = 51.05 kN.m; $M_{y\ corr}$ = 791.68 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 26.01 kN
	ACC	$N_{x\ max}$ = 1973.16 kN; $M_{y\ corr}$ = 75.49 kN; $M_{z\ corr}$ = 23.10 kN
		$M_{y\ max}$ = 75.71 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 1973.14 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 23.11 kN
		$M_{z\ max}$ = 72.80 kN.m; $M_{y\ corr}$ = 1017.47 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 72.80 kN
50 x 50 cm^2	ELU	$N_{x\ max}$ = 1007.79 kN; $M_{y\ corr}$ = 10.99 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 36.69 kN.m

		$M_{y\ max}$ = 24.60 kN; $M_{z\ corr}$ = 665.82 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 0.34 kN.m
		$M_{z\ max}$ = 56.10 kN; $M_{y\ corr}$ = 544.62 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 16.24 kN.m
		$N_{x\ max}$ = 735.99 kN; $M_{y\ corr}$ = 8.03 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 26.79 kN.m
	ELS	$M_{y\ max}$ = 17.79 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 487.16 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 0.24 kN
		$M_{z\ max}$ = 40.81 kN.m; $M_{y\ corr}$ = 397.90 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 11.83 kN
		$N_{x\ max}$ = 1121.80 kN; $M_{y\ corr}$ = 53.74 kN; $M_{z\ corr}$ = 18.15 kN
	ACC	$M_{y\ max}$ = 65.19 kN.m; $M_{z\ corr}$ =584.15 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 60.73 kN
		$M_{z\ max}$ = 60.73 kN.m; $M_{y\ corr}$ = 584.15 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 65.19 kN
		$N_{x\ max}$ = 723.70 kN; $M_{y\ corr}$ = 12.34 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 34.25 kN.m
	ELU	$M_{y\ max}$ = 22.08 kN; $M_{z\ corr}$ = 338.11 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 41.18 kN.m
		$M_{z\ max}$ = 41.18 kN; $M_{y\ corr}$ = 200.23 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 41.18 kN.m
40 x 40 cm^2		$N_{x\ max}$ = 528.49 kN; $M_{y\ corr}$ = 9.01 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 24.81 kN.m
	ELS	$M_{y\ max}$ = 16.12 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 247.13 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 29.79 kN
		$M_{z\ max}$ = 29.94 kN.m; $M_{y\ corr}$ = 29.79 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 4.00 kN
		$N_{x\ max}$ = 626.02 kN; $M_{y\ corr}$ = 40.59 kN; $M_{z\ corr}$ = 34.09 kN
	ACC	$M_{y\ max}$ = 57.27 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 296.35 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 46.10 kN
		$M_{z\ max}$ = 46.34 kN.m; $M_{y\ corr}$ = 243.13 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 44.58 kN
		$N_{x\ max}$ =222.62 kN; $M_{y\ corr}$ = 10.48 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 23.12 kN.m
	ELU	$M_{y\ max}$ = 25.76 kN; $M_{z\ corr}$ = 185.89 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 32.16 kN.m
30 x 30 cm^2		$M_{z\ max}$ = 32.16 kN; $M_{y\ corr}$ = 185.87 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 25.75 kN.m
		$N_{x\ max}$ = 126.78 kN; $M_{y\ corr}$ = 7.66 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 16.71 kN.m
	ELS	$M_{y\ max}$ = 18.84 kN.m; $M_{z\ corr}$ = 136.06 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 23.53 kN
		$M_{z\ max}$ = 23.53 kN.m; $M_{y\ corr}$ = 136.04 kN.m; $N_{x\ corr}$ = 18.85 kN
	ACC	$N_{x\ max}$ = 205.55 kN; $M_{y\ corr}$ = 39.48 kN; $M_{z\ corr}$ = 32.07 kN

$M_{y\,max}$ = 39.48 kN.m; $M_{z\,corr}$ = 25.55 kN.m; $N_{x\,corr}$ = 39.48 kN

$M_{z\,max}$ = 32.17 kN.m; $M_{y\,corr}$ = 84.58 kN.m; $N_{x\,corr}$ = 27.72 kN

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

- **Calcul des armatures** :

Exemple de calcul : Poteau (70×70) cm

c) Les armatures longitudinales :

b =70 cm h = 70cm d = 63cm c =7cm

1^{ére} Cas :

Sens y-y :

N = 1738,78 KN M = 55,35 KN.m

$e = \frac{M}{N} = \frac{55,35}{1738,78} = 0,031\ m = 3,10cm < e = \frac{h}{12} = 5,83\ cm$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1738780 - 100 \times 70 \times 70 \times 14,17}{100 \times 348} = -149,56cm^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0\ cm^2.$$

- ***Armatures minimales :***

Selon le BAEL 91 : $A_{min} \geq \max\left[0,2 \times \frac{b \times h}{100}; 8 \times \frac{b+h}{100}\right]$

Selon le RPA : A_{min} = 0,8%B

Poteaux	Dimensions	A_{BAEL} $0,2\times \frac{b\times h}{100}$	$8\times \frac{b+h}{100}$	A_{RPA} $0,008 \times b \times h$
S-sol → RDC	(70x70)	9,8	11,2	39,2
1ere → 2^{éme}	(60x60)	7,2	9,6	28,8
3^{éme} → 4^{éme}	(50x50)	5,0	8,0	20,0

5éme → 8 éme	(40x40)	3,2	6,4	12,8
9éme → 10 éme	(30x30)	1,8	4,8	7,2

Tableau 0.3 Tableau récapitulatif des armatures selon le BAEL et le RPA/V2003.

Remarque :

Les armatures des autres poteaux sont obtenues par le logiciel ROBOT EXPERT.

Le ferraillage est résumé dans le tableau suivant :

Sections	A_{cal} **[cm²]**		**A RPA [cm²]**	**Choix**	**A [cm²] adopté**	**Recouvrement [cm]**
	A_{s1}	A_{s2}				
(70x70)	3,5	2,1	39,2	4T20+4T20+8T20	41,22	56
(60x60)	3,0	1,8	28,8	8T20+4T16	33,18	56
(50x50)	2,5	1,5	20,0	8T16+4T14	22,24	56
(40x40)	2,0	1,2	12,8	6T16+2T14	15,14	56
(30x30)	3,0	1,5	7,2	4T14+2T14	8,42	56

Tableau 0.4 Tableau récapitulatif de toutes les armatures.

VI.2.6 Ferraillage du poteau 1 (70× 70) :

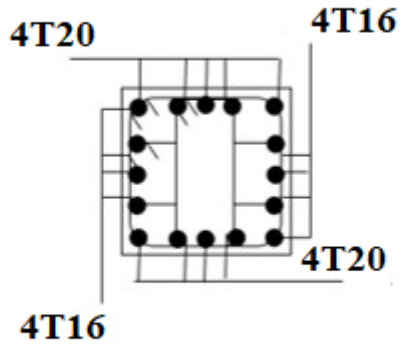


Figure 0.7 Ferraillage du poteau (70× 70)

VI.2.7 Ferraillage du poteau 2 (60× 60) :

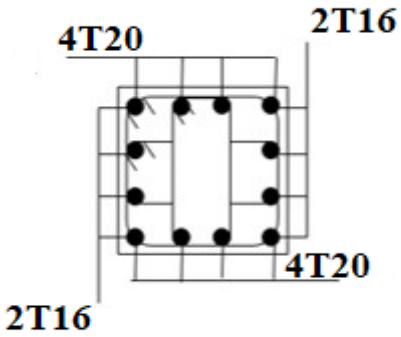


Figure 0.8 Ferraillage du poteau (60× 60)

VI.2.8 Ferraillage du poteau 3 (50× 50) :

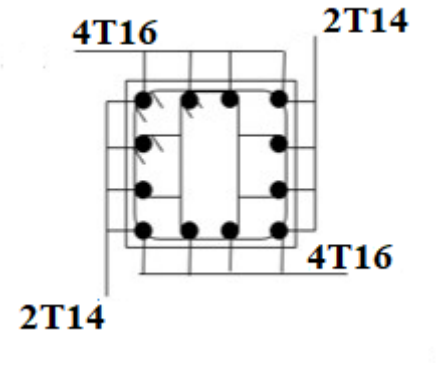


Figure 0.9 Ferraillage du poteau (50× 50)

VI.2.9 Ferraillage du poteau 4 (40× 40) :

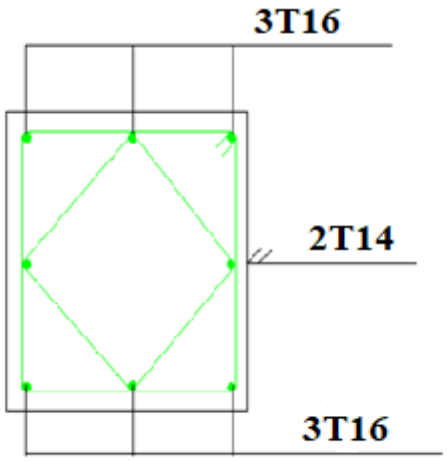


Figure 0.10 Ferraillage du poteau (40× 40)

VI.2.9 Ferraillage du poteau 5 (30× 30) :

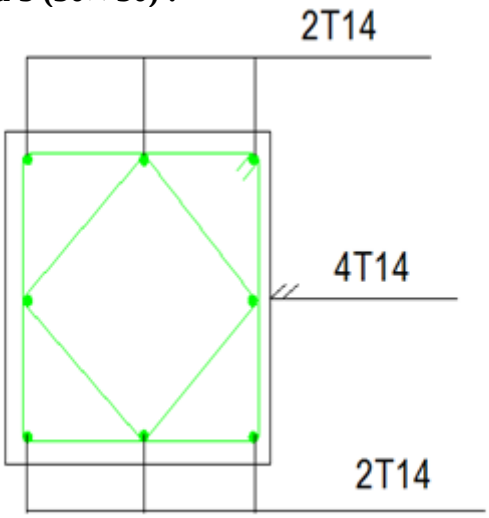


Figure 0.11 Ferraillage du poteau (30× 30)

VI.3. Conclusion :

Au terme de ce chapitre nous avant étudiés le ferraillage des différents éléments principaux qui doit répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL91.

La résistance, l'économie sont des facteurs très importants dans le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Chapitre VI: **Etude des voiles**

VII.1. Introduction

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux en béton armé, ils peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est négligeable devant les deux autres.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Leur rôle principal est de rassurer essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations, et de rependre les efforts horizontaux dus au séisme, vent et la poussée des terres.

Dans notre structure ; on distingue deux types des voiles :

- Voile de contreventement,
- Voile périphérique au sous sol.

VII.2. Les voiles de contreventement

Dans notre projet, la structure est contentée par des voiles et portiques appelées contreventement mixte, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis a vis des charges horizontales.

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferraillage vertical sera calculés à la flexion composée sous un effort normal de compression N et des moments de flexion M_{xx} et M_{yy} ; tandis que le ferraillage horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant V, issues des combinaisons d'actions suivantes :

$$\left.\begin{array}{l} -\ 1.35G + 1.5Q \\ -\ G \pm Q \pm E \\ -\ 0.8G \pm E \end{array}\right\} \quad \textbf{[RPA99/2003/V.5.2]}$$

Le ferraillage des voiles en béton armé est composé de :

- Armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément reparties (de pourcentage ρ_v).
- Armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, uniformément réparties de pourcentage ρ_H
- Armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

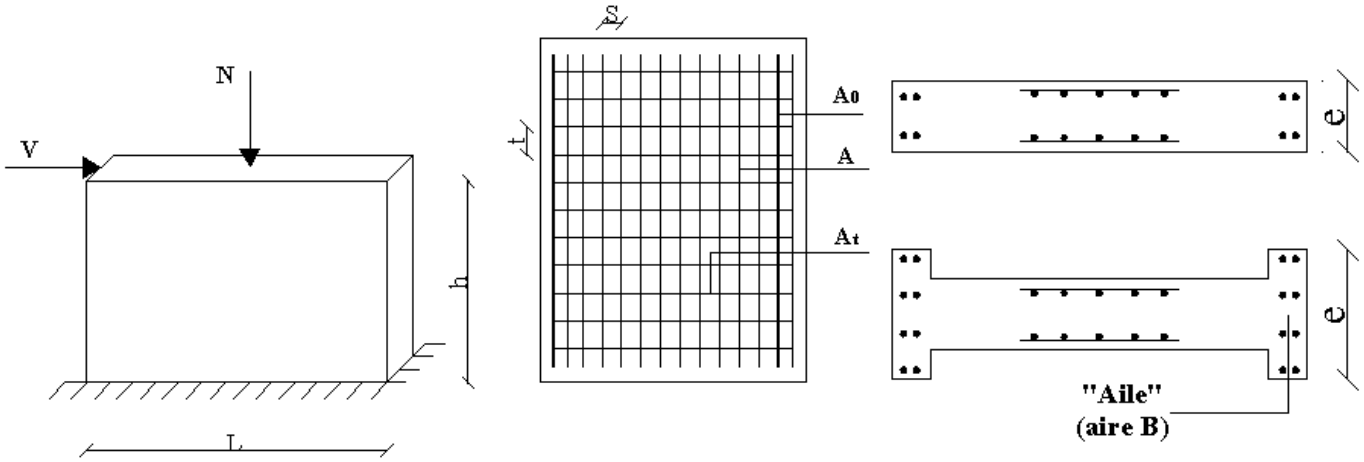
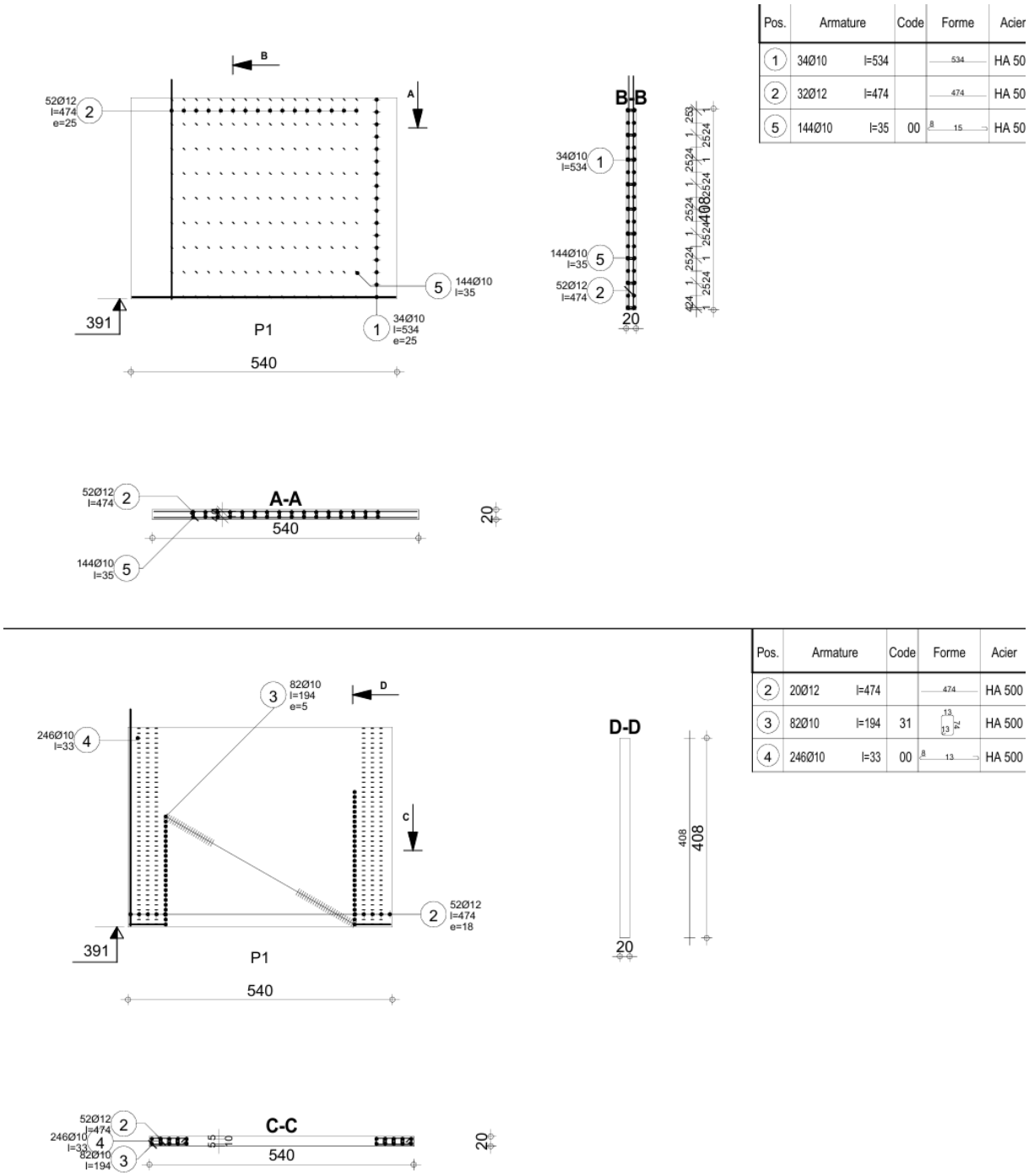


Figure VI.1 Disposition du ferraillage d'un voile et un schéma d'un voile plein.

- **Armatures verticales :**

Les armatures du voile sont sollicités suivant deux sens, ils seront destinées à prendre les effets de la flexion composée et calculé avec l'effort tranchant **[RPA99/7.7.4],** ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles ; d'après **[Article7.7.1.1].**

Calcule ferraillage d'âpres logiciel robot



Pos.	Armature		Code	Forme	Acier
1	34Ø10	l=534		534	HA 50
2	32Ø12	l=474		474	HA 50
5	144Ø10	l=35	00	8 15	HA 50

Pos.	Armature		Code	Forme	Acier
2	20Ø12	l=474		474	HA 500
3	82Ø10	l=194	31	13 74 13	HA 500
4	246Ø10	l=33	00	8 13	HA 500

Figure VI.2 ferraillage des voiles

VII.2.1. Calcul de ferraillage du voile de contreventement :

Pour le calcul du ferraillage on choisit le voile le plus défavorable d'âpres le logiciel « ROBOT 2024 » :

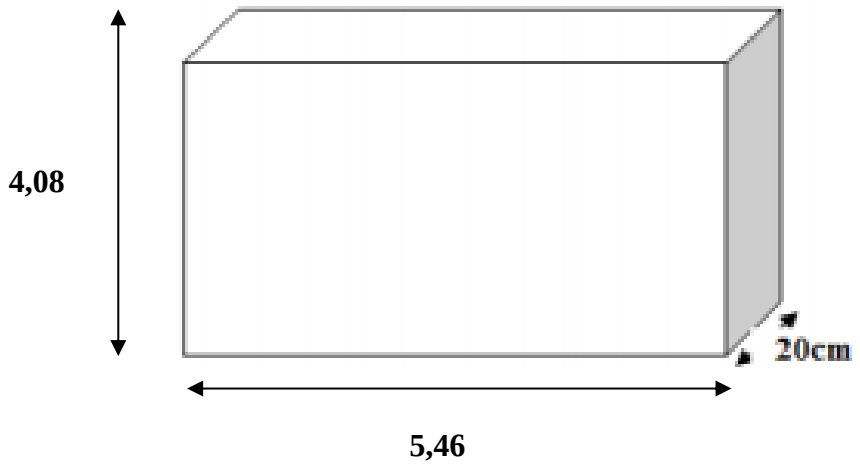


Figure VI.3 Voile le plus défavorable.

.

Chapitre VII: **Etude de l'infrastructure**

VII.1. Introduction

Les fondations sont les éléments d'assises de la structure, qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges venant de la superstructure (poteaux, voiles…) c'est l'enjeu essentiel de la construction de l'ouvrage.

Ils servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir le poids propre ou les charges permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Pour déterminer le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage, il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure, l'ingénieur réalise une étude sur la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage, les forces mise en jeu et les tassements admissibles. La nature du terrain va déterminer en grande partie le type de fondation à utiliser, Le choix du type de fondation se fait selon :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Il existe plusieurs types de fondations dont :

a) Fondations superficielles :
- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

b) Fondations profondes :
- Semelles sur puits.
- Semelles sur pieux.
-

VII.3. Etude du radier

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.

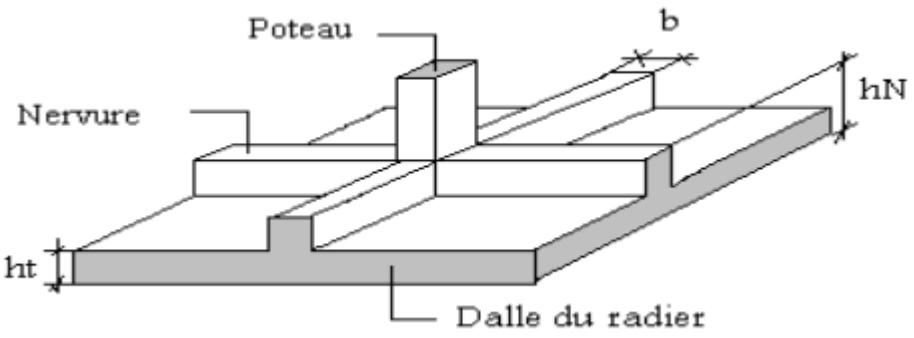


Figure VII.1 Schéma du radier général.

VII.3.1. Pré-dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratiques, le radier va déborder de 100 m de chaque côté.

- ✓ **Dalle :**

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire les conditions suivantes :

- ➢ ***Condition forfaitaire :***

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$

h_d : hauteur de la dalle.

L_{max} = 540cm => h ≥ 27 m

- ➢ ***Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]***

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0{,}1f_{c28}, 4MPa) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2{,}5$ MPa (Fissuration préjudiciable)

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{T^{max}}{b \times 0{,}9h} \leq \overline{\tau_u}$**[BAEL91/A5.1,1]**

$T_u = \frac{q \times L}{2}$; $\frac{N_u \times 1\ ml}{S_{rad}}$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1\ ml}{2S_{rad} \times b \times d} = \frac{N_u \times L}{2S_{rad} \times (0{,}9 \times h)} \leqslant \bar{\tau}_u \rightarrow h \geqslant \frac{N_u \times L}{2S_{rad} \times (0{,}9 \times \bar{\tau}_u)}$$

Nu = 33718,223 KN

L = 4,12 m

S = 348.777 m^2

$h_d \geq 38{,}59$ cm

On prend h_d = 50 cm.

✓ **Nervure:**

a) Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\mathbf{L_e = \frac{1}{\lambda} \quad et\ \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad et\ D = E \times I => L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}}$$

K : coefficient de raideur du sol.

Pour un sol de densité moyenne, K= 40 MN/m^3 [HENRY THONIER] ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 277).

E : module d'Yong du béton (E=3,21.10^4 MPa);

I : inertie du radier ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E}\left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} => h \geq 0{,}82\ m$

h_n = 1,00 m.

b) Condition de coffrage :

$b \geq \frac{Lmax}{10} = \frac{540}{10} = 54$ cm

b = 60 cm

c) Condition de la flèche :

$\frac{Lmax}{15} < h < \frac{Lmax}{10}$ => 36 < h < 54

h = 50 cm

d) *Condition de non poinçonnement* : [CBA 93/ A.5.2.4.2]

$Nu \leq 0{,}045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ ……. (1)

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

U_C: Périmètre du contour cisaillé sur le plan moyen du radier;

h : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure,

Q_{umax}= 1738,78 kN appliquée par un poteau de section carré (70x70) cm².

$U_c = 2 + (a_1 + b_1)$ et $\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 2\,(a + b + 2h)$

a: section du poteau le plus sollicité

$Nu \leq 0{,}045 \times 2(0{,}7 + 0{,}7 + 2.h)h.25.10^3$

L'inégalité (1) devient : $4500h^2 + 315h - 1738{,}08 \geq 0 \Rightarrow h > 0{,}58$ m

Pour satisfaire les conditions suivantes, soit $h_n = 100$ cm.

Épaisseur de la dalle du radier : h = 50 cm

Dimensions de la nervure : $\begin{cases} h = 100 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$

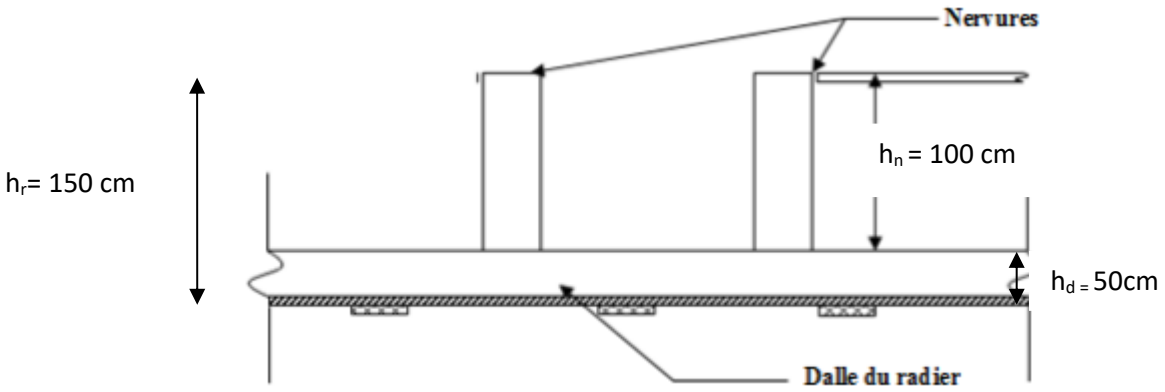


Figure VII.2 Dimensions du radier

VII.3.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$0{,}3\,h \leqslant b_0 \leqslant 0{,}7\,h$; $45 \leq b_0 \leq 105$

$b_1 \leqslant \min\left(\frac{L - b_0}{2}\ ;\ \frac{L}{10}\right)$;

$b = 2\,b_1 + b_0$

L_x = 540 cm; L_y= 412 cm.

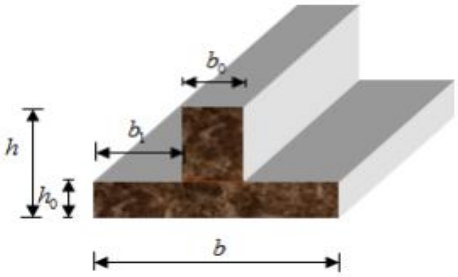


Figure VII.3 dimensions de la poutre.

Type des poutres	h [cm]	h_0 [cm]	b_0 [cm]	b_1 [cm]	b [cm]
Poutre principale	150	50	50	40	130
Poutre secondaire	150	50	50	40	130

Tableau VII.1 Tableau récapitulatif des dimensions des poutres.

- **Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leqslant \sigma_{sol} \rightarrow S_{néc} \geqslant \frac{N_{ser}}{\sigma_{max}}$$

N_{ser} = 126275 KN

σ_{sol} = 1,6 bar $\longrightarrow$ $S_{néc} > \frac{126275}{1,6 \times 100} = 789,22\ m^2 > S_{bat} = 348.777\ m^2$

- **Constatation :**

On constate que la surface nécessaire $S_{néc}$ et supérieur à la surface du bâtiment S_{bat} ($S_{néc} > S_{bat}$), alors on a besoin d'un débord qui est calculer par la formule suivante :

$$l_d \geqslant \max\left(\frac{h}{2}\ ;\ 30\ cm\right) = \max\left(\frac{150}{2}\ ;\ 30\ cm\right) = 75\ \ cm$$

Donc on ajoute au radier un débord de largeur $\boldsymbol{l_d}$ **= 1 m** de chaque côté.

D'où :

$S_{radier} = S_{bat} + l_d \times P$

S_{radier} : surface du radier

P: le périmètre du bâtiment.

$S_{radier} = 348,777 + 1 \times 77,48 = 426,26\ m^2$

Donc la surface totale du radier est de 488,06 m^2.

VII.3.3. Détermination des sollicitations :

- **Caractéristiques du radier :**

h = 150 cm ; h_d = 50 cm ; h_n = 100 cm.

- *Surface du radier* : $S_{radier} = 426{,}26\ m^2$
- *Moments d'inertie (AutoCAD) :*

I_{XX}= 51170,0666 m^4 ; I_{YY}= 171964,7458 m^4

- *Centre de gravité:*

X_G = 12,255 m

Y_G = 9,53 m

- **Surcharge d'exploitation :**

Qr = 5×S

Qr = 5 × 426,26 => Qr = 2131,3

- **Combinaisons d'actions :**
  - ✓ Etat limite ultime (ELU) :

Formule	N_u^1 [KN]	N_u^2 [kN]	N_u [KN]	M_x [kN.m]	M_y
$N_u^1 + N_u^2$ $(1,35G + 1,5Q) + 1,5Q_r$	87696,92	3660,45	91357,37	-30,56	-42,10

Tableau VII.2 Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU

Avec :

$$M_{x/G} = \sum \left(M_x + F_x \times (x_i - x_g)\right)$$

$$M_{y/G} = \sum \left(M_y + F_y \times (y_i - y_g)\right)$$

Situation accidentelle (ACC) :

Formule	N_a^1 **[KN]**	N_a^2 **[kN]**	Na **[KN]**	$\mathbf{M_x}$ **[kN. m]**	$\mathbf{M_y}$
$\mathbf{N_a^1 + N_a{}^2}$ $(\mathbf{G + Q \pm E}) + (\mathbf{Q_r})$	64123,24	2440,3	66563,54	-176,6764	-245,3008

Tableau VII.3 Tableau récapitulatif des sollicitations à l'état accidentel.

✓ Etat limite service (E.L.S) :

Formule	N_s^1 **[KN]**	N_s^2 **[kN]**	Ns **[KN]**	$\mathbf{M_x}$ **[kN. m]**	$\mathbf{M_y}$
$\mathbf{N_a^1 + N_a{}^2}$ $(\mathbf{G + Q}) + (\mathbf{Q_r})$	64123,24	2440,3	66563,54	$-38{,}57$	-30,66

Tableau VII.4 Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.

➢ **Vérification des contraintes sous radier :**

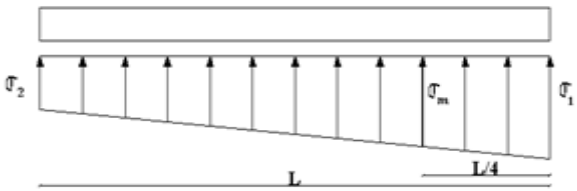


Figure VII.4 Distribution des contraintes sous le radier.

$\sigma_{1,2} = \frac{Nu}{S_r} \pm \frac{Mu}{I}.v$

Nu = 154631,52 KN

σ_{sol} = 1,6 *bars*

Suivant l'article de RPA99/V2003 :

$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u}.v$$

$N_u = 133718{,}223\ \text{kN}$

Suivant l'article de RPA99/V2003[10.1.4.1]

$\overline{\sigma}_{adm} = \overline{\sigma}_{sol}^{u} = 2 \times \overline{\sigma}_{sol} = 3{,}2$ bars

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I}.v_x\right] \times 10^{-2} => \sigma_{1,2} = \left[\frac{91357{,}37}{426{,}26} \pm \frac{-30{,}56}{51170{,}0666}.17{,}16\right] \times 10^{-2}$$

$\sigma_1 = 1{,}7$ bars $< \overline{\sigma}_{adm}$; $\sigma_2 = 1{,}87$ bars $< \overline{\sigma}_{adm}$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 1{,}87$ bars

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I}.v_y\right] \times 10^{-2} => \sigma_{1,2} = \left[\frac{91357{,}37}{426{,}26} \pm \frac{-42{,}10}{171964{,}7458}.9{,}53\right] \times 10^{-2}$$

$\sigma_1 = 1{,}87$ bars $< \overline{\sigma}_{adm}$; $\sigma_2 = 1{,}87$ bars $< \overline{\sigma}_{adm}$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 1{,}87$ bars

✓ Etat limite service (E.L.S)

$N_s = 66563{,}54\text{kN}$

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I}.v_x\right] \times 10^{-2} => \sigma_{1,2} = \left[\frac{66563{,}54}{426{,}26} \pm \frac{-38{,}57}{51170{,}0666}.17{,}16\right] \times 10^{-2}$$

$\sigma_1 = 1{,}36$ bars $< \overline{\sigma}_{adm}$; $\sigma_2 = 1{,}36$ bars $< \overline{\sigma}_{adm}$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 1{,}36$ bars

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I}.v_y\right] \times 10^{-2} => \sigma_{1,2} = \left[\frac{66563{,}54}{426{,}26} \pm \frac{-30{,}66}{171964{,}7458}.9{,}53\right] \times 10^{-2}$$

$\sigma_1 = 1{,}36$ bars $< \overline{\sigma}_{adm}$; $\sigma_2 = 1{,}36$ bars $< \overline{\sigma}_{adm}$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 1{,}36$ bars

Situation accidentelle :

N_a =66563,54 kN

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I}.v_x\right] \times 10^{-2} => \sigma_{1,2} = \left[\frac{66563{,}54}{426{,}26} \pm \frac{-176{,}6764}{51170{,}0666}.17{,}16\right] \times 10^{-2}$$

$\sigma_1 = 1{,}36$ bars $< \overline{\sigma}_{adm}$; $\sigma_2 = 1{,}36$ bars $< \overline{\sigma}_{adm}$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 1{,}36$ bars

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I}.v_y\right] \times 10^{-2} => \sigma_{1,2} = \left[\frac{66563{,}54}{426{,}26} \pm \frac{-245{,}30}{171964{,}7458}.8{,}90\right] \times 10^{-2}$$

$\sigma_1 = 1{,}36$ bars $< \overline{\sigma}_{adm}$; $\sigma_2 = 1{,}36$ bars $< \overline{\sigma}_{adm}$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = 1{,}36$ bars

- **Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$p \geq 1{,}5 \times S \times \gamma \times Z$Avec :

P : Poids du bâtiment (33718,223 KN)

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 1\ t/m^3$.

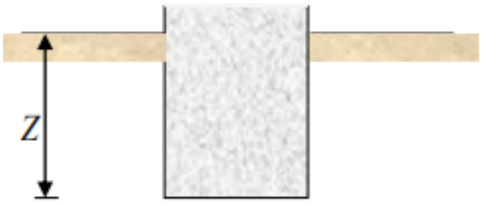


Figure VII.5 Encrage de la structure.

$1{,}5 \times S \times \gamma \times Z$.

$= 1{,}5 \times 426{,}26 \times 10 \times 4{,}00 = 25575{,}6$ kN

P= 33718,223KN > $1{,}5 \times S \times \gamma \times Z$ => La structure est stable pas de risque au soulèvement

VII.3.1 Ferraillage du radier

Ferraillage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

➢ **Détermination des efforts**

Pour une bande de 1m :

$q = \sigma_m \times \frac{L}{4} 1m$

✓ Etat limite ultime (ELU) :

qu= 1,87 $\frac{540}{4}$ = 252,45 KN/ml

✓ Etat limite de service (ELS) :

qs= 1,36 $\frac{540}{4}$ = 183,60 KN/ml

Situation accidentelle :

qs= 1,36 $\frac{540}{4}$ = 183,60 KN/ml

	Lx (m)	Ly (m)	ρ	μ_x	μ_y	Mx (KN.m)	My (KN.m)
E.L.U	4,12	5,40	0,81	0,0553	0,6130	273,28	167,52
E.L.S	4,12	5,40	0,81	0,0621	0,7230	223,19	161,36

Tableau VII.5 Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [kN.m**].**

Combinaison	**ELU**		**ELS**	
Moments	**Mt [KN.m]**	**Ma [KN.m]**	**Mt [KN.m]**	**Ma [KN.m]**
Sens X-X	204,96	136,64	167,39	111,60
Sens Y-Y	125,64	83,76	121,02	80,68

Tableau VII.6 Tableau récapitulatif des sollicitations en appuis et travées en [kN.m].

Calcul des armatures :

- **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable=> $a = 2cm$

$\emptyset_{max} \leq \frac{h_0}{10}$ Avec h_0 = 50 cm.

$\emptyset_{max} \leq \frac{50}{10} = 5$ cm => $on\ prendra\ \emptyset = 2$ cm

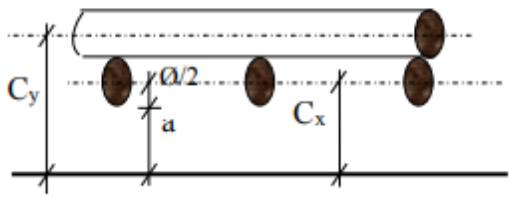


Figure VII.6 Enrobage de la dalle du radier.

$$\begin{cases} C_X = a + \frac{\emptyset}{2} \\ C_y = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} \end{cases}$$

$$=> \begin{cases} C_X = 2 + \frac{2}{2} = 3 \text{ cm} \\ C_y = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$d_x = h_0 - C_x = 50 - 3 = 47$ cm .

$d_y = h_0 - C_y = 50 - 5 = 45$ cm

- **Calcul du ferraillage de la dalle pleine :**

Sens x-x :

A. En travée :

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

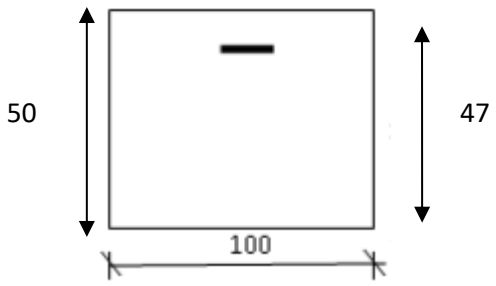


Figure VII.7 Section de calcul en travée x-x.

$M_{tx}^u = 204{,}96$ kN. m

$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{204960}{14{,}17 \times 100 \times 47^2} = 0{,}065$

$\mu = 0{,}065 < \mu_L = 0{,}392$

=> ÁN'existe pas et ;$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$ => $\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348$ MPa

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$ => $\alpha = 0{,}084$

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha$ => $\beta = 0{,}966$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{204960}{348 \times 0{,}966 \times 47} = 12{,}97 \frac{cm^2}{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

Pour la dalle : $A_{\min} = 0{,}23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \cdot 100 \cdot 47 \cdot \frac{2{,}1}{400} = 5{,}67\ cm^2/ml$

$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) => A_t^u = 12{,}97\ cm^2$

- **Choix des armatures :**

8T16 ⟶ A = 16,08 cm^2

(T16 ⟶ e= 15cm

		A_{cal} $[cm^2/ml]$	A_{choisi} $[cm^2/ml]$	Armatures choisies	Espacement (cm)
Sens xx	Travée	19,26	20,11	10T16	15
	Appuis	14,64	16,08	8T16	15
Sens yy	Travée	12,64	20,11	10T16	15
	Appuis	9,60	12,06	6T16	20

Tableau VII.7 Tableau des armatures

VII.3.2. Dessin de ferraillage de la dalle :

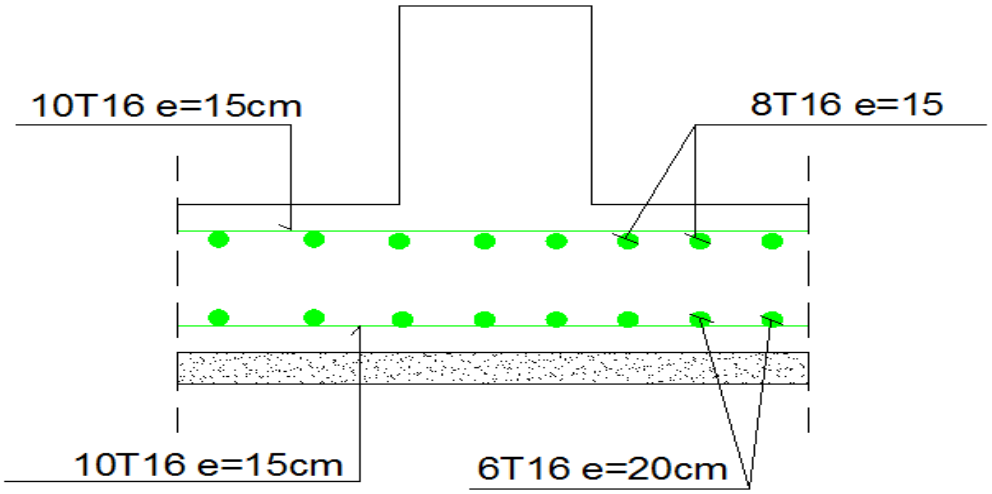


Figure VII.8 Ferraillage de la dalle.

VII.4.3. Ferraillage du débordement :

Le débordement est de 100cm de chaque coté

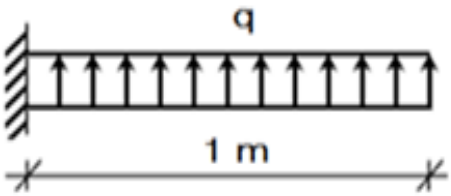


Figure VII.9 Schéma statique du débordement.

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

Pour une bande de 1m de largeur

$q_u = 252{,}45\ \text{kN/ml}$

$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -122{,}23\ \text{kN.m}$

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U):
  - ➢ **Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{122230}{14{,}17 \times 100 \times 45^2} = 0{,}043$$

$\mu = 0{,}043 < \mu_L = 0{,}392$ Fi

=> ÁN'existe pas et ;$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$ => $\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348$ MPa

$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$ => $\alpha = 0{,}055$

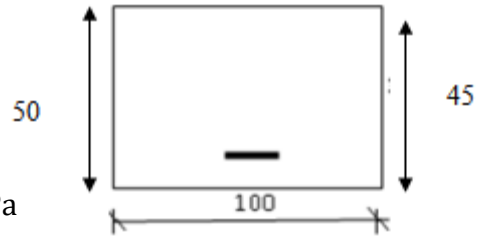


Figure VII.10 Section de calcul du débord.

$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}978$

- **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{122230}{348 \times 0{,}978 \times 45} = 7{,}98\ cm^2/ml.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0{,}23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \cdot 100 \cdot 45 \cdot \frac{2{,}1}{400} = 5{,}43\ cm^2/ml$$

$A_u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_u = 7{,}98\ cm^2$

- **Choix des armatures :**

6T16 ⟶ A=12,06 cm²/ml

(T16 ⟶ e=20 cm)

- ✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$q_s = 183{,}60\ \ kN/ml$

$$M_s = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -183{,}60 \times \frac{1^2}{2} = -91{,}80\ kN.m$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12{,}06}{100} = 1{,}81\ cm$$

$E = 2 \times d \times D = 2 \times 45 \times 1{,}81 = 162{,}9\ cm^2$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1{,}81 + \sqrt{1{,}81^2 + 162{,}9} = 11{,}08\ cm$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 11{,}08^3}{3} + 15 \times 12{,}06 \times (45 - 11{,}08)^2 = 253479{,}19\ cm^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{92820}{253479{,}19} = 0{,}37$$

$\sigma_b = K \times y_1 = 4{,}10\ MPa < \overline{\sigma_b} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MPa$

$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 188{,}26\ MPa$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta ftj\ MPa}\right] = 201{,}63\ MPa$$

$\left.\begin{array}{l}\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 201{,}63 \text{ MPa}\end{array}\right\}$==> le ferraillage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

VII.4.4. Ferraillage des nervures :

- **Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par (q équivalente).

- **Accidentelle :**
  - ✓ *Poutre principale :*

$$q_{eq}^{a} = \left[q_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2}\right] \times \frac{L_x}{Ly}$$

Avec : $q_1 = q_a = 185{,}64 \text{ kN/ml}$

$$q_{eq}^{a} = \left[183{,}60 \times \frac{5{,}40+(5{,}40-4{,}12)}{2}\right] \times \frac{2}{5{,}40}$$

$$q_{eq}^{a} = 227{,}12 \text{ kN}$$

  - ✓ *Poutre secondaire :*

$$q_{es}^{a} = \left[q_1 \times \frac{Lx}{2}\right] \times \frac{2}{Lx}$$

$$q_{es}^{a} = \left[183{,}60 \times \frac{4{,}12}{2}\right] \times \frac{2}{4{,}12}$$

$$q_{es}^{a} = 183{,}60 \text{ kN}$$

État	$\overline{q}_1$	Poutre principale	Poutre secondaire
		$q_1 = \left[\overline{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2}\right] \times \frac{2}{L_y}$	$q_1 = \left[\overline{q}_1 \times \frac{L_x}{2}\right] \times \frac{2}{L_x}$
ELU [KN]	252,45	312,29	252,45
ELS [KN]	183,60	227,12	183,60
Acc [KN]	183,60	227,12	183,60

Tableau VII.8 Tableau récapitulatif de différentes charges en [kN]

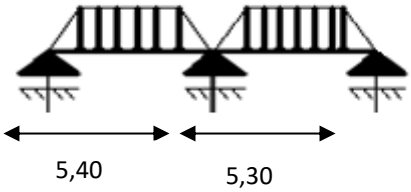


Figure VII.11 Distribution des charges sur les poutres principales.

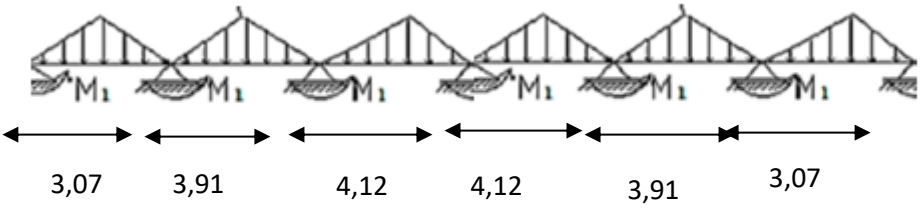


Figure VII.12 Distribution des charges sur les poutres secondaires.

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **RDM6** suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments et effort tranchant sont récapitulés dans le tableau suivant :

Combinaisons	**Poutre principale**		**Poutre secondaire**	
	Travée Mt [kN.m]	**Appuis Ma [kN.m]**	**Travée Mt [kN.m]**	**Appuis Ma [kN.m]**
ELU	-399,5	507,8	-443.0	565.1
ELS	-290.5	369,3	-322.2	411.0
ACC	-290.5	369,3	-322.2	411.0
T[kN]	707,5		717,4	

Tableau VII.9 tableau récapitulatif des sollicitations.

Calcul des armatures

Exemple de calcul poutre principale sachant que la section est une section en T.

Etat limite ultime (ELU)

A. En travée

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$M_u = -399{,}5\ \text{kN.M}$

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 14{,}17 \times 130 \times 50 \times \left(135 - \frac{50}{2}\right) \times 10^{-3} = 10131{,}55\ \text{kN.m}$$

$M_u < M_t$ ==>L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de (b×h) = (50× 150).

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{399500}{14{,}17 \times 50 \times 135^2} = 0{,}031$$

$\mu = 0{,}031 < \mu_L = 0{,}392$ => ÁN'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\ \text{MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}039$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}984$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{399500}{348 \times 0{,}984 \times 135} = 8{,}64\ \text{cm}^2.$$

- ✓ **Etat limite de service (ELS)**

$M_s = -290.5\ \text{kN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A∄

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{399,5}{290,5} = 1,38$$

$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100}$ □□□□□□□□>□α = 0,039 □□condition vérifiée

- ***Conclusion :***
  - □b□□$\overline{\sigma b}$□□□□ MPa
  - Fissuration peu préjudiciable
  - Aucune vérification pour σs

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

- **Situation accidentelle (ACC)**

$M_a = 290,5\ \text{kN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{290500}{18,48 \times 50 \times 135^2} = 0,017$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48\ \text{MPa}\ \text{ avec }\ \delta_b = 1,15\ (\text{situations accidentelles})$$

$\mu = 0,015 > \mu_L = 0,392$ =>Á N'existe pas;$\varepsilon_s > \varepsilon_l$ => $\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400$ MPa

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0,022$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha => \beta = 0,991$$

Détermination des armatures

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{290500}{400 \times 0,991 \times 135} = 5,43\ \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8,15\ \text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A_a^{Acc}) = 8,64\ \text{cm}^2$$

Choix des armatures : 8T14 = 12,32 cm^2

(T14 ⟶ e =15 cm)

B. En appuis :

Etat limite ultime (ELU)

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$M_u = 507{,}8\ \text{kN.M}$

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 14{,}17 \times 130 \times 50 \times \left(135 - \frac{50}{2}\right) \times 10^{-3} = 10131{,}55\ \text{kN.m}$$

$M_u < M_t$ ==> L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de (b×h) = (50×150)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{507800}{14{,}17 \times 50 \times 135^2} = 0{,}039$$

$\mu = 0{,}039 < \mu_L = 0{,}392$ => ÁN'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\ \text{MPa}$$

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0{,}050$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha \Rightarrow \beta = 0{,}980$$

Détermination des armatures

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{507800}{348 \times 0{,}980 \times 135} = 11{,}03\ \text{cm}^2.$$

- ✓ **Etat limite de service (ELS)**

$M_s = 369{,}3\ \ \text{kN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A′∄

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{507{,}8}{369{,}3} = 1{,}38$$

$\alpha \leq \frac{1{,}38-1}{2} + \frac{25}{100}$ □□□□□□□□>□α = 0,050 □□condition vérifiée

➢ ***Conclusion :***

- □b□□$\overline{\sigma b}$□□□□ MPa
- Fissuration peu préjudiciable
- Aucune vérification pour σs

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

- **Situation accidentelle (ACC)**

$M_a = 369{,}300 \text{ kN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{369300}{18{,}48 \times 50 \times 135^2} = 0{,}022$$

$$\sigma_b = 0{,}85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18{,}48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1{,}15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$\mu = 0{,}02 > \mu_L = 0{,}392$=>Á N'existe pas;$\varepsilon_s > \varepsilon_l$ => $\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400$ MPa

$$\alpha = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) => \alpha = 0{,}028$$

$$\beta = 1 - 0{,}4\alpha => \beta = 0{,}989$$

Détermination des armatures

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{369300}{400 \times 0{,}989 \times 135} = 6{,}91 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8{,}15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A_a^{Acc}) = 11{,}03 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T 16 + 4T14 = 14,2 cm^2 e =15 cm

Remarque :

Les armatures de la poutre secondaire seront obtenues par ROBOT EXPERT

Les armatures	poutre principale		poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A_u [cm²]	8,64	11,03	9,60	12,30
A_{acc} [cm²]	5,43	6,92	6,02	7,71
A_{min} [cm²]	8,15	8,15	8,15	8,15
A_{max} [cm²]	8,64	11,03	9,60	12 ;30
Choix des armatures	8T14 => 12,32 cm²	4T16+4T14 =>14,2 cm²	8T14 => 12,32 cm²	4T16+4T14 => 14,2 cm²

Tableau VII.10 tableau récapitulatif des sections des armatures

- **Vérification de l'effort tranchant :**

✓ ***Poutre principales :***

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{707500}{100 \times 145 \times 100} = 0{,}49\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\left[0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\text{Mpa}\right] = 2{,}5\ \text{MPa}$

- $\tau = 0{,}49\ \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2{,}5\ \text{MPa}$ => Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ ***Poutres secondaires :***

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{717400}{100 \times 145 \times 100} = 0{,}50\ \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\overline{\tau_u} = \min\left[0{,}15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\text{Mpa}\right] = 2{,}5\ \text{MPa}$

$\tau = 0{,}5\ \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2{,}5\ \text{MPa}$ => Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre

.

VIII.4.5. Dessin de ferraillage des nervures :

✓ *Nervure principales*

En travée **En appui**

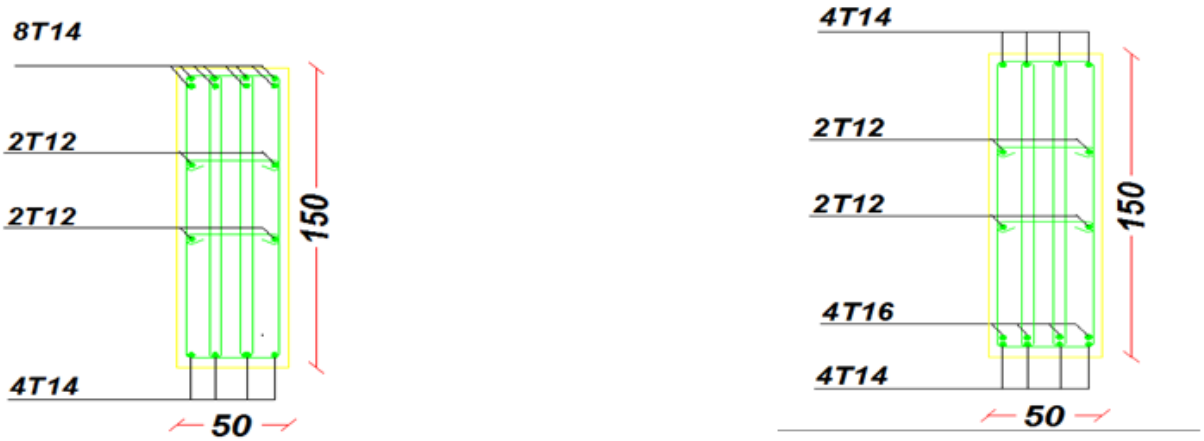


Figure VII.13 Dessiner de ferraillage des nervures principale

✓ ***Nervures secondaires :***

En travée **En appui**

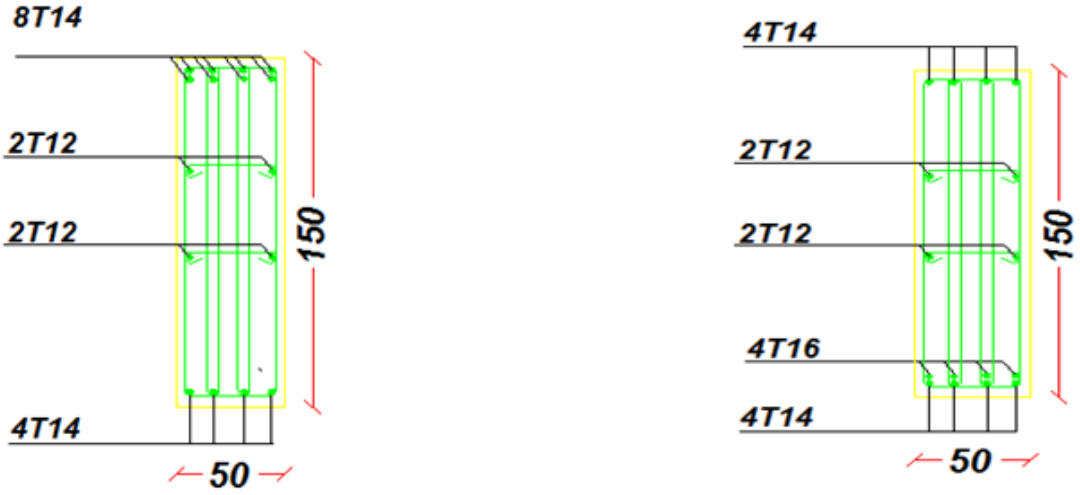


Figure VII.14 Dessiner de ferraillage des nervures secondaire

Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a permis, d'une part, de concrétiser et mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de licence et de master et d'acquérir, d'autre part, les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié tels que le RPA (99/version 2003); BAEL91; la pratique des logiciels Robot Structural Analysis , Robot Exprt, AutoCad, RDM 6, etc. Ainsi, cette étude nous a permis d'arriver aux conclusions suivantes:

- La modélisation doit englober tous les éléments de la structure, pour avoir un comportement proche du réel;
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, et influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes;
- Il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité totale de la structure tout en assurant l'économie qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage;
- Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux; ces derniers ont été ferraillés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal;
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Pour conclure, on doit dire que ce projet de fin d'étude est pour nous une expérience très bénéfique, car elle est considérée comme une étape très importante pour la transition entre deux milieux certes différents mais complémentaires et qui sont le domaine académique universitaire et la vie professionnelle.