



Faculty of Sciences and Technology

Civil Engineering Department

N° d'ordre : M2... /GC/2025

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

**Filière :** Génie civil

**Option :** Structure

**Thème**

**Etude d'un bâtiment sous-sol et RDC +10 étage  
à usage multiple**

**Présenté par :**

BENDAHMANE Hamida

CHOUCHA Ratiba

Soutenu le 22/06/2025 devant le jury composé de :

DJILALI NASSIRA

BELBACHIR NASRINE

MEHALA TEWFIK

Présidente :

Encadrante :

Examineur :

Université de Mostaganem

Université de Mostaganem

Université de Mostaganem

Année Universitaire 2024/2025

## **REMERCIEMENTS**

*Il est difficile de trouver les mots justes pour exprimer toute la gratitude que nous ressentons aujourd'hui. Ce travail est l'aboutissement d'un parcours jalonné de doutes, mais surtout de belles rencontres et de soutiens inestimables.*

*A nos parents, vous qui avez toujours cru en nous, même lorsque la fatigue prenait le dessus.*

*Merci pour votre amour inconditionnel, vos encouragements silencieux et vos sacrifices..*

*A Mlle BELBACHIR Nasrine notre encadrante, nous tenons à exprimer notre reconnaissance pour votre patience, votre écoute et vos conseils avisés. Votre accompagnement bienveillant a été essentiel dans la réalisation de ce travail et nous a permis de grandir autant sur le plan académique que personnel.*

*Nous remercions également les membres du jury pour l'intérêt qui ont porté à ce travail en évaluant ce mémoire. Leurs expertises et leurs commentaires seront d'une valeur inestimable pour notre progression future.*

*Je remercie également ma famille et mes proches, pour leurs mots rassurants, leurs gestes réconfortants et leur indéfectible soutien dans les moments de doute. Vous avez su rendre ce parcours plus doux.*

*Enfin, une pensée sincère à toutes les personnes qui, de près ou loin, ont croisé mon chemin durant cette aventure. Chacun de vous a contribué, d'une manière ou d'une autre, à l'accomplissement de ce projet.*

*Ce mémoire n'est pas seulement le fruit d'un travail personnel, mais aussi le reflet de tout l'amour, la confiance et l'accompagnement que j'ai reçu.*

***Merci, du fond du cœur.***

## ***Dédicace***

*Tous d'abord je tiens à remercier DIEU de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Je dédie ce travail*

*A ma merveilleuse mère, qui a toujours cru en moi et m'a encouragé à poursuivre mes rêves. Sans toi, je n'aurais pas acquis la force et la résilience nécessaire pour aboutir à ce stade. je t'aime maman et j'implore le tout puissant pour qu'il t'accorde une bonne santé et une vie longue et heureuse*

*A mon père, ton soutien fut une lumière dans tout mon parcours. Ce modeste travail est le fruit de tous les sacrifices que tu as déployés pour mon éducation et ma formation.*

*A mon cher mari. Merci pour ton amour, ton soutien indéfectible et ta patience durant tout ce parcours, ton encouragement quotidien, ta compréhension et ta présence à mes côtés ont été essentiels dans la réalisation de ce mémoire.*

*A ma famille, pour leur présence bienveillante, leurs conseils et leur patience.*

*A mes amis, pour les moments de partage, d'entraide et de motivation qui m'ont permis d'aller toujours plus loin.*

*A tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce travail.*

***BENDAHMANE Hamida***

## ***Dédicace***

*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.*

*Avec l'aide du tout Puissant, j'ai pu réaliser ce modeste travail que je dédie :  
A mes parents pour votre amour inconditionnel, vos sacrifices innombrables, et votre soutien sans faille.*

*Vous êtes ma source de force, d'inspiration et de persévérance.  
Ce mémoire est le fruit de vos prières, de votre patience et de votre foi en moi.*

*Je vous dédie avec tout mon amour et ma gratitude profonde.  
Que Dieu la protège pour moi, je ne pourrai jamais la remercier assez  
Pour ce qu'elle fait pour moi*

*À mes chers frères, votre soutien constant vos encouragements sincères.  
Merci d'avoir toujours cru en moi et de m'avoir accompagnée avec affection et fierté dans  
chaque étape de parcours.*

*À mon oncle, un homme au cœur généreux et au soutien inestimable  
Merci pour ta présence, tes conseils et ton amour constant.  
Tu as été pour moi une source d'inspiration et de force.*

***CHOUCHA Ratiba***

# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage Multiple constitué d'un sous-sol et d'un RDC plus (10) étages, implanté dans la wilaya de Sidi Bel Abbes . Cette région est classée en zone sismique IV selon le RPA version 2024. La structure est en portiques en béton armé contreventée par des voiles de contreventement.

Dans cette étude, nous avons utilisé le règlement de calcul et vérifications du béton armé (B.A.E.L91 modifié99) et le nouveau règlement parasismique algérien (RPA2024).

Ce manuscrit a été divisé en quatre parties :La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des planchers (En corps creux et dalle pleine) et des éléments secondaires (escaliers, acrotère et balcon).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ROBOT 2025 afin de vérifier la stabilité de la structure et de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique) et. En fin l'étude, les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) ont été calculés.

## Mots clés :

Bâtiment à usage multiple, portiques, voiles de contreventement, BAEL 91, RPA2024, étude dynamique, éléments résistants.

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لبناية سكنية و تجارية تتألف من طابق تحت الارض + طابق ارضي + 10 طوابق بولاية سيدي بلعباس المصنفة من ضمن المنطقة الزلزالية رقم IV حسب المركز الوطني للبحث في هندسة مقاومة الزلزال . الهيكل يتكون من روافد، أعمدة و جدران قص.

في هذه الدراسة، تم استخدام قواعد الحساب و التحقق للخرسانة المسلحة (BAEL modifié en 99) و اللوائح المضادة للزلازل الجديدة (RPA 2024) .

تتكون هذه الدراسة من اربعة اجزاء وهم :

الجزء الاول يبدأ بالوصف العام للمشروع ثم اعطاء الابعاد الاولوية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر.

الجزء الثاني يهدف الى دراسة البلاطات والعناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية باستعمال البرنامج الإنشائي التحليلي Robot Structural Analyses 2025 من اجل التأكد من ثبات المنشأ و استخراج القوى الناتجة عن تأثير الحمولات .

الجزء الرابع والاخير يشمل على دراسة العناصر المقاومة للبناية (الاعمدة الروافد الجدران المسلحة والاساسات).

### الكلمات المفتاحية

مبنى متعدد الاستعمالات ،اروقة ،جدران القص ،دراسة ديناميكية، عناصر مقاومة.

# Abstract

This project presents a detailed study of a building for multiple use, consisting of a basement and a ground floor plus ten (10) stories, located in wilaya of Sidi Bel Abbes. This region is classified as seismic zone IV according to the 2024 version of the RPA.

The structure is a reinforced concrete frame braced by shear walls.

In this study, we used the reinforced concrete design and verification code (BAEL91 modified 99) and the new Algerian seismic regulations (RPA2024).

This manuscript is divided into four parts: The first begins with a general description of the project along with a presentation of the material characteristics, followed by the preliminary design of the structure and the load distribution.

The second part focuses on the study of the floors (solid slabs and hollow core slabs) and secondary elements (stairs, parapets, and balconies).

The dynamic study of the structure was undertaken in the third part using the ROBOT 2025 software to verify the stability of the structure and to determine the different stresses due to loadings (dead loads, live loads, and seismic loads). Finally, the resistant elements of the structure (columns, beams, walls, general raft foundation) were calculated.

## **Keywords:**

Multi-use building, frames, shear walls, BAEL 91, RPA2024, dynamic study, resistant elements.

## SOMMAIRE

<b>Remerciements</b> .....	5
<b>Dédicace</b> .....	5
<b>Résumé</b> .....	5
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	15
<b>CHAPITRE.I : Présentation de l'ouvrage</b> .....	17
I.1. Introduction .....	18
I.2. Implantation de l'ouvrage .....	18
I.3. Présentation de l'ouvrage .....	18
I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	19
I.5. Conception de la structure .....	19
I.5.1. <i>Superstructure</i> .....	19
I.5.2. <i>Infrastructure</i> .....	20
I.6. Caractéristique des matériaux .....	20
I.6.1.1 Béton .....	20
I.6.1.2. Le Béton armé.....	20
I.6.1. 2. Principaux caractéristiques et avantages de béton .....	20
I.6.1.3. Résistance du béton.....	21
I.6.1.4. Module de déformation longitudinale du béton .....	21
I.6.1.5. Coefficient de poisson .....	22
I.6.1.6. Contraintes limites de calcul .....	22
I.6.2. L'acier .....	23
I.6.2.1. Différents types d'aciers .....	24
I.6.2.2. Caractéristique mécanique des aciers .....	24
I.7. Hypothèses de calcul aux états limites .....	25
I.8. Combinaison de calcul.....	25
I.9. Les logiciels utilisés.....	26
I.10. Règlements utilisé.....	26
I.11. Conclusion.....	26
<b>CHAPITRE.II : Pré-dimensionnement</b> .....	27
II.1. Introduction .....	28
II.2. Pré dimensionnement des poutres .....	28
II.2.1. Pré dimensionnement des poutres principales .....	28
II.2.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires .....	29
II.3. Prédimensionnement des planchers .....	30
II.3.1. Planchers à corps creux : .....	30
II.3.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles (nervures):.....	30
II.3.2. Planchers de la dalle pleine .....	31
II.4. La descente des charges.....	32
II.4.1. Plancher à corps creux .....	32
II.4.2. Plancher terrasse inaccessible .....	32

II.4.3.Calcul des charges des poteaux .....	33
II.5. Pré dimensionnement des poteaux .....	34
II.6. Pré dimensionnement des voiles.....	42
<b>CHAPITRE.III : Etude des plancher .....</b>	<b>44</b>
III.1. Introduction .....	45
III.2.Plancher à dalle pleine.....	45
III.2.1.Diamètre des armatures .....	45
III.2.2.Calcul de l'enrobage .....	45
III.2.3.Hauteurs utiles .....	45
III.2.4.L'étude haute sous-sol .....	46
III.2.5.Calcul des ferrailages .....	48
III.2.6.Vérification des contraintes de cisaillement.....	53
III.2.7.Vérification de la flèche .....	53
III.3.Plancher corps creux .....	57
III.3.1.Types de poutrelles .....	58
III.3.2.Méthode de calcul .....	58
III.3.3.Application de la méthode de Caquot-minorée.....	60
III.3.3.1.Calcul des moments fléchissant .....	60
III.3.4. Application de la méthode forfaitaire (type02 et 05) .....	76
III.3.5.Ferrailage d'une poutrelle.....	79
III.3.6.Ferrailage de la dalle de compression .....	84
III.3.7.Vérification de la flèche .....	85
<b>CHAPITRE.IV : Etude des éléments non structuraux.....</b>	<b>90</b>
IV.1. Introduction .....	91
IV .2. Étude des escaliers .....	91
IV .2 .1Définition des éléments d'un escalier .....	91
IV .2 .2. Dimensionnement .....	92
IV .2.3.Descente de charges .....	93
IV.2 .4. Combinaison de charges .....	94
IV.2.5. Calcul du moment fléchissant maximum .....	95
IV.2.6.Calcul du ferrailage.....	97
IV.2.7.Vérification au cisaillement .....	99
IV.2.8.Etude de la poutre palière .....	100
IV.2.8.1.Pré dimensionnement de la poutre palière .....	100
IV.2.8.2.Calcul du poids propre (g) de la poutre palie.....	100
IV.2.8.3.Combinaison fondamentales .....	101
IV.2.8.4.Calcul du moment fléchissant maximum.....	102
IV.2.8.5.Calcul du ferrailage .....	103
IV.3. Etude des balcons .....	106
IV.3.1.Epaisseur de balcon .....	107
IV.3.2.Descente de charges .....	107
IV.3.3.Combinaison de charge .....	107
IV.3.4.Calcul des efforts internes.....	108

IV.3.5.Calcul du ferrailage .....	108
IV.3.6.Vérification au cisaillement .....	109
IV.3.7.Vérification de la flèche .....	110
IV.4.Etude d'acrotère .....	111
IV.4.1.Définition .....	111
IV.4.2.Le rôle de l'acrotère .....	111
IV.4.3.Descente des charges .....	111
IV.4.4.Détermination des sollicitations .....	112
IV.4.5.Vérification de l'effort due au séisme .....	112
IV.4.6.Effort normal et moment fléchissant .....	112
IV.4.7.Position du point d'application de l'effort normal de compression.....	113
IV.4.8.Calcul des contraintes .....	115
IV.4.9.Calcul du moment statique .....	116
IV.4.10.Vérification des contraintes de cisaillement .....	117
<b>CHAPITRE.V : Etude sismique .....</b>	<b>118</b>
V.1. Introduction .....	119
V.2. Objectifs de l'étude dynamique .....	119
V.3. Choix de la méthode de calcul .....	119
V.3.1Principe de la méthode statique équivalente .....	119
V.3.2. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale .....	120
V.3.3. Principe de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.....	120
V.4.Présentation du Logiciel Robot structural Analysais .....	120
V.5.Modélisation de la structure .....	120
V.6. Résultats de la modélisation numérique .....	122
V.7. Vérifications de la structure selon les recommandations du RPA version 2024.....	123
V7.1Vérification des modes fondamentaux .....	123
V.7.2.Vérification de la période fondamentale de la structure .....	123
V.7.3.Vérification du taux de participation modale .....	124
V.7.4.Vérification de l'effort sismique .....	125
V.7.5. Vérification des déformations .....	128
V.7.6.Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	128
V.7.7. Vérification de renversement .....	130
V.8. Conclusion.....	131
<b>CHAPITRE.VI : Etude des éléments structuraux .....</b>	<b>133</b>
VI.1. Introduction .....	134
VI.2.Etude des poutres .....	134
VI.2.1.Définition .....	134
VI.2.2.Recommandations pour les poutres selon le RPA version 2024 .....	134
VI.2.3.Ferrailage des poutres .....	135
VI.2.4.Vérification de l'effort tranchant .....	138
VI.3. Etude des poteaux.....	142
VI.3.1.Définition .....	142
VI.3.2.Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024 .....	143

VI.3.3. Combinaison de charges .....	144
VI.3.4. Principe de calcul .....	144
VI.3.5. Ferrailage des poteaux .....	145
VI.3.6. Vérification de l'effort tranchant .....	155
VI.4 .Etude des voiles .....	158
VI.4.1. Ferrailage des voiles de contreventement .....	158
VI.4.1.1. Combinaison de charges .....	159
VI.4.1.2. Sollicitations dans les voiles .....	159
VI.4.1.3. Les caractéristiques géométriques du voile .....	161
VI.4.1.4. Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile .....	161
VI.4.1.5. Calcul de ferrailage .....	163
VI.4.1.6. Vérification de la contrainte de cisaillement .....	167
VI.4.2. Voile périphérique.....	169
VI.4.2.1. Introduction .....	169
VI.4.2.2. Le Dimensionnement .....	169
VI.4.2.3. Calcul des charges .....	169
VI.4.2.4. Combinaison fondamentale .....	170
VI.4.2.5. La réduction des moments .....	171
VI.4.2.6. Calcul du ferrailage.....	172
<b>CHAPITRE.VII : Etude de l'infrastructure.....</b>	<b>178</b>
VII.1. Introduction.....	179
VII.2. Choix du type de fondation .....	179
VII.3. Etude du radier.....	180
VII.3.1. Pré dimensionnement du radier .....	180
VII.3.2. Pré dimensionnement des poutres .....	184
VII.3.3. Vérification des contraintes sous radier .....	184
VII.3.4. Vérification de l'effet de sous pression .....	185
VII.3.5. Calcul de la dalle du radier .....	186
VII.3.5.1. Calcul des moments fléchissant .....	186
VII.3.5.2. Calcul du ferrailage .....	187
VII.3.5.2. Vérification de l'effort tranchant .....	195
VII.3.6. Etude des poutres nervurées.....	196
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>198</b>

## Liste des figures

### Chapitre I :

<b>Fig.I.1</b> : Implantation du bâtiment (Source : Google Earth). .....	18
<b>Fig.I.2</b> : Capture d'écran de façade –Rue du projet. ....	19
<b>Fig.I.3</b> : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU .....	23
<b>Fig.I.4</b> : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS. ....	23
<b>Fig.I.5</b> : Diagramme contraintes-déformations de calcul. ....	24

### Chapitre II :

<b>Fig.II.1</b> : Section transversale d'une poutre. ....	28
<b>Fig.II.2</b> : Section transversale de la poutre principale .....	29
<b>Fig.II.3</b> : Section transversale de la poutre secondaire. ....	29
<b>Fig.II.4</b> : Schéma d'une dalle à corps creux. ....	30
<b>Fig.II.4</b> : Schéma des poutrelles. ....	31
<b>Fig.II.5</b> : Schéma de la loi de dégression. ....	34
<b>Fig.II.6</b> : pré dimensionnement des poteaux. ....	35
<b>Fig.II.7</b> : Section réduite du poteau. ....	36
<b>Fig.II.8</b> : Coupe en élévation d'un voile. ....	43

### Chapitre III :

<b>Fig.III.1</b> : Enrobage. ....	45
<b>Fig.III.2</b> : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle. ....	46
<b>Fig.III.3</b> : Le panneau le plus sollicitée. ....	47
<b>Fig.III.4</b> : Coordonnée de centre de gravité. ....	55
<b>Fig.III.5</b> : Ferrailage de la dalle pleine. ....	57
<b>Fig.III.6</b> : Schéma statique de la poutrelle. ....	76
<b>Fig.III.7</b> : Section de ferrailage. ....	79
<b>Fig.III.8</b> : Coupe transversale d'un plancher à corps creux. ....	84
<b>Fig.III.9</b> : Section de calcul. ....	87

### Chapitre IV :

<b>Fig.IV.1</b> : Différents éléments d'un escalier. ....	79
<b>Fig.IV.2</b> : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos a l'ELU. ..	94
<b>Fig.IV.3</b> : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU. ....	94
<b>Fig.IV.4</b> : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU. ....	95
<b>Fig.IV.5</b> : Schéma statique d'un escalier a paillasse avec palier de repos a l'ELS. ..	95
<b>Fig.IV.6</b> : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS. ....	96
<b>Fig.IV.7</b> : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS. ....	96
<b>Fig.IV.8</b> :Schéma statique de la poutre palière.....	101
<b>Fig.IV.9</b> : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU. ....	101
<b>Figure.IV.10</b> :Schéma statique de la poutre palière a l'ELU .....	102
<b>Fig.IV.11</b> : Diagramme du effort tranchant à l'ELU. ....	102
<b>Fig.IV.12</b> : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS. ....	106
<b>Fig.IV.13</b> : Diagramme du effort tranchant à l'ELS. ....	106
<b>Fig.IV.14</b> : Schéma de ferrailage de l'escalier. ....	108
<b>Fig.IV.15</b> : coupe sur balcon. ....	110

<b>Fig.IV.16</b> : Schéma statique de calcul à l'ELU. ....	111
<b>Fig.IV.17</b> : Schéma de ferrailage du balcon. ....	111
<b>Fig.IV.18</b> : coupe transversale de l'acrotère. ....	112
<b>Fig.IV.19</b> : Schéma Statique de l'acrotère. ....	113
<b>Fig.IV.20</b> : section de calcul. ....	114
<b>Fig.IV.21</b> : Position de centre de pression. ....	115
<b>Fig.IV.22</b> : Ferrailage de l'acrotère. ....	117

#### **Chapitre V :**

<b>Fig.V.1</b> : Interface de Robot Structural Analysis Professional. ....	122
<b>Fig.V.2</b> : les modes fondamentaux. ....	123

#### **Chapitre VI :**

<b>Fig.VI.1</b> : Schéma des ferrailages des poutres principales. ....	141
<b>Fig.VI.2</b> : Schéma des ferrailages des poutres secondaires. ....	141
<b>Fig.VI.3</b> : Sollicitation sur les poteaux. ....	142
<b>Fig.VI.4</b> : Schéma ses ferrailages des poteaux. ....	158
<b>Fig.VI.5</b> : Schéma d'un voile. ....	160
<b>Fig.VI.6</b> : Schéma de ferrailage de voile. ....	169
<b>Fig.VI.7</b> : schéma statique d'un voile périphérique. ....	170
<b>Fig.VI.8</b> : Schéma du panneau du voile. ....	171
<b>Fig.VI.6</b> : Schéma du ferailage du voile périphérique ....	179

#### **Chapitre VII :**

<b>Fig.VII.1</b> : dimensions de la poutre ....	185.
<b>Fig.VII.2</b> : Cartographies A L'ELU. ....	186
<b>Fig.VII.3</b> : Cartographies A L'ELS. ....	186
<b>Fig.VII.4</b> : Cartographies A L'ELU. ....	187
<b>Fig.VII.5</b> : Cartographies A L'ELS ....	188
<b>Fig.VII.6</b> : schéma de ferrailage de la dalle pleine du radier. ....	197
<b>Fig.VII.7</b> : ferrailage des poutres principales ....	198
<b>Figure.VII.8</b> : ferrailage des poutres secondaires ....	198

## Liste des tableaux

### CHAPITRE II

<b>Tableau.II.1</b> : Charges du plancher terrasse. ....	32
<b>Tableau.II.2</b> : Charges du plancher d'étage courant. ....	33
<b>Tableau.II.3</b> : charges permanentes du plancher à dalle pleine (plancher haut <b>sous-sol</b> ). ....	33
<b>Tableau.II.4</b> : Dégression verticale des charges permanents et des surcharges. d'exploitation .....	34
<b>Tableau.II.5</b> : pré-dimensionnement des poteaux.....	38.
<b>Tableau.II.6</b> : Choix des sections des poteaux. ....	42
<b>Tableau.II.7</b> : Pré dimensionnement des voiles. ....	43

### CHAPITRE III

<b>Tableau.III.1</b> : Evaluation des charges. ....	57
<b>Tableau.III.2</b> : Tableau des Moments fléchissant maximums de chaque type de poutrelle (Méthode de Caquot minorée) à ELU. ....	74
<b>Tableau.III.3</b> : Tableau des Moments fléchissant maximums de chaque type de poutrelle (Méthode de Caquot minorée) à ELS. ....	75
<b>Tableau.III.4</b> : Moments fléchissant et efforts tranchants maximums. ....	79
<b>Tableau.III.5</b> : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis. 8'	

### CHAPITRE IV

<b>Tableau.IV.1</b> : Tableau des moments de la poutre palière. ....	103
--	-----

### CHAPITRE V

<b>Tableau.V.1</b> : Comparaison entre la période dynamique et la période empirique. .	124
<b>Tableau.V.2</b> : Taux de participation modale.....	124.
<b>Tableau.V.3</b> : Valeurs des pénalités $p_q$ (sens x-x). ....	127
<b>Tableau.V.4</b> : Valeurs des pénalités $p_q$ sens (y-y). ....	127
<b>Tableau.V.5</b> : récapitulatif des résultats de paramètres de calcul de la force sismique. ....	127
<b>Tableau.V.6</b> : Vérification de déplacement inter-étage. ....	128
<b>Tableau.V.7</b> : Vérification de l'effet P- $\Delta$ sens XX. ....	129
<b>Tableau.V.8</b> : Vérification de l'effet P- $\Delta$ sens YY. ....	129
<b>Tableau.V.9</b> : Tableau des forces horizontales. ....	130

### CHAPITRE VI

<b>Tableau.VI.1</b> : Sollicitations de calcul maximales des poutres. ....	135
<b>Tableau.VI.2</b> : Tableau récapitulatif du ferrailage. ....	140
<b>Tableau.VI.3</b> : Sollicitations de calcul maximales des poteaux. ....	144
<b>Tableau.VI.4</b> : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux. ....	156
<b>Tableau.VI.5</b> : Sollicitations obtenues par ROBOT. ....	160
<b>Tableau.VI.6</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement. ....	1168
<b>Tableau.VI.7</b> : Ferrailage du voile de contreventement. ....	168

## CHAPITRE VII

<b>Tableau.VII.1</b> : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements. .....	185
<b>Tableau.VII.2</b> : Sollicitations de calcul maximales des poutres nervurent .....	195.
<b>Tableau.VII.3</b> : Tableau récapitulatif du ferrailage. ....	196

### INTRODUCTION GENERALE

L'histoire de la construction est étroitement liée aux besoins des êtres humains primitifs et à la disponibilité des matériaux, la plupart des matériaux utilisés et des techniques pratiquées dans la construction depuis l'Antiquité sont encore utilisés aux XVIIIe et XIXe siècles. Jusqu'à la révolution industrielle qui se profilait à partir du XVIIIe siècle.

L'ingénieur civil intervient dans la conception de projet, assure le suivi de la construction puis l'exploitation des ouvrages. Il est également responsable de la réhabilitation de tous types des constructions mentionné au-dessus, dont il affirme la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement, quand on parle de la sécurité du public on définit les risques naturels qui touchent cette sécurité tel que le séisme, cette phénomène est destructif et très difficile à prédire pour cela, l'ingénieur doit tenir compte de l'effet sismique pour éviter la mauvaise disposition constructive et les malfaçons d'exécution.

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'une structure en béton armé à usage multiple implanté dans la wilaya de SIDI Bel Abbes Algérie.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques alors elle a une forte activité sismique. Ce qui nous oblige, en tant qu'ingénieurs, à appliquer les règlements parasismiques après avoir le comportement dynamique et l'étude préliminaire (Pré dimensionnement) pour aboutir à une analyse multicritère qui nous permettra de choisir une estimation avantageuse et une analyse plus approfondie. Cette analyse nous permettra de Procéder au dimensionnement des différents éléments structuraux et secondaires de tel façon à ne pas modifier l'aspect architectural de cette structure.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- Le premier chapitre est consacré à la description générale du projet, la définition des différents éléments avec une présentation de caractéristiques des matériaux
- Le deuxième chapitre présent le pré dimensionnement de la structure et la descente des charges dans le bâtiment ;
- Le troisième chapitre est consacré au calcul des planchers (Corps creux et dalle pleine) et leurs ferrailages ;
- Le quatrième chapitre consiste au calcul des éléments secondaires (escaliers, acrotère, et balcon) ;
- Le cinquième chapitre traite le problème dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D par le logiciel de calcul **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**.
- Le sixième chapitre comporte le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voile),

- Le septième chapitre consacré à l'étude des fondations.

Nous terminerons ce travail par une conclusion générale, dans laquelle nous rappellerons le Cadre de l'étude.

*Chapitre I*  
*Présentation de l'ouvrage*

### I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA 2024) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données de bases sur lesquelles on prendra appuis pour obtenir une structure à la fois sécuritaires et économiques. Dans le présent chapitre on s'intéresse à la description des caractéristiques des Matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

### I.2. Implantation de l'ouvrage :

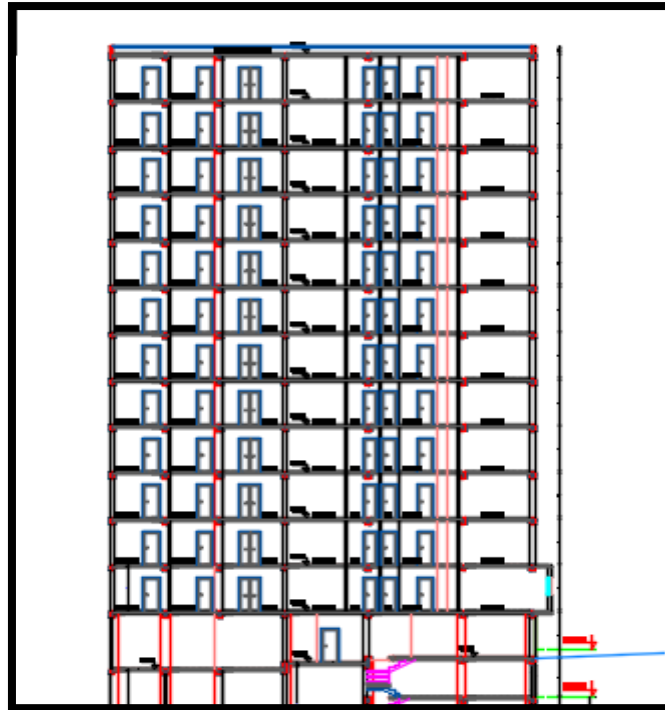
Le projet s'intitule la résidence EL-AMIR Le bâtiment est implanté à BELGAID dans la wilaya de SIDI Bel Abbès classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA /version2024) comme une zone de moyenne sismicité a (Zone IV) et dans le groupe d'usage 2(Figure1).



**Figure.I.1:** Implantation du bâtiment (Source : Google Earth).

### I.3. Présentation de l'ouvrage :

Notre structure est un bâtiment à usage multiple, constitué d'un sous-sol ayant pour fonction un parking (Figure 2) et d'un rez-de-chaussée(RDC) à usage commercial d'une surface de 361,53 m<sup>2</sup> et de dix étages pour usage d'habitation.



**Figure.I.2:** Capture d'écran de façade –Rue du projet

#### **I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

- Longueur en plan :  $Lx = 21,40\text{m}$
- Largeur en plan :  $LY = 24,30\text{m}$
- Hauteur totale du bâtiment :  $Ht=36,25 \text{ m}$
- Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère :  $Ht=36,85 \text{ m}$
- Hauteur du sous-sol :  $H= 2,72\text{m}$
- Hauteur du RDC :  $H= 3 ,06\text{m}$
- Hauteur des étages courants:  $H= 3,06\text{m}$

Le site est classé  $S_2$  selon le RPA version 2024 (Site ferme).

#### **I.5. Conception de la structure :**

##### ***I.5.1. Superstructure :***

##### **➤ Planchers :**

Le bâtiment comporte

- Un plancher en dalle pleine → plancher haut SS ;
- Un plancher à corps creux → étages courants et terrasse

##### **➤ Poteaux, poutre et les voiles :** sont en béton armé.

➤ **Maçonneries :**

.Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- **Escaliers :** Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasses, réalisées en béton armé coulé sur place.
- **Terrasse :** La terrasse est inaccessible.
- **Acrotère :** Dans notre bâtiment, la terrasse est inaccessible et elle entourée par un acrotère, ce dernier est un muret indispensable à la réalisation d'une étanchéité de toiture plate ou à faible pente.
- **Ascenseur :** Le bâtiment est équipé d'un ascenseur conçu par un noyau central (entouré de murs brique).

### **I.5.2. Infrastructure :**

A partir du rapport géotechnique du sol, on a obtenu les informations suivantes :

- La contrainte admissible :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3$  bars ;
- Poids volumique du sol :  $\gamma_h = 17$  kN/m<sup>3</sup> ;
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30$

### **I.6. Caractéristique des matériaux :**

#### **I.6.1. Le Béton armé:**

Le béton armé est un matériau complexe constitué par la réunion de deux matériaux « simples » le béton et l'acier disposés de façon à utiliser d'une manière économique et rationnelle les résistances propres de chacun d'eux.

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

##### **I.6.1.1. Béton:**

C'est un matériau de construction formé par un mélange de ciment, de granulats et d'eau, éventuellement complété par des adjuvants et des additions. Ce mélange, qui est mis en place sur le chantier ou en usine à l'état plastique, peut adopter des formes très diverses parce qu'il est modulable ; il durcit progressivement pour former finalement un monolithe.

$$\text{Béton} = \text{Ciment} + \text{Gravier} + \text{Sable} + \text{Eau de gâchage}$$

##### **I.6.1.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton**

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage et
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- 1. Disponibilité des matières premières:** les composants sont largement disponibles.
- 2. Economie :** le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- 3. Souplesse des formes,** elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- 4. Résistance aux agents atmosphériques,** elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- 5. Résistance au feu :** le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- 6. Finition des parements :** sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

#### I.6.1.3. Résistance du béton :

- **Résistance du béton à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm<sup>2</sup> de section. Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance  $f_{cj}$ . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule

$$f_{cj} = \frac{j}{a + b_j} \times f_{c28}$$

- **Résistance du béton à la traction :**

La résistance à la traction peut être déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on cite :  
Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.

Traction par fendage « essai brésilien ».

Traction par flexion (3 points ; 4 points).

On peut calculer la valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction noté  $F_{tj}$  par la relation :  $F_{tj} = 0,6 + 0,06F_{cj}$  MPa

Pour notre cas :  $F_{c28} = 25$  MPa.

$F_{t28} = 2,1$  MPa.

#### **I.6.1.4. Module de déformation longitudinale du béton :**

Ce module est connu sous le nom « module de Young » ou module d'élasticité ; pour le

Béton on distingue deux valeurs pour le module de déformation.

- **Module de déformation instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de « j » jours est égale à :

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

Pour :  $f_{c28} = 25$  MPa on trouve :  $E_{i28} = 91\,666,6$  MPa.

- **Module de déformation différé :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (F_{cj})^{1/3} \text{ MPa}$$

Pour :  $f_{c28} = 25$  MPa on trouve :  $E_{v28} = 30\,833,33$  MPa.

#### **I.6.1.5. Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

ELU :  $\nu = 0$  calcul des sollicitations (béton fissuré).

ELS :  $\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré).

#### **I.6.1.6. Contraintes limites de calcul :**

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99), on distingue deux états limites.

- **État limite ultime « E.L.U » :**

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée  $\sigma_b$  est donnée par :

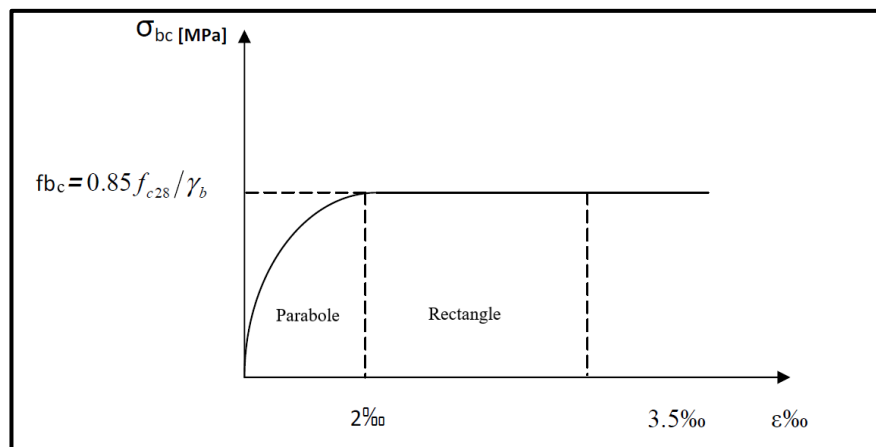
$$\sigma_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Pour une situation accidentelle.} \\ 1.50 & \text{Pour une situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

$f_{c28}$  = Résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

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



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

- **État limite de service « E. L. S » :**

État limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

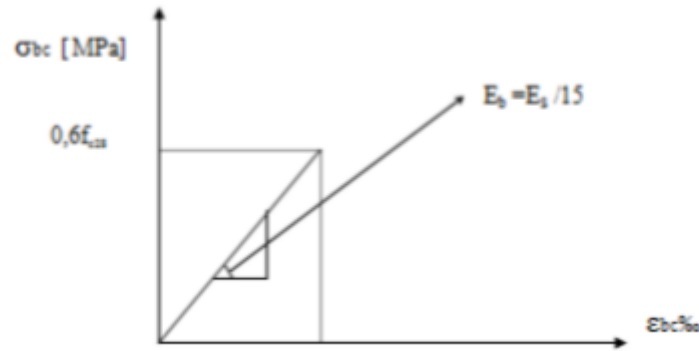
Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- ✓ Compression du béton.
- ✓ L'ouverture des fissures.
- ✓ Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \text{ MPA}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$  on trouve :  $\sigma_{bc} = 1,5 \text{ MPA}$ .



**Figure.I.4** : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

### I.6.2.L'acier :

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

#### I.6.2.1 Différents types d'aciers :

- **Les ronds lisses (R.L):**

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- **Les aciers à haute adhérence (H.A) :**

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE500.

- **Treillis soudés :**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

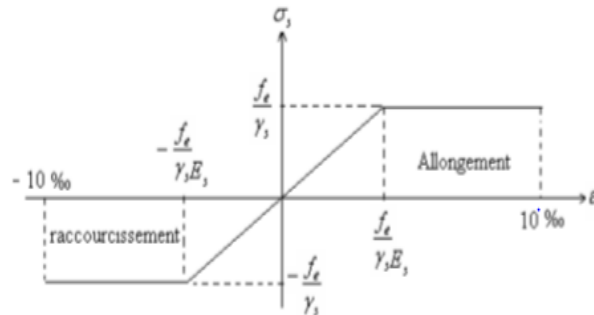
\*  $\emptyset_L 50$  ( $\emptyset > 6\text{mm}$ ) ;  $f_e = 500$  Mpa.

\*  $\emptyset_L 52$  ( $\emptyset \leq 6\text{mm}$ ) ;  $f_e = 520$  Mpa.

### I.6.2.2. Caractéristique mécanique des aciers :

#### ❖ À l'ELU :

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ ) déformation ( $\varepsilon_s$ ) est conventionnellement défini comme suit :



**Figure I.5:** Diagramme contraintes-déformations de calcul.

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier  $\sigma_s$ , lorsque l'on connaît sa déformation relative  $\varepsilon_s$ .

État limite ultime: la contrainte de l'acier est  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

#### ❖ À l'ELS :

On distingue les cas suivants:

- Cas où la fissuration est peu préjudiciable, pas de valeur limite de  $\sigma_s$ .
- Cas de fissuration préjudiciable, la contrainte est limitée à:

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$$

$f_{tj}$ : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours,  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ .

- Cas où fissuration très préjudiciable

$$\sigma_s = 0,8 \times \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$$

$\eta$ : Coefficient de fissuration avec:

$\eta = 1$  : pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta = 1.6$  : pour les hautes adhérences  $\varnothing > 6\text{mm}$ .

### I.7. Hypothèses de calcul aux états limites :

- **Hypothèse de calcul à l'ELU :**

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul. A cause de sa faible résistance en traction.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ en flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.

H5 : L'allongement unitaire dans l'acier est limité à 10 ‰.

- **Hypothèse de calcul à l'ELS :**

H1 : conservation des sections planes.

H2 : glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : les contraintes de compressions du béton et l'acier (déformations élastiques) :

$$\sigma_b = E_b \times \epsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_s$$

H5 : par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier et :  $n = E_s / E_b = 15$

### I.8. Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions suivantes :

- **Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime « ELU » :**

*Situation durable :*

$$P1 = 1.35G + 1.5 Q$$

*Situation accidentelle (séisme ; choc...) :*

$$G + \psi Q \pm E_Y \pm 0, 3E_X$$

$$G + \psi Q \pm 0, 3E_X \pm E_Y$$

- **Les combinaisons de calcul à l'état limite de service « ELS » :**

$$P4 = G + Q$$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : l'effort de séisme. Logiciels utilisés

### I.9. Les logiciels utilisés dans notre travail sont :

- Logiciel Robot Structural Analysis Professional 2025.
- AutoCAD 2025.
- Expert BA 2010 (Robot Expert).
- RDM6.
- Office 2010

### I.10. Règlements utilisés :

- ✓ Règles parasismiques Algériennes : RPA version 2024.
- ✓ Règles de calcul du béton armé aux états limites : BAEL 91.

- ✓ Document technique réglementaire : DTR B.C. 2.2.
- ✓ Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles : DTR-BE 1.31.

### **I.11. Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons cité tous les caractéristique des matériaux (béton-acier), les dimensions du notre projet, la situation géographique avec le zonage de la wilaya, les règlements et les hypothèses de calcul puis les caractéristiques structurales de quelque éléments que nous allons étudier dans les prochains chapitres.

## *Chapitre II*

# ***PRE-DIMENSIONNEMENT***

## II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le RPA version 2024, BAEL 91 modifiée 99 et CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé). Le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

## II.2. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Il existe deux types de poutres, principales et secondaires (Chaînages). Elles doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant les conditions suivantes :

Critère de rigidité

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ et } 0,4h \leq b \leq 0,8h$$

Condition du R.P.A versions 2024

$$b \geq 25 \text{ cm}; h \geq 30 \text{ cm} ; \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ et } b_{max} \leq (1.5 h + b_1)$$

Avec :

b: Largeur de la poutre

h: Hauteur de la poutre

b<sub>1</sub> : Largeur du poteau

b<sub>max</sub>: Largeur maximale de la poutre.

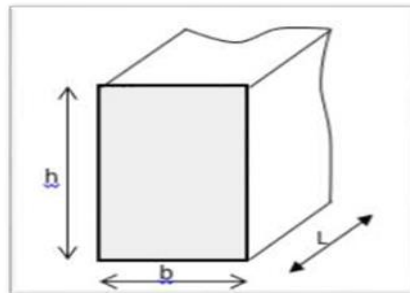


Figure.II.1: Section transversale d'une poutre

### II.2.1. Pré dimensionnement des poutres principales

$$L_{max} = 550 \text{ cm}$$

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \Rightarrow 36.66 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$$

On prend : h = 50 cm et b = 30 cm

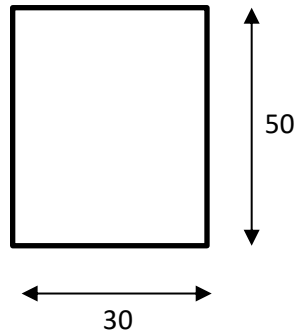
Vérification des conditions imposées par le RPA version 2024

$$b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm};$$

$$h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}; \quad \Rightarrow \quad \text{Conditions vérifiées}$$

$$h/b = 1,67 < 4,0.$$

La section adoptée (Figure4) pour la poutre principale est **(50x30) cm<sup>2</sup>**.



**Figure.II.2:** Section transversale de la poutre principale

### II.2.2 Pré dimensionnement des poutres secondaires

$$L_{\max} = 550 \text{ cm}$$

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \Rightarrow 36,6 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$$

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

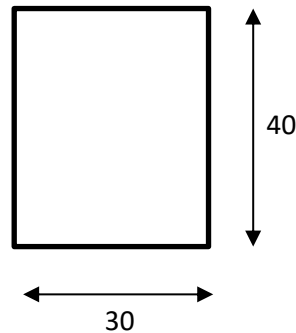
Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2024

$$b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm};$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Conditions vérifiées}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 < 4,0.$$

La section adoptée (Figure5) pour la poutre secondaire est **(30x40)**



**Figure.II.3:** Section transversale de la poutre secondaire

### II.3.Prédimensionnement des planchers

Un plancher c'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés reprendre les charge d'exploitation, les charge permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteau, voiles, murs...).

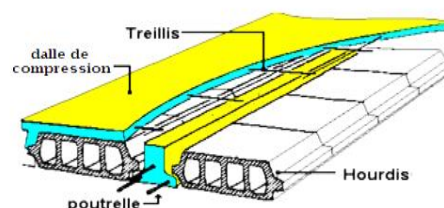
Dans ce projet les planchers utilisés sont à corps creux pour les étages courant et à dalle pleine pour le plancher haut sous sol .

#### II.3.1.Planchers à corps creux :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée. Les nervures sont en bétons armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

On a opté pour les planchers à corps creux au niveau des étages courants et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 5,5m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.



**Figure.II.4:**Schéma d'une dalle à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition rigidité suivant le BAEL91:

$$\frac{L_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

$ht$  : épaisseur totale du plancher.

$L_{max}$  : la portée maximale de la poutrelle entre axes d'appuis.

$$\frac{520}{25} \leq ht \leq \frac{520}{20}$$

$$20,8cm \leq ht \leq 26cm$$

Une épaisseur de plancher de 25 cm est choisie, ce qui correspond à une dalle de compression d'une épaisseur de 5 cm, associée à un corps creux d'une hauteur de 20 cm.

### II.3.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles (nervures):

Les dimensions des poutrelles en T utilisées pour la structure sont les suivantes :

Hauteur totale du plancher est de 25cm ( $ht = 25cm$ ).

Distance entre axe de deux poutrelles est de 60 cm ( $L_n = 60 cm$ ).

Largeur de la nervure est de 12 cm ( $b_0 = 12 cm$ ).

Epaisseur de la dalle de compression est de 5 cm ( $h_0 = 5 cm$ ).

Largeur effective est de 60 cm ( $b = 60 cm$ ).

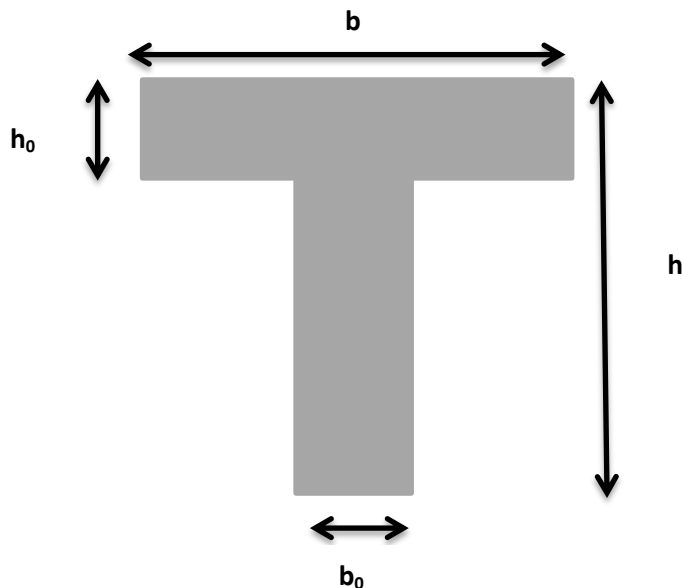


Figure.II.5:Schéma des poutrelles

### II.3.2. Planchers à dalle pleine

On utilise des dalles pleines en générale aux niveaux des planchers hauts Sous-sol, car à ce niveau on a une concentration des efforts sismiques qui s'accumulent à partir des niveaux supérieurs Le plancher à dalle pleine est considéré comme étant infiniment rigide horizontalement.

- *Condition de résistance à la flexion (BAEL) :*

Le panneau le plus défavorable du plancher en dalle pleine du sous-sol est pris en compte pour la détermination de l'épaisseur du plancher. La dalle travaille dans les deux sens car :

$$0,4 \leq \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{550}{550} = 1 \leq 1$$

L'épaisseur de la dalle dans ce cas doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{50} = \frac{550}{50} = 11 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{L}{40} = \frac{550}{40} = 13,75 \text{ cm}$$

On choisit  $h_d = 15 \text{ cm}$

- **Condition d'isolation acoustique :**

Contre les bruits aériens :  $2500 \cdot h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$

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

$h_d = 7 \text{ cm}$  pour 1 heure de coupe de feu.

$h_d = 11 \text{ cm}$  pour 2 heures de coupe de feu.

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adopte une épaisseur de la dalle pleine égale à  $h_d = 16 \text{ cm}$ .

## II.4. La descente des charges

### II.4.1. Plancher à corps creux

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir du document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation "DTR B.C.2.2".

### II.4.2. Plancher terrasse inaccessible

La terrasse inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales et dont le calcul de sa charge est donné dans le Tableau 1.

**Tableau.II.1** : Charges du plancher terrasse

Désignation	Poids volumique $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	20	4	0,8
Étanchéité multicouche	6	2	0,12
Forme de pente	22	10	2,2
Isolation thermique	5	4	0,2
Dalle corps creux (20+5)			3,2

Enduit plâtre	18	1	0,18
Charge permanente			<b>G = 6,7 (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Charge d'exploitation			<b>Q = 1 (kN/m<sup>2</sup>)</b>

L'étage courant est soumis à des charges permanentes et des charges d'exploitation qui sont résumées dans le Tableau 2.

**Tableau.II.2** : Charges du plancher d'étage courant

Désignation	Poids volumique $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.01	0.2
Chappe de béton	20	0.02	0.4
Enduit plâtre	18	0.01	0.18
Dalle corps creux (20+5)			3,2
Cloisons intérieures			1
Charge permanente			<b>G = 5,38KN/m<sup>2</sup></b>
Charge d'exploitation (Charge d'habitation)			<b>Q = 1.5 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau.II.3** : charges permanentes du plancher à dalle pleine (plancher haut sous-sol)

Désignation	Poids volumique $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage+sable+Mortier de pose	/	0,05	1,04
Dalle pleine en béton armé	25	0,16	4,00
Enduit au ciment	18	0,015	0,27
Cloisons légères	10	0,1	1,00
Charge permanente			<b>G = 6,31KN/m<sup>2</sup></b>
Charge d'exploitation (Charge des locaux)			<b>Q = 5 KN/m<sup>2</sup></b>

### II.4.3. Calcul des charges des poteaux

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques concernant chaque étage, de 10% par étage jusqu'à 0.50. Qsauf pour le dernier et avant-dernier niveaux. Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on pourra adopter les valeurs des surcharges en appliquant la dégression verticale (Tableau 5).

**Tableau.II.4:** Dégression verticale des charges permanentes et des surcharges d'exploitation

	Niveaux	Charge d'exploitation Q (kN/m <sup>2</sup> )	Charge permanente G [KN/m <sup>2</sup> ]
0	Haut 10ème étage	<b>1</b>	<b>6,700</b>
1	Haut 9ème étage	<b>2,5</b>	<b>12,080</b>
2	Haut 8ème étage	<b>3,85</b>	<b>17,460</b>
3	Haut 7ème étage	<b>5,05</b>	<b>22,840</b>
4	Haut 6ème étage	<b>6,1</b>	<b>28,220</b>
5	Haut 5ème étage	<b>7</b>	<b>33,600</b>
6	Haut 4ème étage	<b>7,75</b>	<b>38,980</b>
7	Haut 3ème étage	<b>8,5</b>	<b>44,360</b>
8	Haut 2ème étage	<b>9,75</b>	<b>49,740</b>
9	Haut 1er étage	<b>10</b>	<b>55,120</b>
10	Haut RDC	<b>10,75</b>	<b>60,500</b>
11	Haut Sous-sol	<b>13,25</b>	<b>66,86</b>

### II.5. Pré dimensionnement des poteaux

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

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

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

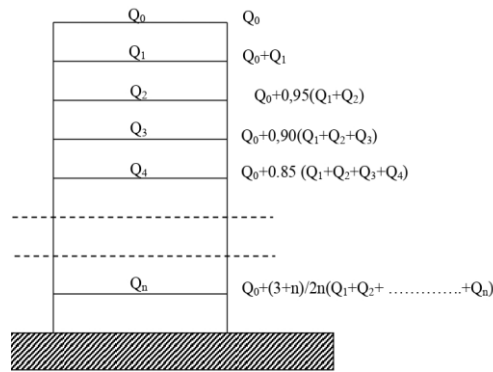


Figure.II.6 : Schéma de la loi de dégression

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

Respect des critères de résistance.

Respect des conditions du RPA version 2024.

Satisfaction des conditions de flambement.

Le poteau le plus sollicité a une section afférente dont les dimensions sont représentées sur la Figure 6.

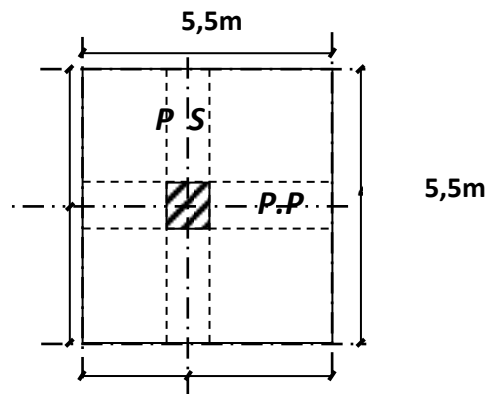


Tableau.II.7: Pré dimensionnement des poteaux.

▪ **Dimensionnement du poteau le plus sollicité**

Le dimensionnement est basé sur les trois critères suivants :

- **Critère de résistance :** 
$$B_r \geq \left[ \frac{\beta \cdot N_u}{\left[ \theta \left( \frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left( \frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right]$$

Avec

$B_r$  : Section réduite du béton (Figure 9)

$\theta$ : Facteur de durée d'application des charges ( $\theta=1$ ).

$\sigma_{bc}$ : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

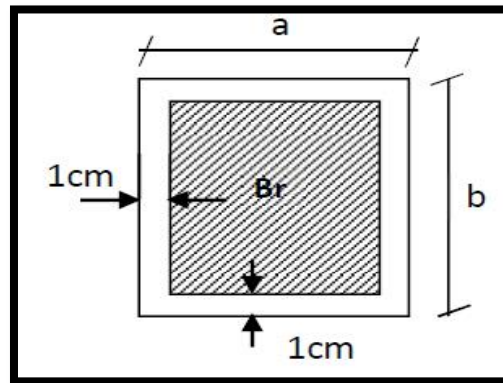


Figure.II.8: Section réduite du poteau

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,782 \text{ MPa}$$

$$\frac{A}{B_r} = 0,8 \%$$

$\beta$ : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

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

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

On se fixe un élanement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :  $\beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1,2$

$$\text{d'où,} \quad B_r \geq \left( \left[ \frac{1,2}{\left[ 1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9}\right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100}\right) \cdot 435 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot N_u = 0,64048582036 N_u$$

$N_u$  : Charge verticale à l'ELU et qui se calcule en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

▪ **Vérification des conditions du RPA version 2024**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{et} \quad \frac{N_c}{f_{c28} \times B_c} \leq 0,3 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

**▪ Vérification des conditions de flambement :**

Selon les règles de BAEL 91, on a :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$  avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  et  $L_f = 0,7 l_0$ .

I : Moment d'inertie minimal de la section du poteau.

B : Section du béton.

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$l_0$  : Hauteur d'étage.

A, b : Dimensions du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement.

Tous ces paramètres ont permis d'établir un fichier Excel pour la détermination des sections des poteaux de ce projet (Tableau 5).

Tableau.II.5: pré-dimensionnement des poteaux

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N <sub>upp</sub> [KN]	N <sub>ups</sub> [KN]	N <sub>ulong</sub> [KN]	N <sub>upot</sub> [KN]	N <sub>planc</sub> [KN]	N <sub>u</sub> [KN]	N <sub>s</sub> [KN]	Br [cm <sup>2</sup> ]	a	choix
3,06	haut 10 ème étage	6,700	1	27,844	22,275	46,031		318,986	456,650	334,562	293,080	19,120	30
3,06	haut 9 ème étage	12,080	2,5	55,688	44,550	92,063	7,776	606,755	887,514	648,174	569,611	25,867	30
3,06	haut 8 ème étage	17,460	3,85	83,531	66,825	138,094	15,552	887,717	1310,890	956,796	841,336	31,006	40
3,06	haut 7 ème étage	22,840	5,05	111,375	89,100	184,125	29,376	1161,872	1733,433	1265,354	1112,526	35,355	40
3,06	haut 6 ème étage	28,220	6,1	139,219	111,375	230,156	43,200	1429,222	2148,489	1568,920	1378,911	39,134	40
3,06	haut 5 ème étage	33,600	7	167,063	133,650	276,188	57,024	1689,765	2556,058	1867,496	1640,491	42,503	50
3,06	haut 4 ème étage	38,980	7,75	194,906	155,925	322,219	78,624	1943,502	2964,694	2167,416	1902,756	45,621	50

3,06	haut 3 ème étage	44,360	8,5	222,750	178,200	368,250	100,224	2197,239	3373,329	2467,336	2165,020	48,530	50
3,06	haut 2 ème étage	49,740	9,75	250,594	200,475	414,281	121,824	2473,664	3806,921	2783,894	2443,302	51,430	55
3,06	haut 1 ème étage	55,120	10	278,438	222,750	460,313	147,960	2704,713	4195,590	3070,872	2692,752	53,892	55
3,06	haut RDC	60,500	10,75	306,281	245,025	506,344	174,096	2958,450	4609,216	3374,489	2958,218	56,390	65
2,72	haut sous-sol	66,86	13,25	334,125	245,025	46,031	210,600	3324,263	4576,049	3340,687	2936,93	56,193	65



❖ Exemple de calcul du poteau (niveau 8<sup>ème</sup> étage)

La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = (5,50/2 + 4,80/2) \times (5,50/2 + 4,80/2) = \mathbf{26,52 \text{ m}^2}$$

- Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0,30 \times 0,50 = 3,75 \text{ KN/m}_L$$

$$P_{\text{ps}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3 \text{ KN/m}_L$$

- La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff}} = (5,50/2 + 4,80/2) = 5,15 \text{ m}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff}} = (5,50/2 + 4,80/2) = 5,15 \text{ m}$$

- Poids total des poutres principales et secondaires:

$$P_t = p_p \times L_{\text{af(pp)}} + p_s \times L_{\text{af(ps)}} = (3,75 \times 5,15) + (3 \times 5,15)$$

$$P_t = 34,76 \text{ KN}$$

$$N_p = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec: } n = \text{Nombre de plancher (n=3)}$$

$$N_p = 1,35 \times 34,76 \times 3$$

$$N_p = \mathbf{140,78 \text{ KN}}$$

- Poids propre des planchers :

$$G_{\text{cumulé}} = 17,34 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 3,85 \text{ KN/m}^2$$

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

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 \times 17,34) + (1,5 \times 3,85)] \times 26,52$$

$$N_{\text{plancher}} = 773,96 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{\text{plancher}} + N_p) = 1,15(773,96 + 140,78)$$

$$N_u = \mathbf{907,05 \text{ KN}}$$

- La section réduite de béton :

$$B_r \geq 0,640 N_u$$

$$B_r \geq 0,640 \times 907,05 = 580,51 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \geq 580,51 \text{ cm}^2$$

Pérennant une section carré pour le poteau :

$$B_r = (a-2)^2 \geq \sqrt{580,51} + 2$$

$$a=b=26,09\text{cm}$$

Donc on choisit (30X30) cm<sup>2</sup> pour la section de poteau du 8<sup>ème</sup> étage (terrasse)

### Remarque :

Les valeurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitations sont cumulées pour le calcul des autres étages.

En résumé le choix des sections des poteaux est récapitulé dans le Tableau 6.

**Tableau.II.6:** Choix des sections des poteaux

Niveaux	Section Choisie (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol et RDC	(65x65)
1 <sup>er</sup> – 2 <sup>ème</sup> étages	(55x55)
3 <sup>ème</sup> – 4 <sup>ème</sup> – 5 <sup>ème</sup> étages	(50x50)
6 <sup>ème</sup> – 7 <sup>ème</sup> – 8 <sup>ème</sup> étages	(40x40)
9 <sup>ème</sup> – 10 <sup>ème</sup> étages	(30x30)

### II.6. Pré dimensionnement des voiles

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par RPA version 2024. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre une part des efforts verticaux (plus 20 % pour notre système de contreventement), qu'ils transmettent aux fondations.

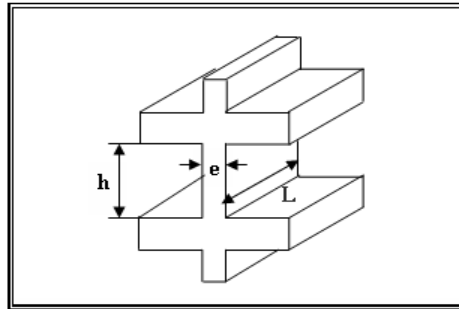
D'après le RPA version 2024 les voiles (Figure 10) sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition  $L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.



**Figur.II.9:**Coupe en élévation d'un voile

Les voiles dans ce projet sont de type linéaire, en L et en U et par conséquent, la condition exigée par le RPA version 2024 pour les voiles linéaire devient le cas le plus défavorable et dont la formule est

$$\lambda \geq \frac{h_e}{20}$$

Le pré dimensionnement des voiles de contreventement pour les différents niveaux est donné dans le Tableau7

**Tableau.II.7 :**Pré dimensionnement des voiles

	<b>h (cm)</b>	<b>h<sub>e</sub> (cm)</b>	<b><math>\frac{h_e}{20}</math> (cm)</b>	<b>a (cm)</b>
<b>Sous-sol</b>	272	256	12,8	15
<b>RDC</b>	306	281	14,05	15
<b>Etage courant</b>	306	281	14,05	15

*Chapitre III :*  
*Etude des planchers*

### III.1. Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double Fonction:

- ❖ Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre des charges verticales aux éléments porteurs verticaux tels que la poutre principale et les voiles. Ils sont infiniment rigides horizontalement.
- ❖ Celle d'isolation thermique et acoustique.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers:

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

### III.2. Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions  $L_x$  et  $L_y$  ou ( $L_x \leq L_y$ ) et d'épaisseur  $h_d$  dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastées sur le pourtour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le pourtour).

#### III.2.1. Diamètre des armatures

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

[Pratique du BAEL91-14.5].

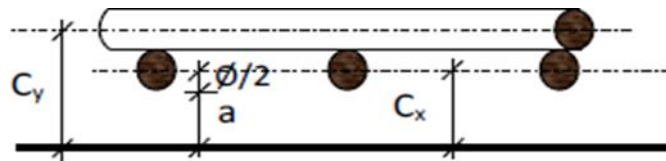


Figure.III.1:Enrobage.

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

$$\phi_{max} \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } \phi = 10 \text{ mm.}$$

#### III.2.2. Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible  $\Rightarrow a = 10 \text{ mm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm} \\ C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

**III.2.3. Hauteurs utiles :**

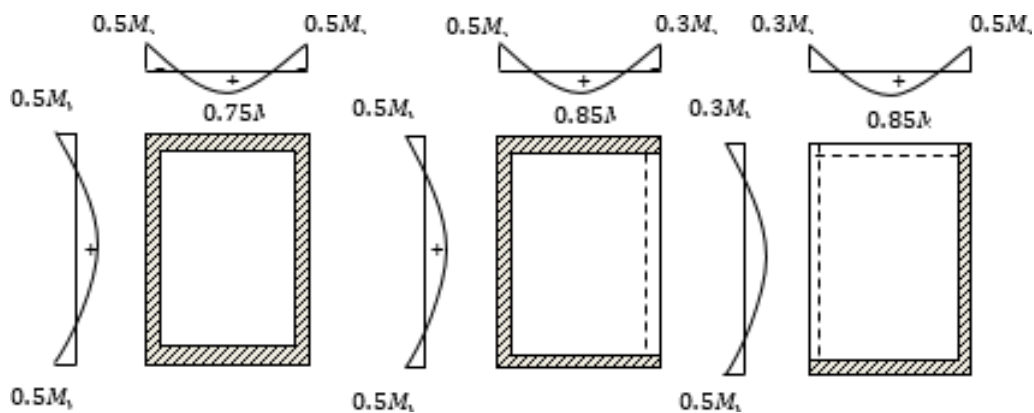
$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

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

➤ **Espacement maximal des armatures:**[Article BAELIV.5.c]

Pour les armatures suivent le sens x-x :  $\delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y :  $\delta \leq \min(4h_d; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$



**Figure.III.2 :** Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle

**III.2.4. L'étude du plancher haut sous-sol**

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{550}{550} = 1 \text{ Si } 0.4 < p < 1 \text{ Donc la dalle porte en deux sens}$$

D'après le tableau :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

**a) Evaluation des charges :**

$$G = 6.31 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

**b) Combinaison d'action :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml} = (1.35 \times 6.31 + 1.5 \times 5) \times 1 \text{ ml} = 16.02 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (6.31 + 5) \times 1 \text{ ml} = 11.31 \text{ KN/m}^2$$

c) Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

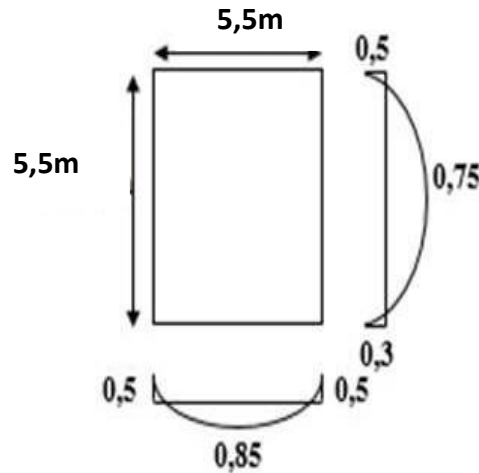


Figure.III.3: Le panneau le plus sollicité

❖ **ELU :**

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

$$\begin{cases} M_x = 0.0368 \times 16.02 \times 5,5^2 = \mathbf{17,83 \text{ KN.m}} \\ M_y = 1,0000 \times 17,83 = \mathbf{17,83 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

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

$$\begin{cases} M_x = 0.0441 \times 11.31 \times 5,5^2 = \mathbf{15,08 \text{ KN.m}} \\ M_y = 1,0000 \times 15,08 = \mathbf{15,08 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

d) **La réduction des moments :**

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 17,83 = \mathbf{13,37 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 17,83 = \mathbf{13,37 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,5 \times M_x = 0,5 \times 17,83 = \mathbf{-8,92 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = -0,5 \times M_y = 0,5 \times 17,83 = \mathbf{-8,92 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 15,08 = \mathbf{11,31 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 15,08 = \mathbf{11,31 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.5 \times M_x = 0.5 \times 15,08 = -7,54 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.5 \times M_x = 0.5 \times 15,08 = -7,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.2.5. Calcul du ferrailage :

- **Sens X-X :**

- ❖ **En travée :**

$$M_{tx}^u = 13,37 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{13,37 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 14,5^2} = 0,045 < 0,372 (\text{acier FeE500}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas; } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,045}) = \mathbf{0,046}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,046 = \mathbf{0,982}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{13,37 \times 10^3}{0,982 \times 434,78 \times 14,5} = \mathbf{2,16 \text{ cm}^2}$$

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

$$\text{Acier Fe500: } A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0,96 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) \Rightarrow \mathbf{A = 2,16 \text{ cm}^2/\text{mL}}$$

- **Espacement maximal des armatures:**

$$\text{Ecartement des armatures: } \delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Choix des armatures:**

$$6T10/\text{mL} \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

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

- **Vérification à l'ELS :**

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 11,31 \text{ KN.m}$$

- **Calcul et vérification des contraintes**

- **Méthode directe**

#### 1) Détermination d'y<sub>1</sub>

$$\frac{b}{2} y_1 - 15A (d - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2} y_1 - 15 \times 4,71 (18 - y_1) = 0$$

La solution de cette équation est  $y_1=4,39\text{cm}$

2) Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} 4,39^3 + 15 \times 4,71(18 - 4,39)^2$$

$$I = 15906,8 \text{ cm}^4$$

3) Calcul de la contrainte de compression de béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ix}^{ser}}{I} y_1 = \frac{11,31 \times 10^3}{15906,8} 4,39 = 3,12 \text{ MPa}$$

4) Vérification des contraintes

$$\sigma_b = 3,12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

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

❖ En appuis :

$$M_{ax}^u = 8,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{8,92 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 14,5^2} = 0,030 < 0,372$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,030}) = 0,030$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,030 = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{8,92 \times 10^3}{0,988 \times 434,78 \times 14,5} = 1,43 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Acier Fe500 : } A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0,96 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,43 \text{ cm}^2/m_L$$

• Espacement maximal des armatures :

Ecartement des armatures :  $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

- **Choix des armatures :**

$$6\text{T}10/\text{mL} \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$M_{\text{ax}} = 7,54 \text{ KN.m}$$

- **Calcul et vérification des contraintes**

- **Méthode directe**

- 1) **Détermination de  $y_1$**

$$\frac{b}{2}y_1 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2}y_1 - 15 \times 4,71(18 - y_1) = 0$$

La solution de cette équation est  $y_1 = 4,39 \text{ cm}$

- 2) **Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} 4,39^3 + 15 \times 4,71(18 - 4,39)^2$$

$$I = 15906,8 \text{ cm}^4$$

- 3) **Calcul de la contrainte de compression de béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{7,54 \times 10^3}{15906,8} 4,39 = 2,08 \text{ MPa}$$

- 4) **Conclusion**

$$\sigma_b = 2,08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

- Sens Y-Y :
- ❖ En travée :

$$M_{ty}^u = 13.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{13.37 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 14.5^2} =$$

$$0.045 < 0.372 \Rightarrow (\text{acier FeE500}) \Rightarrow A' \text{ n' existepas}; 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) = \mathbf{0.046}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.046 = \mathbf{0.982}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ty}^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{13.37 \times 10^3}{0.982 \times 434.78 \times 14.5} = \mathbf{2,16 \text{ cm}^2}$$

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

$$\text{Acier Fe500: } A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{m}_l$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow \mathbf{A = 2,16 \text{ cm}^2 / \text{m}_L}$$

- Espacement maximal des armatures:

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- Choix des armatures:

$$6\text{T10}/\text{m}_L \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{m}_L.$$

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

- Vérification à l'ELS :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 11,31 \text{ KN.m}$$

- Calcul et vérification des contraintes
  - Méthode directe

### 1) Détermination d'y<sub>1</sub>

$$\frac{b}{2} y_1 - 15A (d - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2} y_1 - 15 \times 4,71 (18 - y_1) = 0$$

La solution de cette équation est  $y_1 = 4,39 \text{ cm}$

## 2) Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} 4,39^3 + 15 \times 4,71(18 - 4,39)^2$$

$$I = 15906,8 \text{ cm}^4$$

## 3) Calcul de la contrainte de compression de béton

$$\sigma_b = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} y_1 = \frac{11,3110^3}{15906,8} 4,39 = 3,12 \text{ MPa}$$

## 4) Conclusion

$$\sigma_b = 3,12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

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

## ❖ En appuis :

$$M_{ay}^u = 8,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{8,92 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 14,5^2} = 0,029 < 0,372$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) = \mathbf{0,029}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,029 = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{8,84 \times 10^3}{0,988 \times 434,78 \times 14,5} = \mathbf{1,42 \text{ cm}^2}$$

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

$$\text{Acier Fe500: } A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0,96 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,42 \text{ cm}^2 / m_L$$

### • Espacement maximal des armatures:

$$\text{Ecartement des armatures: } \delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

### • Choix des armatures:

$$6T10/mL \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2 / mL.$$

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

- Vérification à l'ELS :

$$M_{ay}^{ser} = 7.54 \text{ KN.m}$$

- Calcul et vérification des contraintes
  - Méthode directe

1) Détermination d' $y_1$

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 4,71(18 - y_1) = 0$$

La solution de cette équation est  $y_1 = 4,39 \text{ cm}$

2) Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3}4,39^3 + 15 \times 4,71(18 - 4,39)^2$$

$$I = 15906,8 \text{ cm}^4$$

3) Calcul de la contrainte de compression de béton

$$\sigma_b = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} y_1 = \frac{7,54 \times 10^3}{15906,8} 4,39 = 2,08 \text{ MPa}$$

4) Conclusion

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 2,08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U} \\ \text{seront maintenues}$$

III.2.6. Vérification des contraintes de cisaillement : [CBA93/A.5.2.2]

Le panneau le plus sollicité est le panneau(11):

➤  $T_U$  max:

$$T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$T_x^u = \frac{16,02 \times 5,5}{2} \times \frac{5,5^4}{5,50^4 + 5,5^4} \Rightarrow T_x^u = 22,03 \text{ KN/ml}$$

$$T_y^u = \frac{16,02 \times 5,50}{2} \times \frac{5,5^4}{5,50^4 + 5,50^4} \Rightarrow T_y^u = 22,03 \text{ KN/ml}$$

$$T^{max} = \max(T_x^{max}; T_y^{max}) \Rightarrow T^{max} = 22,03 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{2203 \times 10}{100 \times 14.5 \times 100} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

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

### III.2.7. Vérification de la flèche:

➤ Condition de la flèche :

$$\text{➤ } \frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20M_x^{ser}} \Rightarrow \frac{0.16}{5.5} = 0.029 < \frac{11.31}{20 \times 15.08} = 0.038 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{➤ } \rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.71}{100 \times 14.5} = 0.00325 < \frac{2}{500} = 0.004 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Une des deux conditions n'est pas vérifiée

⇒ Le calcul de la flèche est nécessaire.

$$\text{Vérifier que : } \Delta f t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f t_{max}$$

$f_{gv}, f_{gi}$ : Les flèches dus à charge g ;

$f_{ji}$  On doit : La flèche dus à la charge j ;

$f_{pi}$ : La flèche dus à la charge totale p.

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 1 = 631 \times 1 = 631 \text{ daN/ml}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons,  $j = (631-100) = 531 \text{ daN/ml}$  et

$$p : \text{charge totale ; } p = (G + Q) \times 1 = (631 + 500) \times 1 = 1131 \text{ daN/ml}$$

#### a) Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = 0.75 \times M_{tx}^g = 0.75 \times \mu_{xser} \times g \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0441 \times 631 \times 5.5^2$$

$$M_{tg}^{ser} = 631 \text{ daN/ml} = 6.31 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0.75 \times M_{tx}^j = 0.75 \times \mu_{xser} \times j \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0441 \times 531 \times 5.5^2$$

$$M_{tj}^{ser} = 531 \text{ daN/ml} = 5.31 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.75 \times M_{tx}^p = 0.75 \times \mu_{xser} \times p \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0441 \times 1131 \times 5.5^2$$

$$M_{tp}^{ser} = 1131 \text{ daN/ml} = 1,13 \text{ KN/ml}$$

**b) Module de déformation longitudinale :**

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

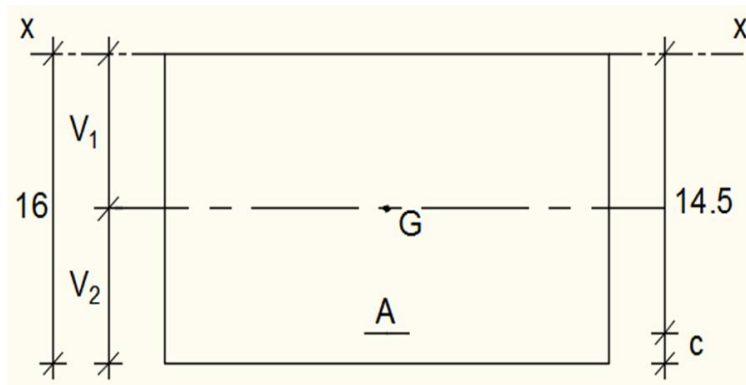
$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

**a) Calcul des moments d'inertie fictifs :**

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

$I_0$ : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité

**• Coordonnées du centre de gravité :**



**Figure.III.4 :** Coordonnée du centre de gravité.

$$V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A} = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 4,71 \times 14,5}{100 \times 16 + 15 \times 4,71} = 8.27 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.27 = 7.73 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 100 \times \frac{8.27^3}{3} + \frac{7.73^3}{3} + 15 \times 4,71 \times (7.73 - 1.5)^2 = 27458,89 \text{ cm}^4$$

## a) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

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

$\sigma_s$  : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{4,71}{100 \times 14,5} = 0,324 \text{ tableau } \beta_1 = 0,911$$

$\rho$  : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \frac{M_t^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6310}{4,71 \times 0,911 \times 14,5} = 101,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5310}{4,71 \times 0,911 \times 14,5} = 85,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{11310}{4,71 \times 0,911 \times 14,5} = 181,78 \text{ MPa}$$

a) Calcul de :  $\mu_g$  ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00324 \times 101,42 + 2,1} = -0,076$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00324 \times 85,35 + 2,1} = -0,15$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00325 \times 181,78 + 2,1} = 0,18$$

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

## a) Moments d'inerties fictifs :

Avec :  $I_f$  : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$  : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$  : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{5 \times 0,00324} = 6,48$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{5 \times 0,00324} = 2,59$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 27458,89}{1 + 6,48 \times -0,076} = 59514,46 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 27458,89}{1 + 2,59 \times -0,076} = 37607,42 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 27458,89}{1 + 6,48 \times -0,15} = 1078742,1 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 27458,89}{1 + 6,48 \times 0,18} = 13942,38 \text{ cm}^4$$

**b) Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{6310 \times 5,5^2 \times 10^4}{10 \times 10818,87 \times 37607,42} = 0,46 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{6310 \times 5,5^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 59514,46} = 0,10 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_t^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{5310 \times 5,5^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 1078742,1} = 0,17 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{11310 \times 5,5^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 13942,38} = 0,76 \text{ cm}$$

**c) La flèche totale :**

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

$$\Delta_{ft} = (0,46 - 0,17) + (0,76 - 0,10)$$

$$\Delta_{ft} = 0,95 \text{ cm}$$

**a) La flèche admissible :**

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

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{550}{1000} = 1,05$$

$$f = 0,95 < \bar{f} = 1,05 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

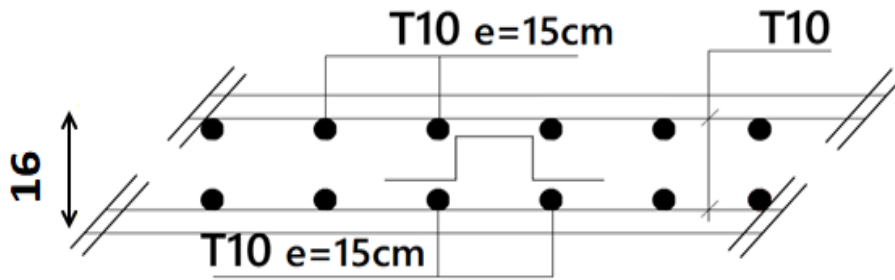


Figure III.5: Ferrailage de la dalle pleine

III.3. Plancher à corps creux :

- Evaluation de la charge :

Etat limite ultime :  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$

Etat limite de service :  $q_s = (G+Q) \times b$

Tableau.III.1: Evaluation des charges

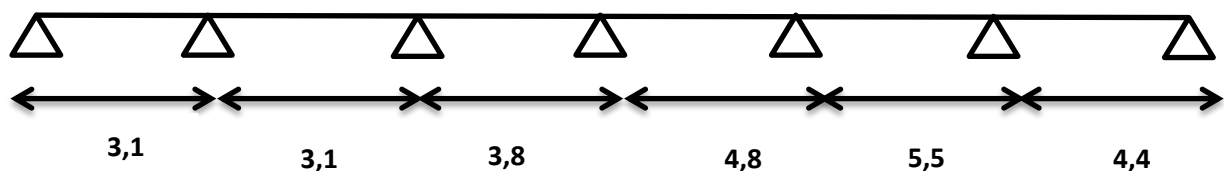
Type de plancher	Destinations	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	(b) [m]	Q <sub>u</sub> [KN/ml]	Q <sub>s</sub> [KN/ml]
Terrasse	Inaccessible	6,7	1,00	0,6	6,33	4,62
Etage courant	Habitation	5,38	1,50	0,6	5,71	4,13

III.3.1. Types de poutrelles :

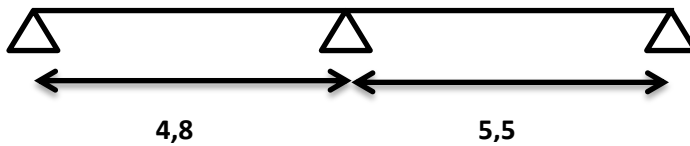
Dans ce projet, il existe 5 types de solives:

Etage courant :

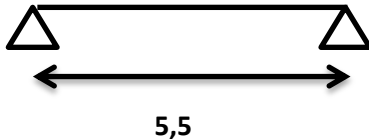
Type 1 :



Type 2 :

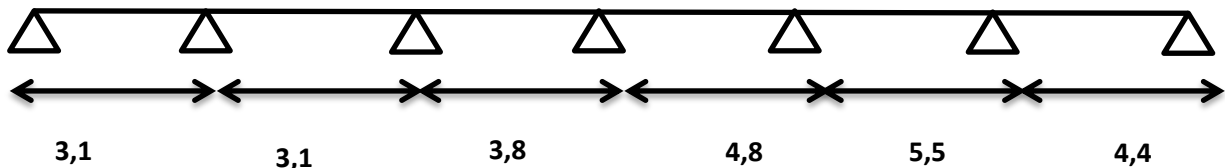


Type 3 :

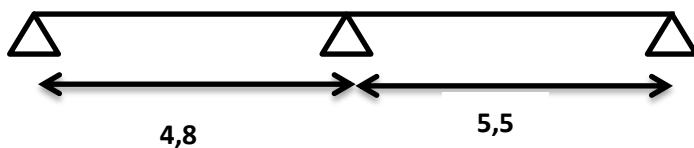


### Terrasse :

Type 4 :



Type 5 :



### III.3.2.Méthode de calcul:

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales ) surmontées par une dalles générales à laquelle elles sont liées , ils est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres , les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité ,éventuellement par des conditions complémentaires:[B A E L91/B.6.2 ,20]

- ✓ Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ;

[B A E L 91/B.6.2 ,21]

- ✓ Méthode Caquot pour les planchers à charges d'exploitation relativement élevée;

[B A E L 91/B.6.2 ,22]

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

1. La charge d'exploitation doit vérifier :  $Q \leq \max[2G; 500]$  [daN/m<sup>2</sup>] ;
  2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées;
  3. Les portées successives des travées ont un rapport compris entre 0,8 et 1,25  
( $0,8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} \leq 1,25$ ) et
  4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).
    - ✓ Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire
    - ✓ Si une ou plus des quatre conditions n'est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot minorée.
- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:**

#### Plancher terrasse:

1.  $Q=100\text{daN/m}^2$  pour plancher terrasse.  
Donc  $Q = 100 \text{ daN/m}^2 < \max(2G; 500)$  condition vérifiée  
Les moments d'inerties sont constants. Condition vérifiée
2.  $0,8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{400}{550} = 0,72 \leq 1,25$  condition non vérifiée
3. La fissuration est peu nuisible condition vérifiée

- **Conclusion :**

La méthode forfaitaire est applicable pour les type 2,3 et 5 et n'est pas applicable pour les types 1 et 4 dans ce cas on appliquera la méthode de Caquot minorée.

- **Hypothèses :** Pour le calcul des moments sur appui  $M_a$ , on fait les hypothèses suivantes :

Seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte et on adopte des longueurs de portées fictive  $l'$ , telles que :

$l' = l$  pour les deux travées de rive

$l' = 0,8l$  pour les travées intermédiaires.

Pour le cas de charges réparties, les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

$$M_a = - \left[ \frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{[8,5 \times (L'_w + L'_e)]} \right]$$

## III.3.3. Application de la méthode de Caquot-minorée

## III.3.1. Calcul des moments fléchissant

## ▪ Exemple de calcul

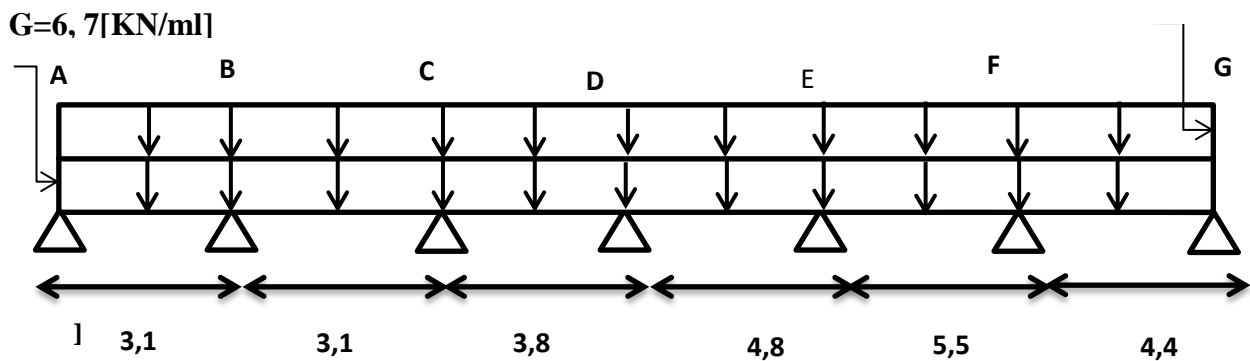
Type de poutrelle à étudier (type 04) :

Cas de charge (CCCCCC)

$Q_u = 6,33$  [kN/ml]

$Q_s = 4,62$  [kN/ml]

$Q = 1,00$  [kN/ml]



## 1) Travée 1-2 : (3,1 ÷ 3,1) m

- Calcul de la charge répartie sur la travée 1 :

$$P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6,7 + 1.5 \times 1,00) \times 0.6$$

$$P_w = 6,33 \text{ kN/ml}$$

- Calcul de la charge répartie sur la travée 2 :

$$P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6,7 + 1.5 \times 1,00) \times 0.6$$

$$P_e = 6,33 \text{ kN/ml}$$

- Calcul de la charge réduite sur la travée 1 :

$$P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6,7 + 1.5 \times 1,00]$$

$$P_{rw} = 4,52 \text{ kN/ml}$$

- Calcul de la charge réduite sur la travée 2 :

$$P_{re} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6,7 + 1.5 \times 1,00]$$

$$P_{re} = 4,52 \text{ kN/ml}$$

- Longueur de calcul pour la travée 1 :

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'_w = 3,1$  m

- Longueur de calcul pour la travée 2 :

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'e = 0.8 \times 3.1 = 2.48 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{\text{app(B)}} = - \left[ \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[ \frac{(4,52 \times 3,1^3) + (4,52 \times 2,48^3)}{8.5 \times (3,1 + 2,48)} \right]$$

$$M_{\text{app(B)}} = -4,29 \text{ kN.m}$$

- **Moment fléchissant en travée 1 :**

- **Réaction appui gauche :**

$$R_w = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_w - M_e}{l_w} \right) = 8,91 \text{ KN}$$

- **Réaction appui droite :**

$$R_e = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_e}{l_w} \right) = 11,19 \text{ KN}$$

- **Position du moment maxi dans la travée 1**

$$x = \left( \frac{R_w}{P_w} \right) = 1,41 \text{ m}$$

- **Moment maxi dans la travée 1**

$$M_{t1} = \left( \frac{-M_w + R_w x(x) - P_w x(x)^2}{2} \right) = 4,77 \text{ KN.m}$$

## 2) Travée 2-3 :(3,1 ÷ 3.8) m

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 2 :**

$$P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6,7 + 1.5 \times 1,00) \times 0.6$$

$$P_w = 6,33 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 3 :**

$$P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6,7 + 1.5 \times 1,00) \times 0.6$$

$$P_e = 6,33 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 2 :**

$$P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6,7 + 1.5 \times 1,00]$$

$$P_{rw} = 4,52 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 3 :**

$$P_{re} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6,7 + 1.5 \times 1,00]$$

$$P_{re} = 4,52 \text{ kN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée 2 :**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'w = 0,8 \times 3,1 = 2,48 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée 3 :**

Travée 3 est une travée intermédiaire alors  $L'e = 0,8 \times 3,8 = 3,04 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{\text{app}(C)} = - \left[ \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[ \frac{(4,52 \times 2,48^3) + (4,52 \times 3,04^3)}{8,5 \times (2,48 + 3,04)} \right]$$

$$M_{\text{app}(C)} = 4,17 \text{ kN.m}$$

- **Moment fléchissant en travée :**
- **Réaction appui gauche :**

$$R_w = \left( \frac{pw \times lw}{2} \right) + \left( \frac{M_w - M_e}{lw} \right) = 9,85 \text{ KN}$$

- **Réaction appui droite :**

$$R_e = \left( \frac{pw \times lw}{2} \right) + \left( \frac{M_e}{lw} \right) = 11,15 \text{ KN}$$

- **Position du moment maxi dans la travée 2**

$$\left( \frac{R_w}{P_w} \right) = 1,56 \text{ m}$$

- **Moment maxi dans la travée 1**

$$M_{t2} = \left( \frac{-M_w + R_w x(x) - P_w x(x)^2}{2} \right) = 3,37 \text{ KN.m}$$

**3) Travée 3-4 : (3,8 ÷ 4.8) m**

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 3 :**

$$P_w = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 6,7 + 1,5 \times 1,00) \times 0,6$$

$$P_w = 6,33 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 4 :**

$$P_e = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 6,7 + 1,5 \times 1,00) \times 0,6$$

$$P_e = 6,33 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 3 :**

$$P_{rw} = [1,35 \times (2/3) \times G] + (1,5 Q \times Q) = 0,6 \times [1,35 \times (2/3) \times 6,7 + 1,5 \times 1,00]$$

$$P_{rw} = 4,52 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 4 :**

$$P_{re} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6,7 + 1.5 \times 1,00]$$

$$P_{re} = 4,52 \text{ kN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée 3 :**

Travée 3 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 3,8 = 3,04 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée 4 :**

Travée 4 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0,8 \times 4,8 = 3,84 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app(D)} = - \left[ \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[ \frac{(4,52 \times 3,04)^3 + (4,52 \times 3,84)^3}{8.5 \times (3,04 + 3,84)} \right]$$

$$M_{app(D)} = 6,55 \text{ kN.m}$$

- **Moment fléchissant en travée :**

- **Réaction appui gauche :**

$$R_w = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_w - M_e}{l_w} \right) = 11,40 \text{ KN}$$

- **Réaction appui droit:**

$$R_e = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_e}{l_w} \right) = 13,74 \text{ KN}$$

- **Position du moment maxi dans la travée 3**

$$\left( \frac{R_w}{P_w} \right) = 1,80 \text{ m}$$

- **Moment maxi dans la travée 3**

$$M_{t3} = \left( \frac{-M_w + R_w x(x) - P_w x(x)^2}{2} \right) = 6,09 \text{ KN.m}$$

4) Travée 4-5 : (4,8 ÷ 5,5) m

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 4 :**

$$P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6,7 + 1.5 \times 1,00) \times 0.6$$

$$P_w = 6.33 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 5 :**

$$P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6,7 + 1.5 \times 1,00) \times 0.6$$

$$P_e = 6.33 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 4 :**

$$P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6,7 + 1.5 \times 1,00]$$

$$P_{rw} = 4,52 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 5 :**

$$P_{re} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6,7 + 1.5 \times 1,00]$$

$$P_{re} = 4,52 \text{ kN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée 4 :**

Travée 4 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 4,8 = 3,84 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée 5 :**

Travée 5 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0,8 \times 5,5 = 4,4 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{\text{app}(E)} = - \left[ \frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[ \frac{(4,52 \times 3,84^3) + (4,52 \times 4,4^3)}{8.5 \times (3,84 + 4,4)} \right]$$

$$M_{\text{app}(E)} = 9,15 \text{ kN.m}$$

- **Moment fléchissant en travée :**

- **Réaction appui gauche :**

$$R_w = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_w - M_e}{l_w} \right) = 14,64 \text{ KN}$$

- **Réaction appui droit :**

$$R_e = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_e}{l_w} \right) = 17,09 \text{ KN}$$

- **Position du moment maxi dans la travée 4**

$$\left( \frac{R_w}{P_w} \right) = 2,31 \text{ m}$$

- **Moment maxi dans la travée 4**

$$M_{t4} = \left( \frac{-M_w + R_w x(x) - P_w x(x)^2}{2} \right) = 10,40 \text{ KN.m}$$

5) Travée 5-6 : (5.5 ÷ 4,4) m

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 5 :**

$$P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6,7 + 1.5 \times 1,00) \times 0.6$$

$$P_w = 6.33 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 6 :**

$$P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6,7 + 1.5 \times 1,00) \times 0.6$$

$$P_e = 6.33 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 5 :**

$$P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6,7 + 1.5 \times 1,00]$$

$$P_{rw} = 4,52 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 6 :**

$$P_{re} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6,7 + 1.5 \times 1,00]$$

$$P_{re} = 4,52 \text{ kN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée 5 :**

Travée 5 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 5,5 = 4,4 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée 6 :**

Travée 6 est une travée de rive alors  $L'_e = 4,4 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{\text{app}(F)} = - \left[ \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[ \frac{(4,52 \times 4,4)^3 + (4,52 \times 4,4)^3}{8.5 \times (4,4 + 4,4)} \right]$$

$$M_{\text{app}(F)} = 10,29 \text{ kN.m}$$

- **Moment fléchissant en travée :**
- **Réaction appui gauche :**

$$R_w = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_w - M_e}{l_w} \right) = 17,19 \text{ KN}$$

- **Réaction appui droite :**

$$R_e = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_e}{l_w} \right) = 19,27 \text{ KN}$$

- **Position du moment maxi dans la travée 5**

$$\left( \frac{R_w}{p_w} \right) = 2,72 \text{ m}$$

- **Moment maxi dans la travée 5**

$$M_{t5} = \left( \frac{-M_w + R_w x(x) - p_w x(x)^2}{2} \right) = 14,21 \text{ KN.m}$$

### 5) Travée 6-5 : (4,8 ÷ 5,5) m

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 6 :**

$$P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6,7 + 1.5 \times 1,00) \times 0.6$$

$$P_w = 6,33 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 5 :**

$$P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6,7 + 1.5 \times 1,00) \times 0.6$$

$$P_e = 6,33 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 6 :**

$$P_{rw} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6,7 + 1.5 \times 1,00]$$

$$P_{rw} = 4,52 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 5 :**

$$P_{re} = [1.35 \times (2/3) \times G] + (1.5 Q \times Q) = 0.6 \times [1.35 \times (2/3) \times 6,7 + 1.5 \times 1,00]$$

$$P_{re} = 4,52 \text{ kN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée 6 :**

Travée 6 est une travée de rive alors  $L'_w = 4,4 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée 5 :**

Travée 5 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0.8 \times 5,5 = 4,4 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{\text{app}(F)} = - \left[ \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[ \frac{(4,52 \times 4,4)^3 + (4,52 \times 4,4)^3}{8.5 \times (4,4 + 4,4)} \right]$$

$$M_{\text{app}(F)} = 10,29 \text{ KN.m}$$

- **Moment fléchissant en travée :**

- **Réaction appui gauche :**

$$R_w = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_w - M_e}{l_w} \right) = 12,28 \text{ KN}$$

- **Réaction appui droit :**

$$R_e = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_e}{l_w} \right) = 16,26 \text{ KN}$$

- **Position du moment maxi dans la travée 6**

$$\left( \frac{R_w}{P_w} \right) = 1,94 \text{ m}$$

- **Moment maxi dans la travée 6**

$$M_{t6} = \left( \frac{-M_w + R_{wx}(x) - P_{wx}(x)^2}{2} \right) = 8,85 \text{ kN.m}$$

- **ELS**

**Travée 1-2 : (3,1 ÷ 3,1) m**

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 1 :**

$$P_w = (G + Q) \times L_n = (6,7 + 1) \times 0,6$$

$$P_w = 4,62 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 2 :**

$$P_e = (G + Q) \times L_n = (6,7 + 1) \times 0,6 =$$

$$P_e = 4,62 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 1 :**

$$P_{rw} = \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times G + Q \right] = 0,6 \times \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times 6,7 + 1 \right]$$

$$P_{rw} = 3,28 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 2 :**

$$P_{re} = \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times G + Q \right] = 0,6 \times \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times 6,7 + 1 \right]$$

$$P_{re} = 3,28 \text{ kN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée 1 :**

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'_w = 3,1 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée 2 :**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0,8 \times 3,1 = 2,48 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app(B)} = - \left[ \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[ \frac{(3,28 \times 3,1^3) + (3,28 \times 2,48^3)}{8,5 \times (3,1 + 2,48)} \right]$$

$$M_{app(B)} = 3,11 \text{ kN.m}$$

- **Moment fléchissant en travée :**

- **Réaction appui gauche :**

$$R_w = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_w - M_e}{l_w} \right) = 6,51 \text{ kN}$$

- Réaction appui droite :

$$R_e = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_e}{l_w} \right) = 8.17 \text{ KN}$$

- Position du moment maxi dans la travée 1

$$\left( \frac{R_w}{P_w} \right) = 1,41 \text{ m}$$

- Moment maxi dans la travée 1

$$M_{t1} = \left( \frac{-M_w + R_w x(x) - P_w x(x)^2}{2} \right) = 3,48 \text{ KN.m}$$

## 2) Travée 2-3 : (3,1 ÷ 3,8) m

- Calcul de la charge répartie sur la travée 2 :

$$P_w = (G + Q) \times L_n = (6,7 + 1) \times 0.6$$

$$P_w = 4.62 \text{ kN/ml}$$

- Calcul de la charge répartie sur la travée 3 :

$$P_e = (G + Q) \times L_n = (6,7 + 1) \times 0.6 =$$

$$P_e = 4.62 \text{ kN/ml}$$

- Calcul de la charge réduite sur la travée 2 :

$$P_{rw} = \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times G + Q \right] = 0.6 \times \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times 6,7 + 1 \right]$$

$$P_{rw} = 3.28 \text{ kN/ml}$$

- Calcul de la charge réduite sur la travée 3 :

$$P_{re} = \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times G + Q \right] = 0.6 \times \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times 6,7 + 1 \right]$$

$$P_{re} = 3.28 \text{ kN/ml}$$

- Longueur de calcul pour la travée 2 :

$$\text{Travée 2 est une travée intermédiaire alors } L'_w = 0,8 \times 3,1 = 2,48 \text{ m}$$

- Longueur de calcul pour la travée 3 :

$$\text{Travée 3 est une travée intermédiaire alors } L'_e = 0,8 \times 3,8 = 3,04 \text{ m}$$

- Calcul du moment en appui central :

$$M_{\text{app}(C)} = - \left[ \frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{[8.5 \times (L'_w + L'_e)]} \right] = - \left[ \frac{(3.28 \times 2,48^3) + (3.28 \times 3,04^3)}{[8.5 \times (2,48 + 3,04)]} \right]$$

$$M_{\text{app}(C)} = 3,03 \text{ KN.m}$$

- **Moment fléchissant en travée :**
- **Réaction appui gauche :**

$$R_w = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_w - M_e}{l_w} \right) = 7,19 \text{ KN}$$

- **Réaction appui droite :**

$$R_e = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_e}{l_w} \right) = 8,14 \text{ KN}$$

- **Position du moment maxi dans la travée 2**

$$\left( \frac{R_w}{P_w} \right) = 1,56 \text{ m}$$

- **Moment maxi dans la travée 2**

$$M_{t2} = \left( \frac{-M_w + R_w x(x) - P_w x(x)^2}{2} \right) = 2,48 \text{ KN.m}$$

### 3) Travée 3-4 : (3,8 ÷ 4,8) m

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 3 :**

$$P_w = (G + Q) \times L_n = (6,7 + 1) \times 0,6$$

$$P_w = 4,62 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 4 :**

$$P_e = (G + Q) \times L_n = (6,7 + 1) \times 0,6$$

$$P_e = 4,62 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 3 :**

$$P_{rw} = [(2/3) \times G + Q] = 0,6 \times [(2/3) \times 6,7 + 1]$$

$$P_{rw} = 3,28 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 4 :**

$$P_{re} = [(2/3) \times G + Q] = 0,6 \times [(2/3) \times 6,7 + 1]$$

$$P_{re} = 3,28 \text{ kN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée 3 :**

Travée 3 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 3,8 = 3,04 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée 4 :**

Travée 4 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0,8 \times 4,8 = 3,84 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{\text{app(D)}} = - \left[ \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{[8.5 \times (L'_w + L'_e)]} \right] = - \left[ \frac{(3.28 \times 3.04^3) + (3.28 \times 3.84^3)}{[8.5 \times (3.04 + 3.84)]} \right]$$

$$M_{\text{app(D)}} = 4,75 \text{ KN.m}$$

- **Moment fléchissant en travée :**
- **Réaction appui gauche :**

$$R_w = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_w - M_e}{l_w} \right) = 8,32 \text{ KN}$$

- **Réaction appui droit :**

$$R_e = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_e}{l_w} \right) = 10,03 \text{ KN}$$

- **Position du moment maxi dans la travée 3**

$$\left( \frac{R_w}{P_w} \right) = 1,80 \text{ m}$$

- **Moment maxi dans la travée 3**

$$M_{t3} = \left( \frac{-M_w + R_w x(x) - P_w x(x)^2}{2} \right) = 4,47 \text{ KN}$$

#### 4) Travée 4-5 : (4,8 ÷ 5,5) m

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 4 :**

$$P_w = (G + Q) \times L_n = (6,7 + 1) \times 0,6$$

$$P_w = 4,62 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 5 :**

$$P_e = (G + Q) \times L_n = (6,7 + 1) \times 0,6 =$$

$$P_e = 4,62 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 4 :**

$$P_{rw} = \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times G + Q \right] = 0,6 \times \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times 4,62 + 1 \right]$$

$$P_{rw} = 3,28 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 5 :**

$$P_{re} = \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times G + Q \right] = 0,6 \times \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times 6,7 + 1 \right]$$

$$P_{re} = 3,28 \text{ KN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée 4 :**

Travée 4 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 4,8 = 3,84 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée 5 :**

Travée 5 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0,8 \times 5,5 = 4,4 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{\text{app(E)}} = - \left[ \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[ \frac{(3,28 \times 3,84^3) + (3,28 \times 4,4^3)}{8,5 \times (3,84 + 4,4)} \right]$$

$$M_{\text{app(E)}} = 6,64 \text{ KN.m}$$

- **Moment fléchissant en travée :**
- **Réaction appui gauche :**

$$R_w = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_w - M_e}{l_w} \right) = 10,69 \text{ KN}$$

- **Réaction appui droit :**

$$R_e = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_e}{l_w} \right) = 12,47 \text{ KN}$$

- **Position du moment maxi dans la travée 4**

$$\left( \frac{R_w}{P_w} \right) = 2,31 \text{ m}$$

- **Moment maxi dans la travée 4**

$$M_{t4} = \left( \frac{-M_w + R_w x(x) - P_w x(x)^2}{2} \right) = 7,63 \text{ KN.m}$$

### 5) Travée 5-6 : (5,5 ÷ 4,4) m

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 5 :**

$$P_w = (G + Q) \times L_n = (6,7 + 1) \times 0,6$$

$$P_w = 4,62 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 6 :**

$$P_e = (G + Q) \times L_n = (6,7 + 1) \times 0,6 =$$

$$P_e = 4,62 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 5 :**

$$P_{rw} = \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times G + Q \right] = 0,6 \times \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \times 4,62 + 1 \right]$$

$$P_{rw} = 3,28 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 6 :**

$$P_{re} = [(2/3) \times G + Q] = 0.6 \times [(2/3) \times 6,7 \times 1]$$

$$P_{re} = 3,28 \text{ KN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée 5 :**

Travée 5 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 5,5 = 4,4 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée 6 :**

Travée 6 est une travée de rive alors  $L'_e = 4,4 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{app(F)} = - \left[ \frac{(P_{rw} \times L'_w)^3 + (P_{re} \times L'_e)^3}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[ \frac{(3.28 \times 4,4^3) + (3.28 \times 4,4^3)}{8.5 \times (4,4 + 4,4)} \right]$$

$$M_{app(F)} = 7,47 \text{ KN.m}$$

- **Moment fléchissant en travée :**

- **Réaction appui gauche :**

$$R_w = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_w - M_e}{l_w} \right) = 12,55 \text{ KN}$$

- **Réaction appui droit :**

$$R_e = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_e}{l_w} \right) = 14,06 \text{ KN}$$

- **Position du moment maxi dans la travée 5**

$$\left( \frac{R_w}{P_w} \right) = 2,72 \text{ m}$$

- **Moment maxi dans la travée 5**

$$M_{t5} = \left( \frac{-M_w + R_w x(x) - P_w x(x)^2}{2} \right) = 10,42 \text{ KN.m}$$

#### 6) Travée 6-5 : (4,4 ÷ 5,5) m

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 6 :**

$$P_w = (G + Q) \times L_n = (6,7 + 1) \times 0.6$$

$$P_w = 4.62 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de la charge répartie sur la travée 5 :**

$$P_e = (G + Q) \times L_n = (7,12 + 1) \times 0.6$$

$$P_e = 4.62 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 6 :**

$$P_{rw} = [(2/3) \times G + Q] = 0.6 \times [(2/3) \times 6,7 + 1]$$

$$P_{rw} = 3.28 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de la charge réduite sur la travée 5 :**

$$P_{re} = [(2/3) \times G + Q] = 0.6 \times [(2/3) \times 6,7 \times 1]$$

$$P_{re} = 3.28 \text{ KN/ml}$$

- **Longueur de calcul pour la travée 6 :**

Travée 6 est une travée de rive alors  $L'_w = 4,4 \text{ m}$

- **Longueur de calcul pour la travée 5 :**

Travée 5 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0.8 \times 5,5 = 4,4 \text{ m}$

- **Calcul du moment en appui central :**

$$M_{\text{app}(F)} = - \left[ \frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \right] = - \left[ \frac{(3.28 \times 4,4^3) + (3.28 \times 4,4^3)}{8.5 \times (4,4 + 4,4)} \right]$$

$$M_{\text{app}(F)} = 7,47 \text{ KN.m}$$

- **Moment fléchissant en travée :**

- **Réaction appui gauche :**

$$R_w = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_w - M_e}{l_w} \right) = 8,97 \text{ KN}$$

- **Réaction appui droit :**

$$R_e = \left( \frac{p_w \times l_w}{2} \right) + \left( \frac{M_e}{l_w} \right) = 11,86 \text{ KN}$$

- **Position du moment maxi dans la travée 6**

$$\left( \frac{R_w}{P_w} \right) = 1,94 \text{ m}$$

- **Moment maxi dans la travée 6**

$$M_{t6} = \left( \frac{-M_w + R_w x(x) - P_w x(x)^2}{2} \right) = 6,48 \text{ KN.m}$$

#### a) Calcul des efforts tranchants

- $V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$

- $V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$

**✚ Type 04 :**

**1) Travée 1**

- **Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_w = 8,91 \text{ KN}$$

- **Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = -10,71 \text{ KN}$$

**Travée 2**

- **Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_w = 9,84 \text{ KN}$$

- **Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = -9,77 \text{ KN}$$

**2) Travée 3**

- **Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_w = 11,40 \text{ kN}$$

- **Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = -12,85 \text{ KN}$$

**3) Travée 4**

- **Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_w = 14,64 \text{ KN}$$

- **Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = -15,73 \text{ KN}$$

#### 4) Travée 5

- **Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_w = 17,19 \text{ KN}$$

- **Calcul les efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = -17,61 \text{ KN}$$

#### 5) Travée 6 m

- **Calcul les efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_w = -15,56 \text{ KN}$$

- **Calcul les efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = 12,28 \text{ KN}$$

**Tableau.III.2 :** Tableau des Moments fléchissant maximums de chaque type de poutrelle  
(Méthode de Caquot minorée) à ELU

Cas des charges		Moments en appuis et en travées						
		travée1	travée2	travée3	travée4	travée5	travée6	
CCCCCC	appuis	1,52	4,29	4,17	6,55	9,15	10,29	12,4
	travées	4,76	3,37	6,09	10,4	14,21	4	
CDCDCD	appuis	1,52	4	3,88	5,67	8,42	9,27	11,9
	travées	4,89	2,58	6,66	8,62	15,08	1	
DCDCDC	appuis	1,52	3,73	3,64	6,11	8,05	9,27	10,4
	travées	3,94	3,92	4,96	11,15	11,87	4,18	
CCDDCC	appuis	1,52	4,29	3,64	5,24	8,42	10,62	12,4
	travées	4,7	3,64	5,37	8,84	14,58	3,93	
DDCCDD	appuis	1,52	3,44	3,88	6,55	8,05	8,24	9,91
	travées	4,08	2,86	6,25	10,93	12,38	2,02	

**Tableau.III.3:** Tableau des Moments fléchissant maximums de chaque type de poutrelle  
(Méthode de Caquot minorée) à ELS

Cas des charges		Moments en appuis et en travées						
		travée1	travée2	travée3	travée4	travée5	travée6	
CCCCCC	appuis	1,11	3,11	3,03	4,75	6,64	7,47	8,98
	travées	3,48	2,48	4,47	7,63	10,42	2,97	
CDCDCD	appuis	1,11	2,92	2,84	4,17	6,16	6,79	8,64
	travées	3,57	1,95	4,85	6,44	11	0,92	
DCDCDC	appuis	1,11	2,74	2,67	4,46	5,91	6,79	7,68
	travées	2,94	2,84	3,72	8,13	8,86	3,02	
CCDDCC	appuis	1,11	3,11	2,67	3,88	6,16	7,47	8,98
	travées	3,48	2,66	3,99	6,59	12,94	2,86	
DDCCDD	appuis	1,11	2,55	2,84	4,75	5,91	6,1	7,34
	travées	3,03	2,14	4,57	7,98	9,19	1,59	

### III.3.4. Application de la méthode forfaitaire (type02 et 05)

➤ Exemple de calcul:

- Type de poutrelle à étudier :

- Type02 :

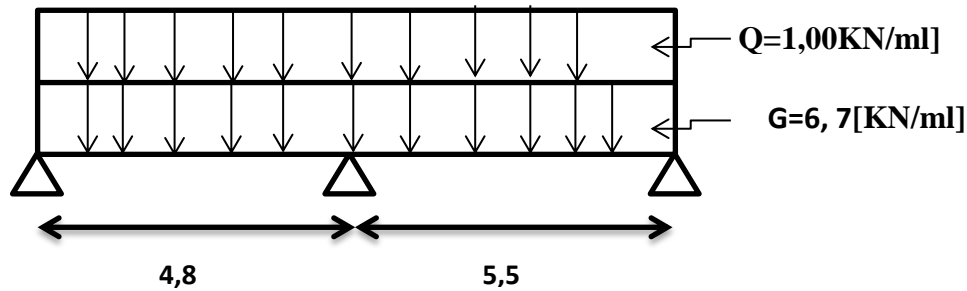


Figure.III.6: Schéma statique de la poutrelle

- Les différentes sollicitations à l'ELU et l'ELS:

- Moment fléchissant isostatique:

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{01}^u = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6,33 \times 4,80^2}{8} = 18,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^u = \frac{q_u \times l_2^2}{8} = \frac{6,33 \times 5,5^2}{8} = 23,93 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appui intermédiaire :

$$[M_B] \geq \text{Max} [0,6M_{01}^u ; 0,6M_{02}^u]$$

$$M_B = 14,35 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appui de rive : On considère  $M_A = M_C = 0$

- Moment en travée :

Il faut pour chaque travée satisfaire les inégalités suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{max} [(1 + 0,3\alpha) ; 1,05] M_0$$

On a

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

$$0,129$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1,038) ; 1.05] M_0$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.05 M_0$$

$$M_t + 7,17 \geq 1.05 M_0$$

$$M_t \geq 0,75 M_0$$

Ce qui donne pour chaque travée

$$\checkmark \text{ Travée 1 : } M_{t1} \geq 0,75 M_0 = 0,75 \times 18,23 = 13,67 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ Travée 2 : } M_{t1} \geq 0,75 M_0 = 0,75 \times 23,93 = 17,95 \text{ KN.m}$$

On doit également satisfaire :  $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0$

Soit pour la travée 1 :  $M_{t1} \geq 0,62 M_{01} = 11,30 \text{ KN.m}$

Et pour la travée 2 :  $M_{t2} \geq 0,62 M_{01} = 14,83 \text{ KN.m}$

On prend les valeurs maximum :

$$\checkmark \text{ Pour la travée 1 : } M_{t1} = \max (13,67 ; 11,30) = 13,67 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ Pour la travée 2 : } M_{t2} = \max (17,95 ; 14,83) = 17,95 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S)

$$M_{01}^s = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4,62 \times 4,40^2}{8} = 9,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^s = \frac{q_s \times l_2^2}{8} = \frac{4,62 \times 5,50^2}{8} = 17,47 \text{ KN.m}$$

• **Moment sur appui intermédiaire :**

$$[M_B] \geq \max [0,6 M_{01}^u ; 0,6 M_{02}^u]$$

$$M_B = 10,83 \text{ KN.m}$$

• **Moment sur appui de rive :** On considère  $M_A = M_c = 0$

• **Moment en travée :**

Il faut pour chaque travée satisfaire les inégalités suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0,3\alpha) ; 1.05] M_0$$

On a

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0,129$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1,038) ; 1.05] M_0$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.05 M_0$$

$$M_t + 5,41 \geq 1.05 M_0$$

$$M_t \geq 1.05 M_0 - 5,41$$

Ce qui donne pour chaque travée

- ✓ Travée 1 :  $M_{t1} \geq 1.05 M_{0-5,41} = 1,05 \times 9,24 - 5,41 = 4,29 \text{ KN.m}$
- ✓ Travée 2 :  $M_{t2} \geq 1.05 M_{0-5,41} = 1,05 \times 17,47 - 5,41 = 12,93 \text{ KN.m}$

On doit également satisfaire :  $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \times M_0$

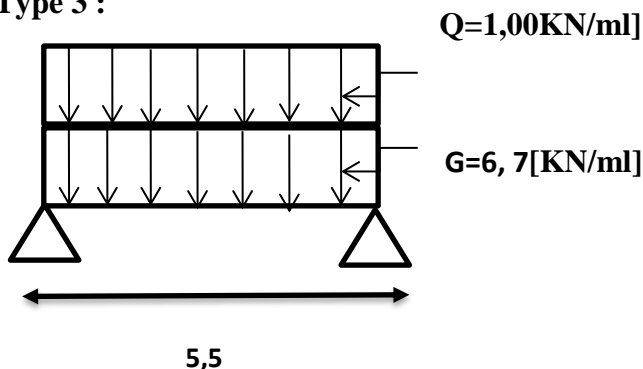
- ✓ Soit pour le travée 1 :  $M_{t1} \geq 0,62 M_{01} = 5,72 \text{ KN.m}$
- ✓ Et pour le travée 2 :  $M_{t2} \geq 0,62 M_{02} = 10,83 \text{ KN.m}$

On prend les valeurs maximum :

- ✓ Pour la travée 1 :  $M_{t1} = \max(4,29; 5,72) = 5,72 \text{ KN.m}$
- ✓ Pour la travée 2 :  $M_{t2} = \max(12,93; 10,83) = 12,93 \text{ KN.m}$

- **Type de poutrelle à étudier :**

Type 3 :



- **Réactions aux appuis**

Pour une charge uniformément répartie  $q$

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5,71 \times 5,5}{2} = 15,70 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant**

❖ **ELU**

- **Moment maximum en travée (en milieu de portée)**

$$M_{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,71 \times 5,5^2}{8} = 21,59 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travées**

$$M_{\text{travée}} = 0,8 M_{\max} = 0,8 \times 21,59 = 17,27 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_A = M_B = 0,2 M_{\max} = 0,2 \times 21,59 = 4,31 \text{ kN.m}$$

❖ ELS

$$M_{\max} = \frac{q_s \times l_2^2}{8} = \frac{4,13 \times 5,50^2}{8} = 15,62 \text{ kN.m}$$

• Moment en travées

$$M_{\text{travée}} = 0,8 M_{\max} = 0,8 \times 15 = 12,49 \text{ kN.m}$$

• Moment aux appuis :

$$M_A = M_B = 0,2 M_{\max} = 0,2 \times 15,62 = 3,12 \text{ kN.m}$$

**Tableau.III.4:** Moments fléchissant et efforts tranchants maximums

Types de poutrelle Etage	Moments en appuis [kN.m]		Moments en travées [kN.m]		Efforts tranchants [kN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
	14,35	10,83	17,95	12,93	20,01

**III.3.5. Ferrailage d'une poutrelle**

▪ Exemple de calcul

➤ Etat limite ultime (ELU) :

❖ En travée

$$M_{t \max}^u = 17,95 \text{ kN.m}$$

1) Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,17 \times 60 \times 5 \times \left( 22,5 - \frac{5}{2} \right) \times 10^{-3} = 85,02 \text{ kN.m}$$

Avec

$M_T$  : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$M_{t \max}^u = 17,95 \text{ kN.m} < M_T = 85,02 \text{ kN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 25) \text{ cm}^2$

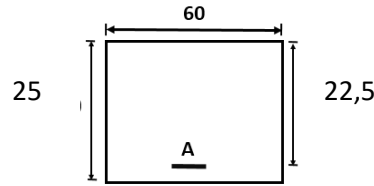


Figure.III.7: Section de ferrailage

### 2) Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{17950}{14,2 \times 60 \times 22,5^2} = 0,041$$

$$1000\xi_l = \frac{f_e}{200\gamma_s} = \frac{500}{200 \times 1,15} = 2,173$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\xi_l} = \frac{3,5}{3,5 + 2,173} = 0,616$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) = 0,371$$

$$\mu = 0,041 < \mu_l = 0,371 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

### 3) Détermination des armatures :

$$A_{cal} = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{17950}{434,78 \times 0,98 \times 22,5} = 1,87 \text{ cm}^2$$

### 4) Condition de non fragilité : [BAEL 91] :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 22,5 \times \frac{2,1}{500} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,87 \text{ cm}^2$$

### 5) Choix des armatures :

$$3T10 \rightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{t\max}^s = 12,93 \text{ KN.m}$$

**1) Détermination de la position de l'axe neutre**

Calcul du moment statique par rapport à un axe par rapport à l'axe situé à la distance  $h_0$  de la fibre la plus comprimé

$$H1 = \frac{b}{2} h_0^2 - 15A (d - h_0) + 15A' (h_0 - d')$$

$$H1 = \frac{60}{2} \times 5^2 - 15 \times 2,36 (22,5 - 5) + 15 \times 0 (5 - 2,5)$$

$$H1 = 130,5 > 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table}$$

**2) Détermination de  $y_1$** 

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15A (d - y_1) + 15A' (y_1 - d') = 0$$

$$\frac{60}{2} y_1^2 - 15 \times 2,36 (22,5 - y_1) = 0$$

La solution de cette équation est  $y_1 = 4,60$  cm

**3) Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A (d - y_1)^2 = \frac{60}{3} 4,60^3 + 15 \times 2,36 (22,5 - 4,60)^2$$

$$I = 13289,234 \text{ cm}^4$$

**4) Calcul de la contrainte de compression de béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} y_1 = \frac{12,93 \times 10^3}{15906,8} 4,60 = 4,48 \text{ MPa}$$

**5) Conclusion**

$$\sigma_b = 4,48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

$\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

**❖ En appui :**

$\rightarrow$  Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = 14,35 \text{ KN.m}$$

Le moment négatif  $\rightarrow$  la table travaille à la traction, on élimine les ailes et le calcul se fait sur la section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (12 \times 25) \text{ cm}^2$

**1) Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{14350}{14,2 \times 12 \times 22,5^2} = 0,166$$

$$1000\varepsilon_l = \frac{f_e}{200\gamma_s} = \frac{500}{200 \times 1,15} = 2,173$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = \frac{3,5}{3,5 + 2,173} = 0,616$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,371$$

$$\mu = 0,041 < \mu_l = 0,371 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,228$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,908$$

## 2) Détermination des armatures :

$$A_{cal} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14350}{434,78 \times 0,908 \times 22,5} = 1,62 \text{ cm}^2$$

### ▪ Condition de non fragilité : [BAEL 91] :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 22,5 \times \frac{2,1}{500} = 0,26 \text{ cm}^2$$

## 3) Choix des armatures :

$$1T16 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

### ➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{tmax}^s = 10,83 \text{ kN.m}$$

## 1) Détermination du position de l'axe neutre

### • Détermination de $y_1$

$$\frac{b_0}{2} y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\frac{12}{2} y_1^2 - 15 \times 2,01(22,5 - y_1) = 0$$

### • La solution de cette équation est $y_1 = 8,41 \text{ cm}$

## 2) Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{12}{3} 8,41^3 + 15 \times 2,01(22,5 - 8,41)^2$$

$$I = 8365 \text{ cm}^4$$

## 3) Calcul de la contrainte de compression de béton

$$\sigma_b = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} y_1 = \frac{10,83 \times 10^3}{8365} 8,41 = 10,89 \text{ MPa}$$

### 5) Conclusion

$$\sigma_b = 10,89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

### • Calcul des armatures transversales .

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

$$T_u^{max} = 20,01 \text{ KN}$$

#### a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0.264 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec:  $a=0,9 \times d=0,9 \times 22,5 \Rightarrow a=20,25 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = 20010 \text{ N} \leq 0.264 \times 20,25 \times 12 \times 25 \times 100 = 160380 \text{ N}$$

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

#### b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que:

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} \geq \frac{1.15}{500} \left[ 20010 + \frac{14350}{0.9 \times 22,5} \right] \times 10^{-2} = 0,48 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

#### c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne: [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{20010}{12 \times 22,5 \times 100} = 0.74 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] = 3.33 MPa$

$\tau_u = 0.74 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

**d. Section et écartement des armatures transversales  $A_t$ :[ArticleBAEL91/4.2.3]**

a) Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1min} \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{25}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right] = 0.71 cm$$

On prend :  $\phi_t=6mm$  de nuance d'acier FeE500  $\Rightarrow 2\phi_6 \Rightarrow A_t=0,57cm$

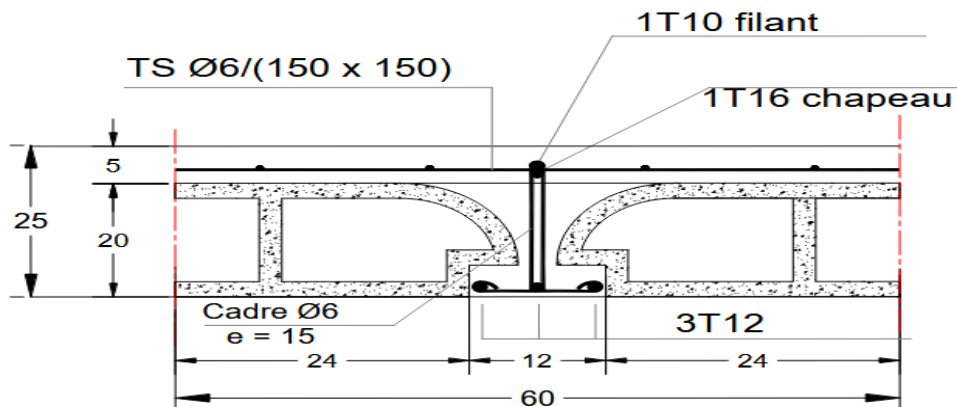


Figure.III.8: Coupe transversale d'un plancher à corps creux

• **L'espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ [CBA93/A.5.1.2.3].}$$

$k=1$  (flexion simple)

$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin \alpha=1; \cos \alpha=0$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.74 - 0.3 \times 2.1)} = 81,18 cm$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(20,25; 40) = 20,25 cm$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b_0} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 cm$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 20,25 cm$$

Donc : on adopte  $\delta_t = 15cm$

**III.3.6.Ferrailage de la dalle de compression**

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations et le ferrailage sera effectué en treillis soudé et les conditions suivantes doivent être respectées :

1. Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
2. Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
3. Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
  - ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
  - ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
  - ✓ Si :  $L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} (L_n \text{ en cm})$
  - ✓ Si :  $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} (L_n \text{ en cm})$

Avec :

$L_n$  : distance entre axe des poutrelles ( $L_n=60 \text{ cm}$ ).

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

$A_2$  : diamètre (A.R).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e = 500 \text{ MPa}$

- **Armature perpendiculaire aux poutrelles :**

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{500} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$5T6 \rightarrow A_1 = 1,7 \text{ cm}^2$$

- **Armature parallèle aux poutrelles**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$5T6 \Rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour un treillis soudé TS  $\emptyset 6$  (150x150)

### III.3.7.Vérification de la flèche:

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

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B6.5.2.annexeD]

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{550} = 0.045 < 0.063 \text{ Avec : } l = 5,5 \text{ m (la plus grande portée)} \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_0^s} \right)$$

$$M_0^s = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{413 \times 5,5^2}{8} = 1562,66 N.m \quad \text{avec : } M_t^s = \text{le moment max en travée}$$

$$\Leftrightarrow 0,04 < \frac{1}{10} \left( \frac{12930}{1562,66} \right) = 0,827 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 22,5} = 0,008 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0084 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Conclusion :**

Une des trois conditions n'est pas vérifiée  $\Rightarrow$  Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que :  $\Delta f t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f t_{max}$

Les flèches dus à la charge g ;

$f_{ji}$ : La flèche dus à la charge j ;

:La flèche dus à la charge totale p;

g: charge permanente après mise en place des cloisons ; jv

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 670 = 402 \text{ daN/ml};$$

j = g : charge permanente avant mise en place des cloisons, j = g = 402 daN/ml (Plancher terrasse) et

p: charge totale;  $p = (G + Q) \times 0,6 = (670 + 100) \times 0,6 = 462 \text{ daN/m}$

Sachant que le moment maximum se trouve dans la poutrelle type 02 alors la flèche maximale s'y trouve aussi

**a) Moment fléchissant en travée :**

$$M_{tj} = 0,75 \frac{q_{sj} \times l^2}{8} = 0,75 \frac{402 \times 5,5^2}{8} = 11400,4688 \text{ DaN.m}$$

$$M_{tp} = 0,75 \frac{q_{sp} \times l^2}{8} = 0,75 \frac{462 \times 5,5^2}{8} = 13102,0313 \text{ DaN.m}$$

**b) Calcul du module de déformation longitudinale :**

Module de déformation longitudinale instantanée:

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée:

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

**c) Calcul des moments inertie fictifs :**

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

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

**b) Coordonnées du centre de gravité :**

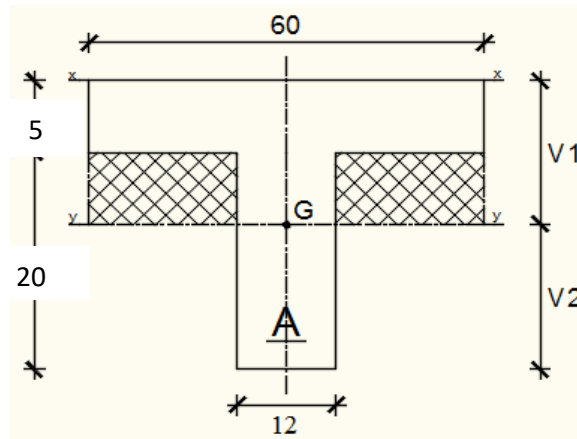


Figure.III.9:Section de calcul.

$$V_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times (\frac{h-h_0}{2} + h_0) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{5 \times 60 \times \frac{5}{2} + 12 \times (25 - 5) \times (\frac{25-5}{2} + 5) + 15 \times 2.36 \times 22,5}{60 \times 5 + 12 \times (25 - 5) + 15 \times 2.36}$$

$$V_1 = 8,94 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 8,94 = 16,06 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 36389,86 \text{ cm}^4$$

**d) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

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

$\sigma_s$  : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2.36}{12 \times 22,5} = 0,874 \text{ tableau } \rightarrow \beta_1 = 0,867$$

$\rho$ : le rapport de l'aire A de la section de l'armature et en due à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{11400,47}{2,36 \times 0,867 \times 22,5} = 247,489036 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{13102,03}{2,36 \times 0,828 \times 22,5} = 284,427698 \text{ MPa}$$

e) Calcul de :  $\mu_g$  ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :

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

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00874 \times 247,489036 + 2,1} = 0,658$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00874 \times 284,427698 + 2,1} = 0,694$$

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

Avec :  $I_f$ : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$ : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$ : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,00874} = 4,62$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,00874} = 1,85$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 36389,86}{1 + 4,62 \times 0,658} = 9905,14333 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 36389,86}{1 + 1,85 \times 0,658} = 18059,5872 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 36389,86}{1 + 4,62 \times 0,694} = 9506,8309 \text{ cm}^4$$

f) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{11400,47 \times 5,5^2 \times 10^4}{10 \times 10818,87 \times 18059,5872} = 1,765 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{11400,47 \times 5,5^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 9905,14333} = 1,082 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^P \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{13102,03 \times 5,5^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 9506,8309} = 1,296 \text{ cm}$$

- La flèche totale :

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

$$\Delta_{ft} = (1,765 - 1,082) + (1,296 - 1,082)$$

$$\Delta_{ft} = 0,897 \text{ cm}$$

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

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{550}{1000} = 1,05$$

$$f = 0,897 < \bar{f} = 1,05 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Tableau.III.5** : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis

Armature	Longitudinale	Transversale
En Travée	3HA10	2Ø6
En Appui	1HA16	2Ø6

## *Chapitre IV*

### *Etude des éléments non structuraux*

### IV.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux ne participant pas directement au contreventement. C'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre le calcul va concerner (les escaliers, l'acrotère et les balcons Dans ce chapitre, on va calculer des éléments ci-après :

- ❖ Acrotère
- ❖ Balcon
- ❖ Escalier

### IV .2. Étude des escaliers :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux.

Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

#### IV .2 .1 Définition des éléments d'un escalier :

- ✓ **Le palier de repos** : est la partie horizontale d'un escalier située à l'extrémité d'une volée ( $L_p$ ).
- ✓ **La paillasse** : est la dalle mince supportant les marches et les contremarches.
- ✓ **La volée** : est un ensemble ininterrompu des marches, elle est située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches ( $L_v$ ).
- ✓ **La marche** : est la partie horizontale où l'on marche.
- ✓ **La contremarche** : est la partie verticale d'une marche.
- ✓ **Le giron** : est la distance horizontale entre deux nez de marches consécutives ( $g$ ).
- ✓ **L'embranchement** : est la longueur utile de la marche.
- ✓ **La cage d'escaliers** : est le volume réservé au logement de l'escalier sur un ou plusieurs niveaux.

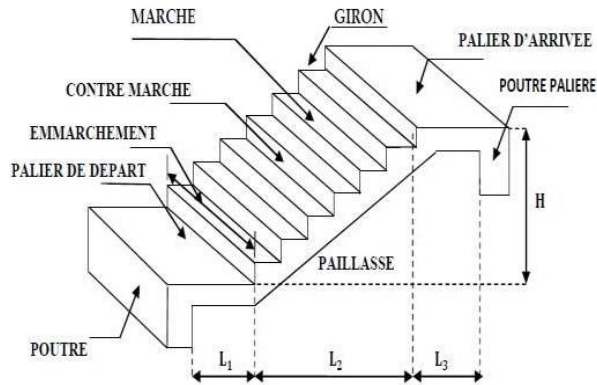


Figure.IV.1: Différents éléments d'un escalier.

**IV .2 .2. Dimensionnement :**

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :  $60\text{ cm} < m < 65\text{ cm}$

$$\begin{cases} m = g + 2 \times h \\ 14\text{ cm} \leq h \leq 20\text{ cm} \\ 22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérification de la loi de BLANDEL :**

On prend :

$$\begin{cases} g = 30\text{ cm} \\ h = 17\text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 60\text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 65\text{ cm} \\ 60\text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 65\text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ 60\text{ cm} \leq 64 \leq 65\text{ cm} \end{cases}$$

- **Nombre de contre marches :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = \mathbf{18}$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

On aura 9 contre marche

- **Nombre de marches :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

- **La ligne de foulée :**

$$L_f = g \times m = 30 \times 8 = \mathbf{240\text{ cm}}$$

- **L'inclinaison :**

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567$$

$$\alpha = 29.54^\circ$$

- **Dimensions de l'escalier**

- *Volée* :

- L : la projection horizontale de la volée.
- H : hauteur de la volée. L = 240 cm
- H = 153 cm
- L<sub>p</sub> = 140 cm
- L<sub>0</sub> =  $\sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{240^2 + 153^2} = 284,62\text{cm}$
- L<sub>0</sub> + L<sub>p</sub> = 285 + 140 = **425cm**

- **L'épaisseur de la paillasse et le palier :**

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

$$\frac{424,62}{30} < e < \frac{424,62}{20}$$

$$14,15 \text{ cm} < e < 21,23 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de **15cm** d'épaisseur pour la paillasse et le palier

#### IV .2.3.Descente de charges

- **Charge permanentes et d'exploitations**

- **volé**

- Revêtement horizontale [(carrelage + mortier de pose) +sable] → 1,04 KN/m<sup>2</sup>
- Revêtement verticale ( $104 \times \frac{h}{g}$ ) → 0,589 KN/m<sup>2</sup>
- Poids propre des marches ( $2200 \times \frac{h}{g}$ ) → 1,87 KN/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la paillasse ( $2500 \times \frac{ep}{\cos\alpha}$ ) → 4,02 KN/m<sup>2</sup>
- Enduit au ciment ( $18 \times \frac{1.5}{\cos\alpha}$ ) → 0,31 KN/m<sup>22</sup>

$$\overline{G_1} = 7,829 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

- **Palier**

- Revêtement horizontale [(carrelage + mortier de pose) +sable] → 1,04 KN/m<sup>2</sup>
- Poids propre des marches ( $2500 \times ep1$ ) → 4,00 KN/m<sup>2</sup>
- Enduit au ciment (1.5×18) → 0,310 KN/m<sup>22</sup>

$$\overline{G_1} = 5,35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

**IV.2.4. Combinaison de charges :**

➤ Etat limite ultime (ELU) :

Paillasse:  $q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 7,829 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = \mathbf{14,32KN/ml}$

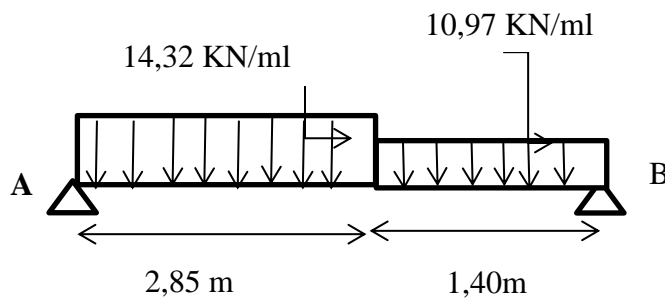
Palier :  $q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = \mathbf{10,97KN/ml}$

➤ Etat limite service (ELS) :

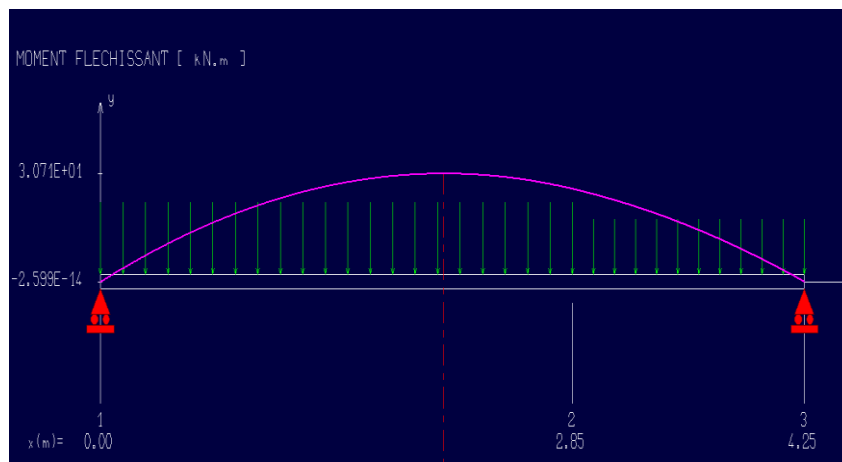
Paillasse :  $q_s = (G + Q)1 = 7,829 + 2.5 = \mathbf{10,33KN/ml}$

Palier :  $q_s = (G + Q)1 = 5.35 + 2.5 = \mathbf{7,85 KN/ml}$

❖ **A l'ELU**



**Figure.IV.2:** Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos a l'ELU.



**Figure.IV.3:** Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

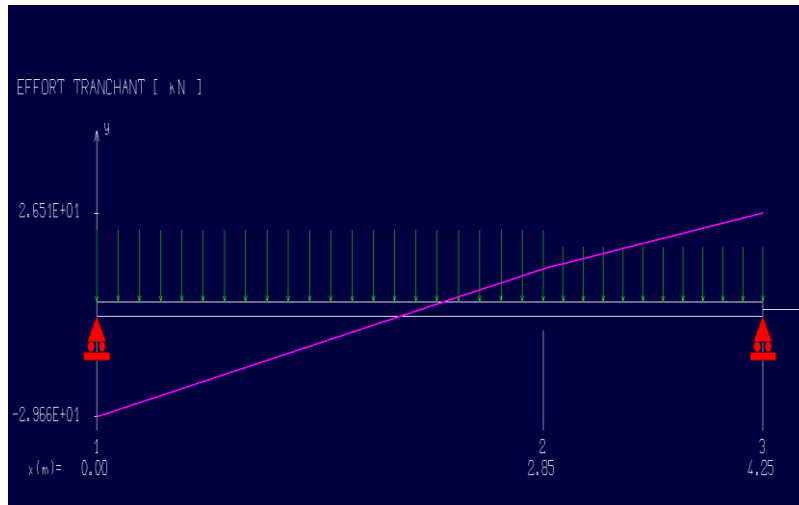


Figure.IV.4: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

▪ Calcul des réactions :

✓  $R_A = 29,61 \text{ KN}$

✓  $R_B = 26,56 \text{ KN}$

IV.2.5. Calcul du moment fléchissant maximum :

$M_{max}^u = M(2,069) = 30,71 \text{ KN.m}$

• Moment en appuis :

$M_a^u = -0,2M_{max}^u = -6,142 \text{ KN.m}$

• Moment en travée :

$M_t^u = 0,8M_{max}^u = 24,568 \text{ KN.m}$

❖ A l'ELS :

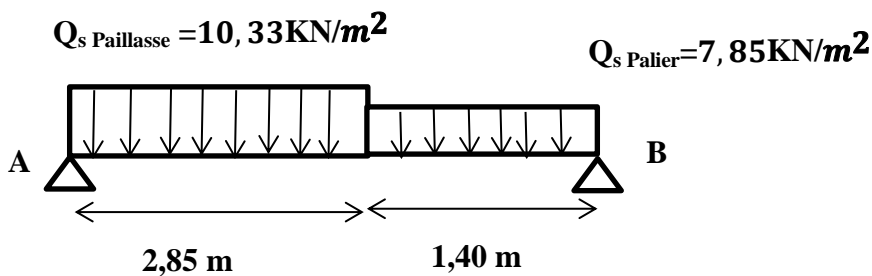


Figure.IV.5 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos à l'ELS.

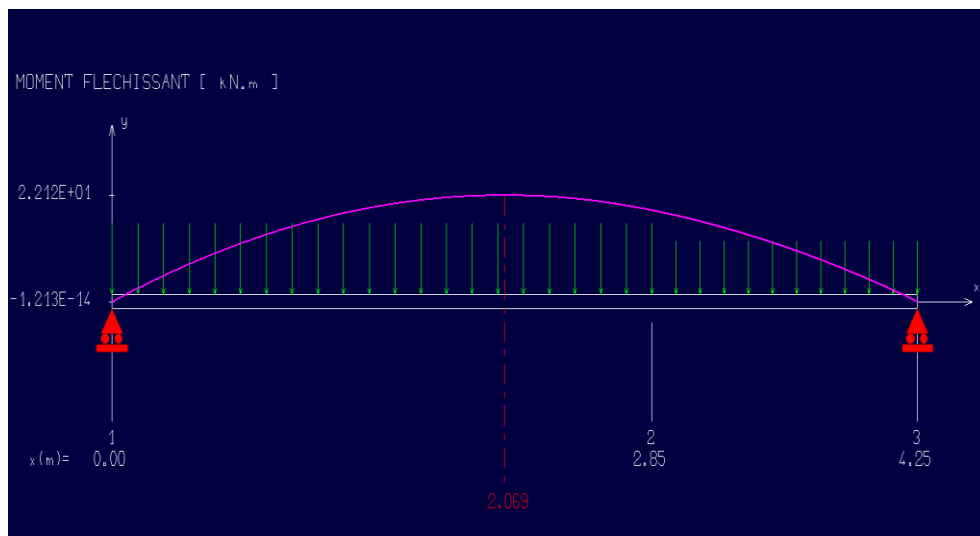


Figure.IV.6: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

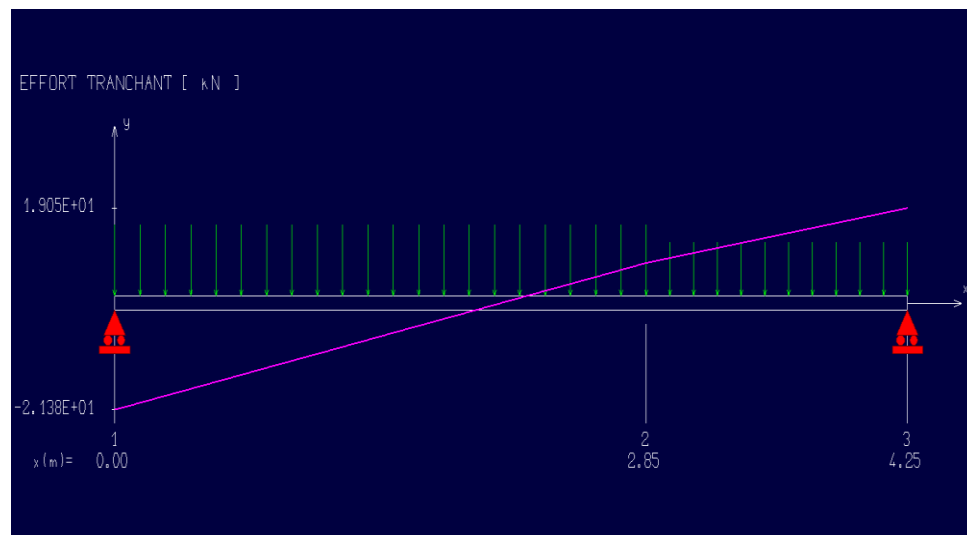


Figure.IV.7: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

- **Calcul des réactions :**

- ✓  $R_A = 21,35 \text{ KN}$

- ✓  $R_B = 19,085 \text{ KN}$

- **Calcul du moment fléchissant maximum :**

- $M_{max}^S = M(1,069) = 22,12 \text{ KN.m}$

- Moment en appuis :

$$M_a^s = -0.2M_{max}^u = -4,424 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^s = 0.8M_{max}^u = 17,696 \text{ KN.m}$$

#### IV.2.6. Calcul du ferrailage :

- ❖ En travée :

- Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 24,568 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{24,568 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14.2} = 0,094$$

$\mu = 0,094 < \mu_1 = 0,371$  (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) = 0,123$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0,123 = 0,950$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24,568 \times 10^3}{0.950 \times 13,5 \times 434,78} = 4,406 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.006 \times b \times h = 0.006 \times 100 \times 15 = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 4,406 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$6T10/\text{ml} \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$6T10/\text{ml} \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

➤ Etat limite service (E L S) :

$$M_t^S = 17,696 \text{ KN.m}$$

• **Calcul et vérification des contraintes**

▪ **Méthode directe**

1) **Détermination d'y<sub>1</sub>**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15A (d - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2} y_1^2 - 15 \times 4,71 (13,5 - y_1) = 0$$

La solution de cette équation est **y<sub>1</sub> = 3,72 cm**

2) **Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A (d - y_1)^2 = \frac{100}{3} 3,72^3 + 15 \times 4,71 (13,5 - 3,72)^2$$

$$I = 8473,52 \text{ cm}^4$$

3) **Calcul de la contrainte de compression de béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} y_1 = \frac{17,696 \times 10^3}{8473,54} 3,72 = 7,77 \text{ MPa}$$

4) **Conclusion**

$$\sigma_b = 7,77 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible  
maintenues

(Aucune vérification pour (σ<sub>s</sub>))

} => Les armatures calculées à E.L.U seront

❖ **En appuis :**

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_a^u = -6,142 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{6,142 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,023$$

μ = 0.023 < μ<sub>l</sub> = 0.371 (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023}) = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,029 = 0,988$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,142 \times 10^3}{0,988 \times 13,5 \times 434,78} = 1,059 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,006 \times b \times h = 0,006 \times 100 \times 15 = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 1,304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$6T10/\text{ml} \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 15\text{cm})$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$6T10/\text{ml} \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 15\text{cm})$$

- L'état limite service (ELS) :

$$M_{ser} = -4,424 \text{ KN.m}$$

- **Calcul et vérification des contraintes**

- **Méthode directe**

### 1) Détermination d' $y_1$

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2} y_1^2 - 15 \times 4,71(13,5 - y_1) = 0$$

- **La solution de cette équation est  $y_1 = 3,72 \text{ cm}$**

### 2) Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} 3,72^3 + 15 \times 4,71(13,5 - 3,72)^2$$

$$I = 7174,67 \text{ cm}^4$$

### 3) Calcul de la contrainte de compression de béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} y_1 = \frac{4,424 \times 10^3}{7174,67} 3,72 = 2,29 \text{ MPa}$$

#### 4) Conclusion

$$\sigma_b = 2,29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

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

#### IV.2.7. Vérification au cisaillement :

$$T_u^{\max} = 26,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{26510}{100 \times 100 \times 13,5} = 0,196 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

{  $\tau_u = 0,196 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$   
*(il n'y a pas de reprise de bétonnage)* ⇒ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### IV.2.8. Etude de la poutre palière

$$L = 3,00 \text{ m}$$

##### IV.2.8.1. Pré dimensionnement de la poutre palière

- ✓  $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$  (BAEL 91)
- $20 < h < 30$
- On prend :  $h = 30 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

##### • Vérification des conditions imposées par le RPA/V20024

- $b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  → condition vérifiée.
- $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  → condition vérifiée.
- $b/h = 1 < 4$  → condition vérifiée.

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

##### IV.2.8.2. Calcul du poids propre (g) de la poutre palier

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

- Poids propre de la poutre

$$g = \gamma_b \times h \times b = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

- Réaction du palier (ELU)  $R_B = 23,38 \text{ KN/ml.s}$

- Réaction du palier (ELS)  $R_B = 16,79 \text{ KN/ml}$ .
- Poids de mur
- *Mure brique* ( $= 18 \text{ KN/m}^3$ )

$$P_{\text{mur}} = \gamma * e * h = 18 * 0,15 * 3,06 = 8,26 \text{ KN/m}$$

$$G = g + P_{\text{mur}} = 2,25 + 8,26$$

$$G = 10,51 \text{ KN/m}$$

#### IV.2.8.3. Combinaison fondamentales :

##### ➤ ELU

$$Q_u = 1,35 G + R_{Bu}$$

$$Q_u = 1,35 * (10,51) + 23,38$$

$$Q_u = 37,56 \text{ KN/ml}$$

##### ➤ ELS

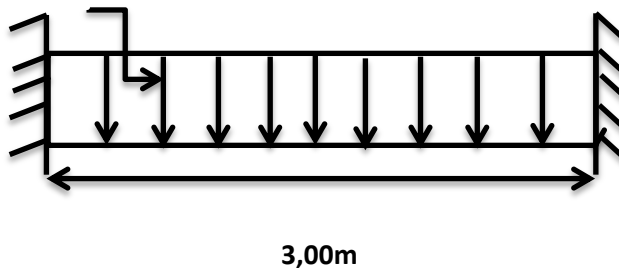
$$Q_s = G + R_{Bs}$$

$$Q_s = 10,51 + 16,79$$

$$Q_s = 27,3 \text{ KN/ml}$$

##### ➤ À l'ELU :

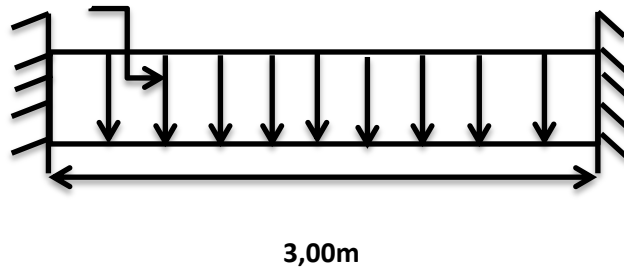
$$Q_u = 37,56 \text{ KN/m}$$



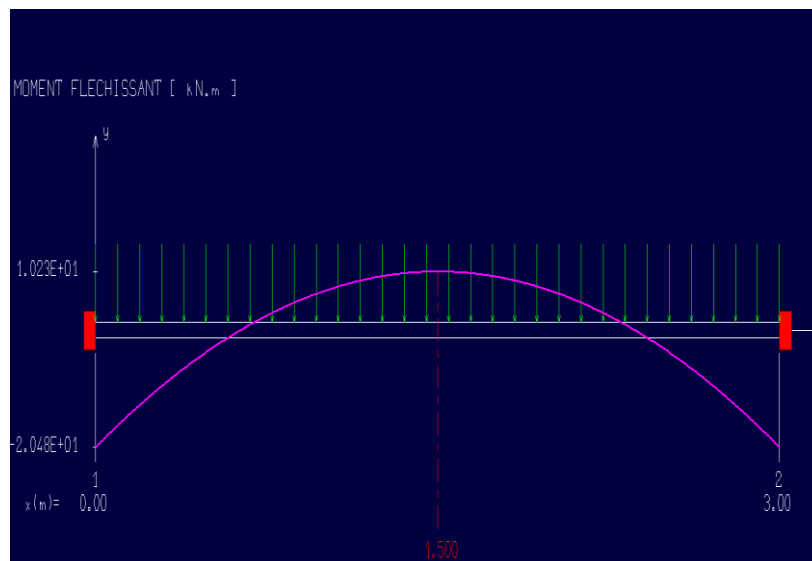
**Figure.IV.8:** Schéma statique de la poutre palière à l'ELU

➤ A L'ELS :

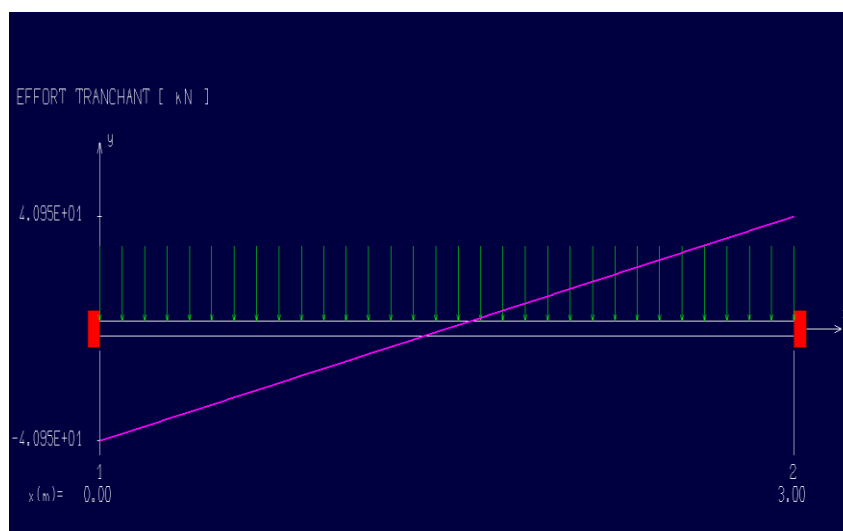
$Q_u = 27,3 \text{ KN/m}$



**Figure.IV.9:** Schéma statique de la poutre palière à l'ELS



**Figure.IV.10:** Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.



**Figure.IV.11:** Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

#### IV.2.8.4. Calcul du moment fléchissant maximum :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{max}^u = 14,08 \text{ KN/ml}$$

- Moment en appuis :

$$M_a^u = -0.2M_{max}^u = -2,82 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^u = 0.8M_{max}^u = 11,26 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.S) :

$$M_{max}^{ser} = 10,23 \text{ KN/ml}$$

- Moment en appuis :

$$M_a^{ser} = -0.2M_{max}^{ser} = -2,05 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^{ser} = 0.8M_{max}^{ser} = 8,18 \text{ KN.m}$$

**Tableau.IV.1:** Tableau des moments de la poutre palière.

	E.L.U (KN.m)	E.L.S (KN.m)
Travée	11,26	<b>8,18</b>
Appuis	<b>-2,82</b>	<b>-2,05</b>

#### IV.2.8.5. Calcul du ferrailage :

❖ **En travée :**

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 11,26 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \\ d = 27 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{11,26 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.2} = 0.036$$

$\mu = 0.036 < \mu_1 = 0.371$  (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}) = \mathbf{0.045}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.045 = \mathbf{0.982}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,26 \times 10^3}{0.982 \times 27 \times 434,78} = \mathbf{0.79 \text{ cm}^2}$$

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

$$A_{min} = 0.006 \times b \times h = 0.0006 \times 100 \times 15 = \mathbf{0.9 \text{ cm}^2}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 0.9 \text{ cm/ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$3T12/\text{ml} \longrightarrow A = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2}$$

➤ L'état limite service (ELS) :

$$M_{ser} = \mathbf{8,18 \text{ KN.m}}$$

- **Calcul et vérification des contraintes**
- **Méthode directe**

### 1) Détermination de $y_1$

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\frac{30}{2} y_1^2 - 15 \times 1,57(27 - y_1) = 0$$

La solution de cette équation est  $y_1 = \mathbf{6,058 \text{ cm}}$

### 2) Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{30}{3} 6,058^3 + 15 \times 1,57(27 - 6,058)^2$$

$$I = \mathbf{12043,041 \text{ cm}^4}$$

### 3) Calcul de la contrainte de compression de béton

$$\sigma_b = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} y_1 = \frac{8,18 \times 10^3}{12043,041} 6,058 = \mathbf{4,11 \text{ MPa}}$$

## 4) Conclusion

$$\sigma_b = 4,11 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

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

## ❖ En appuis :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_a^u = -2,82 \text{ KN.m}$$

## • Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{2,82 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,2} = \mathbf{0,009}$$

$\mu = 0,009 < \mu_l = 0,371$  (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,009}) = \mathbf{0,011}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,011 = \mathbf{0,995}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,82 \times 10^3}{0,995 \times 27 \times 434,78} = \mathbf{0,24 \text{ cm}^2}$$

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

$$A_{min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 = \mathbf{0,9 \text{ cm}^2}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow \mathbf{A = 0,9 \text{ cm/ml}}$$

## • Choix des armatures :

$$3T12/ml \longrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2/ml$$

➤ L'état limite service (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = -2,05 \text{ KN.m}$$

- Calcul et vérification des contraintes
- Méthode directe

### 1) Détermination de $y_1$

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15A (d - y_1) = 0$$

$$\frac{30}{2} y_1^2 - 15 \times 3,39 (27 - y_1) = 0$$

La solution de cette équation est  $y_1 = 8,021 \text{ cm}$

### 2) Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A (d - y_1)^2 = \frac{30}{3} 8,021^3 + 15 \times 3,39 (27 - 8,021)^2$$

$$I = 23476,72 \text{ cm}^4$$

### 3) Calcul de la contrainte de compression de béton

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{2,05 \times 10^3}{23476,72} 8,021 = 0,7$$

### 4) Conclusion

$$\sigma_b = 0,7 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

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

### IV.2.8. Vérification au cisaillement :

$$T_u^{\text{max}} = 56,34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{56,34 \times 10^3}{30 \times 27 \times 100} = 0,695 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$\{\tau_u = 0,695 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires  
*(il n'y a pas un risque de torsion)*

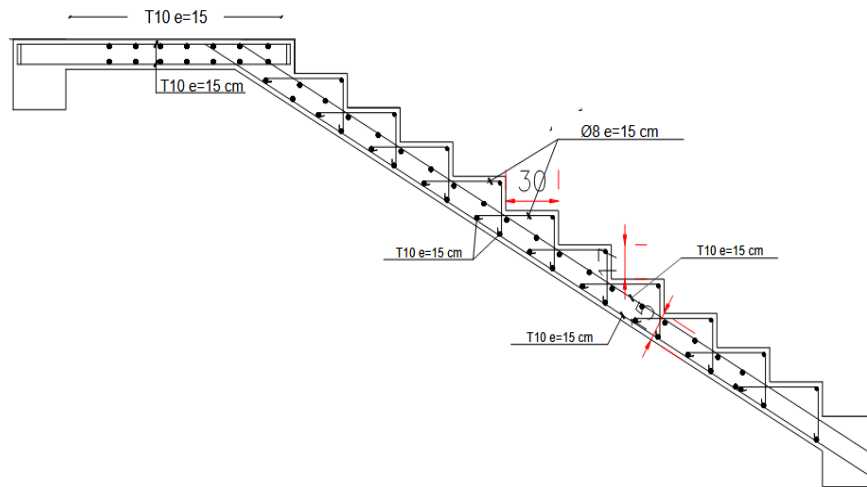


Figure.IV.12 : Schéma de ferrailage de l'escalier

### IV.3. Etude des balcons

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 « Q ». Dans notre structure, on a un seul type de balcon :

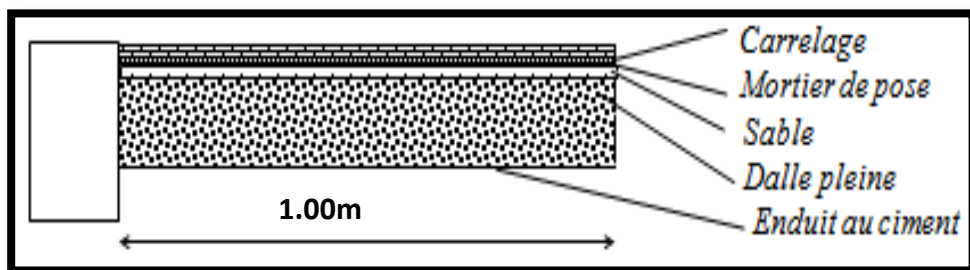


Figure.IV.13 : Coupe sur balcon

#### IV.3.1. Epaisseur de balcon :

Isolation acoustique :  $e \geq 12 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

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

## IV.3.2. Descente de charges :

## ➤ Charges permanentes

## ▪ Dalle pleine

- Carrelage + mortier de pose + sable .....1,04 KN /m<sup>2</sup>
- Dalle pleine en béton armé (15cm) 2500×0,16 .....3,75 KN /m<sup>2</sup>
- Enduit au ciment (1.5cm) (18daN/m<sup>2</sup>/cm) .....0,27 KN /m<sup>2</sup>

---


$$G = 5,06 \text{ KN/m}^2$$

✓ Pour une bonde de 1m de largeur

$$- \bar{G} = G \times 1.00 = 5,06 \text{ KN/m}_L$$

## ➤ Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation :  $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

## ➤ Charge permanente :

Poids propre de la dalle pleine :  $G = 5.06 \times 1 = 5.06 \text{ KN/ml}$

Poids propre du garde-corps de 1m de largeur et 90cm de hauteur :

$$P = ((0.9 + (2 \times 0.27)) \times 1 \times 0.9 = 1.296 \text{ KN}$$

## ➤ Charges d'exploitations :

Surcharge :  $Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/m}$

## • Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

## IV.3.3. Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 3.5 = 12.08 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times l = (5.06 + 3.5) \times 1 = 8.56 \text{ KN/ml}$$

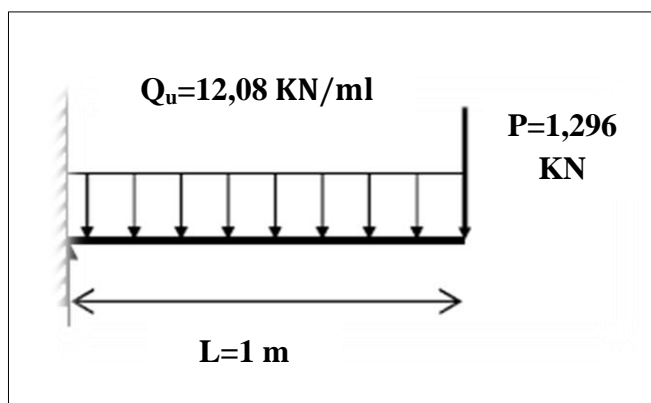


Figure.IV.14: Schéma statique de calcul à l'ELU

## IV.3.4. Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{12.08 \times 1^2}{2} + 1.296 \times 1 = 7,33 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -q_u \times l - p_u = -12.08 \times 1 - 1.296 = -3,38 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} + p_{ser} \times l = \frac{8.56 \times 1^2}{2} + 1.296 \times 1 = 5,58 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -q_{ser} \times l - p_{ser} = -8.56 \times 1 - 1.296 = -9,856 \text{ KN}$$

➤ L'état limite ultime(ELU) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13.5 \text{ cm} \\ c = 1.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

## IV.3.5. Calcul du ferrailage

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{7,33 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0,028$$

$\mu = 0,028 < 0.371$  (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0,035$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.035 = 0,986$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,33 \times 10^3}{0.986 \times 13.5 \times 434,78} = 1,26 \text{ cm}^2$$

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

Pour la dalle :  $A_{min} = 0,0006 \times b \times h = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$6T12/\text{ml} \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T12  $\longrightarrow$  e = 15cm)

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$6T12/ml \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T12 \longrightarrow e = 15\text{cm})$$

➤ L'état limite service(ELS) :

$$M_{\text{ser}} = 5,58 \text{ KN. m}$$

- **Calcul et vérification des contraintes**

**Méthode directe**

**1) Détermination d' $y_1$**

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 6,79(13,5 - y_1) = 0$$

La solution de cette équation est  $y_1 = 4,31\text{cm}$

**2) Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{30}{3}4,31^3 + 15 \times 6,79(13,5 - 4,31)^2$$

$$I = 9402,48 \text{ cm}^4$$

**3) Calcul de la contrainte de compression de béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ix}}^{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{5,58 \times 10^3}{9402,48} 4,31 = 2,55 \text{ MPa}$$

**4) Conclusion**

$$\sigma_b = 2,55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

**IV.3.6. Vérification au cisaillement:**

$$T_u^{\text{max}} = -9,856 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{9,856 \times 10^3}{100 \times 100 \times 13,5} = 0,073 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0.073 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \\ \text{il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

#### IV.3.7. Vérification de la flèche :

$$\frac{h_d}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{20} = 0.05 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2,36}{100 \times 13.5} = 0.0017 \leq \frac{2}{f_e} = 0.004 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### • Conclusion :

Les deux(02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

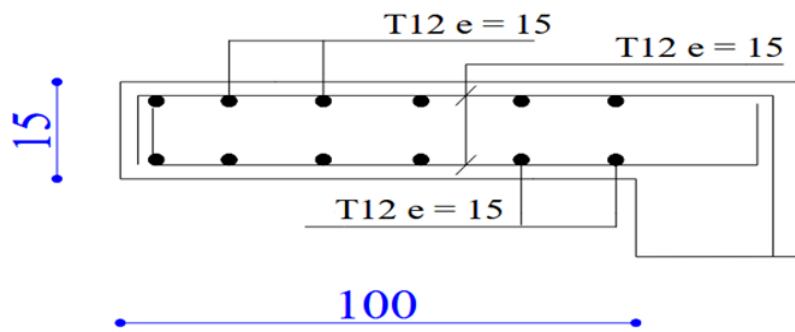


Figure.IV.15: Schéma de ferrailage du balcon

#### IV.4. Etude d'acrotère :

##### IV.4.1. Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

##### IV.4.2. Le rôle de l'acrotère.

- ✓ Empêche l'écoulement des eaux pleurales sur la façade ;
- ✓ Donne un aspect esthétique et
- ✓ Protection des personnes.

Pour une terrasse inaccessible ; On adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure suivante :

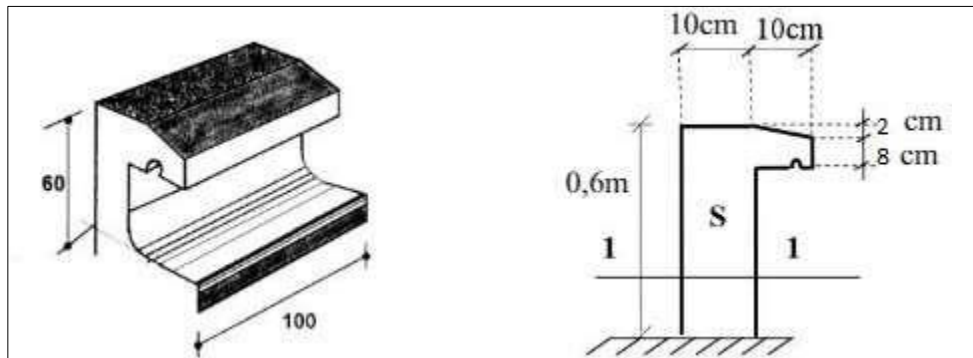


Figure.IV.16: Coupe transversale de l'acrotère

#### IV.4.3.Descente des charges

On considère une bande de 1 m de largeur.

➤ **Charge permanente :**

$$G = \gamma_b \times S$$

Avec  $\gamma_b$  : poids volumique du béton :

Surface de l'acrotère

$$S = ((0,02 \times 0,1)/2) + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = \mathbf{0,069 \text{ m}^2/l}.$$

$$G = 0,069 \times 25 = \mathbf{1.725 \text{ KN/ml}}.$$

➤ **La charge d'exploitation** (la main courante)

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

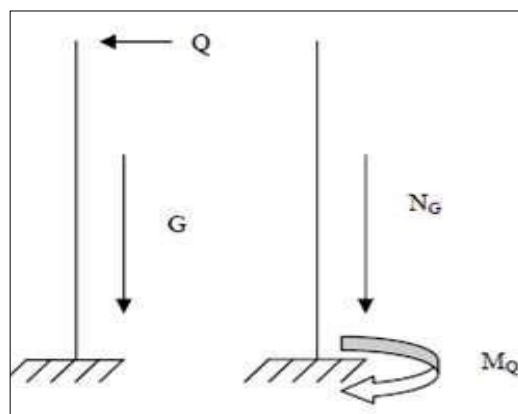


Figure.IV.17: Schéma Statique de l'acrotère

#### IV.4.4.Détermination des sollicitations

#### IV.4.5.Vérification de l'effort due au séisme

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

$$F_p = (A.I.S).C_p.(1 + \frac{13.h_z}{H}).W_p$$

Ou :

- A : coefficient d'accélération (zone IV, groupe d'usage 2)  $\Rightarrow A = 0,20$
- I : coefficient d'importance (cf. Tableau 3.10))  $\Rightarrow I = 1$
- S : coefficient de site ( $C_f$ .Tableau (3.3) ;(3.4))  $\Rightarrow S = 1,2$
- $W_p$  : Poids de l'élément considéré  $\Rightarrow W_p = 1.725$  KN/ml.
- $C_p$  : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le pour le consol

$$\Rightarrow C_p = 0.8$$

- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base  $\Rightarrow H = 36,38$ m
- $h_z$  : Hauteur de niveau « k » à partir de la base  $\Rightarrow h_z = 3,06$ m

$$F_p = (0,20.1.1,2).0,8.(1 + \frac{3.3,06}{36,38}).1,725$$

$$F_p = 0,458 \text{ KN}$$

#### IV.4.6.Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\left. \begin{array}{l} N_u = 1,35 W_p \\ M_u = 1,5 \times F_p \times L \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} N_u = 1,35 \times 1,725 \\ M_u = 1,5 \times 0,458 \times 0,6 \end{array} \right\} \begin{array}{l} N_u = 2,32 \text{ KN} \\ M_u = 0,412 \text{ KN.m} \end{array}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\left. \begin{array}{l} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \times L \end{array} \right\} \begin{array}{l} N_{ser} = 1,725 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0,27 \text{ KN.m} \end{array}$$

#### • Détermination de la section des armatures :

Pour une bande de 1m de largeur ; la section de calcul est  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

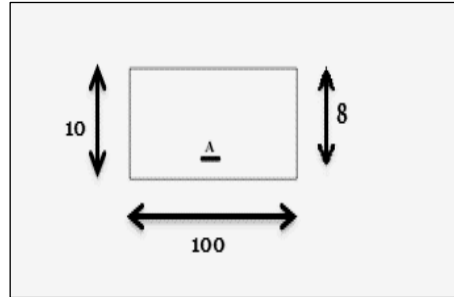


Figure.IV.18: section de calcul

**IV.4.7.Position du point d'application de l'effort normal de compression**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,412}{2,32} = \mathbf{0.17m}$$

$$e_0 = 0.17m > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = \mathbf{0.05m}$$

L'effort normal de compression N est appliqué à l'extérieur de la section ; donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ;

La section sera étudiée en flexion simple avec moment fictif par rapport aux armatures tendue

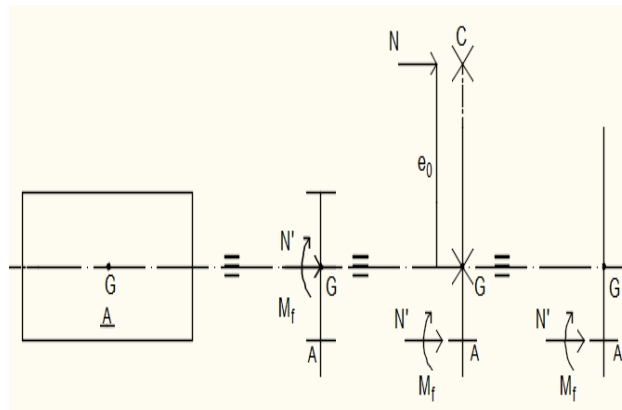


Figure.IV.19.: Position de centre de pression

$$M_1 = N_u \times e = N_u \cdot (e_0 + \frac{h}{2} - C') = 2,32 \times (0.17 + \frac{0.10}{2} - 0.02) = \mathbf{0,464 \text{ KN.m}}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{464}{100 \times 14.2 \times 8^2} = \mathbf{0.005}$$

$\mu = 0.005 < \mu_l = 0.371$  La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434,78 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.005)}) = 0.064$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.064 = 0.974$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{464}{0.974 \times 434,78 \times 8} = 0,136 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_{\text{cal}} = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.136 - \frac{2320}{100 \times 434,78} = 0.082 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA93-Article B.5.3]**

$$A_{\text{min}} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Donc on prend : } A_s = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) = \max(0,082 ; 2,5) = 2,5 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$6T10/m_L \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2 / m_L$$

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

$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifier.

- **Les armatures des répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{\text{cho}}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T8/m_L \longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 18 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.27}{1,725} = 0.156 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m}$$

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

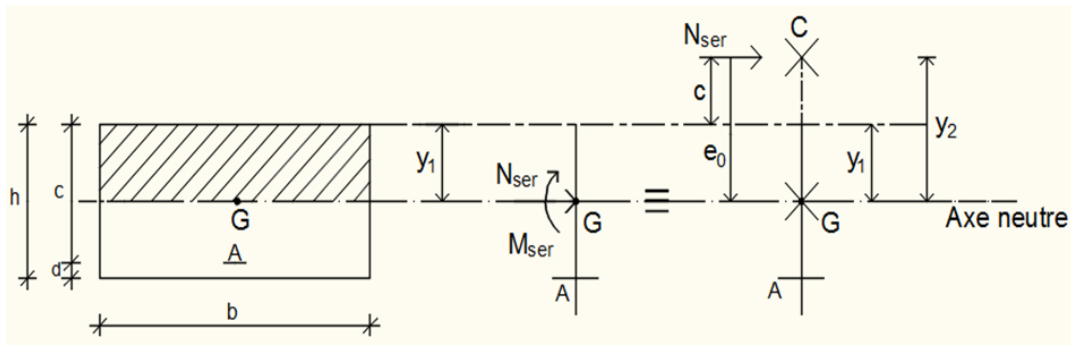


Figure.IV.20: Position de centre de pression.

C : Centre de pression (point d'application) ;  $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$

C : La distance du point d'application de  $N_{ser}$  à la fibre la Plus comprimée ( $c < 0$ ) ;

$y_2$  : La distance du point d'application de  $N_{ser}$  à L'axe neutre ( $y_2 > 0$ ) ;

$y_1$  : La distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

#### IV.4.8.Calcul des contraintes :

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

$$- c = e_0 - \frac{h}{2} = 11 - \frac{10}{2}$$

$$- c = -6 \text{ cm}$$

$$- p = -3 \times (-6)^2 + \frac{90 \times 4,71}{100} \times (8 + 6)$$

$$- p = -76,374$$

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

$$- q = -2 \times (-6)^3 + \frac{90 \times 4,71}{100} \times (8 + 6)^2$$

$$- q = -10,764$$

$y_2$  : est la solution de l'équation :

$$- y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 76,374 y_2 - 10,764 = 0$$

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

$$- y_2^3 - 76,374 \times y_2 - 10,764 = 0$$

Donc la résolution de l'équation est comme suite :

$$\text{➤ } \Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = -10,764^2 + \frac{4}{27} \times (-76,374)^3 = -66114,177 < 0$$

$$\text{➤ } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times -10,764}{2 \times (-76,374)} \times \sqrt{\frac{-3}{-76,374}} = 0,042 \Rightarrow \varphi = 87,59^\circ$$

$$\text{➤ } a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{76,374}{3}} = 10,091$$

$$\text{➤ } y_{21} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 10,091 \times \cos\left(\frac{87,59}{3}\right) = 8,81 \text{ cm}$$

- $y_{22} = a \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 120^\circ\right) = 10,091 \times \cos\left(\frac{87,59}{3} + 120\right) = -8,67 \text{ cm}$
- $y_{23} = a \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 240^\circ\right) = 10,091 \times \cos\left(\frac{87,59}{3} + 240\right) = -0,141 \text{ cm}$
- $y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 8,81 \text{ cm}$
- $0 < y_1 = y_2 + c = 8,81 - 6 = 2,81 < 10 \dots\dots$  condition vérifiée
- D'où :  $y_1 = 2.81 \text{ cm}$

#### IV.4.9. Calcul du moment statique :

$$- S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.81)^2}{2} - 15 \times 3,14 \times (8 - 2.81) =$$

$$\mathbf{150,356 \text{ cm}^3}.$$

$$- k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1725}{100 \times 150,356} = \mathbf{0,114}$$

$$- \sigma_b = k \cdot y_1 = 0.114 \times 2.81 = \mathbf{0,32 \text{ MPa}}$$

$$- \sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.114 \times (8 - 2.81) = \mathbf{8,875 \text{ MPa}}$$

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

$$:\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right]$$

Avec : FeE500  $\Rightarrow \eta = 1,6$  et  $f_e = 500 \text{ MPa}$

Donc :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = \mathbf{159,405 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_s \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 8,875 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 159,405 \text{ MPa} \\ 0,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_b \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 8,875 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 159,405 \text{ MPa} \\ 0,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow$  Les armatures calculées en E.L.U. seront maintenues.

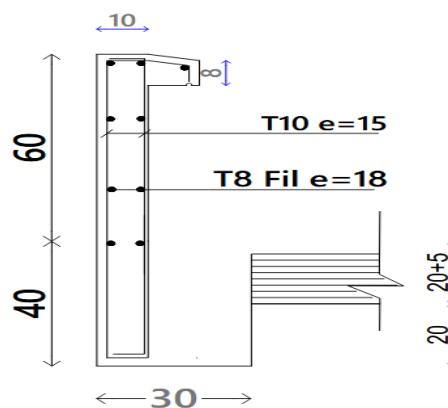


Figure.IV.21: Ferrailage de l'acrotère

#### IV.4.10. Vérification des contraintes de cisaillement

$$- T_u^{max} = 1.5F_p = 1.5 * 0,458\text{KN} = 0,687\text{KN}$$

$$- \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{687}{100 \times 8 \times 100} = 0.008\text{MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa} \\ \tau_u = 0.008\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

➤ Il n'y a pas de reprise de bétonnage

- **Remarque**

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

- **Conclusion :**

L'étude des éléments non structuraux dans la structure, comme les escaliers et les acrotères...etc., a pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes dans les mesures et de choisir le bon ferrailage en respectant les règlements en vigueur **BAEL91** et **RPA/V2024**.

*Chapitre V*  
*Etude sismique*

### V.1. Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

### V.2. Objectifs de l'étude dynamique

- L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.
- L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### V.3. Choix de la méthode de calcul :

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

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

#### V.3.1 Principe de la méthode statique équivalente

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

#### ❖ Conditions d'application de la MSE

- La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :
- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec

Une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II et a 30 m en zone III.

- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions

Outre les conditions de hauteur énoncées dans le RPA version 2024.

### V.3.2.Principe de la méthode d'analyse modale spectrale

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.

- **Les hypothèses**

- ❖ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- ❖ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- ❖ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- ❖ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90

### V.3.3.Principe de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

### V.4.Présentation du Logiciel Robot structural Analysais

Robot Structural Analysais est un logiciel de calcul et d'analyse de structures développé par Autodesk. Il offre des fonctionnalités avancées pour la modélisation, la simulation et l'analyse de divers types de structures, y compris les bâtiments, les ponts, les structures industrielles et les structures en béton armé.

Ce logiciel permet aux ingénieurs et aux concepteurs de réaliser des études de résistance, de stabilité et de réponse dynamique des structures. Il prend en charge la modélisation paramétrique, ce qui facilite la création et la modification de modèles complexes. Il permet également d'importer des modèles à partir de logiciels de CAO courants tels que AutoCAD et Revit.

Robot Structural Analysais propose une large gamme d'options de chargement, y compris les charges statiques, les charges de vent, les charges sismiques et les charges de température. Il permet d'effectuer des analyses linéaires et non linéaires, ainsi que des analyses de stabilité pour évaluer le comportement des structures sous différentes conditions.

Le logiciel offre également des fonctionnalités avancées pour la conception et l'optimisation des structures. Il fournit des outils de vérification des sections et des armatures, permettant de s'assurer que les éléments structuraux sont conformes aux normes de conception. De plus, il génère des rapports détaillés et des diagrammes pour faciliter la communication des résultats d'analyse.

En résumé, Robot Structural Analysais est un puissant outil d'analyse structurelle qui aide les ingénieurs à modéliser, simuler et analyser les performances des structures dans le but d'assurer leur sécurité et leur efficacité.

### V.5.Modélisation de la structure

Une structure se compose de poutres flexibles reliées par des nœuds et soutenues par une fondation rigide. Cependant, il est important de souligner que ce modèle est une simplification

mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure, y compris sa période et ses modes propres, nécessite le choix d'un modèle dynamique approprié qui reflète le plus fidèlement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique adopté est composé d'une console verticale fixée à sa base où les masses sont considérées comme concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau de la structure.

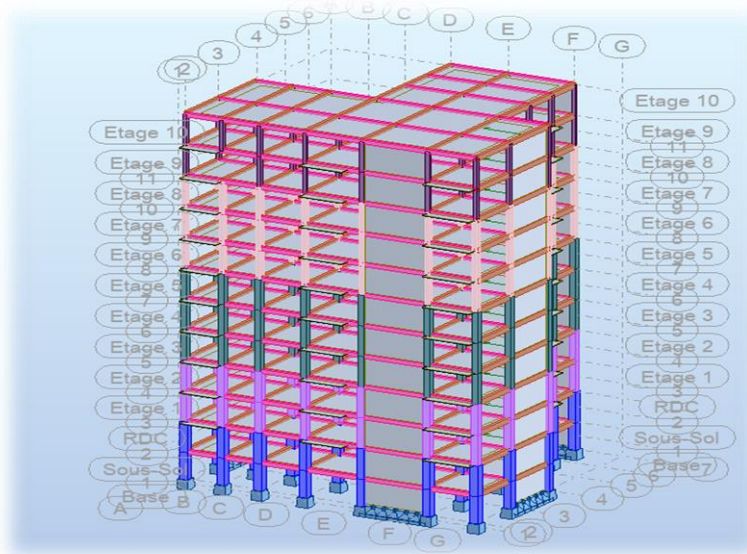
Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l .) par nœud. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit. Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

Les étapes suivies lors de la modélisation sont comme suit :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres ;
- Les voiles et les dalles Pleine par panneau et
- Les dalles en corps creux par bardage (béton 0).
- Introduire les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton ;
- Introduire les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduire les conditions aux limites ;
- Détermination des charges : pour notre cas, 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 secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
  - **Charges 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).
- Détermination des combinaisons de charges :
  - 1)  $1.35G + 1.5Q$  (Etat limite ultime) ;
  - 2)  $G + Q$  (Etat limite de service) ;
  - 3)  $G+0,2Q$  ;
  - 4)  $G+\psi Q+EX+0,3EY$
  - 5)  $G+\psi Q+0,3EX+EY$  ;
  - 6)  $G+\psi Q+EX-0,3EY$  ;
  - 7)  $G+\psi Q+0,3EX-EY$  ;
  - 8)  $G+\psi Q-EX+0,3EY$  ;
  - 9)  $G+\psi Q-0,3EX+EY$  ;
  - 10)  $G+\psi Q+EX-0,3EY$  ;
  - 11)  $G+\psi Q-0,3EX-EY$  ;
  - 12)  $G+\psi Q+1,4(EX+0,3EY)$  ;

- 13)  $G+\psi Q+1,4(0,3EX+EY)$  ;
  - 14)  $G+\psi Q+1,4(EX-0,3EY)$  ;
  - 15)  $G+\psi Q+1,4(0,3EX-EY)$  ;
  - 16)  $G+\psi Q-1,4(EX+0,3EY)$  ;
  - 17)  $G+\psi Q-1,4(0,3EX+EY)$  ;
  - 18)  $G+\psi Q-1,4(EX-0,3EY)$  ;
  - 19)  $G+\psi Q-1,4(0,3EX-EY)$  ;
- Vérification des erreurs ;
  - Lancement de l'analyse et
  - Interprétation des résultats.

La modélisation de la structure réalisée par Robot Structural Analysis 2025 est représentée sur la **Figure01**.



**Figure.V.1:** Interface de Robot Structural Analysis Professional

### V.6. Résultats de la modélisation numérique

Dans notre cas, la structure est implantée en Zone IV et appartient au groupe d'usage 2, elle dépasse la hauteur limite de 30 m (ou 11 niveaux). Par conséquent, toutes les conditions requises pour l'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites. Il est donc nécessaire d'utiliser la méthode d'analyse modale spectrale défini dans le RPA version 2024 ci-dessous.

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

D'où :

A:coefficient d'accélération de zone (tableau4.1)

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement

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

T : Période fondamentale de la structure.

$S_a$  : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s<sup>2</sup>.

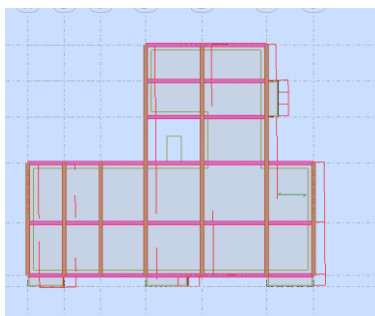
Q : facteur de qualité (tableau4.4)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau4.3)

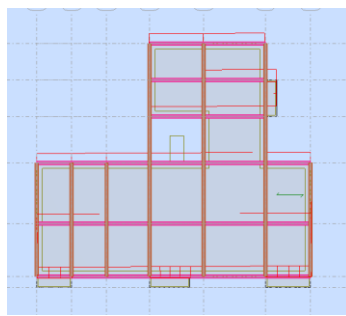
## V.7. Vérifications de la structure selon les recommandations du RPA version 2024

### V.7.1Vérification des modes fondamentaux

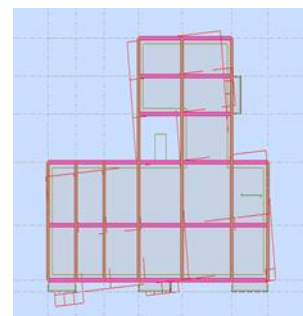
Les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA/v2024]. **figure2**



Translation suivant x  
(Mode 1)



Translation suivante y  
(Mode 2)



Torsion suivante z  
(Mode 3)

**Figure.V.2:** les modes fondamentaux

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

➤ *Calcul  $T_{empirique}$*

Selon le RPA99, la formule de la période fondamentale est :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau.  $h_N=36,38$  m
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA version 2024.  $C_T = 0,05$   
 $T = 0,05 \times 36,38^{3/4}$

$$T = 0,74 \text{ s}$$

La valeur de T calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus du RPA version 2024

Le Tableau14 montre la vérification de la période.

**Tableau.V.1** : Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

T [s]	1,3T [s]	T <sub>mod</sub> [s]	Condition du RPA
0,88	0,96	0,74	vérifié

Nous avons trouvé que

$$T_{\text{empirique}} < T_{\text{numérique}} = 0,88\text{s} < 1,3 T_{\text{empirique}} = 0,96 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### V.7.3.Vérification du taux de participation modale

Après avoir modélisé la structure, et en introduisant tous les paramètres prédéfinis, on obtient

**Tableau.V.2** : Taux de participation modale

Mode	Période [s]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,88	63,15	0,00
2	0,84	63,15	63,39
3	0,58	63,55	63,70
4	0,24	81,73	63,97
5	0,23	82,06	82,32
6	0,15	82,30	82,38
7	0,12	82,30	82,38
8	0,11	89,48	82,60
9	0,11	89,48	84,16
10	0,11	89,60	87,64
11	0,11	89,73	89,79
12	0,11	89,77	89,89
13	0,10	89,77	89,90
14	0,09	89,77	89,90
15	0,09	89,77	89,90
16	0,09	89,77	89,90
17	0,08	89,77	89,90

<b>18</b>	0,08	89,77	89,90
<b>19</b>	0,08	89,77	89,90
<b>20</b>	0,07	89,77	89,90
<b>21</b>	0,07	89,78	89,91
<b>22</b>	0,07	89,92	89,91
<b>23</b>	0,07	89,92	89,91
<b>24</b>	0,07	90,31	89,92
<b>25</b>	0,07	93,26	90,25

Le nombre des modes à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que:

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :
  - Directions xx : 24ème mode : Masse cumulée = 90,31% => **Condition vérifiée**
  - Directions yy : 25ème mode : Masse cumulée = 90,25 % => **Condition vérifiée**

#### V.7.4.Vérification de l'effort sismique

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- **Calcul de la force sismique par la méthode d'analyse modale spectrale**

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Avec

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$  : ordonnée du spectre de calcul (cf, 3.3.3) pour la période  $T_0$  .

$T_0$  : période fondamentale de vibration du bâtiments.

$\lambda$ : coefficient de correction.

W : poids sismique totale du bâtiment.

#### 1) calcul de spectre de calcul

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 2.5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_f}{R} \right] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

D'après le RPA version 2024 on trouve que :

$$T=0,74s$$

$$T_1=0,1s$$

$$T_2=0,5s$$

$$T_3=2 s$$

Alors :

$$T_2 = 0,5 s \leq T = 0,74 s \leq T_3 = 2s$$

Donc

$$\frac{S_{ad}}{g} = A.I.S \left[ 2,5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2}{T} \right]$$

Avec

- **A** : coefficient d'accélération (zone IV)  $\Rightarrow \mathbf{A = 0,20}$
- **I** : coefficient d'importance (cf. Tableau 3.10))  $\Rightarrow \mathbf{I = 1}$
- **S** : coefficient de site (cf. Tableau (3.3) ;(3.4))  $\Rightarrow \mathbf{S = 1,2}$
- **Coefficient de comportement**

La valeur de R est donnée par le RPA version 2024 en fonction du système de contreventement. Dans notre cas on a utilisé un système de portiques contreventés par des voiles.

$$\mathbf{R=3.5}$$

Le facteur de qualité (Q) est calculé avec cette formule :  $Q_f = 1 + \sum_1^5 P_q$

Les Tableaux (3 ;4 ) résume les valeurs des pénalités.

❖ **Sens-x**

**Tableau.V3.** Valeurs des pénalités p<sub>q</sub> (sens x-x)

catégorie	Critère q	P <sub>q</sub>
(a)	1) Régularité en plan.	0,05
	2) Régularité en élévation.	0

	3) Conditions minimales sur le nombre d'étage.	0
	4) condition minimales sur les travées.	0,1

$$Q_x = 1,15$$

❖ Sens-y

**Tableaux.V.4** : Valeurs des pénalités  $p_q$  sens (y-y)

catégorie	Critère q	$P_q$
(a)	1) Régularité en plan.	0,05
	2) Régularité en élévation.	0
	3) Conditions minimales sur le nombre d'étage.	0
	4) condition minimales sur les travées.	0,1

$$Q_y = 1,15$$

▪ Période fondamentale de la structure

$$T = 0,74 \text{ s}$$

$T_2$ : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

$$T_2 = 0,50 \text{ s (Site } S_2).$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0,2 \cdot 1,1,2 \left[ 2,5 \frac{1,15}{3,5} \right] \cdot \left[ \frac{0,50}{0,74} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0,133$$

• Calcul de poids total W de la structure

D'après le RPA 99 version 2024, le poids total de la structure  $W = \sum W_{Gi} + \psi W_{\sum Qi}$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charge permanentes ;

$W_{Qi}$  : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum Qi$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Psi: coefficient de pondération, fonction de la nature t de la durée de la charge d'exploitation

**Remarque** : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabet bat :

$$W = 4472663,72 \text{ Kg} = 44726,63 \text{ KN}$$

**Tableau.V.5** : récapitulatif des résultats de paramètres de calcul de la force sismique

$\lambda$	$\frac{S_{ad}}{g}$	T	W	V	80%V
0,85	0,133	0,74	44726,63	3741,70	2993,36

- $V_{dynx} = 4079,13 \text{ KN} > 80\% V_x = 2993,36 \text{ KN} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**
- $V_{dyny} = 4158,24 \text{ KN} > 80\% V_x = 2993,36 \text{ KN} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**V.7.5. Vérification des déformations**

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

**Tableau.V.6** : Vérification de déplacement inter-étage

Niveau x	h (mm)	$\delta_{kx} = Q/R * \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R * \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01 h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
10 étages	3060	3,4	3,3	0,3	0,3	30,6	verifiée	verifiée
9 étages	3060	3,1	3	0,4	0,4	30,6	verifiée	verifiée
8 étages	3060	2,7	2,6	0,3	0,3	30,6	verifiée	verifiée
7 étages	3060	2,4	2,3	0,4	0,4	30,6	verifiée	verifiée
6 étages	3060	2	1,9	0,4	0,3	30,6	verifiée	verifiée
5 étages	3060	1,6	1,6	0,3	0,4	30,6	verifiée	verifiée
4 étages	3060	1,3	1,2	0,3	0,3	30,6	verifiée	verifiée
3 étages	3060	1	0,9	0,3	0,3	30,6	verifiée	verifiée
2 étages	3060	0,7	0,6	0,3	0,2	30,6	verifiée	verifiée
1 étage	3060	0,4	0,4	0,2	0,2	30,6	verifiée	verifiée
RDC	3060	0,2	0,2	0,1	0,1	30,6	verifiée	verifiée
S-SOL	2720	0,1	0,1	0,1	0,1	27,2	verifiée	verifiée

**V.7.6. Vérification de l'effet P-Δ**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 .$$

Si  $0,10 < \theta_K < 0,20$  : il faut augmenter les effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$ .

Si  $\theta_K > 0,20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

$h_K$  : hauteur de l'étage 'K'.

Les tableaux 37 dans le sens xx et 38 dans le sens yy confirment que les effets P- $\Delta$  peuvent être négligés dans la structure étudiée.

**Tableau.V.7:** Vérification de l'effet P- $\Delta$  sens XX

Niveaux	h (mm)	P (kN)	$V_x$ (kN)	$\Delta_x$ (mm)	$\Theta_x$	OBS
10 étages	3060	3715,44	872,11	0,3	0,0004	vérifiée
9 étages	3060	3357,71	1446,18	0,4	0,0003	vérifiée
8 étages	3060	3525,33	1863,01	0,3	0,0002	vérifiée
7 étages	3060	3525,33	2196,39	0,4	0,0002	vérifiée
6 étages	3060	3525,33	2484,39	0,4	0,0002	vérifiée
5 étages	3060	3731,99	2757,65	0,3	0,0001	vérifiée
4 étages	3060	3731,99	3022,35	0,3	0,0001	vérifiée
3 étages	3060	3731,99	3270,96	0,3	0,0001	vérifiée
2 étages	3060	3852,55	3503,05	0,3	0,0001	vérifiée
1 étage	3060	3852,55	3704,45	0,2	0,0001	vérifiée
RDC	3060	4128,1	3849,34	0,1	0,0000	vérifiée
S-SOL	2720	4431,56	3911,39	0,1	0,0000	vérifiée

**Tableau.V.8:** Vérification de l'effet P- $\Delta$  sens YY

Niveaux	h (mm)	P (kN)	$V_y$ (kN)	$\Delta_y$ (mm)	$\Theta_y$	OBS
10	3060	3715,44	903,21	0,3	0,0004	vérifiée
9 étages	3060	3357,71	1503,77	0,4	0,0003	vérifiée
8 étages	3060	3525,33	1945,09	0,3	0,0002	vérifiée
7 étages	3060	3525,33	2301,62	0,4	0,0002	vérifiée
6 étages	3060	3525,33	2609,74	0,3	0,0001	vérifiée
5 étages	3060	3731,99	2899,01	0,4	0,0002	vérifiée
4 étages	3060	3731,99	3157,36	0,3	0,0001	vérifiée
3 étages	3060	3731,99	3431,06	0,3	0,0001	vérifiée
2 étages	3060	3852,55	3666,34	0,2	0,0001	vérifiée
1 étage	3060	3852,55	3868,09	0,2	0,0001	vérifiée
RDC	3060	4128,1	4011,083	0,1	0,0000	vérifiée
S-SOL	2720	4431,56	4073,64	0,1	0,0000	vérifiée

### V.7.7. Vérification de renversement

La vérification de renversement consiste à assurer que le moment stabilisant (résultant du poids propre de la structure et d'autres charges verticales) est supérieur au moment déstabilisant (généré par des efforts horizontaux comme le vent ou les séismes).

#### Formule générale

On vérifie la stabilité au renversement en s'assurant que :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Avec :

$M_s$  : Moment stabilisant produit du poids propre par son bras de levier.

$M_r$  : Moment Renversement produit par des efforts horizontaux.

1,5 : coefficient de sécurité.

- Sens (x-x)
  - Calcul de  $M_s$

$$M_s = W \cdot D_x$$

W : poids de structure ; **W = 44726,63**

$D_x$  : cordonnée de centre de gravité suivant direction x ; dans notre structure  **$D_x = 13m$** .

$$\mathbf{M_s = 581446,19 \text{ KN.m}}$$

- Calcul de  $M_r/A$

$$M_{rx}/A = \sum F_{exi} \times h_i$$

**Tableau.V.9** : Tableau des forces horizontales

étage	$F_{ex}$ (KN)	$F_{ey}$ (KN)	$H_i$ (m)	$f_{ex} \cdot h_i$ (KN.m)	$f_{ey} \cdot h_i$ (KN.m)
1	62,05	61,81	2,72	168,776	168,1232
2	144,89	143,74	3,06	443,3634	439,8444
3	201,4	201,75	3,06	616,284	617,355
4	232,09	235,28	3,06	710,1954	719,9568
5	248,61	255,7	3,06	760,7466	782,442
6	264,7	276,35	3,06	809,982	845,631
7	273,26	289,27	3,06	836,1756	885,1662
8	288	308,12	3,06	881,28	942,8472
9	333,38	356,53	3,06	1020,1428	1090,9818
10	416,83	441,32	3,06	1275,4998	1350,4392
11	574,07	600,56	3,06	1756,6542	1837,7136
12	872,11	903,21	3,06	2668,6566	2763,8226

$$M_{rx}/A = 11947,7564 \text{ KN.m}$$

$$K = \frac{581446,19}{11947,7564} = 48,66 \geq 1,5$$

➤ **Sens (y-y)**

$$M_{ry}/A = \sum F_{eyi} \times h_i$$

$$M_{ry}/A = 12444,323 \text{ KN.m}$$

$$K = \frac{581446,19}{11947,7564} = 46,72 \geq 1,5$$

➤ Donc notre structure est stable vis-à-vis le renversement

### V.8.Conclusion

L'étude dynamique a permis d'estimer la résistance via 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 et en respectant un ensemble de règles dictées par le RPA version 2024. et le bâtiment étudié répond positivement à toutes ces exigences.

Après le calcul sismique, la structure répond aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA.2024, il est donc possible de passer au calcul du ferrailage des éléments de la structure.

*Chapitre VI*  
*Etude des éléments structuraux*

## VI.1.Introduction

L'étude des éléments structuraux constitue une discipline fondamentale du génie civil et de l'ingénierie mécanique, visant à analyser le comportement des composants porteurs d'une structure sous l'effet de diverses sollicitations. Ces éléments, tels que les poutres, les poteaux et les voiles, assurent la stabilité et la résistance d'un ouvrage en transfèrent les charges appliquées vers les fondations. Comprendre leur fonctionnement permet de concevoir des structures sûres, économiques et durables. L'analyse des efforts internes, des contraintes, des déformations et des conditions aux limites est donc essentielle pour prédire le comportement global d'une structure et optimiser sa conception.

## VI.2.Etude des poutres

### VI.2.1.Définition

Les poutres sont les éléments horizontaux ayant pour rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux et aux voiles. Les poutres seront calculées en flexion simple en se référant aux règles du BAEL 91 et du RPA version 2024 pour la vérification.

### VI.2.2.Recommandations pour les poutres selon le RPA version 2024

#### ▪ Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

Avec :

- Au moins deux barres d'acier longitudinales, à haute adhérence de 14mm (dans les zones IV, V, VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre ;
- Un quart de la section maximale d'armatures supérieure sur appui est prolongée sur toute la longueur de la poutre

Les poutres, supportant de faibles charges verticales, et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section, en travée, au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- $(50 \phi)$  en zone I, II et III
- $(60 \phi)$  en zone IV, V et VI

#### ▪ Armatures transversales

Le diamètre de confinement ne doit pas être inférieur à 6mm.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = (0,003) \cdot s \cdot b$$

L'espacement maximum, entre les deux armatures transversales est :

➤ *Dans les zones critiques*

$$S = \min (h/4 ; 24\phi l ; 17,5 ; 6\phi l)$$

➤ *En dehors la zone critique*

$$S' \leq h/2$$

Avec

$$S' = \min (h/4 ; 12\phi l)$$

### VI.2.3. Ferrailage des poutres

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91:

$$\text{ELU} : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA version 2024 :

$$G + \psi Q \pm E_Y \pm 0,3E_X$$

$$G + \psi Q \pm 0,3E_X \pm E_Y$$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants des poutres principales et secondaires sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnel 2025 et les résultats sont regroupés dans le Tableau 28 ci-dessous.

**Tableau.VI.1** : Sollicitations de calcul maximales des poutres

Combinaisons	Sollicitations	Poutres Principales (kN.m/kN)	Poutres Secondaires (kN.m /kN)
<b>E.L.U : 1.35 G+1.5 Q</b>	Moment en travée $M_{tu}$	99,92	84,18
	Moment en appui $M_{au}$	-184,15	-106,44
	Effort Tranchent $T_u$	166,23	159,03
<b>E.L.S : G + Q</b>	Moment en travée $M_{ts}$	72,97	61,37
	Moment en appui $M_{as}$	-133,62	-75,40
	Effort Tranchent $T_s$	121,50	114,30
<b>A.C.C : G + <math>\psi</math>Q <math>\pm</math> 0,3E</b>	Moment en travée $M_t$	156,36	131,29
	Moment en appui $M_a$	-226,19	-145,45
	Effort Tranchent $T_a$	163,76	177,01

## 2.1 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre

On prend la poutre principale (30×50) cm<sup>2</sup> comme un exemple de calcul.

- Calcul des armatures longitudinales
- En travée
- ELU (Situation normale)

$$M_{t_u} = 99,92 \text{ KN}$$

### 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

- $\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times \beta \times d^2} = \frac{99920}{14,2 \times 30 \times 45^2} = 0,116$
- $\mu = 0,116 < 0,372$  Acier FeE500  $\Rightarrow A' \nexists$  et  $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$
- $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,116}) = 0,154$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,154 = 0,938$

### 1) Détermination des armatures

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{99920}{434,78 \times 0,938 \times 45} = 5,44 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Situation Accidentelle

$$M_{t_{acc}} = 156,36 \text{ K N}$$

### 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

- ✓  $\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times \beta \times d^2} = \frac{156360}{18,48 \times 30 \times 45^2} = 0,139$
- ✓  $\mu = 0,139 < 0,372$  Acier FeE500  $\Rightarrow A' \nexists$  et  $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$
- ✓  $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,139}) = 0,187$
- ✓  $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,187 = 0,925$

### 2) Détermination des armatures

$$A_t^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{156360}{500 \times 0,925 \times 45} = 7,5 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Calcul les armatures minimales

#### ✓ Condition imposée par le RPA

$$A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,01 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$$

#### ✓ Condition imposée par le CBA93

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{500} \times 30 \times 45 = 1,304 \text{ cm}^2.$$

### 3) Choix des armature

$$A_t = \max (A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 15 \text{ cm}^2.$$

$$\checkmark 7T12 \longrightarrow A=7,92\text{cm}^2$$

➤ ELS

#### • Vérification à l'ELS :

$$M_{tx}^{ser} = 72,97 \text{ KN.m}$$

#### • Calcul et vérification des contraintes

##### ▪ Méthode directe

#### 1) Détermination d' $y_1$

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15A (d - y_1) = 0$$

$$\frac{30}{2} y_1^2 - 15 \times 7,92 (45 - y_1) = 0$$

La solution de cette équation est  $y_1 = 15,33 \text{ cm}$

#### 2) Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A (d - y_1)^2 = \frac{30}{3} 15,33^3 + 15 \times 7,92 (45 - 15,33)^2$$

$$I = 140608 \text{ cm}^4$$

#### 3) Calcul de la contrainte de compression de béton

$$\sigma_b = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} y_1 = \frac{72,97 \times 10^3}{140608} 15,33 = 7,96 \text{ MPa}$$

#### 4) Vérification des contraintes

$$\sigma_b = 7,96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible  
(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

➤ En appui

➤ ELU (Situation normale)

$$M_{au} = -184,15 \text{ kN}$$

#### 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$- \mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times \beta \times d^2} = \frac{184850}{14,2 \times 30 \times 45^2} = 0,214$$

$$- \mu = 0,210 < 0,372 \text{ Acier FeE500} \Rightarrow A' \neq \text{ et } 1000 \varepsilon_s$$

$$- A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{184850}{434,78 \times 0,878 \times 45} = 10,76 \text{ cm}^2$$

➤ **Situation Accidentelle**

$$M_{aacc} = -226,19 \text{ kN}$$

**1) Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\checkmark \mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times \beta \times d^2} = \frac{226190}{18,48 \times 30 \times 45^2} = 0,201$$

$$\checkmark \mu = 0,201 < 0,372 \text{ Acier FeE500} \Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\checkmark \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,201}) = 0,283$$

$$\checkmark \beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,283 = 0,887$$

**2) Détermination des armatures**

$$\checkmark A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{226190}{500 \times 0,887 \times 45} = 11,33 \text{ cm}^2$$

**3) Calcul des armatures minimales**

✓ **Condition imposée par le RPA**

$$A_{min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition imposée par le CBA93**

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{500} \times 30 \times 45 = 1,304 \text{ cm}^2.$$

**3) Choix des armatures**

$$A_t = \max (A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 11,33 \text{ cm}^2.$$

$$\checkmark 6T12+3T14 \longrightarrow A=11,41 \text{ cm}$$

➤ **ELS**

• **Vérification à l'ELS**

• **Calcul et vérification des contraintes**

▪ **Méthode directe**

**1) Détermination d'y<sub>1</sub>**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15A (d - y_1) = 0$$

$$\frac{30}{2} y_1^2 - 15 \times 11,41 (45 - y_1) = 0$$

**La solution de cette équation est y<sub>1</sub>=17,66cm**

**2) Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{30}{3} 17,66^3 + 15 \times 11,41(45 - 17,66)^2$$

$$I = 183008 \text{ cm}^4$$

**3) Calcul de la contrainte de compression de béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} y_1 = \frac{133,62 \times 10^3}{183008} 17,66 = 12,89 \text{ MPa}$$

**4) conclusion**

$$\sigma_b = 12,89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )

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

**VI.2.4. Vérification de l'effort tranchant**

$$T_u = 166,23 \text{ kN}$$

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

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

- $a = 0.9 \times d = 0.9 \times 45 = 40,5$
- $b = 300$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$T_u = 166230 \text{ N} \leq 0.267 \times 405 \times 300 \times 25 = 811012,5 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influence pas au voisinage des appuis.

**▪ Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale**

$$- \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{166230}{300 \times 450} = 1,23 \text{ MPa}$$

$$- \bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$- \tau_u = 1,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

✓ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

**▪ Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures**

La section sur appui est soumise aux sollicitations :

- $M_u$  : moment sur appui généralement négatif et

- $V_u$  : effort tranchant

Au niveau des armatures inférieures

- La bielle d'appui exerce sur l'armature  $A_i$  un effort de compression évalué à  $\frac{M_u}{Z}$  et  $Z = 0.9d$

- La condition de stabilité exige  $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq |V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d}$

➤ Le moment  $M_u$  étant pris avec son signe

- 1<sup>er</sup> cas :  $|V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$  pas de vérification de la section de la  $A_i$

$$|V_u| + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$$

$$|166230| + \frac{-184,15 \times 1000 \times 100}{0.9 \times 45} \stackrel{?}{\lesssim} 0$$

$-288461,36 < 0$  C.V → alors l'effort tranchant n'influe pas sur les armatures transversales.

#### ▪ Section et écartement des armatures transversales $A_t$ :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{lmin}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1.4\right) = 1.4$$

On prend  $\varphi_t = 8\text{mm}$  de nuance d'acier FeE500 ⇒ 4T8 →  $A_t = 2.01\text{cm}^2$  (1 cadre + 1étrier)

#### ▪ L'espacement des armatures transversales : selon BAEL91

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K=1$  (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{➤ } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{30 \times (1.23 - 0.3 \times 2.1)} = 21\text{cm}$$

$$\text{➤ } \delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(40,5; 40) = 40\text{cm}$$

$$\text{➤ } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36\text{cm}$$

#### • Selon l'RPA (version 2024) :

➤ Zone critique :

$$\delta_{t4} = \min\left(\frac{h}{4}; 24\varphi_t; 17\text{ cm}; 6\varphi_l\right) = \min(12,5; 33,6; 17; 8,4;) = 8,4\text{cm}$$

➤ En dehors de la zone critique :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25\text{cm}$$

Avec

$$\delta_{t5} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min(12,5; 16,8) = 12,5\text{cm}$$

Donc :

- $\delta_t = 8\text{cm}$  en zone critique
- $\delta_t = 12,5\text{ cm}$  en dehors de la zone critique.
- **Longueur de recouvrement :**

$$A_{t\min} = 60 \phi_{l\max}$$

➤ **Remarque :**

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et les choix du ferrailage

**Tableau.VI.2 :** Tableau récapitulatif du ferrailage

Type des poutres		$A_{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{cal}} [\text{cm}^2]$	Barres choisis	$A_{\text{cor}}[\text{cm}^2]$	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L	R.P.A				
<b>Poutres principales (30x50)</b>	Travées	1,304	7,5	7,5	7T12	7,92	72
	Appuis	1,304	7,5	11,33	6T12+3T14	11,41	84
<b>Poutres secondaires (30x40)</b>	Travées	1,043	6	8,18	6T12+1T14	8,33	84
	Appuis	1,043	6	9,12	4T12+3T14	9,14	84

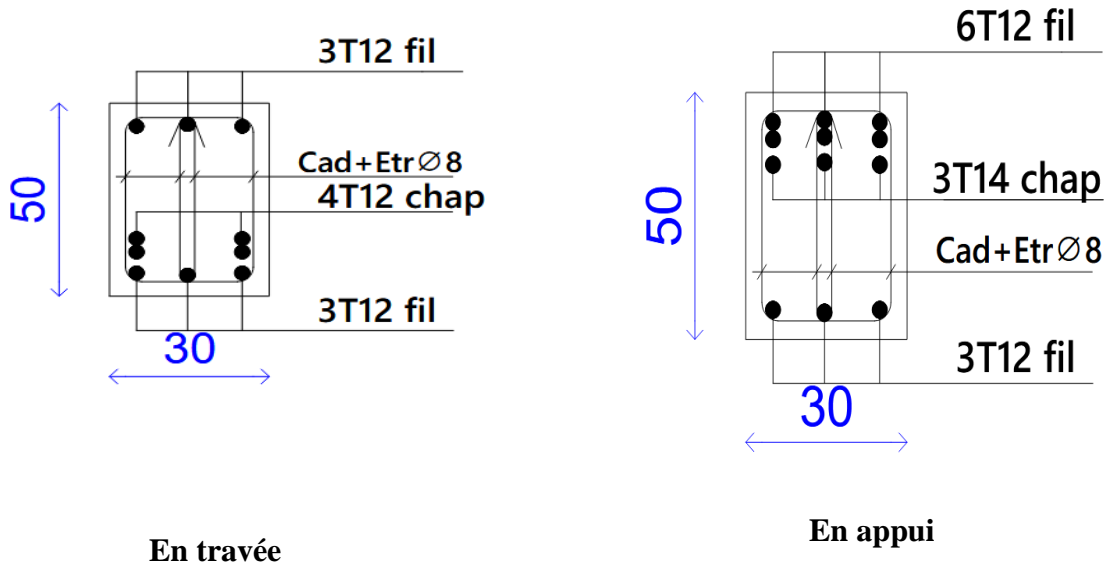


Figure.VI.1 : ferrailages des poutres principales

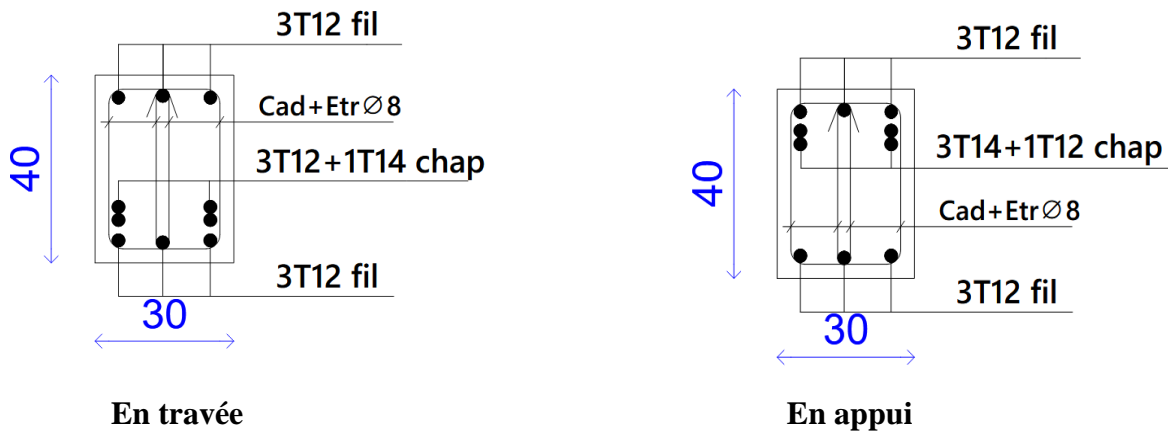


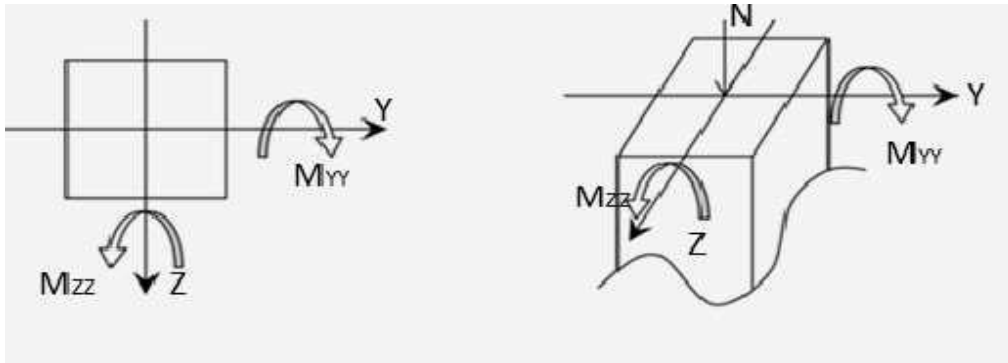
Figure.VI.2 : ferrailages des poutres secondaires

### VI.3. Etude des poteaux

#### VI.3.1.Définition

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, Un poteau est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens ( $M_y$  et  $M_z$ ), donc les poteaux sont sollicités en flexion composée déviée. La section d'acier est calculée en prenant en compte les trois types de sollicitations suivants :

- Effort normal maximal et le moment fléchissant correspondant.
- Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.



**Figure.VI.3:** Sollicitation sur les poteaux.

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée (s.p.c).
- Une section entièrement comprimée (s.e.c).
- Une section entièrement tendue (s.e.t).

#### a) Section partiellement comprimée

Une section partiellement comprime si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal  $N$ ) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.

Le centre de pression si de trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression

Si l'effort normal de compression se trouvée à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifier :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c')\sigma_b \cdot b \cdot h \geq N'(d - c') - M_1$$

**Avec**  $M_1$  : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

#### b) Section entièrement comprimée

La section est entièrement comprimé => le diagramme des déformations passe par le pivot C [domaine 3] caractérise par  $\epsilon_b = 2 \%$  pour la fibre située à  $\frac{3}{7}$  de la fibre la plus comprimée.

#### c) Section entièrement tendue

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

### VI.3.2.Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024

#### ▪ Armatures longitudinales

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

- ✓ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de &% (zone IV).
- ✓ Ferrailage maximum est de 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est  $60 \phi$  (zone IV).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15 cm en zone IV

#### ▪ Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a V_u)}{(h_1 \cdot f_e)}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

Tranchant

La valeur de  $\rho_a$  est pris égale à 2,50 si l'élanement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : Espacement des armatures transversales.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min (b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_1)$  (zone IV)
- Dans la zone courante :  $t' \leq \min (b_1/2; h_1/2; 10\phi_1)$  (zone IV)

$\Phi_1$  : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  est donnée comme suit :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si  $3 < \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) < 5$  : Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de (10  $\phi_t$ )

**VI.3.3. Combinaison de charges**

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :
  - $1,35G + 1,5Q \longrightarrow$  ELU
  - $G + Q \longrightarrow$  ELS
  
- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 2024] :
  - $G + \psi Q \pm E_x \pm 0,3E_y$
  - $G + \psi Q \pm 0,3E_x \pm E_y$

**VI.3.4. Principe de calcul :**

- 1)  $N_{max}, M_{ZZcorr}, M_{yycorr}$  (ELU)
- 2)  $M_{yymax}, N_{corr}, M_{ZZcorr}$  (ELA)
- 3)  $M_{ZZmax}, N_{corr}, M_{yycorr}$  (ELA)
- 4)  $N_{min}, M_{ZZcorr}, M_{yycorr}$  (ELA)

Les moments fléchissant et les efforts tranchants des poteaux sont pris depuis Robot Structural Analysis Professional 2025 et les résultats sont regroupées dans le Tableau 25 ci-dessous.

**Tableau.VI.3:** Sollicitations de calcul maximales des poteaux

Type de poteaux	ELU (cas 01)		ACC (cas 02)		ACC (cas 03)		ACC (cas 04)	
POT (65×65)	$N_{max}$	3795,63	$N_{cor}$	4548,75	$N_{cor}$	4421,65	$N_{min}$	<b>1227,32</b>
	$M_{ycor}$	-19,84	$M_{ymax}$	-255,99	$M_{ycor}$	-107,71	$M_{ycor}$	57,31
	$M_{zcor}$	28,84	$M_{zcor}$	139,52	$M_{zmax}$	<b>-255,53</b>	$M_{zcor}$	-74,55
POT (55×55)	$N_{max}$	2952,35	$N_{cor}$	2935,51	$N_{cor}$	1236,19	$N_{min}$	<b>989,59</b>
	$M_{ycor}$	-2,51	$M_{ymax}$	<b>-103,01</b>	$M_{ycor}$	-33,18	$M_{ycor}$	47,99
	$M_{zcor}$	-26,28	$M_{zcor}$	79,76	$M_{zmax}$	<b>-143,54</b>	$M_{zcor}$	-72,64
POT (50×50)	$N_{max}$	<b>2328,89</b>	$N_{cor}$	814,74	$N_{cor}$	781,88	$N_{min}$	<b>860,19</b>
	$M_{ycor}$	-0,53	$M_{ymax}$	<b>-136,41</b>	$M_{ycor}$	-28,62	$M_{ycor}$	43,94
	$M_{zcor}$	-38,69	$M_{zcor}$	-110,23	$M_{zmax}$	<b>183,70</b>	$M_{zcor}$	-65,11
POT (40×40)	$N_{max}$	<b>1449,60</b>	$N_{cor}$	439,23	$N_{cor}$	602,89	$N_{min}$	<b>610,57</b>

	$M_{y_{cor}}$	-0,40	$M_{y_{max}}$	<b>-117,09</b>	$M_{y_{cor}}$	-61,61	$M_{y_{cor}}$	67,45
	$M_{z_{cor}}$	-41,15	$M_{z_{cor}}$	-87,71	$M_{z_{max}}$	<b>-137,66</b>	$M_{z_{cor}}$	-84,05
POT (30×30)	$N_{max}$	<b>611,34</b>	$N_{cor}$	171,29	$N_{cor}$	86,81	$N_{min}$	<b>6,96</b>
	$M_{y_{cor}}$	-0,87	$M_{y_{max}}$	<b>61,78</b>	$M_{y_{cor}}$	60,22	$M_{y_{cor}}$	46,68
	$M_{z_{cor}}$	-28,28	$M_{z_{cor}}$	59,90	$M_{z_{max}}$	<b>-74,70</b>	$M_{z_{cor}}$	-41,08

### VI.3.5. Ferrailage des poteaux

#### ❖ Exemple de calcul :

Ferrailage du poteau de section (65x65) cm<sup>2</sup>

##### ▪ Cas 01

##### • Calcul suivant l'axe y-y

##### 1) Position du point d'application de l'effort normal N':

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1984}{3795,63} = 0,5 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5,41 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

##### 2) Calcul de la section total

$$B = a \times b = 65 \times 65 = 4225 \text{ cm}^2 = 0.4225 \text{ m}^2.$$

##### 3) Calcul de la section réduite Br

$$Br = (65-2) \times (65-2) = 3969 \text{ cm}^2 = 0.3969 \text{ m}^2.$$

##### 4) Calcul de coefficient ne fonction de $\lambda$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{10,15}{35}\right)^2\right]} = 0.84 / 1.1 = 0.76$$

$$A' \geq \left[ \frac{N'}{100 \times a} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \rightarrow A' \geq \left[ \frac{3795630}{100 \times 0,76} - \frac{3969 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{500} = -54,18 \text{ cm}^2$$

$$A' \geq -54,18 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

##### 5) Calcul les armatures minimales et maximales

$$A_{min} = \max \left[ 8 \frac{(a+b)}{100} ; \frac{0,2}{100} (a \cdot b) \right]$$

$$A_{min} = \max (10,4 ; 8,45) = 10,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \frac{5}{100} (a \cdot b) = \frac{5}{100} (65 \cdot 65) = 211,25 \text{ cm}^2$$

- **Cas 02**

- **Calcul suivant l'axe y-y**

**1) Position du point d'application de l'effort normal N :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{255,90}{4548,75} = 5,62 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 5,40 \text{ cm} \Rightarrow \text{Calcul se fait en flexion composé}$$

**2) Vérification si :**

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 272 = 190,4 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{190,4}{65} = 2,92 \text{ cm} ; \text{Max} \left[ 15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[ 15; 20 \times \frac{5,62}{65} \right] = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 2,92 \leq \text{max} \left[ 15; 20 \frac{e_0}{h} \right]$$

2,92 < 15 => on utilise la méthode simplifiée pour la détermination

- **Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 5,62$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ e_2 : \text{Excentricité du second ordre} \end{array} \right.$$

✓ **Excentricité additionnelle**

$$e_a = \text{max} \left[ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[ 2 \text{ cm}; \frac{272}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{3,45}{53,80} = 0,064$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi=2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 190,4^2}{10^4 \times 65} \times [2 + 0.064 \times 2] = 0.356 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 4548,75 \times (5,62 + 2 + 0.356)10^{-2}$$

$$M'_1 = 362,08 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 4548,75 \text{ KN}$$

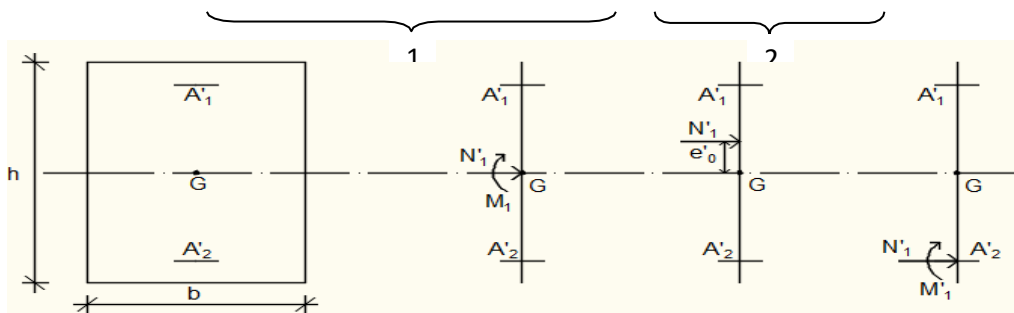
**3) Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{362,08}{4548,075} = 7,95 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

**4) Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$



➤ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 362,08 + 4548,75 \times \left(0.585 - \frac{0.65}{2}\right)$$

$$M_1 = 1544,75 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 65 - 0.81 \times 6,5) \times 18,48 \times 65 \times 65 = 1299217,22 \text{ N.m}$$

$$(1) = 1299,22 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 4548,75 \times (0,585 - 0,065) - 1544,75$$

$$(2) = 820,6 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$$(1) = 998,32 \text{ KN. m} > (2) = 820,6 \text{ KN. m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

➤ **Calcul des armatures en flexion simple :**

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

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1544,75 \times 10^3}{65 \times 18,48 \times 58,5^2} = 0,375 > 0,372$$

Donc ; les armatures de compression sont nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,375}) = 0,625$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,419 = 0,750$$

- **Calcul du moment réduit limite**

$$M_r = \mu l. b \times \sigma_b \times d^2 = 0,372 \cdot 65 \cdot 18,48 \cdot 58,5^2 = 1529220 \text{ N.m}$$

- **Calcul du moment résiduel  $\Delta M$**

$$\Delta M = M_1 - M_r = 1544,75 \times 10^3 - 1529220 = 15530 \text{ N.m}$$

- **Calcul des armatures**

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1544,75 \times 10^3}{500 \times 0,750 \times 58,5} = 70,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - d')} = \frac{15530 \times 10^3}{500 (58,5 - 6,5)} = 0,597 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 70,41 - \frac{4548750}{100 \times 500} = -20,56 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales**

➤ **CBA 93 :**

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[ \frac{0,2 \times 65 \times 65}{100} ; \frac{8(65+65)}{100} \right] = \max [8,45 ; 10,4]$$

$$A_{\min} = 10,4 \text{ cm}^2.$$

➤ **RPA 2024:**

$$0,01 \times a \times b = 0,01 \times 45 \times 45 = 42,25 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{PRA}}, A_{\text{CBA}}) = (0 ; 42,25 ; 10,4) = 42,25 \text{ cm}^2$$

▪ **Cas 03**

**1) Position du point d'application de l'effort normal N':**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{107,71}{4421,65} = 2,44 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 5,41 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

**2) Calcul de la section total**

$$B = a \times b = 65 \times 65 = 4225 \text{ cm}^2 = 0.4225 \text{ m}^2.$$

**3) Calcul de la section réduite Br**

$$B_r = (65-2) \times (65-2) = 3969 \text{ cm}^2 = 0.3969 \text{ m}^2.$$

**4) Calcul de coefficient ne fonction de  $\lambda$**

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{10,15}{35}\right)^2\right]} = 0.84 / 1.1 = 0.76$$

$$A' \geq \left[ \frac{N'}{100 \times \alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \rightarrow A' \geq \left[ \frac{4421650}{100 \times 0,76} - \frac{3969 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{500} = -35,24 \text{ cm}^2$$

$$A' \geq -35,24 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

**5) Calcul les armatures minimales et maximales**

$$A_{\min} = \max \left[ 8 \frac{(a+b)}{100} ; \frac{0,2}{100} (a \cdot b) \right]$$

$$A_{\min} = \max (10,4 ; 8,45) = 10,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5}{100} (a \cdot b) = \frac{5}{100} (65 \cdot 65) = 211,25 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_s = \max (A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 10,4 \text{ cm}^2$$

▪ **Cas 04**

**1) Position du point d'application de l'effort normal N':**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{57,31}{1227,32} = 4,66 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 5,41 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

**2) Calcul de coefficient ne fonction de  $\lambda$**

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{10,15}{35}\right)^2\right]} = 0.84 / 1.1 = 0.76$$

$$A' \geq \left[ \frac{N'}{100 \times \alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \rightarrow A' \geq \left[ \frac{3037030}{100 \times 0,76} - \frac{3969 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{500} = -77,14 \text{ cm}^2$$

$$A' \geq -77,14 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

### 3) Calcul les armatures minimales et maximales

$$A_{\min} = \max \left[ 8 \frac{(a+b)}{100} ; \frac{0,2}{100}(a.b) \right]$$

$$A_{\min} = \max (10,4 ; 8,45) = 10,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5}{100} (a.b) = \frac{5}{100} (65.65) = 211,25 \text{ cm}^2$$

- **Calcul suivant l'axe z-z**

- **Cas 01**

#### 1) Position du point d'application de l'effort normal N':

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{28,84}{3795,63} = 0,759 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 5,41 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué}$$

à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

#### 2) Calcul de la section total

$$B = a \times b = 65 \times 65 = 4225 \text{ cm}^2 = 0,4225 \text{ m}^2.$$

#### 3) Calcul de la section réduite Br

$$Br = (65-2) \times (65-2) = 3969 \text{ cm}^2 = 0,3969 \text{ m}^2.$$

#### 4) Calcul de coefficient ne fonction de $\lambda$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[ 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} = \frac{0,85}{\left[ 1 + 0,2 \left( \frac{10,15}{35} \right)^2 \right]} = 0,84 / 1,1 = 0,76$$

$$A' \geq \left[ \frac{N'}{100 \times a} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \rightarrow A' \geq \left[ \frac{3795630}{100 \times 0,76} - \frac{3969 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{500} = -54,18 \text{ cm}^2$$

$$A' \geq -54,18 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

#### 5) Calcul les armatures minimales et maximales

$$A_{\min} = \max \left[ 8 \frac{(a+b)}{100} ; \frac{0,2}{100}(a.b) \right]$$

$$A_{\min} = \max (10,4 ; 8,45) = 10,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5}{100} (a.b) = \frac{5}{100} (65.65) = 211,25 \text{ cm}^2$$

#### 6) Choix des armatures

$$\checkmark A_s = \max (A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 10,4 \text{ cm}^2$$

- **Cas 02**

#### 1) Position du point d'application de l'effort normal N':

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{139,52}{4548,75} = 3,067 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 5,41 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

## 2) Calcul de la section total

$$B = a \times b = 65 \times 65 = 4225 \text{ cm}^2 = 0.4225 \text{ m}^2.$$

## 3) Calcul de la section réduite Br

$$Br = (65-2) \times (65-2) = 3969 \text{ cm}^2 = 0.3969 \text{ m}^2.$$

## 4) Calcul de coefficient ne fonction de $\lambda$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{10,15}{35}\right)^2\right]} = 0.84 / 1.1 = 0.76$$

$$A' \geq \left[ \frac{N'}{100 \times \alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} \rightarrow A' \geq \left[ \frac{4548750}{100 \times 0,76} - \frac{3969 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{500} = -31,39 \text{ cm}^2$$

$$A' \geq -31,39 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

## 5) Calcul les armatures minimales et maximales

$$A_{\min} = \max \left[ 8 \frac{(a+b)}{100} ; \frac{0,2}{100} (a \cdot b) \right]$$

$$A_{\min} = \max (10,4 ; 8,45) = 10,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5}{100} (a \cdot b) = \frac{5}{100} (65 \cdot 65) = 211,25 \text{ cm}^2$$

## 6) Choix des armatures

$$\checkmark A_s = \max (A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 10,4 \text{ cm}^2$$

### ▪ Cas03

## 1) Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{255,53}{4421,65} = 5,77 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 5,40 \text{ cm} \Rightarrow \text{Calcul se fait en flexion composé}$$

## 2) Vérification si:

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 272 = 190,4 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{190,4}{65} = 2,92 \text{ cm} ; \text{Max} \left[ 15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[ 15; 20 \times \frac{5,77}{65} \right] = 15$$

$2,92 \leq 15 \Rightarrow$  on utilise la méthode simplifiée pour la détermination

## Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 5,77 \text{ cm}$$

$\left\{ \begin{array}{l} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ e_2 : \text{Excentricité du second ordre} \end{array} \right.$

✓ **Excentricité additionnelle**

$$e_a = \max \left[ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \max \left[ 2 \text{ cm}; \frac{272}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{3,45}{53,80} = 0.064$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi=2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 190,4^2}{10^4 \times 65} \times [2 + 0.064 \times 2] = 0.356 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 4421,65 \times (5,77 + 2 + 0.356) 10^{-2}$$

$$M'_1 = 359,303 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 4421,65 \text{ KN}$$

**3) Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{359,30}{4421,65} = 8,06 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

**4) Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

➤ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 359,30 + 4421,65 \times \left( 0.585 - \frac{0.65}{2} \right)$$

$$M_1 = 1508,92 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 65 - 0.81 \times 6,5) \times 18,48 \times 65 \times 65 = 1299217,92 \text{ N.m}$$

$$(1) = 1299,22 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 4421,65 \times (0,585 - 0,065) - 1508,92$$

$$(2) = 830,106 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$$(2) = 1299,22 \text{ KN.m} > (2) = 830,106 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

➤ **Calcul des armatures en flexion simple :**

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

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1508,92 \times 10^3}{65 \times 18,48 \times 58,5^2} = \mathbf{0,367} < 0,372 ; 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,367}) = 0,605$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,605 = \mathbf{0,758}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1508,92 \times 10^3}{0,758 \times 500 \times 58,5} = \mathbf{68,06 \text{ cm}^2}$$

- On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 68,06 - \frac{4421650}{100 \times 500} = -16,37 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

## 7) Armatures minimales

➤ **CBA 93 :**

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[ \frac{0,2 \times 65 \times 65}{100} ; \frac{8(65+65)}{100} \right] = \max[8,45 ; 10,4]$$

$$A_{\min} = 10,4 \text{ cm}^2.$$

➤ **RPA99 v 2024:**

$$0,01 \times a \times b = 0,01 \times 45 \times 45 = 42,25 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{PRA}}, A_{\text{CBA}}) = (0 \text{ cm}^2; 42,25 \text{ cm}^2; 10,4 \text{ cm}^2) = 42,25 \text{ cm}^2$$

- **Cas 04**

### 1) Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{74,55}{1227,32} = 6,07 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 5,40 \text{ cm} \Rightarrow \text{Calcul se fait en flexion composé}$$

**2) Vérification si :**

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 272 = 190,4 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{190,4}{65} = 2,92 \text{ cm} ; \text{Max} \left[ 15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[ 15; 20 \times \frac{6,07}{65} \right] = 15$$

2,92 ≤ 15 => **Condition vérifié**

▪ **Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 6,07 \text{ cm}$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle  
 $e_2$  : Excentricité du second ordre

✓ **Excentricité additionnelle**

$$e_a = \text{max} \left[ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[ 2 \text{ cm}; \frac{272}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre  $e_2$**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{3,45}{53,80} = 0.064$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi=2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 190,4^2}{10^4 \times 65} \times [2 + 0.064 \times 2] = 0.356 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1227,31 \times (6,07 + 2 + 0.356) 10^{-2}$$

$$M'_1 = 103,41 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1227,32 \text{ KN}$$

**3) Position du point d'application de l'effort normal de compression  $N'_1$  :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{103,41}{1227,32} = 8,42 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

#### 4) Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

➤ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 103,41 + 1227,32 \times \left(0.585 - \frac{0.65}{2}\right)$$

$$M_1 = 422,5 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 65 - 0.81 \times 6,5) \times 18,48 \times 65 \times 65 = 1299217,92 \text{ N.m}$$

$$(1) = 1299,22 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1227,32 \times (0,585 - 0,065) - 422,5$$

$$(2) = 215,71 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$$1) = 1299,22 \text{ KN.m} > (2) = 215,71 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

➤ **Calcul des armatures en flexion simple :**

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

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{422,50 \times 10^3}{65 \times 18,48 \times 58,5^2} = \mathbf{0,102} < 0.372 ; 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,102}) = 0,134$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0,134 = \mathbf{0,946}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{422,5 \times 10^3}{0.946 \times 500 \times 58,5} = \mathbf{15,26 \text{ cm}^2}$$

- On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 15,26 - \frac{1227320}{100 \times 500} = -9,29 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

**7) Armatures minimales****➤ CBA 93 :**

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[ \frac{0.2 \times 65 \times 65}{100} ; \frac{8(65+65)}{100} \right] = \max[8,45 ; 10,4]$$

$$A_{\min} = 10,4 \text{ cm}^2.$$

**▪ RPA99 v 2024:**

$$0.01 \times a \times b = 0.01 \times 65 \times 65 = 42,25 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{PRA}}, A_{\text{CBA}}) = (0 \text{ cm}^2; 42,25 \text{ cm}^2; 10,4 \text{ cm}^2) = 42,25 \text{ cm}^2$$

**• Choix des armatures**

$$A = \max (\text{cas1}, \text{cas2}, \text{cas3}, \text{cas4}) = 42,25 \text{ cm}^2$$

**VI.3.6.Vérification de l'effort tranchant :**

D'après le fichier résultat robot bat :

$$T_{\max} = 166230 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{166230}{65 \times 58,5 \times 100} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

**▪ Diamètre des armatures transversales  $A_t$  :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

On prend  $\varphi_t = 8 \text{ mm}$  avec nuance d'acier FeE500.

**▪ Espacement des armatures transversales :****➤ Suivant les règles BAEL 91 :**

$$\delta_t = \min(15\varphi_L^{\min}; 40 \text{ cm}; (b + 10) \text{ cm})$$

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

**➤ Selon l'RPA 2024:****✓ Zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{3} ; 10 \text{ cm}; 60\varphi_l \right) = 10 \text{ cm}$$

✓ **Zone courante :**

$$t' \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varphi_l\right) = 20\text{cm}$$

$$\delta_t = 15\text{cm}$$

▪ **Armatures transversales minimales**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{190,5}{65} = 2,92 < 3 \Rightarrow A_{min} = 0.8\%b \times \delta_t = 0.008 \times 65 \times 15 = 7,48\text{cm}^2$$

▪ **La longueur de recouvrement :**

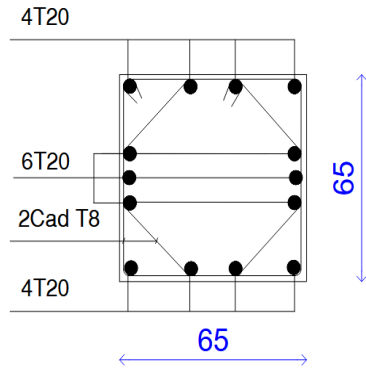
$$l_r = 60\varphi_{lmax} = 120\text{ cm}$$

▪ **Remarque :**

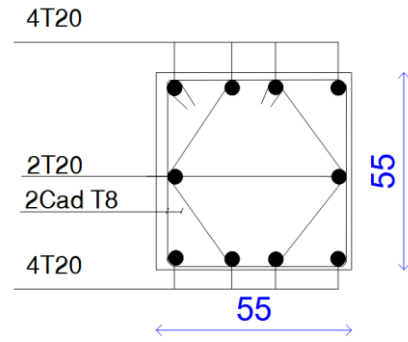
Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.4 :** Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

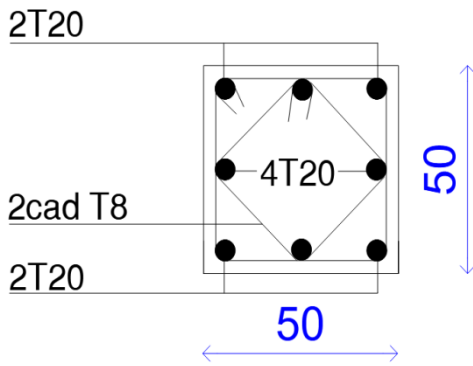
Type	Section cm <sup>2</sup>	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min RPA</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> CBA cm <sup>2</sup>	Choix	A adopté cm <sup>2</sup>	Recouvrement cm <sup>2</sup>
(65x65)	4225	10,40	42,25	10,4	14T20	43,98	120
(55x55)	3025	8,8	30,25	8,8	10T20	31,42	120
(50x50)	2500	8	25	8	8T20	25,13	120
(40x40)	1600	6,4	16	6,4	8T16	16,08	96
(30x30)	900	4,8	9	4,8	8T12	9,05	72



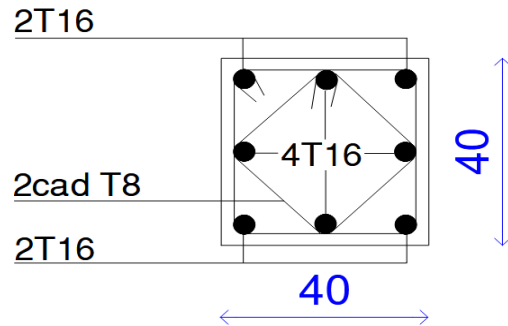
Poteau (65X65) cm<sup>2</sup>



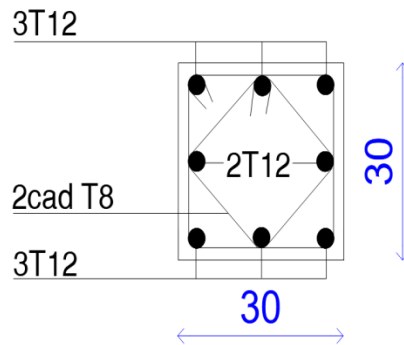
Poteau (55X55) cm<sup>2</sup>



Poteau (50X50) cm<sup>2</sup>



Poteau (40X40) cm<sup>2</sup>



Poteau (30X30) cm<sup>2</sup>

Figure.VI.4 : Schéma des ferrillages des poteaux

#### VI.4 .Etude des voiles

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construits en béton armé ou non armé.

Le rôle des voiles est de :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers ;
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme) et
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieur à quatre fois son épaisseur est considérée comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers
- A leurs extrémités.

##### VI.4.1.Ferraillage des voiles de contreventement :

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul est limité par la prescription d'Eqn (7.22).

- Pour les voiles élancés ( $(h_w/l_w) > 2.0$ ), le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur ( $h_{cr}$ ) de la zone critique du voile.
- Pour les voiles courts ( $(h_w/l_w) \leq 2.0$ ), il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissants, résultant du calcul de structure.

##### ▪ Aciers verticaux

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingle espacées d'environ 500 mm

Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur  $b_w$  de l'âme.

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

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

### ▪ Acier horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{V}{z \cdot f_e}$$

Avec

- V : effort tranchant de calcul .  $V=1,4V_{u,calcul}$
- Z : distance entre les centres de gravité des armateurs des deux extrémités confinées.

### VI.4.2. Combinaison de charges

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

- $1,35G + 1,5Q \longrightarrow$  ELU
- $G + Q \longrightarrow$  ELS

- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 2024] :

- $G + \psi Q \pm E_x \pm 0,3E_y$
- $G + \psi Q \pm 0,3E_x \pm E_y$

### VI.4.3. Sollicitations dans les voiles:

Le voile est donc sollicité par un effort normal N, un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement .

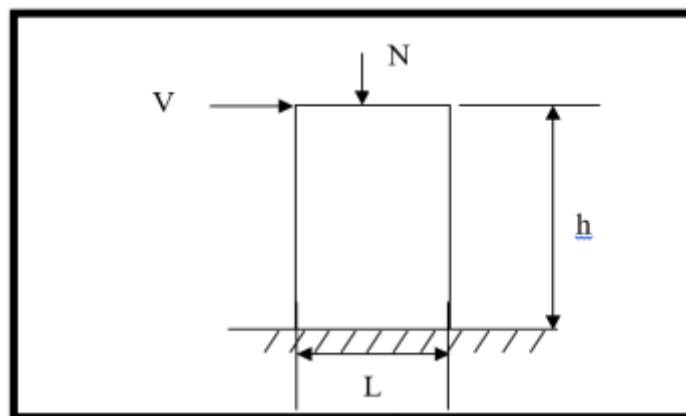


Figure.VI.5 : Schéma d'un voile

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel **ROBOT**, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Exemple de calcul :**

➤ **Sens (x-x)**

Tableau.VI.5: Sollicitations obtenues par ROBOT.

L(m)	e(m)	Type	Combinaison	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	L <sub>t</sub> (m)
5,5	0.15	ELU	ELU	3062,68	73,23	11,37	0
		ACC	$G+\psi Q\pm E_X+0, 3E_Y$	1721,80	6250,29	875,21	
		ACC	$G+\psi Q+0, 3E_X+E_Y$	1514,20	2217,92	319,82	2,47
		ACC	$G+\psi Q+E_X-0, 3E_Y$	1968,24	6042,87	840,54	140
		ACC	$G+\psi Q+0, 3E_X-0, 3E_Y$	2335,66	1526,53	204,25	0,27
		ACC	$G+\psi Q-E_X+0, 3E_Y$	1950,11	-5962,15	-827,19	170
		ACC	$G+\psi Q-E_X+0, 3E_Y$	1950,11	-5962,15	-827,19	2,30
		ACC	$G+\psi Q-0, 3E_X+0, 3E_Y$	1582,69	-1445,81	-190,90	1,44
		ACC	$G+\psi Q+E_X-0, 3E_Y$	1968,24	6042,87	840,54	0,30

		ACC	$G+\psi Q-0,3E_x-0,3E_y$	2404,15	-2137,20	-306,47	
--	--	-----	--------------------------	---------	----------	---------	--

#### VI.4.1.3. Les caractéristiques géométriques du voile :

- $I I = \frac{(0,15 \times 5,5^3)}{12} = 2,08 \text{ m}^4$  (I : inertie du voile)
- $\Omega = 0,15 \times 5,5 = 0,825 \text{ m}^2$  ( $\Omega$  : surface en plan du voile)
- $V = \frac{L}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m}$  (V : la position de l'axe neutre)

#### VI.4.1.4. Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile :

##### ➤ Effort de compression à ELU

$N_{\max} = 3062,68 \text{ KN}$  (Effort de compression),  $M_{\text{cor}} = 72,23 \text{ KN.m}$

##### • Calcul des contraintes :

$$\sigma_d = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v = \frac{3062,68}{0,825} + \frac{72,23 \times 2,75}{2,08}$$

$$\sigma_d = 3809,172 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_d = 3,80 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v = \frac{3062,68}{0,825} - \frac{72,23 \times 2,75}{2,08}$$

$$\sigma_g = 3615,506 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_g = 3,61 \text{ N/mm}^2$$

( $\sigma_d > 0$ ;  $\sigma_g > 0$ )  $\Rightarrow$  la section est entièrement comprimée

##### • Calcul de la contrainte moyenne :

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \cdot L_c\right)$$

$$L_c = L = 5,5 \text{ m}$$

$$d_1 \leq \min\left(\frac{2,72}{2}; \frac{2}{3} \cdot 5,5\right) = \min(1,36; 3,66)$$

On prendra :  $d = 1,36 \text{ m}$

##### • Détermination de la contrainte moyenne de la bande $d_1$ :

$$\sigma_1 = \sigma_g + (l_c - d_1) \times \frac{(\sigma_d - \sigma_g)}{L_c}$$

$$\sigma_1 = 3,61 + (5,5 - 1,36) \times \frac{(3,80 - 3,61)}{5,5} = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{3,80 + 3,75}{2} = 3,77 \text{ MPa}$$

- **L'effort normal appliqué sur la bande d1 :**

$$Nu = \sigma_{\text{moy}} \times e \times d_1 = 3,77 \times 150 \times 1360 = 769080 \text{ N}$$

$$Nu = 769,080 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort limite ultime :**

L'effort limite  $Nu_{\text{lim}}$  est donné par la formule suivante :

Cas d'un mur non armé :  $A = 0$

$$Nu_{\text{lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b}$$

Avec :

$$Br = (d - 2) \times (a - 2) = (136 - 2) \times (15 - 2) = 1742 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} = \frac{0,65}{1 + 0,2\left(\frac{43,87}{30}\right)^2} = 0,455$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 2,72 = 1,9 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{a} = \frac{1,9\sqrt{12}}{0,15} = 43,87$$

**Donc:**  $\alpha = 0,455$

$$Nu_{\text{lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} = 0,455 \times \frac{0,17 \times 25000}{0,9 \times 1,5} = 1432,41 \text{ KN}$$

- **Conclusion :**

$$Nu_{\text{lim}} = 1432,41 \text{ KN} > Nu = 769,080 \text{ KN} \rightarrow \text{c. v}$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires.

#### VI.4.1.5. Calcul de ferrailage :

D'après notre système de contreventement on prend en considération juste les sollicitations des voiles les plus sollicités (sous-sol) et on applique leur ferrailage maximum sur les autres étages.

On prend les cas plus défavorables (Cas :  $G+\psi Q+0,3 E_X+E_Y$ ) ( ACC)

▪ L'effort normal appliqué sur la bande  $d_1$  :

• Ferrailage verticale :

$$N_{\max} = 1721,80\text{KN (Effort de compression)}, M_{\text{cor}} = 6250,29\text{KN.m}$$

• Calcul des contraintes

$$\sigma_d = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}v = \frac{1721,80}{0,825} + \frac{6250,29 \times 2,75}{2,08}$$

$$\sigma_d = 10351,88\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_d = 1,03\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}v = \frac{1721,80}{0,825} - \frac{6250 \times 2,75}{2,08}$$

$$\sigma_g = -6177,816 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_g = -6,17\text{N/mm}^2$$

( $\sigma_d > 0$ ;  $\sigma_g < 0$ )  $\Rightarrow$  la section est partiellement tendue

• Calcul de la longueur de la zone tendue et la largeur de la bande max :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \cdot L_c\right)$$

$$L_c = L - L_t = 5,5 - 2,05 = 3,45$$

$$\frac{\sigma_d}{L_c} = \frac{\sigma_g}{L_t} \rightarrow L_t = \frac{\sigma_g \times L_c}{\sigma_d}$$

$$L_t = \frac{\sigma_g \times (L - L_t)}{\sigma_d} = \frac{\sigma_g \times L}{\sigma_d + \sigma_g} = \frac{6177,816 \times 5,5}{10351,88 + 6177,816}$$

$$L_t = 2,05 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{2,72}{2}; \frac{2}{3} \cdot 3,45\right) = \min(1,36; 2,3) = 1,36 \text{ m}$$

$$\text{On prend } d_1 = L_c' \geq \max(0,15L_w; 1,5b_w) = 0,85 \text{ m}$$

Avec

$L_c'$  : la longueur confinée du voile.

$$d_2 = d_3 = 0,6 \text{ m}$$

• Détermination de la contrainte moyenne dans la première bande:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_g(L_t - d_1)}{L_t} = \frac{6177,816(2,05 - 0,85)}{2,05} = 3616,28\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy1}} = \frac{\sigma_g + \sigma_1}{2} = \frac{6,177 + 3,61}{2} = 4,89 \text{ MPa}$$

- **Détermination de la valeur d'effort normal moyen (traction) sollicitation la zone d'about**

$$Nu_1 = \sigma_{\text{moy1}} \times e \times d_1 = 4,89 \times 150 \times 850 = 623475 \text{ N}$$

- **Calcul des armatures verticales :**

$$A_s = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{623475}{500} = 1246,95 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = 12,46 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures de couture :**

$$A_{c1} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 875210}{500} \times \frac{850}{5500} = 416,59 \text{ mm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A_1 = A_{c1} + A_{s1} = 12,46 + 4,16 = 16,62 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales RPA :**

$$A_{\text{min1}} = 0,20\% \times b \times d_1 = 0,002 \times 15 \times 85 = 2,55 \text{ cm}^2 \text{ (Zone tendu)}$$

$$A_1 = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}) = (16,62 ; 2,55) = 16,62 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la contrainte moyenne dans deuxième bande :**

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_g(L_t - (d_1 + d_2))}{L_t} = \frac{6177,816(2,05 - (0,85 + 0,6))}{2,05} = 1808,14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy2}} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{3,61 + 1,80}{2} = 2,7 \text{ MPa}$$

- **Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de la deuxième bande :**

$$Nu_2 = \sigma_{\text{moy2}} \times e \times d_2 = 2,7 \times 150 \times 600 = 234 000 \text{ N}$$

- **Calcul des armatures de vertical :**

$$A_{s2} = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{234000}{500} = 486 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 4,86 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures de couture :**

$$A_{c2} = 11,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 875210}{500} \times \frac{600}{5500} = 294,07 \text{ mm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A_2 = A_{c2} + A_{s2} = 2,94 + 4,86 = 7,80 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales RPA :**

$$A_{\min 2} = 0,20\% \times b \times d_2 = 0,002 \times 15 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \max(A_{cal}, A_{min}) = (7,80 ; 1,8) = 7,80 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la contrainte moyenne de la bande 3 :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_g(L_t - (d_1 + d_2 + d_3))}{L_t} = \frac{6177,816(2,05 - (0,85 + 0,6 + 0,6))}{2,05} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}3} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} = \frac{1,8 + 0}{2} = 0,9 \text{ MPa}$$

- **Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de bande 3 :**

$$Nu_3 = \sigma_{\text{moy}3} \times e \times d_3 = 0,9 \times 150 \times 600 = 81000 \text{ N}$$

- **Calcul des armatures verticales :**

$$A_{s3} = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{8100}{500} = 162 \text{ mm}^2$$

$$A_{s3} = 1,62 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures de couture :**

$$A_{c3} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 875210}{500} \times \frac{600}{5500} = 294,07 \text{ mm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A_3 = A_{c3} + A_{s3} = 2,94 + 1,62 = 4,56 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales RPA :**

$$A_{\min 3} = 0,20\% \times b \times d_2 = 0,002 \times 15 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = \max(A_{cal}, A_{min}) = (4,56 ; 1,8) = 4,56 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante**

$$d' = l_c - d_1 - d_2 - d_3 = 1,4 \text{ m}$$

$$A_{\min 3} = 0,20\% \times b \times d' = 0,002 \times 15 \times 140 = 4,2$$

- **Espacement des armatures verticales :**

**D'après l'RPA /2024**

*Zone confinée*

$$St \leq \min\left(\frac{b_c}{2}; 20 \text{ cm}; 8. \phi_l\right) \rightarrow St \leq (7,5; 20; 16 \text{ cm}) = 7,5 \text{ cm}$$

*En dehors de la zone confinée*

$$St \leq \min(1,5b_w; 25 \text{ cm}) \rightarrow St \leq (7,5; 20; 16 \text{ cm}) = 7,5 \text{ cm}$$

- **Choix d'armatures :**

$$A_{\text{bande } 1} = 16,62 \text{ cm}^2 = 2 \times (11 \text{ T}12) = 24,88 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 7,5 \text{ cm}$$

$$A_{\text{bande } 2} = 7,80 \text{ cm}^2 = 2 \times (4 \text{ T}12) = 9,05 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$A_{\text{bande } 3} = 4,56 \text{ cm}^2 = 2 \times (4 \text{ T}10) = 6,28 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$\text{zone courante} = 4,2 \text{ cm}^2 = 2 \times (10 \text{ T}10) = 15,70 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- **Ferraillage horizontale**

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\nabla}{z.f_e}$$

Avec

$$\nabla: \text{effort tranchant de calcul, } \nabla = 1,4V_{u \text{ calcul}}$$

z: distance entre les centre de gravité des armatures des deux extrémité confinée

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{1,4 \times v_u}{z.f_e} \Rightarrow A_h \frac{1,4 \times v_u \times S}{z.f_e} = 2,77 \text{ cm}^2$$

#### **VI.4.1.6. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA/version 2024).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \times v_u}{b_0 \cdot d} \leq 0,2f_{c28}$$

**Avec :**

V : L'effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile, ( $d=0,9h$ ).

h : Hauteur totale de la section brute.

❖ **ACC :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times v_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 875,210}{0,15 \times 0,9 \times 2,72} = 3336,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = 3,336 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$$\tau_u = 3,336 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

❖ **ELU :**

$$\tau_u = \frac{v}{b \cdot d} = \frac{11,37}{0,15 \times 0,9 \times 2,72} = 30,96 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = 0,030 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,06 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 1 \text{ MPa}$$

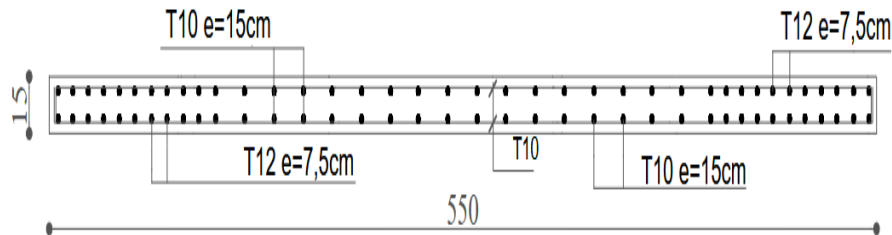
$$\tau_u = 0,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \rightarrow \textit{condition vérifié.}$$

**Tableau.VI.6:** Vérification de la contrainte de cisaillement.

Type	Combinaison	$T_u$	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
1	ELU	11,37	0,03	1	C.V
	ACC	875,21	3,336	5	C.V

**Tableau.VI.7:** Ferrailage du voile de contreventement.

Voile	A retenu (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix d'armatures	Espacement (cm)
A <sub>bonde1</sub> (confiné)	24,88	2(11T12)/nappe	7,5
A <sub>bonde2</sub>	7,80	2(4T12)/nappe	15
A <sub>bonde3</sub>	4,56	2(4T10)/nappe	15
Zone coutante	4,2	2(10T10)/nappe	15



**Figure.VI.6:**Schéma de ferrailage du voile

#### VI.4.2.Voile périphérique :

##### VI.4.2.1.Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

##### VI.4.2.2.Le Dimensionnement :

D'après le R.P.A.99; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm.

Dans notre structure on a :  $e = 15 \text{ cm}$

##### VI.4.2.3.Calcul des charges

###### ➤ Poussée des terres

$$P1 = K_a \times \gamma \times \frac{h}{2}$$

Avec :

P1 : Poussé des terres

$\gamma$  : Poids spécifique des terres

$h$  : Hauteur du voile

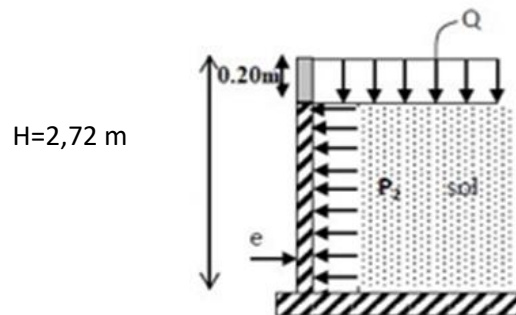


Figure.VI.7 : schéma statique d'un voile périphérique

### 1) Calcul de la contrainte de poussée :

- poids volumique du sol  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = 0,325$$

#### VI.4.2.4. Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35 \times \gamma \times \frac{h}{2} \times K_a \times 1 \text{ m} = 1,35 \times 18 \times \frac{2,72}{2} \times 0,325 \times 1 = 10,74 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : q_s = \gamma \times \frac{h}{2} \times K_a \times 1 \text{ m} = 18 \times \frac{2,72}{2} \times 0,325 \times 1 = 7,96 \text{ KN.m}$$

### 1) Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 2,72 \text{ m}$$

$$L_y = 5,5 \text{ m}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,72}{5,50} = 0,49 \text{ Si } 0,4 < p < 1$$

Donc la dalle portent en deux sens

D'après le tableau :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0966 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.1000 \\ \mu_y = 0.3671 \end{cases}$$

#### VI.4.2.5. La réduction des moments :

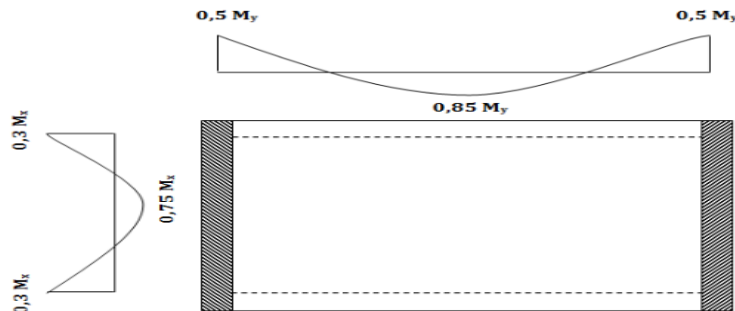


Figure.VI.8: Schéma du panne

#### ❖ ELU :

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

$$\begin{cases} M_x = 0.0966 \times 10,74 \times 2.72^2 = 7,675 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.2500 \times 7,675 = 1,918 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ❖ ELS :

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

$$\begin{cases} M_x = 0.1000 \times 7,96 \times 2.72^2 = 5,889 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.3671 \times 5,889 = 2,161 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ❖ ELU :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 7,675 = 5,756 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 1,918 = 1,630 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 7,675 = 2,302 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 1,918 = 0,959 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ❖ ELS :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 5,889 = 4,416 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 2,161 = 1,836 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 5,889 = 1,766 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 2,161 = 1,080 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La fissuration est considérée comme Peu nuisible

$$C_x = a + \frac{\emptyset}{2} = 2 + \frac{1}{2} = 2,5 \text{ cm}$$

$$C_y = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} = 2 + 1 + \frac{1}{2} = 3,5 \text{ cm}$$

- **Les hauteurs utiles**

$$d_x = h - c_x = 12,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - c_y = 11,5 \text{ cm}$$

#### VI.4.2.6. Calcul du ferrailage :

➤ **Sens xx :**

➤ **En travée :**

- **Calcul du ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{5,756 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 12,5^2} = 0.025 < 0.372$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.031$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.031 = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{5,756 \times 10^3}{0.987 \times 434,78 \times 12,5} = 1,07 \text{ cm}^2$$

❖ **ELU**

- **Condition de non fragilité**

[CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 = 0,9 \text{ cm}^2$$

- **Conditions exigées par le RPA/V2024 :**

$$A_{\min RPA} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_{\min RPA}) = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10/ml = 4,71 \text{ cm}^2/ml$$

- **Espacement maximal des armatures:**

$$\text{Ecartement des armatures: } \delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- ❖ **ELS**

$$M_{\text{ser}} = 4,416 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 4,71}{100} = 0,71$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,71 \times 12,5 = 17,75$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow Y_1 = 3,56$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (D - y_1)^2 = 7150,54 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{4,416 \times 10^3}{7150,54} = 0,61$$

- **Vérification des Contraintes dans le béton et l'acier:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,4 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{f_{t28} * \eta}\right) = \min(333,33 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15k \times (d - y_1) = 15 \times 0,69 \times (12,5 - 3,56) = 92,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 92,53 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appuis :**• **Calcul du ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{2,302 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 12,5^2} = 0,010 < 0,372$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,010}) = 0,012$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,012 = 0,995$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\max}}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{2,302 \times 10^3}{0,995 \times 434,78 \times 12,5} = 0,43 \text{ cm}^2$$

❖ **ELU**• **Condition de non fragilité**

[CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 0,9 \text{ cm}^2$$

• **Conditions exigées par le RPA/V2024:**

$$A_{\min RPA} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min RPA}) = 1,5 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **ELS**

$$M_{\text{ser}} = 1,766 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 4,71}{100} = 0,71$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,71 \times 12,5 = 17,75$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow Y_1 = 3,56$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (D - y_1)^2 = 7150,54 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1,766 \times 10^3}{7150,54} = 0,25$$

- **Vérification des Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,45 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{f_{t28} * \eta}\right) = \min(333,33 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15k \times (d - y_1) = 15 \times 0,41 \times (12,5 - 3,56) = 54,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 54,98 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens y-y :**

- **En travée :**

- **Calcul du ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1,630 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 11,5^2} = 0.008 < 0.372$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.008}) = 0.010$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.010 = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1,630 \times 10^3}{0.996 \times 434,78 \times 11,5} = 0,33 \text{ cm}^2$$

- ❖ **ELU**

- **Condition de non fragilité**

[CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **Conditions exigées par le RPA/V2024 :**

$$A_{\min RPA} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min RPA}) = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10/\text{ml} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- ❖ **ELS**

$$M_{\text{tser}} = 1,836 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 4,71}{100} = 0,71$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,71 \times 11,5 = 16,33$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow Y_1 = 3,39$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (D - y_1)^2 = 1806,04 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tser}}}{I} = \frac{1,836 \times 10^3}{1806,04} = 1,016$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 1,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,02 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{f_{t28} * \eta}\right) = \min(333,33 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15k \times (d - y_1) = 15 \times 0,89 \times (11,5 - 3,39) = 108,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 108,26 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appuis :**• **Calcul du ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{0,959 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 11,5^2} = 0.005 < 0.372$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}) = 0.006$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.006 = 0.998$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{0,959 \times 10^3}{0.998 \times 434,78 \times 11,5} = 0,19 \text{ cm}^2$$

❖ **ELU**• **Condition de non fragilité (CBA91/A4.2.1)**

$$A_{min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 = 0,9 \text{ cm}^2$$

• **Conditions exigées par le RPA/V2024 :**

$$A_{minRPA} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{minRPA}) = 1,5 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 /ml = 4,71 \text{ cm}^2/ml$$

❖ **ELS**

$$M_{ser} = 1,080 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 4,71}{100} = 0,71$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,71 \times 11,5 = 16,33$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow Y_1 = 3,39$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (D - y_1)^2 = 1806,04 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{i} = \frac{1,080 \times 10^3}{1806,04} = 0,59$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 1,19 \text{ MPa}$$

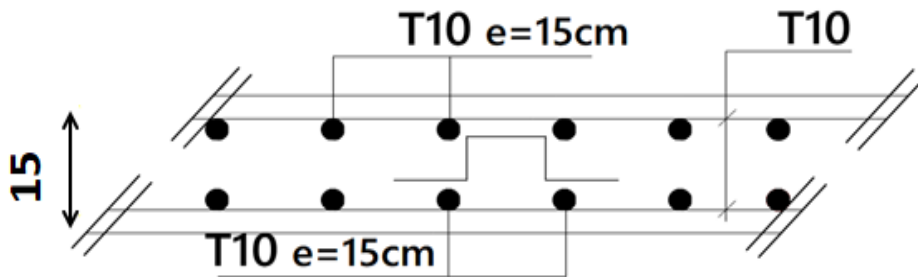
$$\sigma_{bc} = 1,19 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{f_{t28} * \eta}\right) = \min(333,33 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15k \times (d - y_1) = 15 \times 0,35 \times (11,5 - 3,39) = 42,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 42,57 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



**Figure VI.7.** Schéma du ferrailage de voile périphérique

*Chapitre VII*  
*Etude de l'infrastructure*

### VII.1.Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieu).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

#### a. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ❖ Les semelles continuent sous mur.
- ❖ Les semelles continuent sous poteaux.
- ❖ Les semelles isolées.
- ❖ Les radiers.

#### b. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ❖ Les pieux.
- ❖ Les puits.

### VII.2.Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 3 bars d'après le rapport géotechnique de la surface d'impact du bâtiment de **361,53 m<sup>2</sup>**, ainsi que le poids de la structure

**W=44726,63KN**, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante ;
- Radier évider ;
- Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$\frac{S_S}{S_B} < 50 \%$$

**Avec :**

**S<sub>S</sub>**: Est la surface de la semelle.

**S<sub>B</sub>**: Est la surface d'impact du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par :  $\frac{Nu}{S_S} \leq \sigma_{sol}$

Avec :  $N_u = G + Q$

**N<sub>ser</sub>**: Effort normal dû aux charges verticales.

$N_u = 81653,36 \text{ KN}$

$$S_s = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{81653,36}{300} = 272,17 \text{ m}^2$$

- **Vérification :**

$$\frac{S_S}{S_B} \leq 0,5 \rightarrow \frac{272,17}{361,53} = 0,75 \geq 0,5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation. Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.

### **VII.3. Etude du radier :**

#### **VII.3.1. Pré dimensionnement du radier :**

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité ;
- Condition forfaitaire ;
- Condition de non cisaillement ;
- Condition de non poinçonnement.

❖ **Condition de rigidité :**

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \text{ et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

$L_e$ : Est la longueur élastique.

$L_{\max}$ : La plus grande distance entre deux poteaux  $L_{\max} = 5,50 \text{ m}$ .

$b$ : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

$E$ : Module de déformation ( $3,2 \times 10^6 \text{ MPa}$ )

$h_r$ : Hauteur du radier.

$I$ : Inertie d'une bande de 1m du radier

$$I = \frac{b \times h_r^3}{12}$$

$K$ : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen.  $K = 40 \text{ MN m}^3$ .

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^6 \times 5,50^4}{3,2 \times 10^6 \times 3,14^4}}$$

$$h_r = 0,17 \text{ m}$$

❖ **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{5,5}{8} \leq h_r \leq \frac{5,5}{5}$$

$$0,687 \leq h_r \leq 1,1$$

$$h_r = 0,9 \text{ m}$$

❖ **Condition de non cisaillement** : D'après le BAEL 91

Pour le panneau le plus défavorable :

$$\text{On a : } \begin{cases} L_x = 5,5 \text{ m} \\ L_y = 5,5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{T_{\max}}{b \times 0,9 \times h}$$

La fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 2,5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

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

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{550}{550} = 1$$

Si  $0,4 < p < 1$  Donc la dalle travaille dans les deux directions.

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_x + L_y)} \text{ et } T_y = q \frac{L_x}{3}$$

$q$  : Charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{81653,36}{361,53} = \mathbf{225,85 \text{ KN/m}^2}$$

$$T_x = 225,85 \times \frac{5,50 \times 5,50}{(2 \times 5,50 + 5,50)} = \mathbf{414,05 \text{ KN/ml}}$$

$$T_y = 225,85 \times \frac{5,50}{3} = \mathbf{414,05 \text{ KN/ml}}$$

$$T = \max(T_x ; T_y) = \mathbf{414,05 \text{ KN/ml}}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{414,05}{0,9 \times 1 \times 2,5 \times 10^3} = \mathbf{0,184 \text{ m}}$$

❖ **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2(a + h + b + h) = 2 \times (0,65 + h + 0,65 + h) = 2,6 + 4h$$

$N_u$  : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculé à l'ELU.

Pour notre structure  $N_u = 3795,63$  KN appliquée sur une poteau de section  $(65 \times 65) \text{cm}^2$

$$N_u \leq 0,045 \times (2,6 + 4h) \times h \times 16666,66$$

$$3h^2 + 1,95h - 3795,63 \geq 0$$

$$3000h^2 + 1950h - 3795,63 = 0$$

$$H=0,85 \text{ m}$$

On aura à  $h_r \geq 0,85 \text{ m}$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à  $h_r = 1 \text{ m}$ . Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine

▪ **Calcul du débord :**

$$d \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On prend :  $d=50 \text{ cm}$

▪ **Calcul de la surface de radier**

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + d(l_{x \text{ max}} + l_{y \text{ max}})$$

$$S_{\text{radier}} = 361,53 + 0,5(5,5 + 5,5) = 367,03 \text{m}^2$$

▪ **Hauteur de la nervure :**

$$h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

On prendra  $h_n=60 \text{ cm}$

▪ **Epaisseur de la dalle du radier :**

$$e \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{550}{20} = 27,5 \text{ cm}$$

On prendra  $e=40 \text{ cm}$

### VII.3.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h \text{ [BAEL91]}$$

$$30 \leq b_0 \leq 40; b_0=40\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min \left[ \frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10} \right]$$

$$L_x=550 \text{ cm} ; L_y=550 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min [262,5; 55] ; b_1 \leq 55 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{550 - 40}{2} = 255 \text{ cm}$$

On prend  $b_1 = 50\text{cm}$

$$b = b_0 + 2b_1 = 40 + 2 \times 50 = 140\text{cm}$$

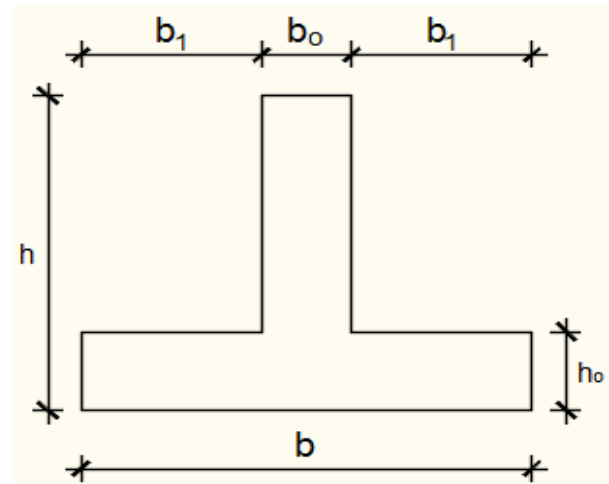


Figure.VII.1 : dimensions de la poutre.

Tableau.VII.1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

Type des poutres	H [cm]	h <sub>0</sub> [cm]	b <sub>0</sub> [cm]	b <sub>1</sub> [cm]	B [cm]
Poutre principale	100	40	40	50	140
Poutre secondaire	100	40	40	50	140

▪ **Caractéristiques du radier :**

$$h_{\text{radier}} = 1 \text{ m}$$

$$S_{\text{radier}} = 367,03 \text{ m}^2$$

**VII.3.3. Vérification des contraintes sous radier :**

❖ **A L'ELU :**

**Remarque :**

La contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc :  $\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ MPa}$  par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 0,246 + 0,145}{4} = 0,220 \text{ MPa}$$

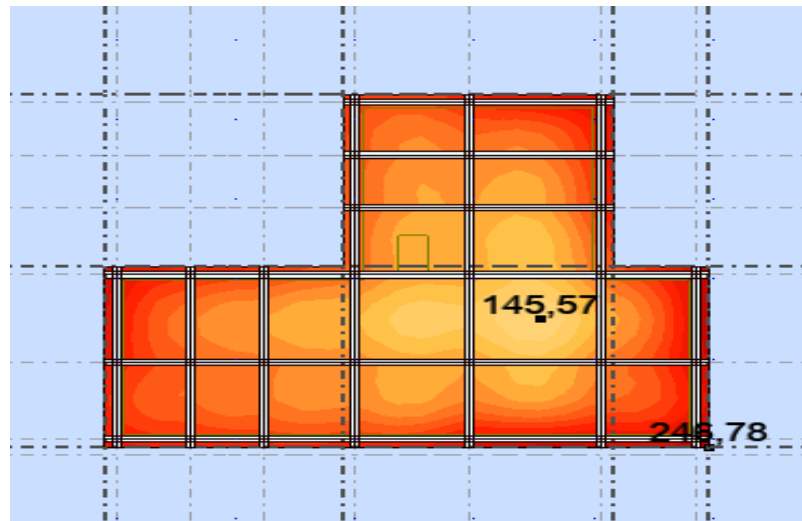


Figure.VII.2: Cartographies A L'ELU.

❖ A L'ELS:

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 0,179 + 0,106}{4} = 0,160 \text{MPa}$$

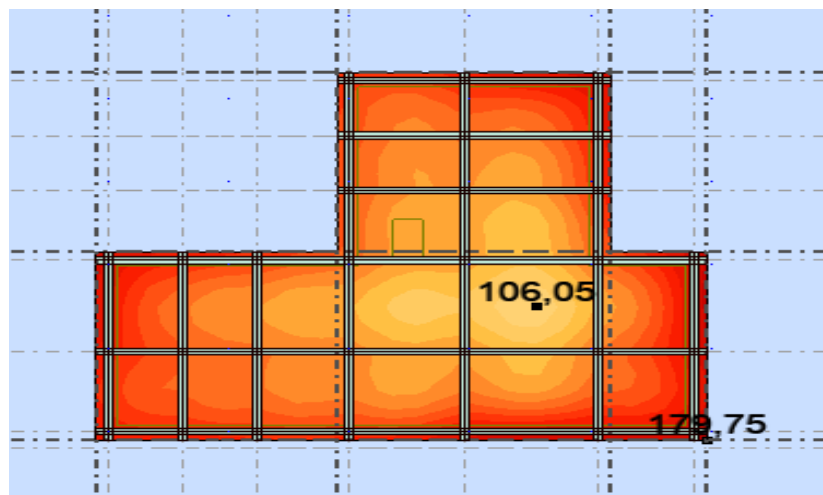


Figure.VII.3: Cartographies A L'ELS.

#### VII.3.4.Vérification de l'effet de sous pression :

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau

$$44726,63\text{KN} > 1,5 \times 367,53 \times 10 \times 2,72$$

$$49103,37 \text{ KN} > 14995,22 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée**

### VII.3.5.Calcul de la dalle du radier

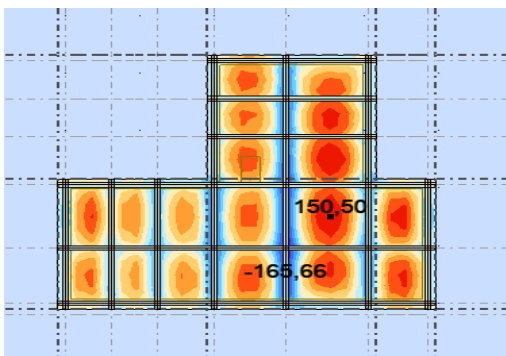
#### VII.3.5.1.Calcul des moments fléchissant :

On a obtenu les moments par logiciel robot.

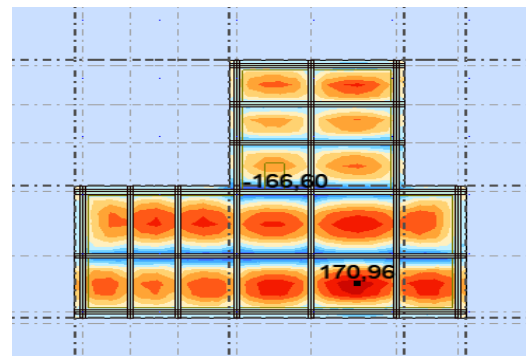
❖ ELU :

$$\begin{cases} M_x \text{ appuis} = -165,66 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ traveé} = 150,50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y \text{ appuis} = -166,60 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 170,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Sens (x-x)



Sens (y-y)

**Figure.VII.4 : Cartographies A L'ELU**

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_x \text{ appuis} = -120,70 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ travée} = 109,70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y \text{ appuis} = -120,96 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ travée} = 124,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

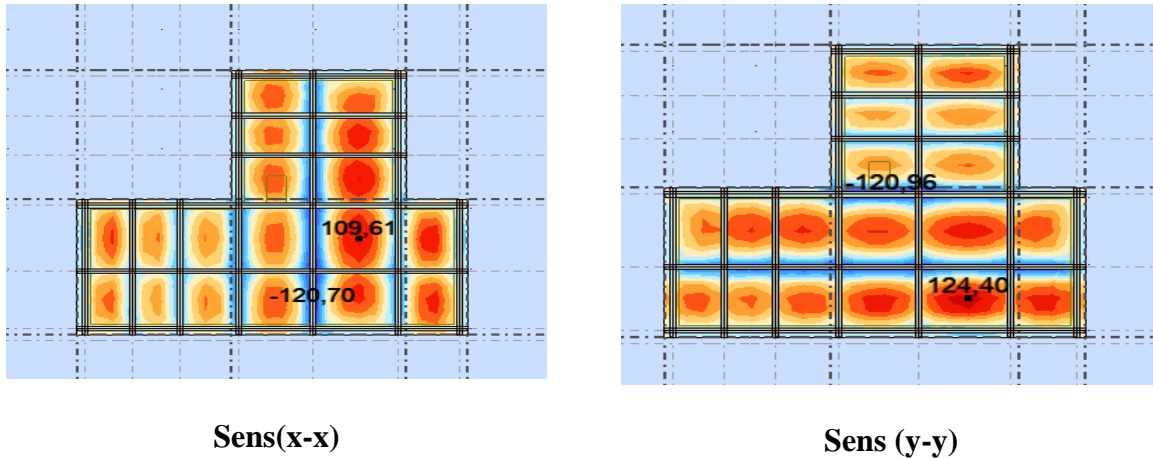


Figure.VII.5: Cartographies A L'ELS

### VII.3.5.2.Calcul du ferrailage

❖ Sens xx

- En travée (ELU)

$$\mu = \frac{M_t^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{150,50 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 36^2} = 0,082 < 0,372$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,082}) = 0,107$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,107 = 0,957$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{150,50 \times 10^3}{0,957 \times 434,78 \times 36} = 10,04 \text{ cm}^2$$

- Vérification à l'ELU :
- Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{500} = 3,47 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = 10,04 \text{ cm}^2$$

Choix: 6T16 = 12,06 cm<sup>2</sup> avec un espacement e = 15 cm

▪ **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

▪ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(200; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELS**

• **Calcul et vérification des contraintes**

▪ **Méthode directe**

1) **Détermination d'y<sub>1</sub>**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15A (d - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2} y_1^2 - 15 \times 12,06 (36 - y_1) = 0$$

La solution de cette équation est y<sub>1</sub> = 9,75 cm

2) **Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A (d - y_1)^2 = \frac{100}{3} 9,75^3 + 15 \times 12,06 (36 - 9,75)^2$$

$$I = 155547 \text{ cm}^2$$

3) **Vérification des contraintes dans le béton :**

vérifier si :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{109,70 \times 10^3}{155547} 9,75 = 6,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

vérifier si :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{f_{t28} * \eta}\right) = \min(333,33; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{109,70 \times 10^3}{155547} (36 - 9,75) = 277,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 277,69 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

➤ On recalcule les armatures à l'ELS

▪ **Calcul des armatures à l'ELS :**

On prend  $\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

▪ **Calcul le moment réduit  $\mu_s$**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s b d^2} = \frac{109700}{201,63 \times 100 \times 36^2} = 0,004198$$

$$\mu_s = 0,0025 \Rightarrow \text{lire à partir du tableau } K_1 = 33,08 ; \beta_1 = 0,896$$

▪ **Calcul et vérification de  $\sigma_b$**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{33,08} = 6,095 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,095 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe à l'ELS}$$

▪ **Calcul des armatures tendues**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \beta_1 d} = \frac{109700}{201,63 \times 0,896 \times 36} = 16,42 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix des armatures**

$$A = 9T16 = 18,10 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } e = 11 \text{ cm}$$

▪ **En appuis (ELU):**

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{165,66 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 36^2} = 0,09 < 0,372$$

**Donc :** les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,09}) = 0,118$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,118 = 0,952$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{165,66 \times 10^3}{0,952 \times 201,63 \times 36} = 11,12 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification à l'ELU :**

▪ **Condition de non fragilité (Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{500} = 3,47 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{min} ; A_{cal}) = 11,12 \text{ cm}^2$$

Choix:  $10T12 = 11,31\text{cm}^2$  avec un espacement  $e = 10\text{ cm}$

▪ **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

▪ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h ; 25\text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(200; 25\text{ cm}) = 25\text{cm}$$

$$S_t = 10\text{ cm} \leq 25\text{ cm} \quad \textit{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELS**

• **Calcul et vérification des contraintes**

▪ **Méthode directe**

1) **Détermination d' $y_1$**

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 11,31(36 - y_1) = 0$$

La solution de cette équation est  $y_1 = 9,48\text{cm}$

4) **Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3}9,48^3 + 15 \times 11,31(36 - 9,48)^2$$

$$I = 147715\text{cm}^4$$

5) **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} y_1 = \frac{120,70 \times 10^3}{147715} 9,48 = 7,75\text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,75\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \rightarrow \textit{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{f_{t28} * \eta}\right) = \min(333,33 ; 201,63) = 201,63\text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ax}^{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{120,70 \times 10^3}{147715} (36 - 9,48) = 323,62\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 323,62 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

➤ On recalcule les armatures à l'ELS

1) **Calcul des armatures à l'ELS :**

On prend  $\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

▪ **Calcul le moment réduit  $\mu_s$**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s b d^2} = \frac{120,70 \times 10^3}{201,63 \times 100 \times 36^2} = 0,004618$$

$$\mu_s = 0,00462 \Rightarrow \text{lire à partir du tableau } K_1 = 31,30 ; \beta_1 = 0,892$$

▪ **Calcul et vérification de  $\sigma_b$**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{31,30} = 6,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe à l'ELS}$$

▪ **Calcul des armatures tendues**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \beta_1 d} = \frac{120,70 \times 10^3}{201,63 \times 0,892 \times 36} = 18,64 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix des armatures**

$$A = 10T16 = 20,11 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } e = 10 \text{ cm}$$

❖ **Sens yy :**

▪ **En travée (ELU) :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{170,96 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 36^2} = 0,092 < 0,372$$

**Donc :** les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,092}) = 0,120$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,120 = 0,952$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{170,96 \times 10^3}{0,952 \times 434,78 \times 36} = 11,47 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification à l'ELU :**

▪ **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{500} = 3,47 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = 11,47 \text{ cm}^2$$

Choix: 8T14 = 12,32 cm<sup>2</sup> avec un espacement e = 12,5 cm

▪ **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

▪ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(200; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 12,5 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELS**

• **Calcul et vérification des contraintes**

▪ **Méthode directe**

1) **Détermination d'y<sub>1</sub>**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2} y_1^2 - 15 \times 12,32(36 - y_1) = 0$$

La solution de cette équation est  $y_1 = 9,83 \text{ cm}$

2) **Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} 9,83^3 + 15 \times 12,32 (36 - 9,83)^2$$

$$I = 155414 \text{ cm}^4$$

3) **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{124,40 \times 10^3}{155414} 9,83 = 7,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,87 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{f_{t28} * \eta}\right) = \min(333,33; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{124,40 \times 10^3}{155414} (36 - 9,83) = 314,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 314,210 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

➤ On recalcule les armatures à l'ELS

#### 4) Calcul des armatures à l'ELS :

On prend  $\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

##### ▪ Calcul le moment réduit $\mu_s$

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s b d^2} = \frac{124,40 \times 10^3}{201,63 \times 100 \times 36^2} = 0,00476$$

$$\mu_s = 0,0048 \Rightarrow \text{lire à partir du tableau } K_1 = 30,45 ; \beta_1 = 0,890$$

##### ▪ Calcul et vérification de $\sigma_b$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{30,45} = 6,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe à l'ELS}$$

##### ▪ Calcul des armatures tendues

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \beta_1 d} = \frac{124,40 \times 10^3}{201,63 \times 0,890 \times 36} = 19,25 \text{ cm}^2$$

##### ▪ Choix des armatures

$$A = 10T16 = 20,11 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } e = 10 \text{ cm}$$

##### ▪ En appuis :

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{166,60 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 36^2} = 0,090 < 0,392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,090}) = 0,118$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,118 = 0,953$$

$$A_t^u = \frac{M_a^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{166,6 \times 10^3}{0,953 \times 434,78 \times 36} = 11,16 \text{ cm}^2$$

##### ▪ Vérification à l'ELU :

##### ▪ Condition de non fragilité (Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 90 \times \frac{2,1}{500} = 3,47 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{min} ; A_{cal}) = 11,16 \text{ cm}^2$$

Choix:  $10T12 = 11,31\text{cm}^2$  avec un espacement  $e = 10\text{ cm}$

▪ **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

▪ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h ; 25\text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(200; 25\text{ cm}) = 25\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{ cm} \leq 25\text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELS**

• **Calcul et vérification des contraintes**

▪ **Méthode directe**

1) **Détermination d' $y_1$**

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\frac{100}{2}y_1^2 - 15 \times 11,31(36 - y_1) = 0$$

La solution de cette équation est  $y_1 = 9,48\text{cm}$

1) **Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre**

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3}9,48^3 + 15 \times 11,31(36 - 9,48)^2$$

$$I = 147715\text{cm}^4$$

2) **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} y_1 = \frac{120,96 \times 10^3}{147715} 9,48 = 7,76\text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,76\text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{f_{t28} * \eta}\right) = \min(333,33 ; 201,63) = 201,63\text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ax}^{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{120,96 \times 10^3}{147715} (36 - 9,48) = 325,75\text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 325,75\text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63\text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

➤ On recalcule les armatures à l'ELS

3) Calcul des armatures à l'ELS :

On prend  $\sigma_s = \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

▪ Calcul le moment réduit  $\mu_s$

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s b d^2} = \frac{120,96 \times 10^3}{201,63 \times 100 \times 36^2} = 0,00462$$

$\mu_s = 0,00462 \Rightarrow$  lire à partir du tableau  $K_1 = 31,30$  ;  $\beta_1 = 0,892$

▪ Calcul et vérification de  $\sigma_b$

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{31,30} = 6,44 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 6,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A'$  n'existe à l'ELS

▪ Calcul des armatures tendues

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \beta_1 d} = \frac{120,96 \times 10^3}{201,63 \times 0,892 \times 36} = 18,68 \text{ cm}^2$$

▪ Choix des armatures

$A = 10T16 = 20,11 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $e = 10 \text{ cm}$

**VII.3.5.2. Vérification de l'effort tranchant**

-  $T_u^{max} = 284,33 \text{ KN}$

-  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{284330}{1000 \times 360} = 0,78 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable :  $\overline{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$

-  $\tau_u = 0,78 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne de la poutre.

1) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

✓ Vérifier si :  $T_u^{max} \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

-  $a = 0.9 \times d$

-  $a = 0.9 \times 36 = 32,4 \text{ cm}$

$T_u^{max} = 284330 \text{ N}$

-  $284330 \leq 0.267 \times 324 \times 1000 \times 25$

-  $284330 \leq 21628700 \text{ N}$

Donc :

➤ Il Ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

2) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

La section sur appui est soumise aux sollicitations :

- $M_u$  : moment sur appui généralement négatif et
- $T_u$  : effort tranchant

Au niveau des armatures inférieures

- La bielle d'appui exerce sur l'armature  $A_i$  un effort de compression évalué à  $\frac{M_u}{Z}$  et  $Z = 0.9d$

- La condition de stabilité exige  $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq |V_u| + \frac{M_a^u}{0.9 \times d}$

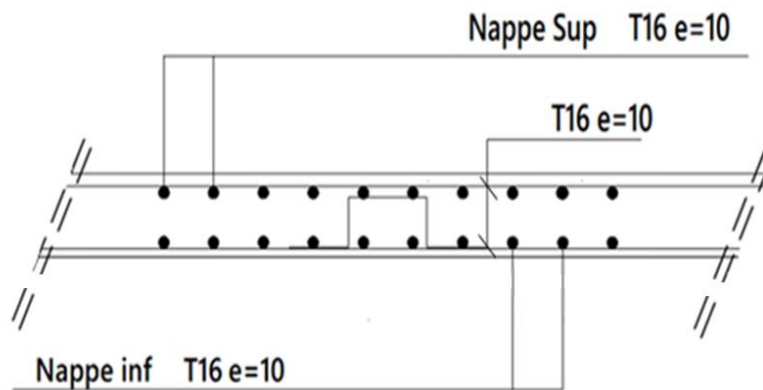
➤ Le moment  $M_u$  étant pris avec son signe

- 1<sup>er</sup> cas :  $|V_u| + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} < 0$  pas de vérification de la section de la  $A_i$

-  $|V_u| + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} < 0$

-  $|284330| \frac{-165,66 \times 1000 \times 100}{0.9 \times 36} < 0$  *Condition vérifiée*

Pas de vérification de  $A_i$



**Figure.VII.6:** schéma de ferrailage de la dalle pleine du radier

### II.3.6. Etude des poutres nervurées

Les résultats des moments fléchissant sont déterminés par le robot

**Tableau.VII.2:** Sollicitations de calcul maximales des poutres nervurées

Combinaisons	Sollicitations	Poutres Principales (kN.m/kN)	Poutres Secondaires (kN.m /kN)
E.L.U : 1.35 G+1.5 Q	Moment en appui $M_{au}$	875,27	988,26
	Moment en travée $M_{tu}$	-718,49	-781,92

<b>E.L.S : G + Q</b>	Moment en appui $M_{as}$	635,32	717,24
	Moment en travée $M_{ts}$	-523,48	-569,53

Le ferrailage des poutres nervurée a été calculé avec le robot expert et les résultats sont montrés dans le tableau.VII.3

**Tableau.VII.3:**Tableau récapitulatif du ferrailage

Type des poutres		Amin [cm <sup>2</sup> ]		Acal [cm <sup>2</sup> ]	Barres choisis	Acor[cm <sup>2</sup> ]	Longueur de recouvrement [cm]
		B.A.E.L	R.P.A				
<b>Poutres principales (40x100)</b>	Travées	3,47	20	19,4	10T16	20,11	96
	Appuis	3,47	20	26,8	4T16+6T20	26,98	120
<b>Poutres secondaires (40x100)</b>	Travées	3,47	20	17,7	10T16	20,11	96
	Appuis	3,47	20	23,4	12T16	24,13	96

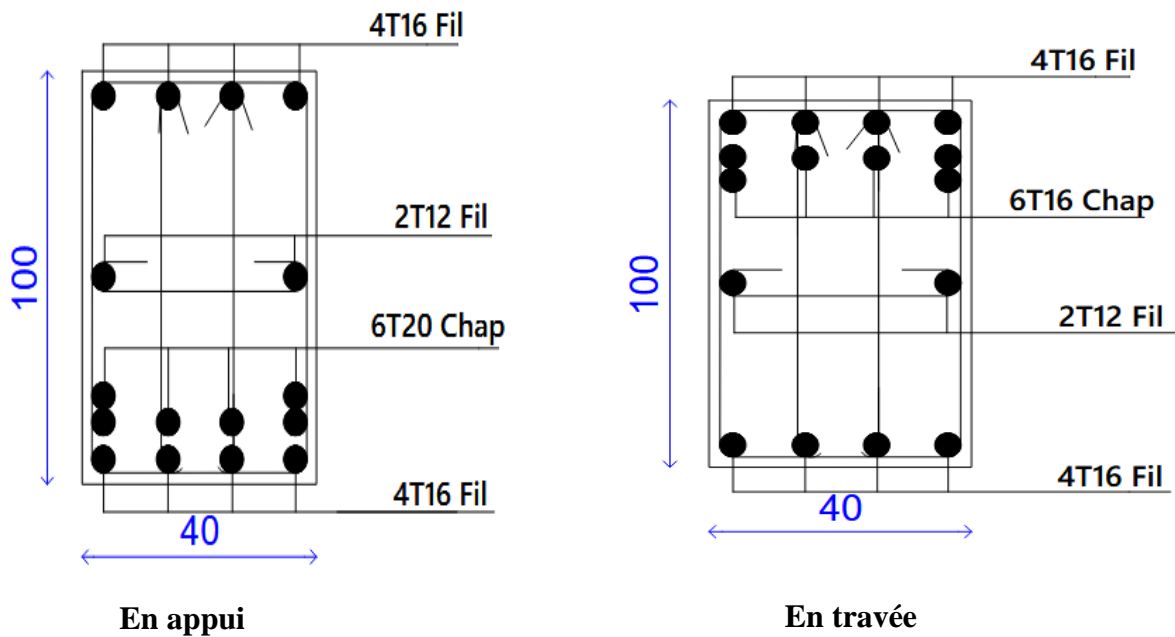


Figure.VII.7: ferrailage des poutres principales

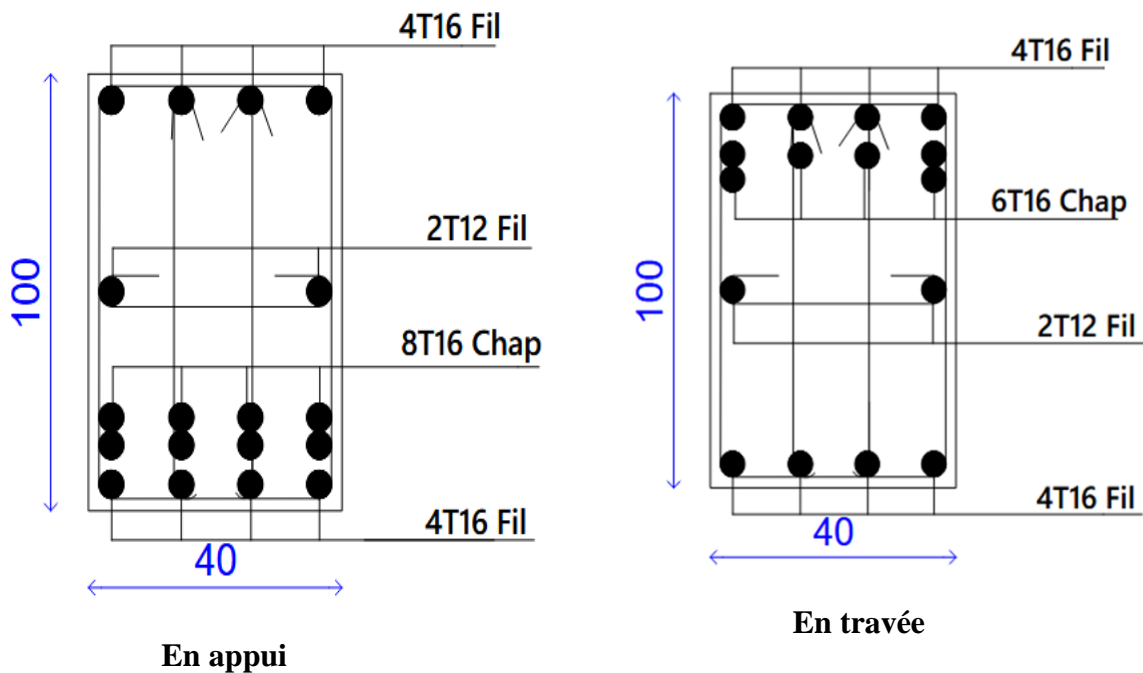


Figure.VII.8: ferrailage des poutres secondaires



## *Conclusion générale*

---

- **Conclusion générale**

L'étude menée sur le bâtiment à usage multiple , composé d'un sous-sol, RDC et dix étages, a permis de vérifier sa stabilité et sa sécurité conformément aux normes en vigueur(RPA2024/BAEL91).

Les analyses ont porté sur l'ensemble des éléments structuraux( voiles, poteaux, poutres, dalles ,et radier).Les principales conclusions sont les suivantes :

- Stabilité globales assurée ;
- Sécurité des éléments porteurs ;
- Respect des déformations limites ;
- Fondations adaptées et
- Bonne performance dynamique.

En conclusion, le bâtiment conçu répond aux exigences structurelles de sécurité, de stabilité et de durabilité. Il peut être réalisé conformément aux plans d'exécution établis, sous réserve de l'application rigoureuse des prescriptions techniques et du suivi des chantiers .

---

# Notation

<b>BAEL</b>	Béton armé à l'état limite
<b>RPA</b>	Règle parasismique algérien
<b>ELU</b>	Etat limite ultime
<b>ELS</b>	Etat limite service
<b>G</b>	Action permanente
<b>Q</b>	Action d'exploitation
<b>E</b>	Action accidentelle
$\sigma_b$	Contrainte du béton
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte admissible du béton
$\sigma_s$	Contrainte d'acier
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible d'acier
$\tau_u$	Contrainte de cisaillement
$\bar{\tau}_u$	Contrainte admissible de cisaillement
$f_{cj}$	Résistance caractéristique du béton à la compression
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours
$f_{tj}$	Résistance caractéristique du béton à la traction
$f_{t28}$	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours
$A_{st}$	Section d'armature
$A_r$	Armature de répartition
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité béton
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité d'acier
$\theta$	Coefficient d'application
$M_f$	Moment fléchissant
<b>T</b>	Effort tranchant
<b>N</b>	Effort normal
$q_u$	Chargement ultime
$q_s$	Chargement service
$E_{ij}$	Module de déformation longitudinale instantané
$E_{vj}$	Module de déformation longitudinale différée
<b>h</b>	Hauteur des éléments (poteau...)
<b>b</b>	Largeur des éléments
$h_0$	Hauteur de la table de comprissions
$\emptyset_t$	Diamètre des armatures
$I_{xx}$	Moment d'inertie par rapport à l'axe des abscisses
$I_{yy}$	Moment d'inertie par rapport à l'axe des ordonnées
$l_f$	Longueur de flambement
$B_r$	Section réduite
$l_x$	La plus petite dimension d'un panneau de dalle plein
$l_y$	La plus grande dimension d'un panneau de dalle plein

---

<b><math>I_0</math></b>	Moment d'inertie de la section homogène
<b><math>I_f</math></b>	Moment d'inertie fictif
<b><math>f</math></b>	Flèche due à une charge considérée
<b><math>\Delta f_t</math></b>	Flèche total
<b><math>A</math></b>	Coefficient d'accélération de zone
<b><math>D</math></b>	Facteur d'amplification dynamique
<b><math>R</math></b>	Coefficient de comportement global de la structure
<b><math>Q</math></b>	Facteur de qualité
<b><math>W</math></b>	Poids total de la structure
<b><math>V</math></b>	Force sismique total
<b><math>C_T</math></b>	Coefficient de période

---

# Bibliographie

## REGLEMENTS



Règles Parasismiques Algériennes RPA/version2024.



Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.



Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.

## LOGICIELS



Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2025



Logiciel de ferrailage ROBOT EXPERT



EXCEL 2010



WORD 2010



AUTO CAD 2025



RDM6