



**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation à la wilaya de khenchela

Réalisé par : -Sifi Nabil

Dirigé par :M.Rebai Billel

Membres de jury :

M. NOM Prénom Président

M. NOM Prénom Examineur

M. NOM Prénom Examineur

Présenté le //2023

Remerciements

Nous exprimons notre profonde gratitude, reconnaissance et remerciements à Allah le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, la patience, le courage et la volonté nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance et notre considération particulière envers notre encadreur, le Dr. REBAI Billel, pour son soutien attentif et ses précieux conseils tout au long de cette étude.

Nous souhaitons également exprimer notre gratitude envers les membres du jury qui ont accepté de présider et d'évaluer humblement ce travail.

Nous adressons nos remerciements les plus chaleureux à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, sans lesquels nous n'aurions pas pu atteindre ce niveau de compétence.

Dédicace

Louanges à Allah le Tout-Puissant et prières et salutations sur le Prophète Mohamed, que la paix soit sur lui. C'est avec un immense honneur que je dédie ce humble travail :

Tout d'abord, à mes parents bien-aimés, ma mère et mon père, que Dieu les protège. Mon père, je te remercie pour ton soutien inconditionnel et tes conseils précieux tout au long de ma vie. Ma mère, qui est la personne la plus chère à mes yeux, a toujours été présente pour moi et donne un sens profond à mon existence.

À mes frères et mon oncle, Abderrahman, qui ont toujours été là pour moi et m'ont apporté leur soutien indéfectible.

À tous mes amis, qui ont partagé les joies et les peines de ce parcours.

À tous mes enseignants, qui m'ont transmis leur savoir et m'ont éclairé de leurs précieux conseils tout au long de mon parcours d'études.

Leur présence et leur soutien ont été d'une importance capitale dans ma vie, et je leur suis infiniment reconnaissant.

Résumé

L'objectif de cette étude est de concevoir et de modéliser un bâtiment à usage multiple (habitation) de sept étages (R+7), qui sera implanté dans la wilaya de Khenchela, classée en zone I selon le règlement parasismique algérien (RPA99 Version 2003). La stabilité de la structure est assurée par des poteaux, des poutres et des voiles en béton armé. L'étude et l'analyse de cette structure ont été réalisées à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional.

Les dimensions et le ferrailage de tous les éléments résistants ont été calculés conformément aux réglementations en vigueur, à savoir le BAEL91 modifié en 1999, le RPA99 Version 2003 et le CBA93.

Mots-clés : conception, modélisation, bâtiment, ferrailage, règlement parasismique algérien.

المخلص

يهدف هذا الدراسة إلى تصميم ونمذجة مبنى متعدد الاستخدامات (سكني) يتألف من سبعة طوابق (R+7)، والذي سيتم تنفيذه في ولاية خنشلة، المصنفة كمنطقة I وفقاً للوائح الزلازل الجزائري (RPA99) النسخة (2003). يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال الأعمدة المسلحة بالخرسانة. تم إجراء دراسة وتحليل هذا الهيكل باستخدام برنامج (Robot Structural Analysis Professional).

تم حساب أبعاد وتسليح جميع العناصر المقاومة وفقاً للوائح المعمول بها، وهي BAEL91 المعدلة في 99 ، و RPA99 النسخة 2003 ، و CBA93.

الكلمات الرئيسية: تصميم ، نمذجة ، مبنى ، تسليح ، لوائح الزلازل الجزائري.

Summary

The aim of this study is the design and modeling of a multi-purpose (residential) building with seven floors (R+7), to be implemented in the Khenchela province, classified as Zone I according to the Algerian seismic regulation (RPA99 Version 2003). The stability of the structure is ensured by reinforced concrete columns, beams, and walls. The study and analysis of this structure were carried out using the Robot Structural Analysis Professional software.

The dimensions and reinforcement of all load-bearing elements were calculated in compliance with the applicable regulations, namely the BAEL91 modified in 1999, RPA99 Version 2003, and CBA93.

Keywords: design, modeling, building, reinforcement, Algerian seismic regulation.

Table de matière

Remerciements.....	I
Dédicaces	III
Résumé	V
Table des matière.....	VI
Liste des tableaux.....	XII
Liste des figures	XVI
Introduction générale.....	01
<u>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux</u>	
I.1.Présentation de l'ouvrage.....	05
I.1.2.Principe.....	05
I.1.3.Caractéristiques géométriques	05
I.1.4.Données du site.....	05
I.2. Eléments constituant la construction.....	05
I.3. Règles de calcul.....	06
I.4. Les Caractéristiques des matériaux.....	06
I.5. Hypothèse de calcul	07
I.6. Les actions et sollicitations.....	08
I.7. Conclusion	09
<u>Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge</u>	
II.1. Introduction	11
II.2. Pré dimensionnement	11
II.2.1.Pré dimensionnement de système portique(variante 01).....	11
II.2.1.1.Les poutres.....	11
II.2.1.1.1 Poutres principale	11
II.2.1.1.2 Poutres secondaires	12
II.2.1.2.Les poteaux.....	13
II.2.1.3.Planchers à corps creux	14
II.2.1.3.1 La disposition des poutrelles	14
II.2.1.3.2 Condition de la flache	14
II.2.1.3.3. Dimensionnement des poutrelles	15

II.2.1.4. Les voiles	16
II.2.1.4.1. Définition	16
II.2.1.4.2. Pré dimensionnement	16
II.2.1.5. Les longrines	17
II.2.2. Pré dimensionnement de système voile	17
II.2.2.1. Pré dimensionnement des plancher a dalle pleine	18
II.2.2.2. Pré dimensionnement des voiles	19
II.2.2.2.1. Voiles porteurs	19
II.2.2.2.2. Voiles périphérique	19
II.2.2.3. Les éléments communs entre les deux variantes	20
II.2.2.3.1. Les balcon	20
II.2.2.3.2. Les escaliers	20
II.2.3.2.1. Définition	20
II.2.3.2.2. Dimensionnement	20
II.2.3.3. L'acrotère	20
II.3. Descente de charge	20
II.3.1. Évaluation de charge	20
II.3.1.1. Système portique	20
II.3.1.1.1. Plancher terrasse	20
II.3.1.1.2. Plancher étage courant.....	22
II.3.1.2. Système voile	22
II.3.1.2.1. Plancher terrasse	22
II.3.1.2.2. Plancher étage	22
II.3.1.3. Éléments communs entre les deux variantes	22
II.3.1.3.1. Balcon	22
II.3.1.3.2. Les murs	22
II.3.1.3.3. L'escalier	22
II.3.1.3.4. L'acrotère	23
II.3.2. Descente de charge	23
II 3.2.1. Loi de dégression des surcharges	24
II.3.2.2. Calcul de Nu max	24
II.3.2.2.1. Détermination du chargement	24

II.3.2.3. Vérification de la section des poteaux	32
II.4.Conclusion.	

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaire

III.1. Introduction.....	33
III.2.L'acrotère.....	48
III.2.1. Mode de réalisation	48
III.2.2. Sollicitation	49
III.2.3. Calcul de ferrailage	50
III.2.4. Récapitulatif de calcul	53
III.2.5. Schéma de ferrailage	53
III.3.Les balcons	54
III.3.1.Définition	54
III.3.2.Evaluation de charge	54
III.3.3.Combinaison de charge	55
III.3.4.Détermination des sollicitations	55
III-3.5.Calcul de ferrailage	56
III.3.6.Récapitulatif de calcule	58
III.3.7.Schéma de Ferrailage	58
III.4.Les escalier.....	58
III.4.1.Calcul des sollicitations	59
III.4.2.Calcul du moment	60
III.4.3.Ferrailage à E.L.U	60
III.4.4.Vérification à l'E.L.S	63
III.4.5.Récapitulatif de calcule	64
III.4.6.Schéma de ferrailage.....	64
III.5 Poutre palière	65
III.5.1.Pré dimensionnement	65
III.5.2.Calcul des sollicitations	66
III.5.3.Calcul des armatures longitudinales (flexion simple)	67
III.5.4. Vérification à l'E.L.U	67
III.5.5. Vérification à l'E.L.S	68

III.5.6.Calcul à la torsion.....	70
III.5.7.Schéma de ferrailage.....	71
III.6.Etude du plancher	72
III.6.1.Introduction	72
III.6.2.Système portique	72
III.6.2.1.Le plancher à corps creux	72
III.6.2.2.Les méthodes de calcul	72
III.6.3.1.Méthode Caquot	72
III.6.3.2. Méthode forfaitaire	73
III.6.3.3.Schéma de ferrailage (terrasse)	91
III.6.3.4.Schéma de ferrailage (étage)	95
III.6.4.La dalle mince	96
III.6.5.Schéma de ferrailage	97
III.7. Conclusion	115

Chapitre IV : Etude Sismique

IV.1. Introduction.....	116
IV.2. Objectifs l'étude dynamique	100
IV.3. Méthodes de la structure étudiée.....	100
IV.3.1. Modélisation	101
IV.4. Combinaison d'action.....	101
IV.5.Méthodes de calculs	102
IV.5.1.Méthode statique équivalente	102
IV.5.1.1.Principe de la méthode	102
IV.5.1.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente	102
IV.5.1.3.Calcul de l'action sismique	103
IV.5.1.3.1.Calcul de l'action sismique système portique	103
IV.5.1.4.Modélisation des masses	106
IV.5.1.5.La résultante de force sismique	106
IV.5.2.Méthodes dynamiques	106
IV.5.2.1.Méthode dynamique spectrale modale	106
IV.5.2.2.Modélisation de la structure	108
IV.5.2.2.1.Analyse statique et dynamique	108

IV.5.2.2.2. Poids total de la structure "W"	109
IV.5.2.2.3.1. Centre de masse	110
IV.5.2.2.3.2. Centre de torsion	111
IV.5.2.2.3.4. L'excentricité accidentelle	111
IV.6. Résultats de calcul	112
IV.6.1. Périodes et facteurs de participation modale	112
IV.6.1.1. Périodes et facteurs de participation modale Système portique.....	112
IV.6.2. Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement.....	112
IV.6.2.1. Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement	112
IV.7. Distribution verticale de la force sismique	114
IV.7.1. Distribution verticale de la force sismique système portique.....	115
IV.8. Vérification des méthodes	115
IV.8.1. Vérification de la période	115
IV.8.1.1. Vérification de la période système portique	115
IV.8.2. Vérification de l'effort tranchant à la base	115
IV.8.2.1. Vérification de l'effort tranchant à la base	115
IV.9. Calcul des déplacements	116
IV.9.1. Calcul des déplacements système portique	116
IV.10. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- Δ	117
IV.10.1. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- Δ	118
IV.11. Vérification au renversement	118
IV.11.1. Vérification au renversement système portique	118
IV.12. Conclusion.....	139

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1 Introduction	140
V.2. Etude des poteaux.....	122
V.2.1. Recommandation du RPA99/2003	122
V.2.2. Sollicitations de calculs	123
V.2.3. Exemple de calcul	124
V.2.4. Schéma de ferrailage structure (Terrasse & Etage).....	128
V.3. Etude des poutres.....	129

V.3.1.Introduction	129
V.3.2.Aspect réglementaire	129
V.3.3.Les sollicitations	131
V.3.4.Exemple de calcul	132
V.3.4.1.Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux	136
V.3.5.Schéma de ferrailage.....	174

CHAPITRE VI: ETUDE DES FONDATION

VI.1.Introduction.....	175
VI.2 Le choix de type de Fondation.....	139
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer	140
VI.4. Calcul des semelles.....	140
VI.4.1. Calcul de la semelle isolée	140
VI.4.1.1. Semelle sous poteau intermédiaire	144
VI.4.1.2. Vérification du non poinçonnement de la semelle	144
VI.4.1.3. Schéma de ferrailage	
VI.5. Les longrines.....	144
VI.5.1. Introduction	144
VI.5.2. Pré dimensionnement	145
VI.5.3. Sollicitations	145
VI.5.4. Ferrailage de longrines	145
VI.5.5. Schéma de ferrailage	146
VI.6. Calcul de la semelle filante sous voile	146
VI.6.1. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm (X-X)	146
VI.6.2. Schéma de ferrailage	199
VI.7 Conclusion.....	200

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Figure I.1 : Diagramme de contrainte déformation du béton

Figure I.2 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier

Figure I.3: Diagramme des déformations limitent de la section

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

Figure II.1 : Dimensions à respecter ar les poutres variante 1.

Figure II.2 : Hauteur libre d'étage.

Figure II.3: Plancher à corps creux variante 1.

Figure II.4 : Caractéristiques géométriques de la nervure variante 1

Figure II.5 : Schéma de poutrelle variante 1

Figure II.6: Pré dimensionnement des voiles selon L'RPA 99 v 2003 variante 1.

Figure II.7 : Schéma d'un panneau

Figure II.8: Schéma de l'escalier

Figure II.9 Schéma d'acrotère

Figure II.10 Composants d'un plancher terrasse en corps creux

Figure II.11 : Composants d'un plancher étage courant en corps creux variante 1.

Figure II.12 : Composants d'un balcon.

Figure II.13 : Composants d'un palier

Figure II.14 : Composants d'un paillasse

Figure II.15 : Schéma explicatif de loi de dégression..

Figure II.16 : position des poteaux

Figure II.17 : Surface du plancher sur le poteau(pot :1.D)

Figure II.18 : surface pour poteau n2.

Figure II.19 : surface pour poteau n3

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaire

Figure III.1 : Principe et dimensions de l'acrotère

Figure III. 2 : Schéma statique de M & T

Figure III.3: Section de calcul de l'acrotère.

Figure III.4: Ferrailage d'acrotère

Figure III.5 : schéma statique

Figure III.6 : Ferrailage du balcon

Figure III.7 : Position des armatures structurales du palier

Figure III.8: Schéma statique et chargement des escaliers

Figure III.9 : Schéma des moments d'escalier

Figure III.10. Schéma de ferrailage des escaliers

Figure III.11. La poutre palière

Figure III.12: ferrailage de la poutre palière

Figuer.III.13 : Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans des poutres Continues à deux travées et plus de deux travées.

Figure III .14 : Les différents types des nervures.

Figure III.15 : Diagramme des moments fléchissant

Figure III.16 : Diagramme des efforts tranchants

Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS

Figure III.18 : Diagramme des moments fléchissant.

Figure III.19 : Diagramme des moments en kn

Figure III.20 : Diagramme de l'effort tranchant

Figure III.21: Diagramme de l'effort tranchant Diagramme des moments

Figure III.22 : Diagramme des moments fléchissant

Figure III.23:Diagramme des efforts tranchants

Figure III.24 : Diagramme des efforts tranchants

Figure III.25:Diagramme des moments fléchissant

.....

Figure III.26 Diagramme des moments a l'ELU

Figure III.27 Calcul l'effort tranchant a l'ELU

Figure III.28 Diagramme des moments a l'ELS

Figure III.29 Diagramme de leffort tranchant a l'ELS

Figure III.30 : Géométrie de la nervure

Figure. III. 31 : ferrailage de nervure

Figure. III. 32 : Ferrailage de nervure

Figure III.33: Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Chapitre IV : Etude Sismique

Figure IV.1: caractéristique de séisme.

Figure IV.2: Modélisation en 3D de la structure système portique.

Figure IV.3 : MODE 1

Figure IV.4 : MODE 2

Figure IV.5 : MODE 3

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Figure V.1 : Ferrailage de poutre principale

Figure V.2 : Ferrailage de poutre secondaire

Figure V.3: Ferrailage de poutre principale

Chapitre VI: Etude de l'Infrastructure

Figure VI.1 : Semelle isolé

Figure VI.2 : Semelle isolé

Figure VI.3 : Schéma équivalent d'une semelle isolée.

Figure VI.4: Ferrailage de la semelle intermédiaire.

Figure .VI.5: schéma de ferrailage des longrines

Figure VI.6: Ferrailage de semelle filante

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse =20cm

Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant variante 2

Tableau II.3: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse variante 2

Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes du plancher étage variante 2

Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes du balcon

Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes mur extérieure

Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes palier

Tableau II.8: Evaluation des charges permanentes paillasse

Tableau II.9 : Evaluation des charges pour le poteau n1

Tableau II.10: Evaluation des charges pour le poteau n2

Tableau II.11 : Evaluation des charges pour le poteau n3

Tableau II.12 : Loi de dégression

Tableau II.13 : Récapitulatif pour la vérification du poteau

Tableau II.14 : Récapitulatif du dimensionnement des sections

Tableau II.15: Récapitulatif du chargement

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaire

Tableau III.1 : Récapitulatif des combinaisons de charge

Tableau III.2 : Récapitulatif de ferrailage d'acrotère.

Tableau III.3 : Récapitulatif de ferrailage d'acrotère.

Tableau III.4 : Chargement et sollicitations sur le balcon.

Tableau III.5 : Récapitulatif de ferrailage du balcon

Tableau III.6: Chargements sur l'escalier

Tableau III.7 : Moments des escaliers aux états limites

Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des ferraillements

Tableau III.9 : Résultats du calcul du ferraillement de la poutre palière

Tableau III.10 : Chargement sur les planchers.

Tableau III.11 : Chargement sur les planchers.

Tableau III.12 : calcul des moments a L'ELU

Tableau III.13 : Sollicitations du plancher terrasse à l'ELS .

Tableau III.14 : Calcul des momments à l'ELU

Tableau III.15 : Calcul des momments à l'ELU

Tableau III-16: Calcul des momments à l'ELS

Tableau III-17: Sollicitations du plancher étage à l'ELU

Tableau III.18 Calcul des momments du plancher étage à l'ELU

Tableau III.19 Calcul des momments du plancher terrasse à l'ELS

Tableau III.20 Calcul par la méthode forfaitaire

Tableau III.21 : Calcul les momment a l'ELU

Tableau III.22 : Calcul les momment a l'ELS

Tableau III.23: Récapitulatif de ferraillement

Tableau III.24 Récapitulatif de ferraillement

Tableau III.25 : Récapitulatif de ferraillement

Chapitre IV : Etude Sismique

Tableau IV.1: Valeurs des facteurs de qualités de la variante 1..

Tableau IV.2 : Caractéristique dynamique de la structure

Tableau IV.3: Poids de chaque étage.

Tableau IV.4: Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau variante

Tableau IV.5: Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau

Tableau IV.6: Périodes et facteurs de participation modale système portique.

Tableau IV.7 : Les valeurs des efforts

Tableau IV. 1: L'effort tranchant à la base

Tableau IV. 9: Vérification des déplacements dans le sens x-x

Tableau IV. 2: Vérification des déplacements dans le sens y-y.

Tableau IV. 3: Vérification des effets (P- Δ) sans x-x système portique

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Tableau V.1 : Sollicitations des poutres

Tableau V.2 : Récapitulatif de vérification.

Tableau V.3: Les barres choisies pour les poutres

Tableau V.4: Récapitulatif de vérification à ELS.

Tableau V.5: Sollicitations des poteaux

Tableau V.6: Calcul et choix des sections d'armatures

Tableau V.7 : Vérification des contraintes

Chapitre VI: Etude de l'Infrastructure

Tableau VI.1 : Tableau des résultats de semelle filante sens X-X.

Introduction générale

Le rôle et l'intervention des professionnels dans le domaine des ouvrages de génie civil sont essentiels pour garantir la durabilité et la sécurité des constructions. Leur travail consiste à concevoir et calculer les éléments structurels afin qu'ils puissent résister à toutes les contraintes, charges et accidents, assurant ainsi le bon fonctionnement du bâtiment tout au long de sa vie.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous nous sommes intéressés au calcul d'un bâtiment résidentiel comprenant un rez-de-chaussée et sept étages. Nous avons étudié le système de contreventement mixte, qui utilise à la fois des voiles et des portiques, en justifiant l'intégration de ces deux éléments.

Pour mener à bien cette étude, nous avons utilisé les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé aux états limites (BAEL91) ainsi que les règles parasismiques algériennes (RPA99 V2003). Certains calculs ont été effectués à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional, tandis que d'autres ont été réalisés manuellement. Les dessins de coffrage et de ferrailage ont été réalisés avec le logiciel AutoCAD.

Afin de structurer notre travail, nous avons suivi les étapes suivantes :

- ✓ Le premier chapitre présente l'ouvrage étudié ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés.
- ✓ Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement et à la descente des charges.
- ✓ Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre traite de l'étude sismique.
- ✓ Le cinquième chapitre aborde le calcul des éléments résistants.
- ✓ Enfin, le sixième chapitre se concentre sur l'étude de l'infrastructure.

En conclusion, nous résumerons les principales observations et conclusions de notre étude dans une conclusion générale.

***Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux***

I.1. Première partie (Présentation de l'ouvrage) :

I.1.1. Introduction :

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous étudions un bâtiment résidentiel de sept étages (R+7) situé à KHENCHELA, une ville classée en zone I de faible sismicité selon le règlement parasismique algérien (RPA99/Version2003).

I.1.2. Principe :

Ce projet consiste en l'étude d'un bâtiment résidentiel de sept étages (R+7) destiné à l'habitation.

La répartition des étages est la suivante :

- ✓ Rez-de-chaussée : destiné à des activités d'habitation
- ✓ Étages 1 à 7 : destinés à l'habitation.

I.1.3. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :

- ✓ Longueur totale : 35,40 m
- ✓ Largeur totale : 15,80 m
- ✓ Hauteur totale : 24,48 m
- ✓ Hauteur d'étage courant : 3,06 m
- ✓ Hauteur du rez-de-chaussée : 3,06 m
- ✓ Partie 01 - Présentation de l'ouvrage

I.1.4. Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).

- ✓ Le site est considéré comme ferme (S2).
- ✓ Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2,50$ bar.

I.2. Deuxième partie (Eléments constituant la construction)

✓ Les planchers :

Le plancher du bâtiment, est constitué d'une dalle de compression et des corps creux, le plancher terrasse comporte en plus une étanchéité multicouche et une couche de béton de forme en pente 2% pour l'assainissement des eaux pluviales.

✓ La terrasse :

Le type de la terrasse est : terrasse inaccessible.

✓ **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

✓ **Les escaliers :**

Ce sont des éléments, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

✓ **La maçonnerie :**

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois d'épaisseur 10 et 15 cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm.

✓ **Enduits et revêtements :**

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier pour les murs.

I.3. Règles de calcul :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99 Version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- BAEL 91 (Béton armé aux états limites).
- CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- RNV 2013 (Règlement Neige et Vent).

I.4. Les Caractéristiques des matériaux :

• **Béton :**

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300 - 400Kg/m³ de béton mis en œuvre. Au-dessous de 350Kg/m³, les règles BAEL91 ne sont plus applicables.

➤ **Masse volumique du béton**

La masse volumique du béton :2500kg/m³

➤ **Caractéristiques Physique de Béton**

À l'état durci, le **béton** est un matériau poreux complexe. Ses propriétés d'usage (performances mécaniques ou thermiques, durabilité...) sont liées à sa structure poreuse qui elle-même dépend de l'arrangement des grains à l'état frais.

➤ **Les composants du béton :**

La composition courante d'un mètre cube de béton est la suivante :

- ✓ 350 kg/m³ de ciment de CPJ.
- ✓ 400 kg/m³ de sable $D_s \leq 5$ mm.
- ✓ 800 kg/m³ de gravillon $5 \text{ mm} < D_g \leq 15$ mm.
- ✓ 175 kg/m³ d'eau de gâchage.

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

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} .

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir f_{c28} par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa : **BAEL91 (A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa : **BAEL91 (A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_{c28} = 25$ MPa.

➤ **les essais de traction**

- Traction directe.
- Traction par flexion
- Traction par fendage (essai Brésilien).

➤ **Résistance à la traction f_{tj} : BAEL91 (A.1.2.12)**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Avec } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

Donc : $f_{t28} = 2.1$ MPa.

➤ **Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1.2)**

E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée de béton.

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 31820,93 \text{ MPa}$$

E_{vj} : Le module de déformation longitudinale différée de béton.

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,80 \text{ MPa}$$

➤ **Coefficient de Poisson : BAEL91 (A.2.1.3)**

On appelle coefficient de poisson le rapport : $\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta L / L}$

À l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (pour le béton non fissuré)

À l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton fissuré).

➤ **Contraintes limites :**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

✓ **Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance des matériaux.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15: \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1,5: \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14,17 \text{ MPa}: \text{action courantes} \\ 18,48 \text{ MPa}: \text{action accidentelles} \end{cases}$$

0,85 = coefficient réducteur

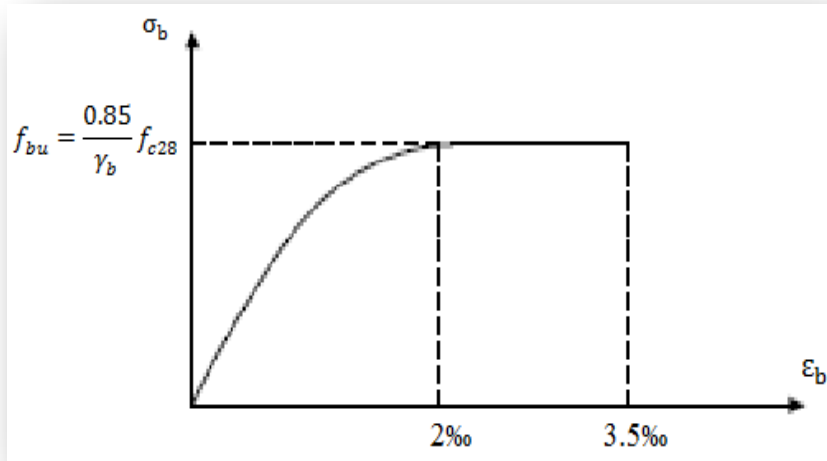


Figure I.1 : Diagramme de contrainte déformation du béton.

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- ✓ Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min(0.13 f_{cj}, 4 \text{ MPa})$
- ✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \min(0.1 f_{cj}, 3 \text{ MPa})$
- ✓ Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors :
 $\tau_u \leq \min(0.18 f_{cj}, 5.5 \text{ MPa})$
- ✓ Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- ✓ Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec:

V_u = effort tranchant ultime de calcul.

b_0 = largeur de la pièce.

d = hauteur utile de la pièce.

✓ **Etat limite de service ELS :**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

Donc : $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$.

L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

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

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

➤ **Contrainte limite de l'acier :**

- ✓ **Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

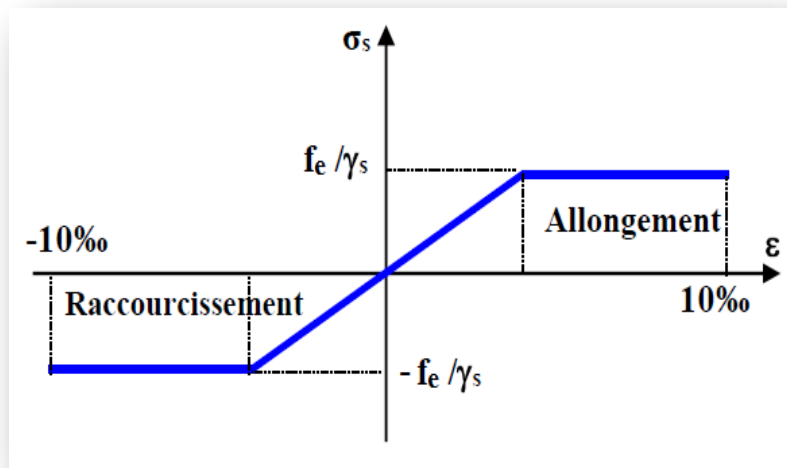


Figure I.2 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier.

Avec :

f_e : limite élastique de l'acier.

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier :

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E}$$

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1 \Rightarrow \bar{\sigma} = 400\ \text{MPa}$ Combinaisons accidentelles.

$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \bar{\sigma} = 348\ \text{MPa}$ Combinaisons courantes.

✓ **Contrainte à ELS :**

- ✓ Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

Fissuration peu nuisible : (cas des éléments situés dans des clos ou des locaux ouverts). Dans ce cas il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) [MPa]$


Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) [MPa]$

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses (RL).

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

I.5. Hypothèse de calcul :

 **Etat limite ultime (ELU) :**

- Les sections planes restent planes après déformation (hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire de béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers les limite à 10‰.
- Le diagramme des déformations limites d'une section fait l'objet de la règle dite des trois pivots (A, B, C).

✓ **Diagramme des déformations limites d'une section : (Règles des trois pivots)**

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

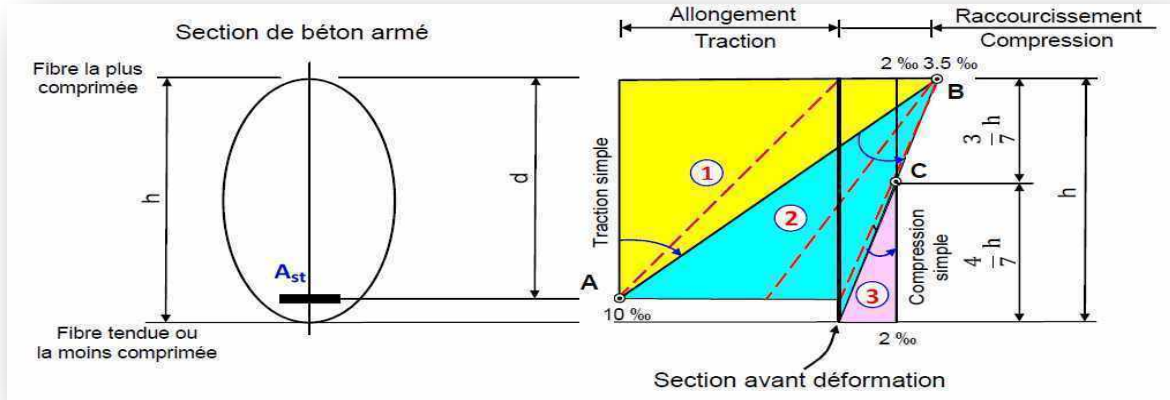


Figure I.3: Diagramme des déformations limitent de la section.

L'analyse de ce diagramme est comme suit :

Pivot A (Domaine 1):

- Allongement de l'acier le plus tendu : $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰}$.
- Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

Pivot B (Domaine 2):

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$.
- Pièces soumises à la flexion simple ou composée (béton partiellement comprime).

Pivot C (Domaine 3):

- Raccourcissement du béton comprime $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ pour $y_u = 3h/7$.
- Pièces soumises à la compression simple (Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation) ou à la flexion composée.

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

- Convention des sections planes.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable on très préjudiciable.

I.6. Les actions et sollicitations :

• **Les actions :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.

➤ Des charges climatiques.

✓ **Les actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

✓ **Les actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

✓ **Les actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs).

• **Les Sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant), et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

➤ **Les combinaisons d'action : RPA99V2003 (5.2)**

Les combinaisons d'action à considérer sont :

Situations durables :

$$ELU: 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS: G + Q$$

Situations accidentelles :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

I.7. Conclusion :

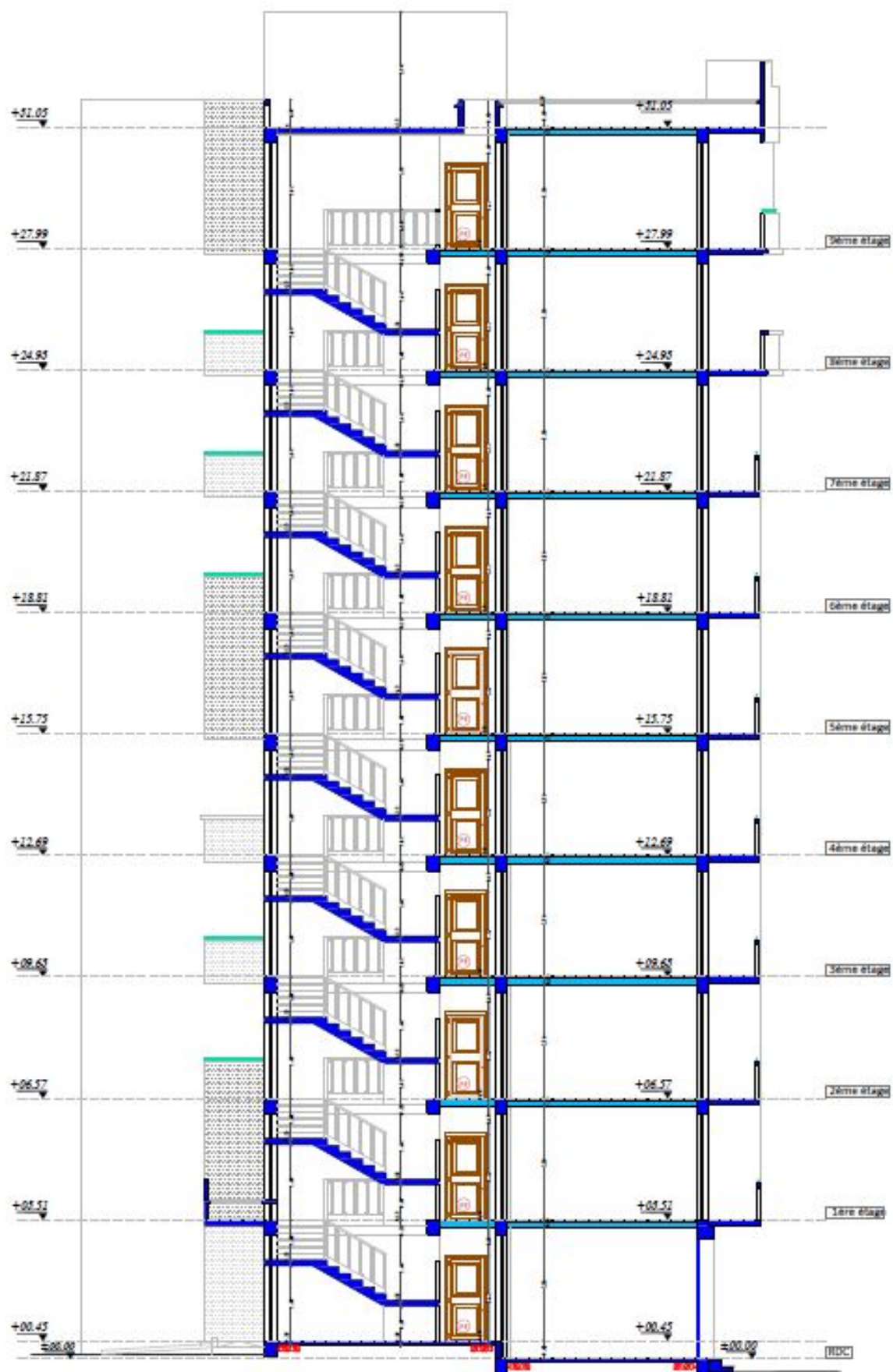
Ce chapitre a présenté une vue d'ensemble de notre projet, en mettant en évidence les différents règlements à appliquer et les caractéristiques des matériaux à utiliser.

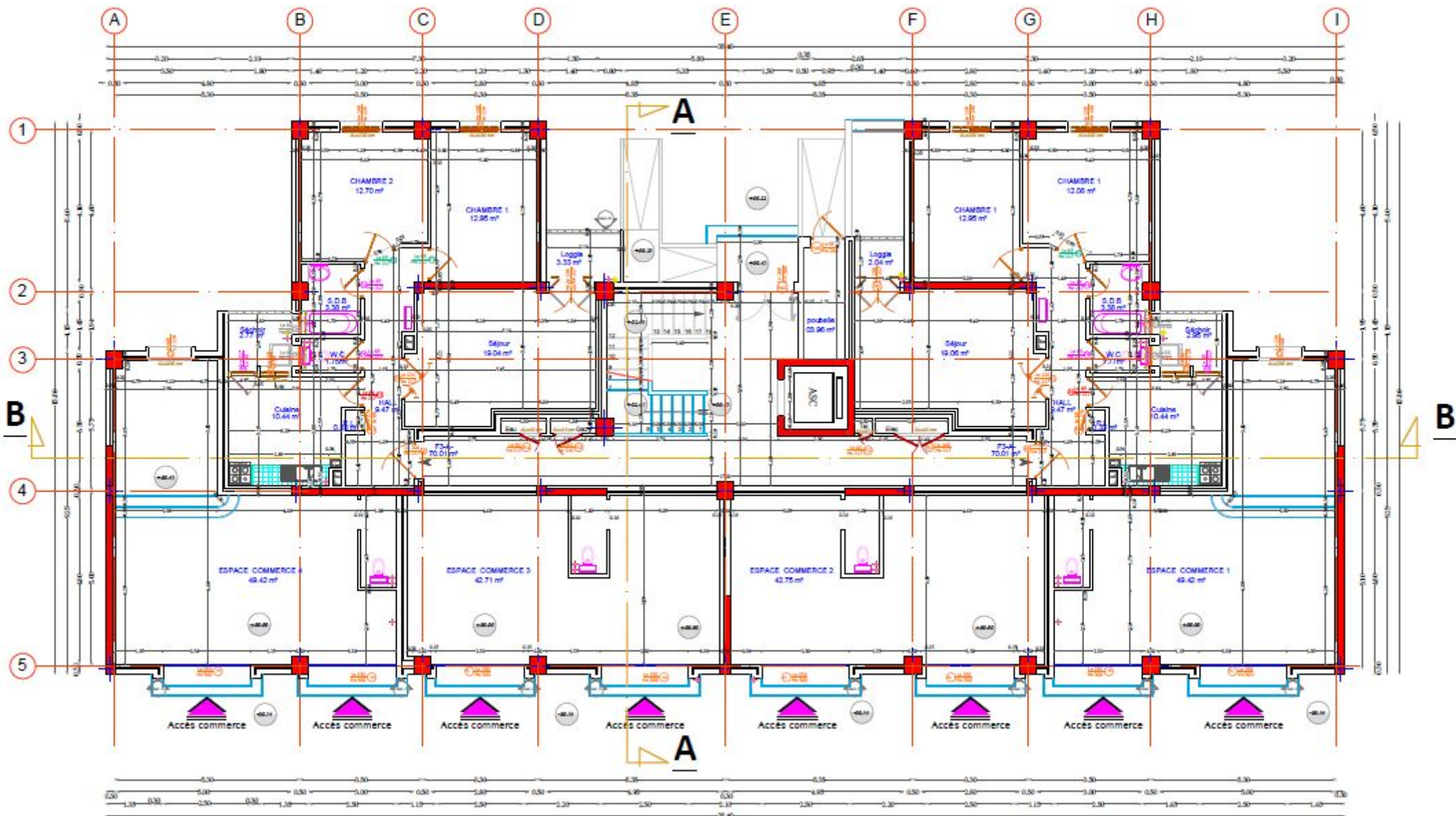


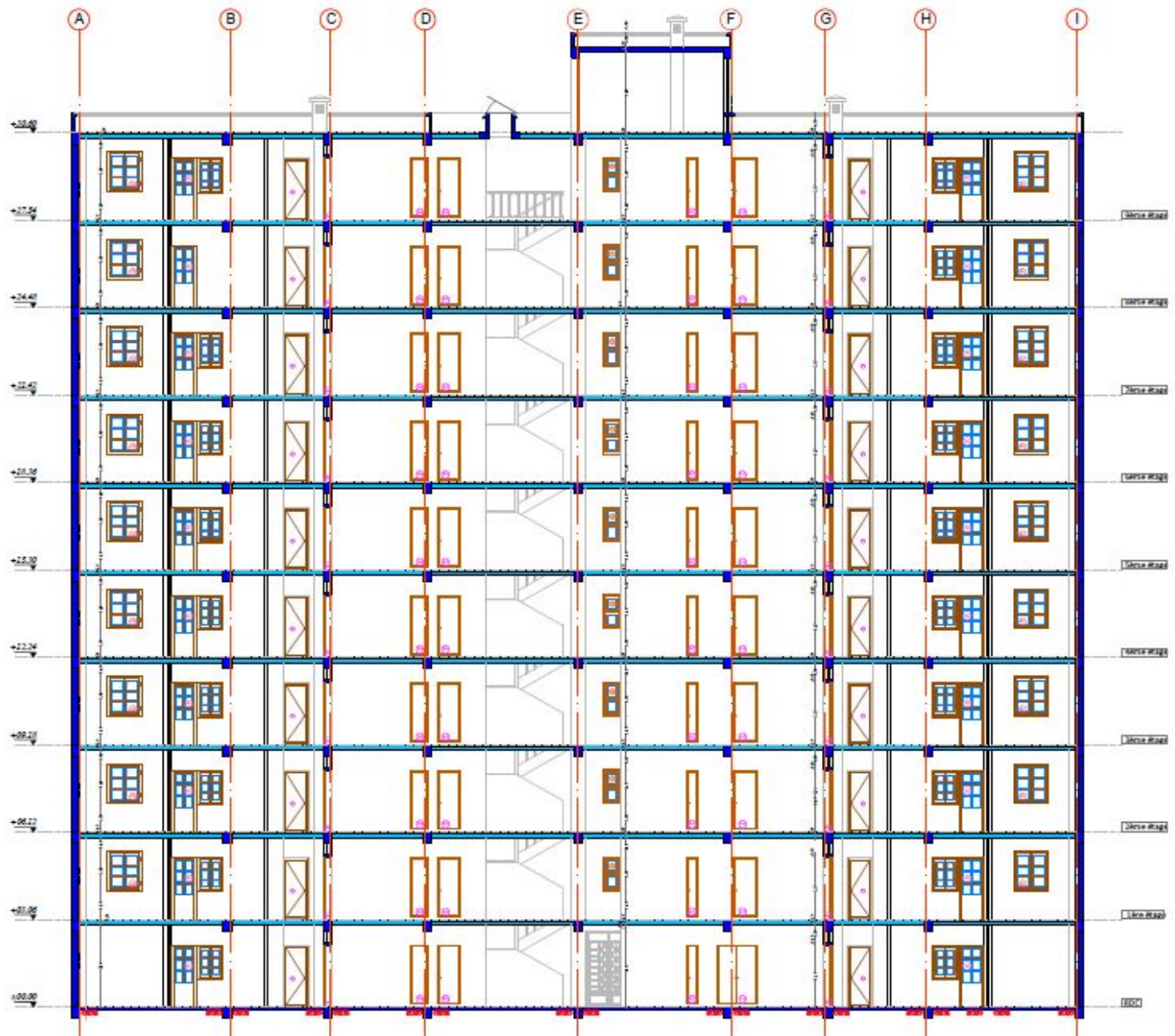
FACADE POSTERIEUR



FACADE PRINCIPALE







COUPE B-B

Chapitre II :

*Prédimensionnement et Descentes des
Charges*

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, dont le but est de déterminer les dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

II.2 Prédimensionnement :

Avant de procéder à la descente de charge permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- Les poteaux et les voiles.
- Les poutres.
- Les dalles et planchers.
- Les escaliers.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règlements en vigueur, le "BAEL91" et "RPA 99 –version 2003-", en vérifie les conditions de résistance et de flèche.

II-2.1 Les poteaux :

. Les poteaux sont des éléments porteurs, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales. Ils seront dimensionnés par :

- La condition de non flambement d'après le BAEL91.
- La condition de résistance : d'après le BAEL91.
- Les conditions R.P.A 99. V. 2003

II-2.1.1 Vérification vis-à-vis de flambement des poteaux (B.A.E.L 91) :

D'après la formule de l'élançement.

$$\lambda \leq 50$$

1- Pour les poteaux rectangulaires :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad \text{Et} \quad B = b \times h$$

λ : Élançement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

A : Section de béton.

L_f : Longueur de flambement.

$L_f = 0,7 h_e$ (poteaux encastré à des poutres du plancher sur les deux cotés.)

$$h_e = 306 \text{ cm} - 45 = 261 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 h_e = 0,7 \times 261 = 182,7 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{182.7}{h/\sqrt{12}} = \frac{182.7 \times \sqrt{12}}{h} \leq 50$$

$$h \geq \frac{214,2 \times \sqrt{12}}{50} = 12.66 \text{ cm}$$

Et pour adopter (b) on utilise la même condition précédente sauf que l'inertie change :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad I = \frac{hb^3}{12} \text{ Et } B = b \times h$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{b/\sqrt{12}} = \frac{214,2 \times \sqrt{12}}{b} \leq 50$$

$$b \geq \frac{214,2 \times \sqrt{12}}{50} = 14,84 \text{ cm}$$

On adopte pour les sections des poteaux les dimensions suivantes :

Niveau	Poteau Carré b x h (cm)
6 et 7	45 x 45
5 et 4,3	50 x 50
2, 1 et RDC	55 x 55

Tableau II- 1: les résultats du pré dimensionnement des poteaux.

II-2.1.2 Vérification vis-à-vis de l' RPA 99 / version 2003 :

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Article (7.4.1))**, Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $\text{Min} \{ b_1; h_1 \} \geq 25 \text{ cm (en zone I)}$
- $\text{Min} \{ b_1, h_1 \} \geq h_e/20$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
$\text{Min} (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min} (b, h) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$	Oui
$\text{Min} (b, h) \geq h_e / 20$	$\text{Min} (b, h) = 45 \text{ cm} \geq (h_e/20) = (3,06 - 0,25)/20 = 14,05 \text{ cm}$	Oui
$0,25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$	Oui

Tableau II- 2: Vérification du coffrage des sections adoptées pour les poteaux.

II.2.2 Les poutres :

Selon RPA 99"version 2003"les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$

Où

b : largeur de la poutre.

h : hauteur utile de la poutre.

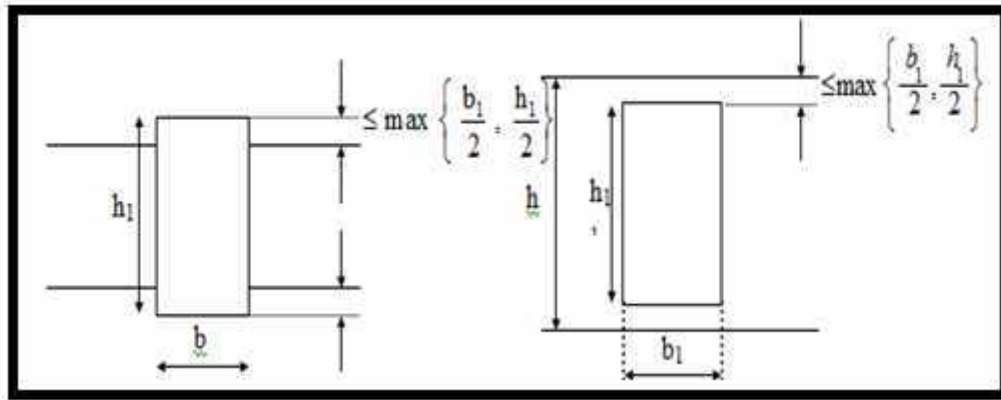


Figure II- 1: Section de la poutre : Dimensions à respecter.

II.2.2.1 Poutres principales :

Selon le BAEL 91 :

$$L(\text{entre nus}) = L(\text{entre axes}) - 2\left(\frac{1}{2} \times b(\text{largeur de poteau})\right)$$

$$L = 375 + 195 - (15 + 25) = 570 - 40 = 530 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h < b \leq 0.4h \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{530}{15} = 35.33 \text{ cm} < h \leq \frac{530}{10} = 53 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h = 45 \text{ cm} \\ 13.5 < b \leq 18 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 < 3 \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

Vérification suivant RPA 99 "version 2003" :

Selon RPA 99"version 2003" les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \text{on a: } \begin{cases} h = 45 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \end{cases}$$

II.2.2.2 Poutre secondaire :(Selon le BAEL 91) :

$$L(\text{entre nus}) = L(\text{entre axes}) - 2\left(\frac{1}{2} \times b(\text{largeur de poteau})\right)$$

$$L=500 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{15} < h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h < b \leq 0.4h \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{500}{15} = 33.33 \text{ cm} < h \leq \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h = 40 \text{ cm} \\ 12 < b \leq 16 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 3 \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

Vérification suivant RPA 99"version 2003" :

Selon R.P.A 99"version 2003" les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \text{on a: } \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \end{cases}$$

II.2.3 Les planchers :

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitations ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), et à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

On a deux types de planchers :

- Plancher à corps creux ;
- Plancher en dalles pleines ;

Dans ce projet les planchers sont en corps creux, et dalles pleines.

II.2.3.1 Dalles corps creux :

Condition du règlement BAEL 91 :

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume au dimensionnement d'une Poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche qui stipule que :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : Porté maximal entre nus d'appuis dans le sens des nervures.

h_t : Hauteur totale du plancher.

Pour notre cas :

$$L(\text{entre nus}) = L(\text{entre axes}) - 2\left(\frac{1}{2} \times b(\text{largeur de poutre})\right)$$

$$L = 540 - (15 + 25) = 540 - 40 = 500 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{500}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 22.22 \Rightarrow h_t = 25 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur $h_t = 25 \text{ cm}$

- { 20cm pour l'épaisseur de cors creux.
- { 5cm pour l'épaisseur de la dalle de compression

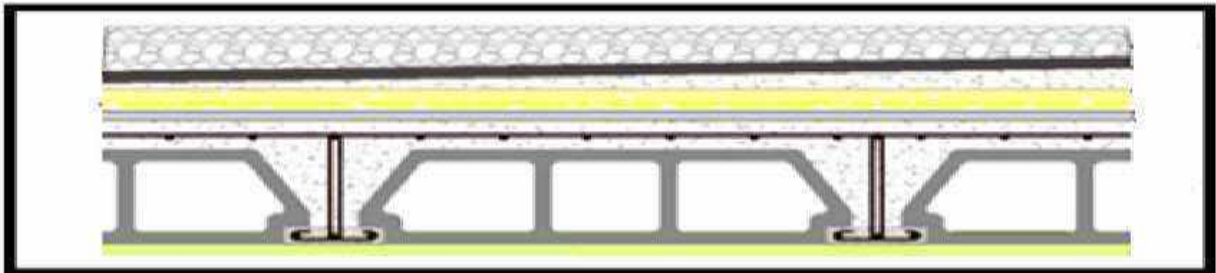


Figure II-2: Coupe verticale du plancher en corps creux.

II.2.3.2 Les poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en té (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

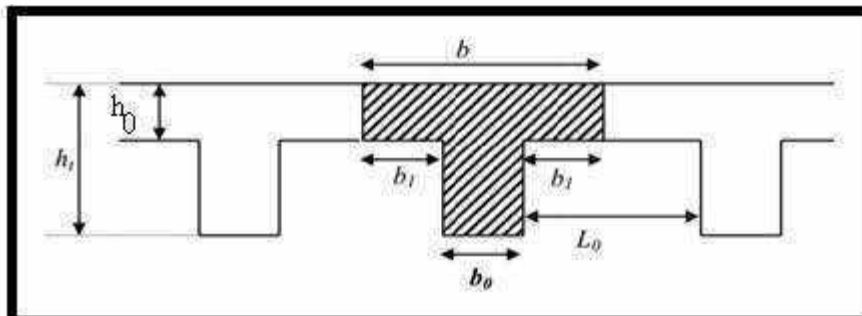


Figure II- 3: Section de la nervure.

Le hourdis choisi est normalisé de hauteur $h = 20$ cm.

Selon B.A.E.L :

$$b_0 = \left(\frac{h}{3}, \frac{h}{2} \right) = \left(\frac{20}{3}, \frac{20}{2} \right) = (10) \quad \rightarrow \quad \text{On adopte } b_0 = 10 \text{ cm et de largeur } 55 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min \left[\frac{L_{max}}{10}, \frac{L}{2} \right] \Rightarrow \min \left[\frac{540}{10}, \frac{55}{2} \right] = \min[54, 27.5] = 27.5 \text{ cm}$$

L_{max} = La plus grande portée de la poutrelle

L = La distance entre les faces voisines de deux nervures successives

$$B = 2b_1 + b_0 = 2(27.5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

Épaisseur de la dalle de compression	5cm
Épaisseur de l'entrevous	20cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur b_0 des nervures	10cm
Distance L_0 entre deux nervures	55cm

Tableau II- 3: dimensionnements du plancher en corps creux.

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure II 3).

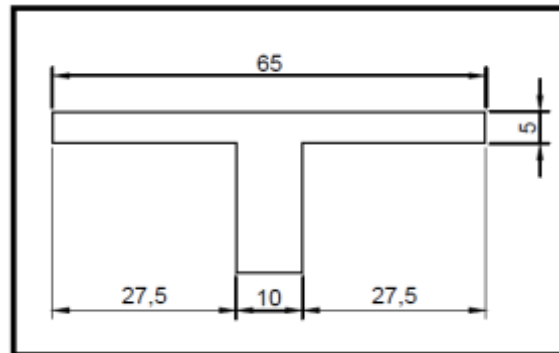


Figure II- 4: Dimensions adoptées des poutrelles.

II.2.3.3 Dalle pleine :

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaires et principales ; les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres ; L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes

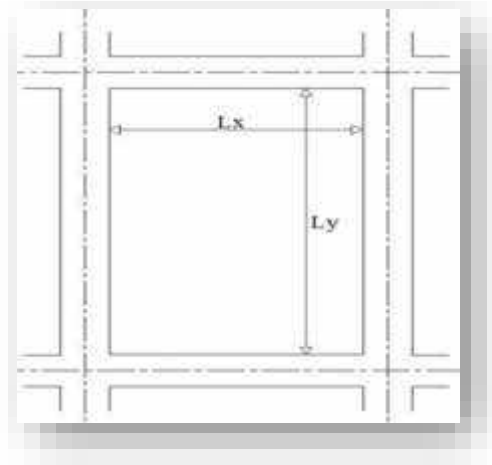


Figure : II.7. Schéma d'un panneau

a- Résistance au feu :

- ✓ **e =7 cm** Pour une heure de coupe-feu.
 - ✓ **e =11 cm** Pour deux heures de coupe-feu.
- On admet : **e =11 cm.**

b- isolation phonique (acoustique):

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : **e = 15 cm.**

c- Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre d'appuis sont les suivantes

:

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \geq e \geq \frac{L_x}{30}$$

- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} \geq e \geq \frac{L_x}{40}$$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis égale à : $L_x = 5.25m$

$$\frac{525}{50} \geq e \geq \frac{525}{40} \Rightarrow 10.5cm \leq e \leq 13.12cm$$

Alors on adopte : **e = 15 cm**

II-2.4 Les escaliers :

Les escaliers se composent de 3 volées et 2 paliers et sont identiques pour tous les étages.

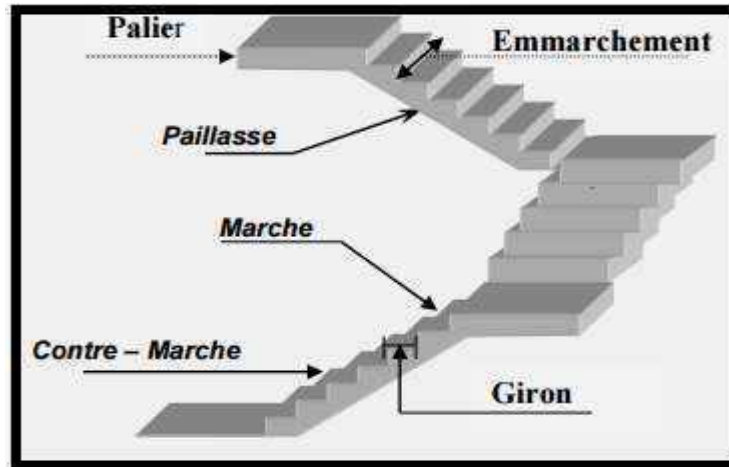


Figure II- 5: Schéma d'escalier.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$60 \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$$

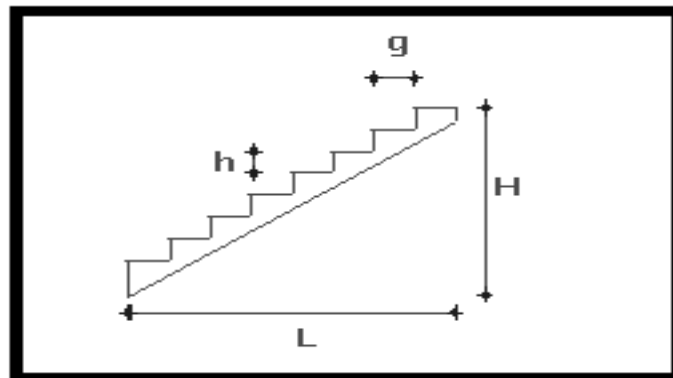


Figure II- 6: Schéma d'explication des dimensions de l'escalier.

g : Giron de marche (varié de 14 cm à 20 cm).

h : Hauteur de la contre marche (variée de 14 cm à 20 cm).

H : Hauteur de la volée.

L : Distance horizontale entre axes.

n : nombre de contre marches.

(n-1) : nombre de marches.

$n \times h = H$: hauteur à monter

$(n-1) g = L$: longueur de la volée

La formule donne :

$$60 \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 64 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64 \text{ cm}$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64(n-1)n$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64n^2 - 64n$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 350$$

Après la résolution de l'équation, on obtient n=6

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm} \\ g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc:

Vérification : $g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64$ C.V

Détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p):

La paillasse est dimensionnée comme une dalle encastrée de deux côtés.

$$\alpha = \arctan\left(\frac{H}{L}\right) = \arctan\left(\frac{102}{150}\right) = 34,22$$

$$L' = \frac{L}{\cos(\alpha)} = \frac{150}{\cos(34.22)} = 181.40 \text{ cm}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \Rightarrow 6.04 \text{ cm} \leq e_p \leq 9.07 \text{ cm}$$

On adopte pour le palier et la paillasse une épaisseur $\rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$

Les résultats dans le tableau suivant :

H (cm)	L (cm)	h (cm)	(G)	(α)	e_ paillasse (cm)	L'(cm)
102	150	17	30	34.22°	15	124.03

Tableau II- 4: Les résultats du pré dimensionnement d'escalier.

II.2.5 Les voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

La solution de contreventement avec voile en béton armé est actuellement très répandue, très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

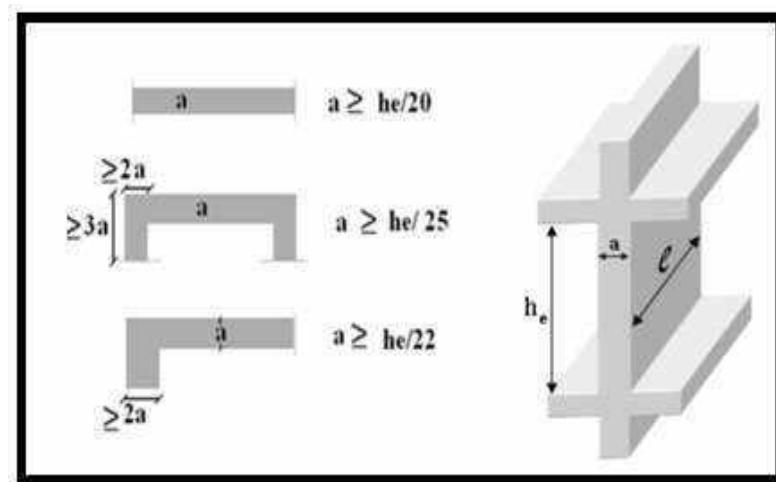


Figure II- 7: Section réduite du voile.

L'épaisseur des voiles doit satisfaire la condition suivante :

$$a \geq \max \left\{ a_{\min}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right\}$$

L'épaisseur minimale est de 15 cm. (RPA 99 « version 2003 » page 56).

$$a \geq \frac{h_e}{30} = \frac{306-40}{30} = 8.866 = 8.87 \text{ cm}$$

Donc, on adopte pour tous les niveaux un voile de : $a = 20 \text{ cm}$.

Disposition des voiles :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré par des voiles dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

II.2.6 Balcon :

Type n01:

La portée du balcon est de 355 cm.

Pré dimensionnement de la dalle (**pratique de BAEL page 352**) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{185}{420} = 0.44 \leq 0,4 \quad : \text{ Dans ce type de balcon travail suivant un seul sens.}$$

Condition de flèche :

$$h_0 = \frac{L_x}{20} = \frac{185}{20} = 9.25 \text{ cm}$$

Condition de sécurité :

$$h_0 \geq 5 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la dalle:

$$h_0 = \frac{L_x}{10} \Rightarrow \frac{185}{10} \geq 18.5 \text{ cm}$$

On adopte $\rightarrow h_0 = \mathbf{15 \text{ cm.}}$

Type n02:

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{125}{355} = 0.35 \geq 0,4 \quad : \text{ Dans ce type de balcon travail suivant est deux sens.}$$

Condition de flèche :

$$h_0 = \frac{L_x}{20} = \frac{125}{20} = 6.25 \text{ cm}$$

Condition de sécurité :

$$h_0 \geq 5 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la dalle :

$$h_0 = \frac{L_x}{10} \Rightarrow \frac{125}{10} \geq 12.5 \text{ cm}$$

On adopte $\rightarrow h_0 = \mathbf{15 \text{ cm.}}$

II.3-Descente des charges :

L'évaluation des charges et des surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation, les différentes charges et surcharges existantes sont:

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

II.3.1- Charges permanentes G[D.T.R B.C.22] :

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduits des plans et du poids volumique des matériaux les constituantes.

• Poids volumiques des matériaux :

- * Béton armé : 25 KN/m³ * Gravier : 15 KN/m³
- * Enduit ciment : 14 KN/m³ * Sable : 18 KN/m³
- * Isolation thermique : 4 KN/m³* plâtre : 15 KN/m³
- * Carrelage : 22 KN/m³ * Forme de pente : 22KN/m³
- * Briques creuses : 15 KN/m³* Étanchéité : 0,12 KN/m³

II.3.2- Surcharges d'exploitations Q[D.T.R B.C.22]

- Plancher terrasse (non accessible) 1 kN /m²
- Plancher Étage courant 1,5 kN /m²
- Escalier courant (accessible au public) 2,5 kN /m²
- Balcon accessible 3,5 kN /m²

II.3.3-Évaluation des charges et surcharges :

II.3.3.1- Les planchers :

a. Plancher terrasse :

a.1. Plancher terrasse non accessible (corps creux):

Les Compositions	Épaisseur(m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfique (KN/m ²)
1-Gravillons de Protection	0,05	15	0,75
2-Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3-forme Pente de béton	0,08	22	1,76
4-Isolation phonique	0,04	04	0,16
5-Dalle en corps creux	0,25	14	3.50
6-Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
		G	6,49 KN/m²
		Q	1,00 KN/m²

Tableau II- 5: Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

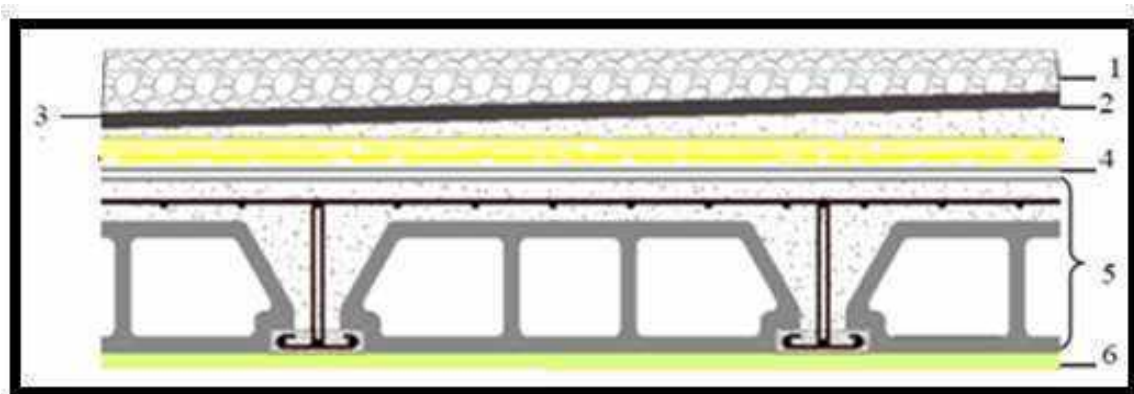


Figure II- 8: Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

a.2 Plancher terrasse non accessible (dalle pleine) :

Les Compositions	Épaisseur(m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1-Gravillons de Protection	0,05	15	0,75
2-Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3-forme Pente de béton	0,08	22	1,76
4-Isolation phonique	0,04	04	0,16
5-Dalle pleine	0,16	25	4
6-Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
		G	6,99KN/m²
		Q	1,00 KN/m²

Tableau II- 6: La charge de la dalle pleine du plancher terrasse non accessible.

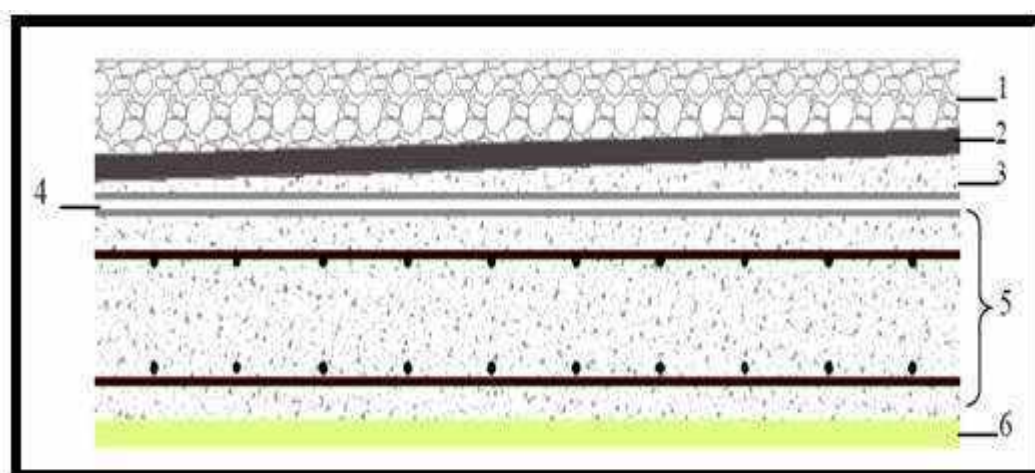


Figure II- 9: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

b. Plancher étage courant :

b.1 Plancher étage courant (corps creux) :

Les Compositions	Épaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
------------------	---------------	--------------------------------------	--

1- Carrelage	0,02	22	0,44
2- Mortier de pose	0,02	20	0,40
3- Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
4- Lit sable	0,02	18	0,36
5- Dalle de compression	0,25	14	3.50
6- Cloisons légère	-	-	1,00
		G	5.90 KN/m²
		Q	1,50 KN/m²

Tableau II- 7: Évaluation des charges permanentes du plancher courant.

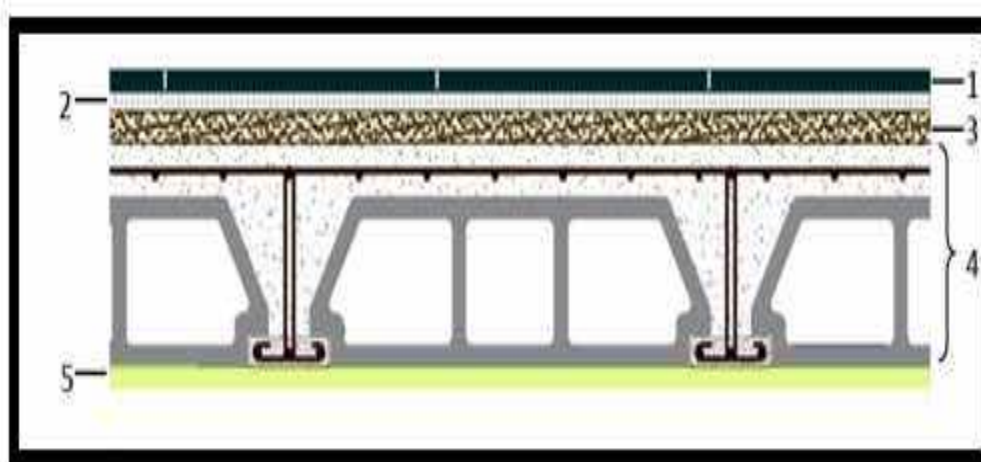


Figure II- 10: Composants d'un plancher étage courant corps creux.

b.2-Plancher étage courant (dalle pleine) :

Les Compositions	Épaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
1- Carrelage	0,02	22	0,44
2- Mortier de pose	0,02	20	0,40
3- Lit sable	0,02	18	0,36
4- Dalle pleine	0,16	25	4
5-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6- Cloisons légère	-	-	1,00
		G	6,40 KN/m²
		Q	1,50 KN/m²

Tableau II- 8: Évaluation des charges permanentes plancher étage courant (dalle pleine).

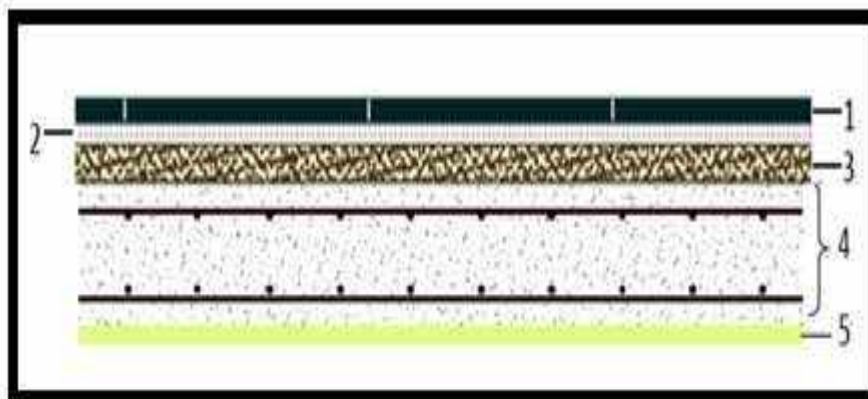


Figure II- 11: Composants d'un plancher étage courant dalle pleine.

II 3.3.2 Les murs :

Toute la maçonnerie du bâtiment sera exécutée en brique creuse.

-Murs extérieurs : chaque un mur contient trois composantes : [cloisons en brique creuse de 15 cm d'épaisseur ; une l'âme d'air 5cm d'épaisseur ; cloisons en brique creuse de 10 cm d'épaisseur].

-Murs intérieurs : de séparation de 10 cm d'épaisseur.

II.3.3.2.1-Mur extérieur :

<i>Les Compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN /m³)</i>	<i>Poids surfaciques (KN /m²)</i>
<i>1. Brique creuses</i>	<i>0.15</i>	-	<i>1.30</i>
<i>2. Brique creuses</i>	<i>0.10</i>	-	<i>0.90</i>
<i>3. Enduite externe</i>	<i>0.02</i>	-	<i>0.18</i>
<i>4. Enduite interne</i>	<i>0.02</i>	-	<i>0.10</i>
			<i>G=2.48KN/m²</i>

Tableau II-9: Évaluation des charges permanente mur extérieur.

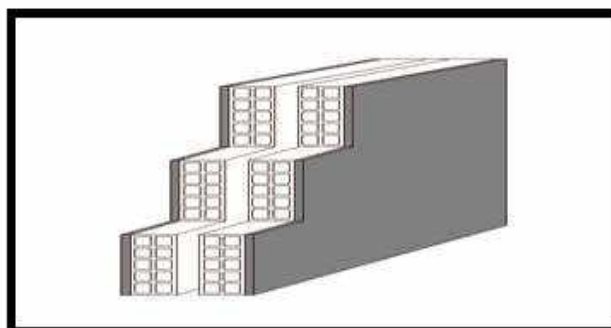


Figure II- 12: Remplissage en double cloisons.

II.3.3.2.2 Mur intérieur :

<i>Les Compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN /m³)</i>	<i>Poids surfaciques (KN /m²)</i>
<i>1. Brique creuses</i>	<i>0.10</i>	-	<i>0.90</i>
<i>2. Enduite externe</i>	<i>0.02</i>	-	<i>0.10</i>
<i>3. Enduite interne</i>	<i>0.02</i>	-	<i>0.10</i>
			<i>G=1.10KN/m²</i>

Tableau II-10: Évaluation des charges permanente mur intérieur

II.3.3.3 L'escalier :

- Palier

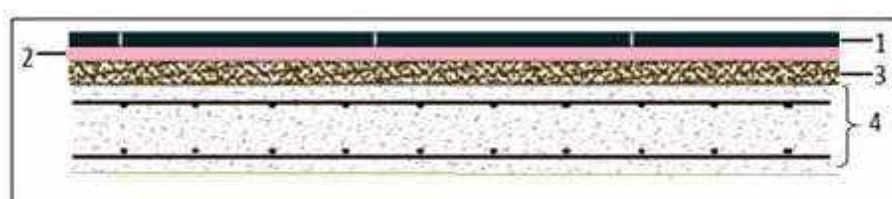


Figure II.11 : Composants d'un palier

<i>Compositions</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN /m³)</i>	<i>Poids surfacique (KN /m²)</i>
<i>1. Carrelage</i>	<i>0.02</i>	<i>22</i>	<i>0.44</i>
<i>2. Mortier de pose</i>	<i>0.02</i>	<i>20</i>	<i>0.40</i>
<i>3- Lit sable</i>	<i>0,02</i>	<i>18</i>	<i>0.36</i>
<i>4. Dalle en BA</i>	<i>0 .15</i>	<i>25</i>	<i>3.75</i>
			<i>G=4.95KN/m2</i>
			<i>Q=2.5KN/m2</i>

Tableau II.9: Evaluation des charges permanente palier

Paillasse

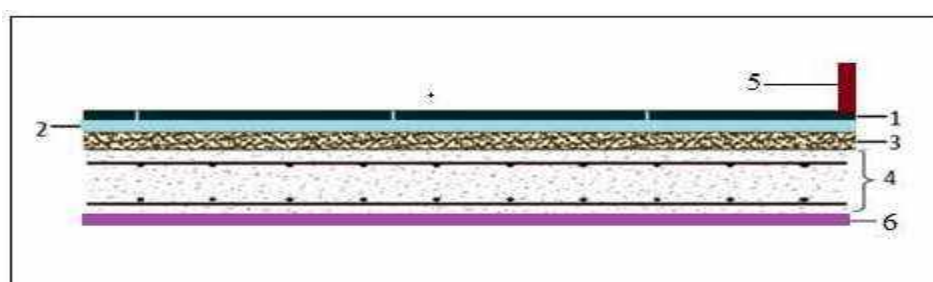


Tableau II.14 : Composants d'un paillasse.

Compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit sable	0,02	18	0.36
4. Poids propre de paillasse	0.15/ Cos (32.51)	25	4.45
5. Garde-corps métal	-	-	0.10
6. poids de marches	0.17 /2	22	1.87
			G=7.62KN/m²
			Q=2.5KN/m²

Tableau II.10 : Evaluation des charges permanente paillasse.

II.3.3.3-Acrotère :

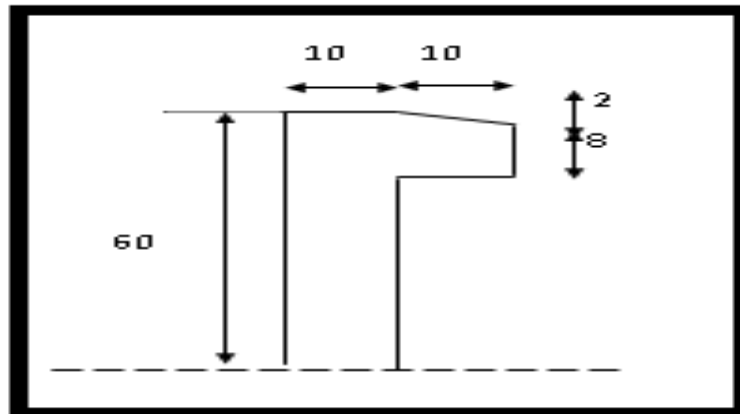


Figure II- 13: Dimension de l'acrotère.

Section transversale de l'acrotère

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + \frac{(0,02 \times 0,1)}{2} \Rightarrow S = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G_1 = S \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

Poids de l'enduit en ciment :

Pour revêtement de 2 cm, on a:

$$X = \sqrt{0,1^2 + 0,02^2} = 0,102 \text{ m}$$

$$G_2 = 0,02 \times (0,6 + 0,5 + 0,1 + 0,102 + 0,08 + 0,1) \times 20 = 0,593 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 1,725 + 0,593 = 2,318 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G = 2,318 \text{ KN/ml}}$$

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

II.3.3.4-Balcon :

A- Dalle pleine :

Les composantes	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,16	25	4
Enduit en ciment	0,02	14	0,28
		G	5,48
		Q	3,50

Tableau II- 10:Évaluation des charges permanente de balcon (dalle pleine).

B- Garde corps des balcons :

Les composantes	Épaisseur (m)	Poids volumique(KN/m ³)	Charge Surfacique(KN/m ²)
Brique creuses 10cm	0,10	-	0,9
enduit du ciment	0,02	14	0,28
		G	1,18
		Q	/

Tableau II- 11: Évaluation des charges permanente de balcon (garde corps).

Récapitulation

Élément	Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Plancher de terrasse (corps creux)	6,49 kN/m ²	1 kN/m ²
Plancher d'étage courant (corps creux)	5,90 kN/m ²	1,5 kN/m ²
Plancher de terrasse (dalle pleine)	6,99 kN/m ²	1kN/m ²
Plancher d'étage courant (dalle plein)	6,40 kN/m ²	1,5kN/m ²
L'escalier (paillasse)	7.62 kN/m2	2.5 kN/m2
L'escalier (palier)	4.95 kN/m2	2.5 kN/m2
Mur extérieure	2.48 kN/m ²	-
Mur intérieure	1.1 kN/m ²	-
Balcon accessible	5,23 kN/m ²	3,5 kN/m ²
Mur sur le balcon	1,18 kN/m ²	-

Acrotère	2,32kN/ml	1 kN/m ²
----------	-----------	---------------------

Tableau II- 12: Évaluation des charges permanente et des charges d'exploitation.

II.3.4- Loi de dégression des surcharges :

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanent G, charge d'exploitation Q.

Loi de dégression des charges (DTR.B.C article 6.3 page 17)

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré les mêmes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

Calcul de Q :

N	Dégression	Q (KN)
N7	Q_7	1.00
N6	$Q_7 + Q_6$	2.50
N5	$Q_7 + 0.9 Q_6 + 0.8 Q_5$	3.55
N4	$Q_7 + 0.9 Q_6 + 0.8 Q_5 + 0.7 Q_4$	4.60
N3	$Q_7 + 0.9 Q_6 + 0.8 Q_5 + 0.7 Q_4 + 0.6 Q_3$	5.50
N2	$Q_7 + 0.9 Q_6 + 0.8 Q_5 + 0.7 Q_4 + 0.6 Q_3 + 0.5 Q_2$	6.25
N1	$Q_7 + 0.9 Q_6 + 0.8 Q_5 + 0.7 Q_4 + 0.6 Q_3 + 0.5 (Q_2 + Q_1)$	7.00
N0	$Q_7 + 0.9 Q_6 + 0.8 Q_5 + 0.7 Q_4 + 0.6 Q_3 + 0.5 (Q_2 + Q_1 + Q_0)$	7.75

Tableau II- 13: Évaluation des charges d'exploitation par la règle de dégression.

Le but de la descente des charges est la vérification du pré dimensionnement des poteaux. Pour cela On choisit 03 types des poteaux :

1-Poteau centre : E4

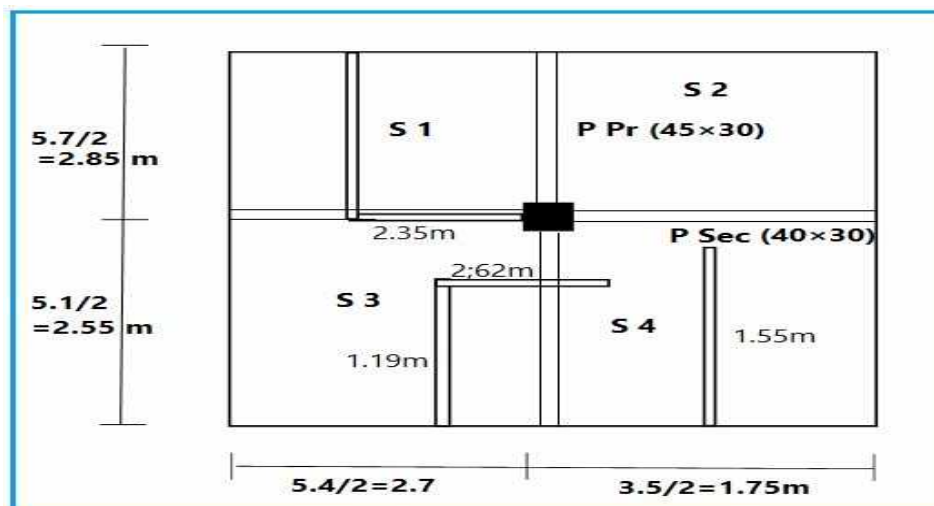


Figure II- 14: Poteau central B4.

- ❖ $S1=(2.85-0.15)*(2.7-0.15)=6.89 \text{ m}^2$
- ❖ $S2=(2.85-0.15)*(1.75-0.15)=4.32 \text{ m}^2$
- ❖ $S3=(2.55-0.15)*(2.7-0.15)=6.12 \text{ m}^2$
- ❖ $S4=(2.55-0.15)*(1.75-0.15)=3.84 \text{ m}^2$
- ❖ Surface total($S1+S2+S3+S4$) = 21.17 m^2
- ❖ Volume de la poutre principale (RDC+1+2).....(0.45×0.30) $\times(5.4-0.55) = 0.66 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre principale (3+4+5)(0.45×0.30) $\times(5.4-0.45) = 0.66 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre principale (6+7)(0.45×0.30) $\times(5.4-0.45) = 0.67 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire (RDC+1+2)(0.4×0.3) $\times(4.45-0.55) = 0.47\text{m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire (3+4+5)(0.4×0.3) $\times(4.45-0.5) = 0.47\text{m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire (6+7)(0.4×0.3) $\times(4.45-0.45) = 0.48\text{m}^3$
- ❖ Volume du poteau (RDC+1+2) (0.55×0.55) $\times 3.06 = 0.93\text{m}^3$
- ❖ Volume du poteau (3+4+5)(0.5×0.5) $\times 3,06 = 0.77 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau (6+7)(0.45×0.45) $\times 3.06 = 0.62 \text{ m}^3$

N	Élément	G (KN)
N7	P. terrasse corps creux : $(21.17-0.01) *(6.49)$	137.33
	p. principale : $(0.67*25)$	16.75
	p. secondaire : $(0.48*25)$	12.00
	p. poteau : $(0.62*25)$	15.5
	p.mur in $(2.35-0.225+2.85+2.62+1.19+1.55)*1.1$	11.37
	Total	192.95

N6	P. etage courant : $(21.17-0.01) \cdot (5.9) = 124.84$ +p.p+ps+p.p+p.mi .	180.46
N5	Pec+pp+ps+mi $(2.35-0.225+2.85+2.62+1.19+1.55) \cdot 1.1 = 11.36$ +poteau 50x50 (3,06m)	183.70
N4	Pec+pp+ps+ mi+poteau 50x50 (3,06m)	183.70
N3	Pec+pp+ps+ mi+poteau 50x50 (3,06m)	183.70
N2	Pec+pp+ps+ mi+poteau 55x55 (3,06m)	187.69
N1	Pec+pp+ps+ mi+poteau 55x55 (3,06m)	187.69
N0	Pec+pp+ps+ mi+poteau 55x55 (3,06m)	187.69

Tableau II- 14: Calcul de G du poteau B4

N	Q (KN/ m ²)	SURFACE AFFERENTE (m ²)	Q (KN)
N7	1.00	21.17	21.17
N6	2.50	21.17	52.92
N5	3.55	21.17	75.15
N4	4.60	21.17	97.38
N3	5.50	21.17	116.44
N2	6.25	21.17	132.31
N1	7.00	21.17	148.19
N0	7.75	21.17	164.07

Tableau II- 15: Calcul de Q du poteau B4.

Z	Charges Permanentes [KN]		Charges d'exploitation		Efforts Normaux ultime
	G	G Cumul	[KN]		[KN]
			Q	Q Cumul	$N = 1,35G_c + 1,5Q_c$
N7	192.95	192.95	21.17	21.17	292.24
N6	180.46	373.41	52.92	74.09	615.24
N5	183.70	557.11	75.15	149.24	975.96
N4	183.70	740.81	97.38	246.62	1370.02
N3	183.70	924.51	116.44	363.06	1792.68
N2	187.69	1112.2	132.31	495.37	2244.53
N1	187.69	1299.89	148.19	643.56	2720.19
N0	187.69	1487.58	164.07	807.63	3219.68

Tableau II- 16: Calcul des efforts normaux ultimes de B4.

2-Poteau de rive :B5

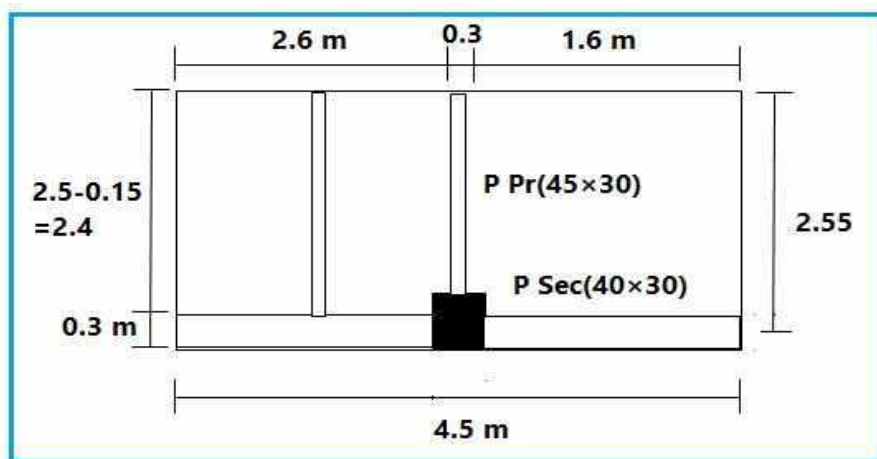


Figure II- 15:Poteau de rive B5.

- ❖ Surface de la Dalle en corps creux (RDC+1+2) ... $(2.6*2.4+1.6*2.4)-(0.25*0.25) = 10.02 \text{ m}^2$
- ❖ Surface de la Dalle en corps creux(3+4+5) $(2.6*2.4+1.6*2.4)-(0.2*0.2) = 10.04 \text{ m}^2$
- ❖ Surface de la Dalle en corps creux(6+7) $(2.6*2.4+1.6*2.4)-(0.15*0.15) = 10.06 \text{ m}^2$
- ❖ Volume de la poutre principale (RDC+1+2) $(0.45 \times 0.30) \times (2.4-0.25) = 0.29 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre principale (3+4+5) $(0.45 \times 0.30) \times (2.4-0.2) = 0.29 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre principale (6+7) $(0.45 \times 0.30) \times (2.4-0.15) = 0.3 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire (RDC+1+2) $(0.4 \times 0.3) \times (4.5-0.55) = 0.47 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire (3+4+5) $(0.4 \times 0.3) \times (4.5-0.5) = 0.48 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire (6+7) $(0.4 \times 0.3) \times (4.5-0.45) = 0.49 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau (RDC+1+2) $(0.55 \times 0.55) \times 3.06 = 0.93 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau (3+4+5) $(0.5 \times 0.5) \times 3.06 = 0.77 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau (6+7) $(0.45 \times 0.45) \times 3.06 = 0.62 \text{ m}^3$

N	Élément	G (KN)
N7	P T. corps creux : $(10.06*6.49)$	65.29
	p. principale : $(0.3*25)$	7.5
	p. secondaire : $(0.49*25)$	12.25
	p. de l'acrotère : $4.5*2.318$	10.43
	p. poteau : $(0.62*25)$	15.5
	p. murs extérieurs et intérieur $\{(3.06-0.4)*(4.5-0.55)\}*2.84 + \{(3.06-0.25)*2.4\}*1.1$	37.24
	Total	148.21
N6	P. corps creux : $(10.06*5.90)$	59.35

	p. principale : (0.3*25)	7.5
	p. secondaire :(0.49*25)	12.25
	p. poteau :(0.62*25)	15.5
	p. murs extérieurs et intérieur $\{(3.06-0.4)*(4.5-0.5)\}*2.48+\{(3.06-0.25)*2.4\}*1.1$	33.48
	Total	128.08
N5	Pec+p bal+pdp+pp+ps+poteau 50x50(3,06m) +p(Mex+Min)	131.54
N4	Pec+p bal+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) + p(Mex+Min)	131.54
N3	Pec+p bal+pdp+pp+ps+poteau 50x50 (3,06m) + p(Mex+Min)	131.54
N2	Pec+p bal+pdp+pp+ps+poteau 45x45 (3,06m) + p(Mex+Min)	135.51
N1	Pec+p bal+pdp+pp+ps+poteau 45x45 (3,06m) + p(Mex+Min)	135.51
N0	Pec+p bal+pdp+pp+ps+poteau 45x45 (3,06m) + p(Mex+Min)	135.51

Tableau II- 17: calcul de G du poteau B5.

N	Q (KN/ m ²)	SURFACE AFFERENTE (m ²)	Q (KN)
7	1.00	10.08	10.08
6	2.50	10.08	25.20
5	3.70	10.08	37.29
4	4.75	10.08	47.88
3	5.65	10.08	56.95
2	6.40	10.08	64.51
1	7.15	10.08	72.07
RDC	7.90	10.08	79.63

Tableau II- 18: Calcul de Q du poteau B5.

Z	Charges Permanentes [KN]		Charges d'exploitation		Efforts Normaux ultime
	G	G Cumul	[KN]		[KN]
			Q	Q Cumul	$N = 1,35G_c + 1,5Q_c$

N7	148.21	148.21	10.08	10.08	215.20
N6	128.08	276.29	25.20	35.28	425.91
N5	131.54	407.83	37.29	72.57	659.43
N4	131.54	539.37	47.88	120.45	908.82
N3	131.54	670.91	56.95	177.74	1172.34
N2	135.51	806.42	64.51	241.91	1451.53
N1	135.51	941.93	72.07	313.98	1742,58
N0	135.51	1077.44	79.63	393.61	2044.96

Tableau II- 19: Calcul des efforts normaux ultimes du poteau B5

Les résultats obtenus d'efforts Normaux ultimes maximaux des trois types de poteaux :

Poteau	Poteau central	Poteau de rive
Efforts Normaux ultimes(KN)	3219.68	2044.96

Tableau II- 20: Résultats de calcul des efforts normaux ultimes maximaux.

Donc le poteau le plus sollicité est le poteau central B4.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 3219.68 \text{ KN}$$

II.2.7.5 Vérification des sections adoptées pour les poteaux :

II.2.7.5.1 Vérification selon BAEL91 :

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal **Nu** agissant sur le poteau qui doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article (A: 8.4.1)}$$

Avec :

Nu : l'effort normal ultime : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$.

As : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul en (cm²).

Br : section réduit de poteau, obtenue en déduisant de section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique en (cm²).

Fe : limite d'élasticité des aciers en (Mpa).

$$\gamma_s = 1,15 \quad , \gamma_b = 1,5$$

α : coefficient en fonction de l'élancement λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour} \quad \lambda \leq 50. \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article (A: 8.4.1)}$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70.$$

- **N_u** connu, le but c'est de calculer B_r (section de poteau) à partir de l'effort normal et faire la comparaison avec B_c choisie.

$$\text{On a : } N_u \leq \left[\frac{\alpha B_r F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{F_e}{\gamma_s} \right] \Leftrightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{F_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A}{B_r} \frac{F_e}{100\gamma_s} \right]}$$

Pourcentage minimal des armatures est de 0,7 % en **zone I**, donc:

$$\frac{A}{B_r} = 0,7\% \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{F_{c28}}{0,9\gamma_b} + 0,007 \times \frac{F_e}{100\gamma_s} \right]}$$

Calcul α :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l \times \sqrt{12}}{b}$$

Section de poteau cm ²	λ	α	Br
45 × 45	14.06	0.823	1849 cm ²
50 × 50	12.65	0.828	2304 cm ²
55 × 55	11.51	0.832	2809 cm ²

Tableau II- 21: les valeurs de (λ , α) selon les sections des poteaux.

$$280900 \geq \frac{3219680}{\left[\frac{0,823 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 0,007 \times \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 208695,22 \dots\dots\dots CV$$

II.2.6.5.2 Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

Selon le RPA 99 / version 2003 Article (7.4.3.1) :

Une Vérification spécifiques de la sollicitation normale doit être effectuée, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = N_d / B_c \cdot F_{c28} \leq 0,3$$

Alors la section de poteau le plus sollicité :

$$B_c \geq N_d / 0,3 \cdot F_{c28}$$

Poteaux (cm ²)	N _d (kN) G + Q	F _{c28} (kN/cm ²)	B _c (choisie) cm ²	N _d /B _c .F _{c28}	N _d /B _c .F _{c28} ≤ 0,3
(45×45)	447.5	2.5	2025	0.072	Condition vérifiée

(50×50)	1287.57	2.5	2500	0.206	Condition vérifiée
(55×55)	2131.14	2.5	3025	0.281	Condition vérifiée

Tableau II- 22: 2^{ème} Vérification selon le RPA99/version 2003 des dimensions des poteaux.

Chapitre III :

Étude des Éléments Secondaires

Introduction :

Les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leurs distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ses actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

III.1 Étude de L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse pour servir essentiellement au relevé de l'étanchéité, et pour second rôle il sert à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, qui est un système isostatique. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Elle est sollicitée par son poids propre G , et une poussée horizontale : $F = \text{Max} (F_p, F_q)$.

$$\text{Avec : } F_p = 4 A C_p W_p$$

- $A = 0,15$ Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 R.P.A 99 V 2003 page 37).
- $C_p = 0,8$ Facteur de force horizontale (Tableau 6.1 R.P.A 99 V 2003 page 59).
- W_p : poids propre de l'acrotère. $W_p = 2,318 \text{ kN/ml}$.
- F_q : La poussée horizontale $F_q = 1 \text{ kN/ml}$.

III.1.1 Schéma statique :

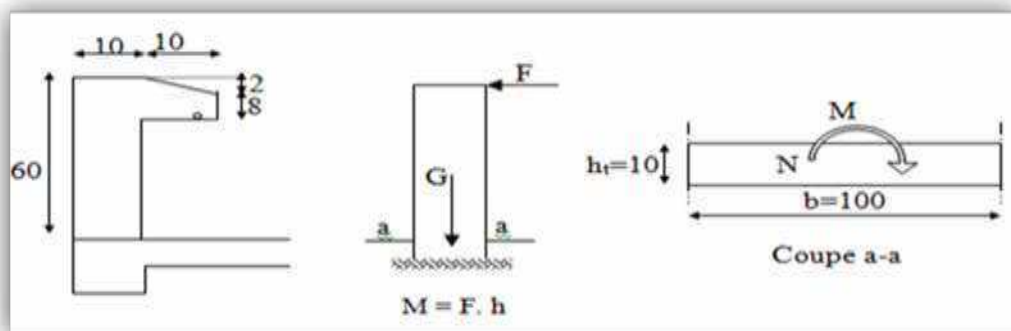


Figure III- 1: Schéma l'acrotère.

- Le calcul sera effectué pour une bonde de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée. Avec :

- $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,318 = 1,113 \text{ kN/ml}$
- $Q = \text{Max} (F_p, F_q) = 1,113 \text{ kN/ml}$

La force F engendre un moment maximum à la base et l'effort normal et du au poids propre de l'acrotère :

- Moment à ELU : $M_u = 1,5Q.h.$
- Moment à ELS : $M_s = Q.h.$

	N (KN)	M (KN.m)
E.L.U	1,670	1,002
E.L.S	1,113	0,668

Tableau III- 1: Moment et effort normal agissant sur l'acrotère.

III.1.2 Calcul de l'excentricité :

$$M_u = N_u \cdot e \Rightarrow e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,002}{1,670} = 0,60 \text{ m} = 60 \text{ cm} > e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$e > e_0 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Assimilation à la flexion simple :

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est jugée comme partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple, en prenant comme moment fictif M_{au} avec :

$$M_{au} = N_u \times e_a$$

On obtient une section fictive d'acier A_{s1} dont on déduit la section d'acier tendue :

$$A_s = A_{s1} - \frac{N_u}{100\bar{\sigma}}$$

$$\text{avec : } e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2} \right) \text{ et } d = 0,1 - 0,03 = 0,07 \text{ m}$$

e_a : distance entre le point d'application du centre de pression (C) et le centre de gravité des armateurs tendues A_s .

$$e_a = 0,60 + \left(0,07 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,62$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 1,67 \times 0,62 = 1,04 \text{ kN.m}$$

III.1.3 Ferrailage :

III.1.3.1 Ferrailage à l'ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,04 \times 10^{-3}}{1(0,07)^2 \times 14,20} = 0,015 \dots \dots \dots f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,20 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,392$$

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,015$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha_u)d = 6,96 \text{ cm} \dots \dots \dots \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{ts} = \frac{M_{ua}}{Z\sigma} = \frac{1,04 \times 10^{-3}}{0,0696 \times 348} 10^4 = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{ts} - \frac{N_u}{100\sigma} = 0,43 - \frac{1,67 \times 10^{-3}}{100 \times 348} 10^4 = 0,43 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : (A.4.2.1 du BAEL) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,845 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$A_s \text{ réelle} = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Espacement} : S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{soit} \dots \dots \dots 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Espacement} : S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes a L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé très préjudiciable.

♦ Données :

M_{ser} (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	As (cm²)	As' (cm²)
1,113	100	10	7	3	15	2,01	0

Tableau III- 2: Donnés de vérification a l'ELS.

♦ Position de l'axe neutre :

C'est la solution y positive de l'équation :

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d-y)^2 + nA'_s(y-d')$$

♦ **État limite de compression de béton: (A.4.5.2 du b.a.e.l)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : σ_{bc} Contrainte maximale dans le béton comprimé $\rightarrow \sigma_{bc} = k.y$ et $k = \frac{M_{ser}}{I}$

$\bar{\sigma}_{bc}$ Contrainte limite dans le béton comprimé. $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

y (cm)	I (cm ⁴)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	vérificatio n
1,78	1009,52582	0,1102	1,96	15	C-V

Tableau III- 3: vérification de l'état limite de compression de béton.

♦ **État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3du B.A.E.L)**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ Avec :

- σ_{st} Contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_{st} = 15k(d-y)$ et $k = \frac{M_{ser}}{I}$

- $\bar{\sigma}_{st}$ Contrainte limite dans l'acier tendu : Pour une fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2}f_c, \max(90\sqrt{\eta f_{ij}}, 200\text{Mpa}) \right\}$$

$\eta = 1.6$ pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont au tableau suivant :

y (cm)	I (cm ⁴)	K (KN/cm ³)	σ_{st} (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	vérification
12,22	73788,6038	0,0506	86,41	200	C-V

Tableau III- 4: vérification de l'état limite d'ouverture de fissures.

♦ **Commentaire :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma < \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Donc les sections d'armatures choisies sont justifiées à **ELS**.

▪ **Vérification au cisaillement : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Et} \quad V_u = 1,5Q = 1,5F_p = 1,670 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,670}{10 \times 7} = 0,024 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

▪ **Schéma de ferrailage :**

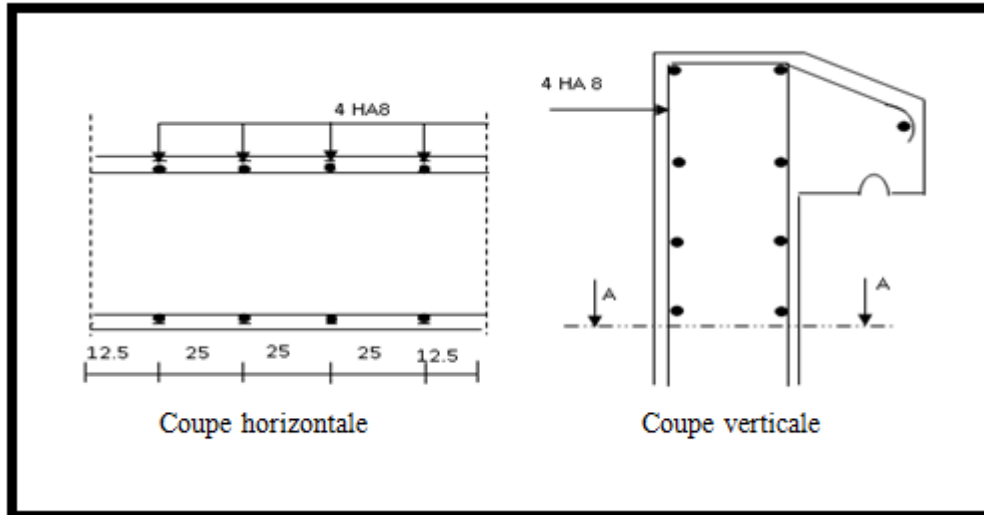


Figure III- 2: Schéma de ferrailage.

III.2 Étude des balcons :

Le balcon est calculé comme une console encastree aux poutres et soumis à une charge permanente, une charge d'exploitation et une charge concentrée à l'extrémité libre dû au poids propre de garde-corps. Cette console est ferrailée en flexion simple.

III.2.1-Charges et surcharge :

- Charge permanente : **G = 5,48 kN/m²**
- Surcharges d'exploitation : **Q = 3,5 kN/m²**
- Charge concentrée du au mur : **P = 1,18 × 1 = 1,18 kN/ml.**

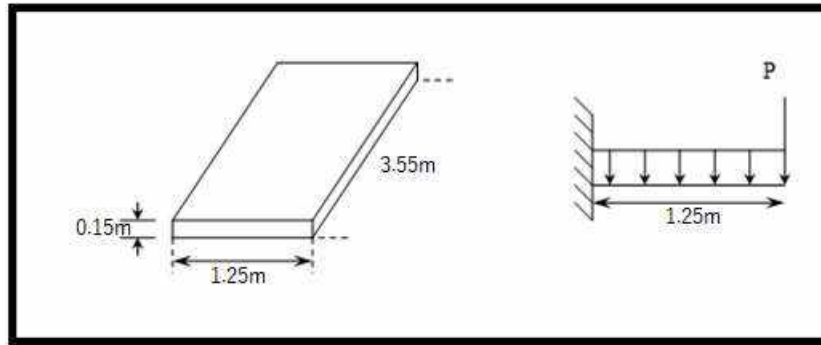


Figure III- 3: Schéma statique de balcon.

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 12.65 \text{ KN/ml} \rightarrow M_u = \frac{q_u l^2}{2} + p \times 1.25 = 11.36 \text{ KN.m}$$

$$q_s = Q + G = 8.98 \text{ KN/ml} \rightarrow M_s = \frac{q_s l^2}{2} = 7,02 \text{ KN.m}$$

III.2. 2- Ferrailage à l'ÉLU : Le calcul se fait pour une bande de **01m** de largeur.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$d = h - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{11360}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.055$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ L'état limite ultime est atteint au pivot A (Pas d'armature comprimée $A'_s = 0$)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.071$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha_u) d = 11.66 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^3}{Z_d \sigma_{Su}} = \frac{10.52 \times 10^3}{12.7 \times 348} = 2.79 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{s \min} \rightarrow$ Condition est Vérifié.

On prend **5HA10 $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$**

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armature de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \dots \dots \Rightarrow A_r = \mathbf{5HA08} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

♦ **Données :**

M_{ser} (KN.m)	B (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	N	As (cm²)	As' (cm²)
7.02	100	15	12	3	15	4.71	0

Tableau III- 5: Données de vérification à l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution **y** positive de l'équation : $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d-y)^2 + nA'_s(y-d')$$

♦ **État limite de compression de béton : (A.4.5.2du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec :

- σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = k.y$ et $k = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé. $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

Y (cm)	I (cm)	K (KN/cm³)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	vérification
3.47	6835.75731	1.027	3.56	15	C-V

Tableau III- 6: vérification de l'état limite de compression de béton.

♦ **État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ Avec :

- σ_{st} Contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_{st} = 15k(d-y)$ et $k = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\bar{\sigma}_{st}$ Contrainte limite dans l'acier tendu : Pour une fissuration préjudiciable :

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

$\eta = 1.6$ pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont au tableau suivant :

Y (cm)	I (cm ⁴)	K (KN/cm ³)	σ_{st} (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	vérification
3.47	6835.75731	1.027	131.40	201,63	C-V

Tableau III- 7: vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

♦ **Commentaire :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma < \bar{\sigma}_{st} \end{cases} \text{ Donc les sections 'armatures choisies sont justifiées à ELS.}$$

Justification vis-à-vis de sollicitation tangente : cas de fissurations préjudiciables selon article (A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) :

$$V_u = q_u l + p = 16.99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.99 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.142 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (2,50 ; 5 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.142 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée}$$

■ **Vérification de la flèche :** d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{12.5} = 0.12 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (M_t = M_0) \Rightarrow 0.12 > 0.1 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.71}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0039 \leq 0.011 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

III.2. 3- Schéma de ferrailage :

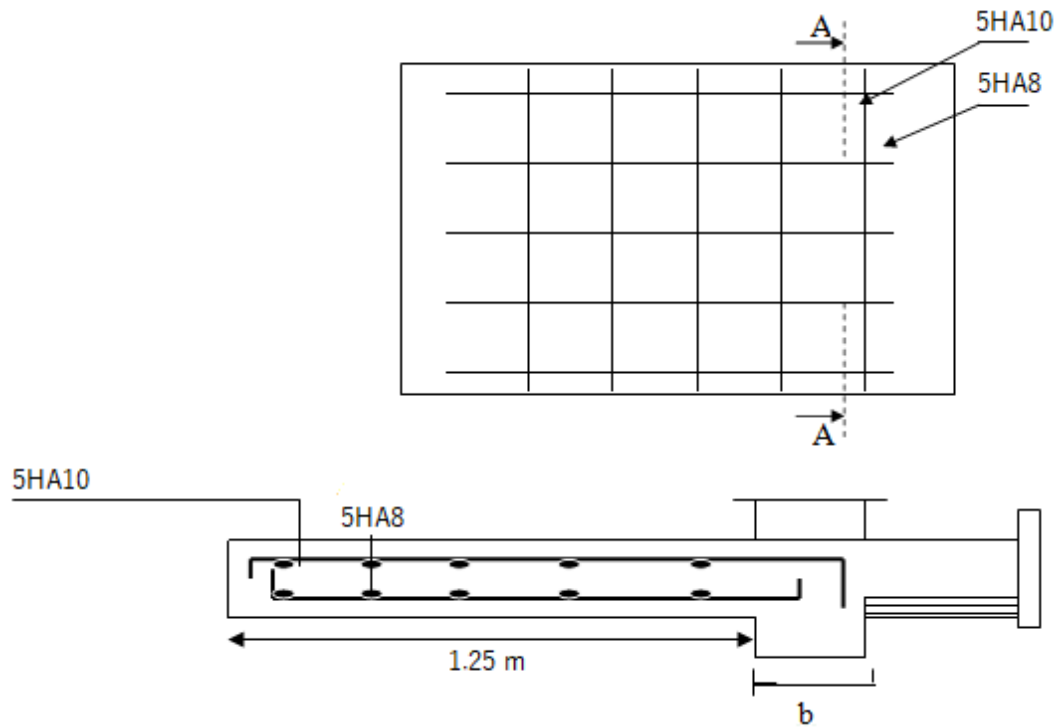


Figure III- 4: Schéma de ferrailage.

III.4. Étude des escaliers :

Un escalier dans une construction est une suite régulière des plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre.

	G kN/m ²	Q kN/m ²
Paillasse	7.62	2.50
Palier de repos	4.95	2.50

Tableau III- 8 : données d'évaluation des charges.

	ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$ qu (kN/m ²)	ELS : $q_s = G + Q$ qs (kN/m ²)
Paillasse	14.04	10.12
Palier de repos	10.43	7.45

Tableau III- 9: calcul des sollicitation a L'ELU et L'ELS escalier

❖ Volee 01 et 03 :

Ce type d'escalier est composé de :

- · Un palier d'épaisseur 15cm.
- · Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- · Giron de 27cm.
- · Contre marche de 18cm.

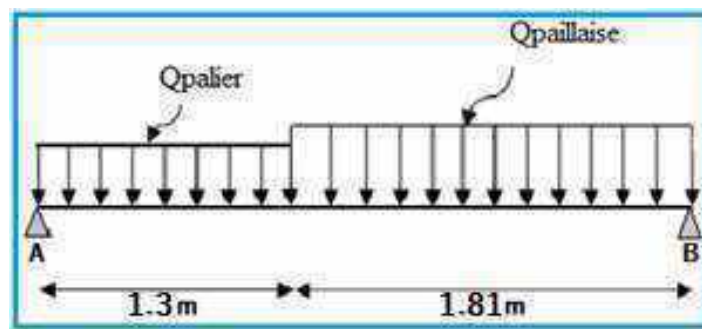
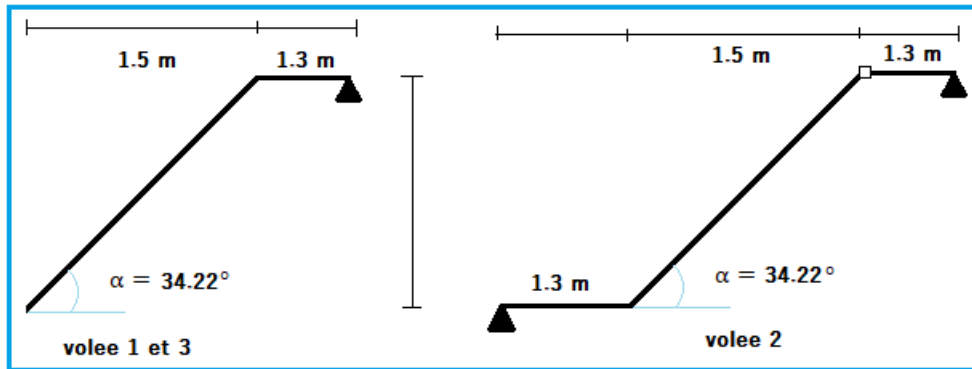


Figure.III.67 : Schéma statique de l'escalier type 01 et 03

A.) Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$Q_{ueq} = \frac{QP1 \times LP1 + QV \times LV + QP2 \times LP2}{LT} = \frac{10.43 \times 1.3 + 14.04 \times 1.81}{1.3 + 1.81} = 12.53 \text{ kn/ml}$$

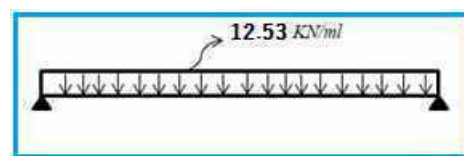


Figure III.68 : Schéma des charges équivalentes à ELU d'escalier type 1.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85M_0 \\ M_a = 0,30M_0 \end{cases}$$

$$M_0 = 15.15 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 0.85 * 15.15 = 12.87 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 0.3 * 15.15 = 4.55 \text{ kn.m}$$

B.) l'état limite de Service :

$$Q_{eq} = \frac{QP1 \times LP1 + QV \times LV + QP2 \times LP2}{LT} = \frac{7.45 \times 1.3 + 10.12 \times 1.81}{1.3 + 1.81}$$

$$= 9.00 \text{ kn/ml}$$

$$M_0 = 10.88 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 9.24 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 3.26 \text{ kn.m}$$

Calcul de ferrailage :

A.) En travée :

A.1) Etat limite ultime (E L U) :

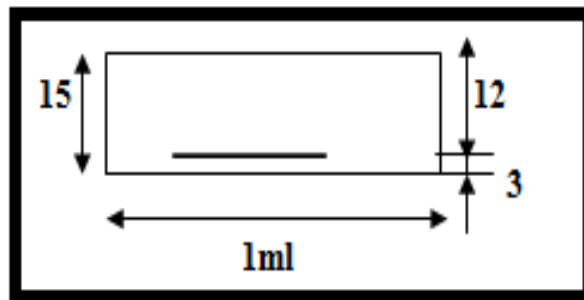


Figure III- 5 : schéma de la section.

Les escaliers sont ferrailés en flexion simple, on utilise les formules suivantes :

$$c \geq e + \frac{\phi}{2} \text{ avec } \phi \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } c \geq 1 + 0.75 \Rightarrow c = 3 \text{ cm} \quad d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) \quad \beta = 1 - 0,4.\alpha$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} \quad A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$\mu = 0.063 \leq 0.392$$

$$\alpha = 0.081 ; \beta = 0.967$$

$$A_s = \frac{12.87 \cdot 10^3}{0.967 \cdot 12 \cdot 348} = 3.18 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **4T12 = 4.52 cm²**.

	M(N.m)	μ	β	A ^{cal} (cm ²)
Travee	12.87	0.063	0.967	3.18
Appuis	4.55	0.022	0.988	1.10

Tab-3-3 : calcule l'armature l'longitudinales a ELU volee 1 et 3

A.1.1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 12 \cdot 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Donc : A= max (As , Amin)

On adopte : **4T12 = 4.52 cm²**

	A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travee	3.18	1.45	3.18	4HA12=4.52
Appuis	1.10	1.45	1.45	4HA10=3.14

Tab-3-3 : calcule l'armature en appuis et en travee

Espacement : Travee: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

Appui: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Les armature de répartition :** d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

	A _{rep} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travee	1.13	4HA8 = 2.01
Appuis	0.79	4HA8 = 2.01

Tab-3-3 : Les armature de répartition

Espacement : Travee: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Appui: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

III.4. 3.1- Vérification des contraintes a L'ELS :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'égale suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	Mu(N.m)	Mser(N.m)	γ	f _{c28} (Mpa)	$\frac{1}{\alpha}$	condition
Travee	0.081	12.87	9.24	1.39	25	0.445	CV
Appuis	0.028	4.55	3.26	1.39	25	0.445	CV

C.) Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$V_u = q_u l = 38.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.99 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.324 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.324 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée}$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires. on prend donc que des armatures de montage.

III.4. 3.3-Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,125 \geq \frac{0.85}{10} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots \Rightarrow \frac{A}{bd} = 0,0003 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

III.4. 4 Schéma de ferrailage :

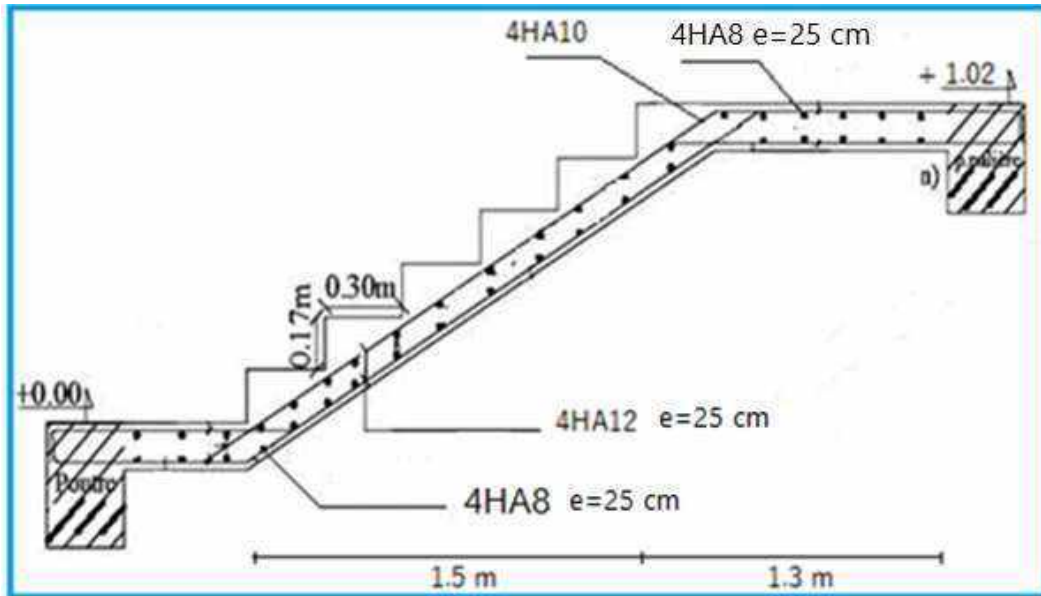


Figure III- 6: Schéma de ferrailage d'escalier volee 01 et 03 .

❖ Voiee 02 :

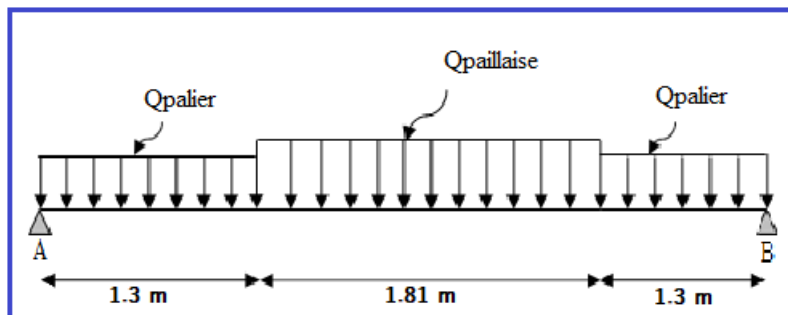


Figure.III.67 : Schéma statique de l'escalier type 02

A.) Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$Q_{ueq} = \frac{QP1 \times LP1 + QV \times LV + QP2 \times LP2}{LT} = \frac{10.43 \times 1.3 + 14.04 \times 1.81 + 10.43 \times 1.3}{1.3 + 1.81 + 1.3} =$$

11.91 kn/ml

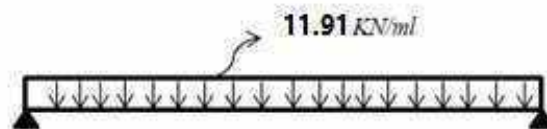


Figure III.68 : Schéma des charges équivalentes à ELU d'escalier type 2.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85M_0 \\ M_a = 0,30M_0 \end{cases}$$

$$M_0 = 28.95 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 0.85 * 28.95 = 24.6 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 0.3 * 28.95 = 8.69 \text{ kn.m}$$

B.) l'état limite de Service :

$$Q_{ueq} = \frac{QP1 \times LP1 + QV \times LV + QP2 \times LP2}{LT}$$

$$= \frac{7.45 \times 1.3 + 10.12 \times 1.81 + 7.45 \times 1.3}{1.3 + 1.81 + 1.3} = 8.55 \text{ kn/ml}$$

$$M_0 = 20.79 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 17.67 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 6.24 \text{ kn.m}$$

Calcul de ferrailage :

A.1) Etat limite ultime (E L U) :

	M(N.m)	μ	β	A ^{cal} (cm ²)
Travee	24.6	0.12	0.978	6.02
Appuis	8.69	0.042	0.936	2.22

Tab-3-3 : calcule l'armature l'longitudinales a ELU volee 1 et 3

A.1.1) Condition de non fragilité :

	A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travee	6.02	1.45	6.02	4HA14=6.16
Appuis	2.22	1.45	2.22	4HA10=3.14

Tab-3-3 : calcule l'armature en appuis et en travee

Espacement : Travee: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

Appui: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Les armature de répartition :** d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

	A _{rep} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travee	1.54	4HA8 = 2.01
Appuis	0.79	4HA8 = 2.01

Tab-3-3 : Les armature de répartition

Espacement : Travee: $S_t = \frac{100}{4} = 25$ cm on prend $S_t = 25$ cm

Appui: $S_t = \frac{100}{4} = 25$ cm on prend $S_t = 25$ cm

III.4. 3.1- Vérification des contraintes a L'ELS :

La fissuration est considérée comme peut nuisible , donc il n' y a aucune vérification concernant σ_s

La vérification de la contrainte max du béton n' est pas nécessaire si l' genalite suivante est vérifier :

$$\alpha \leq \alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	Mu(N.m)	Mser(N.m)	γ	f_{c28} (Mpa)	$\bar{\alpha}$	condition
Travee	0.16	24.6	17.67	1.39	25	0.445	CV
Appuis	0.054	8.69	6.24	1.39	25	0.445	CV

C.) Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau$

$$V_u = q_u l = 52.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{52.52 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.438 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.438 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée}$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont **pas nécessaires**. on prend donc que des armatures de montage.

III.4. 3.3-Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,125 \geq \frac{0,85}{10} = 0,085 \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_c} \dots \Rightarrow \frac{A}{bd} = 0,0003 < 0,0105 \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

III.4. 4 Schéma de ferrailage :

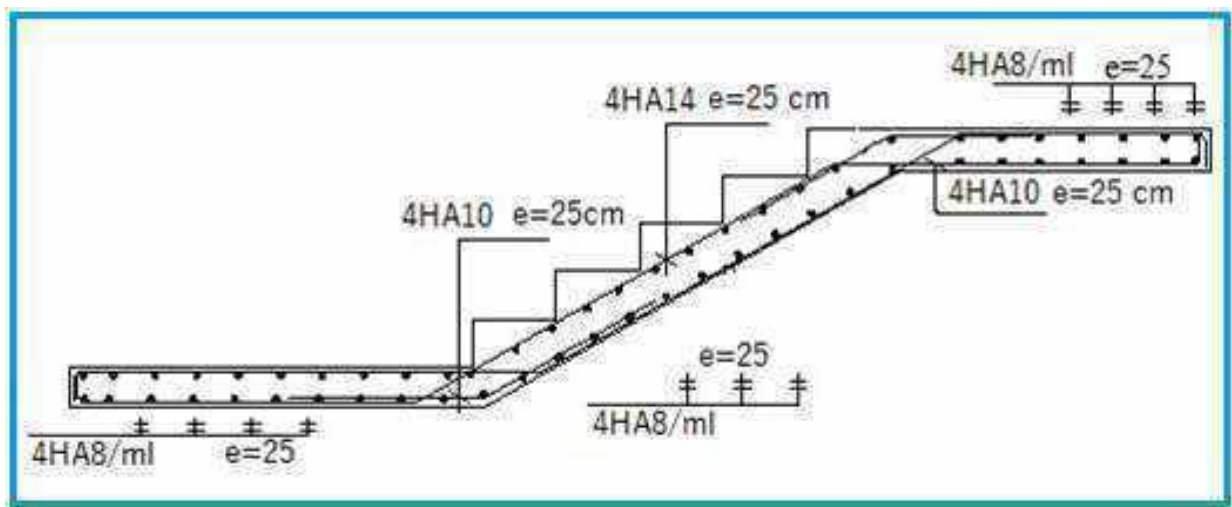


Figure III-8: Schéma de ferrailage d'escalier volee 02.

III.3.6. Etude de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

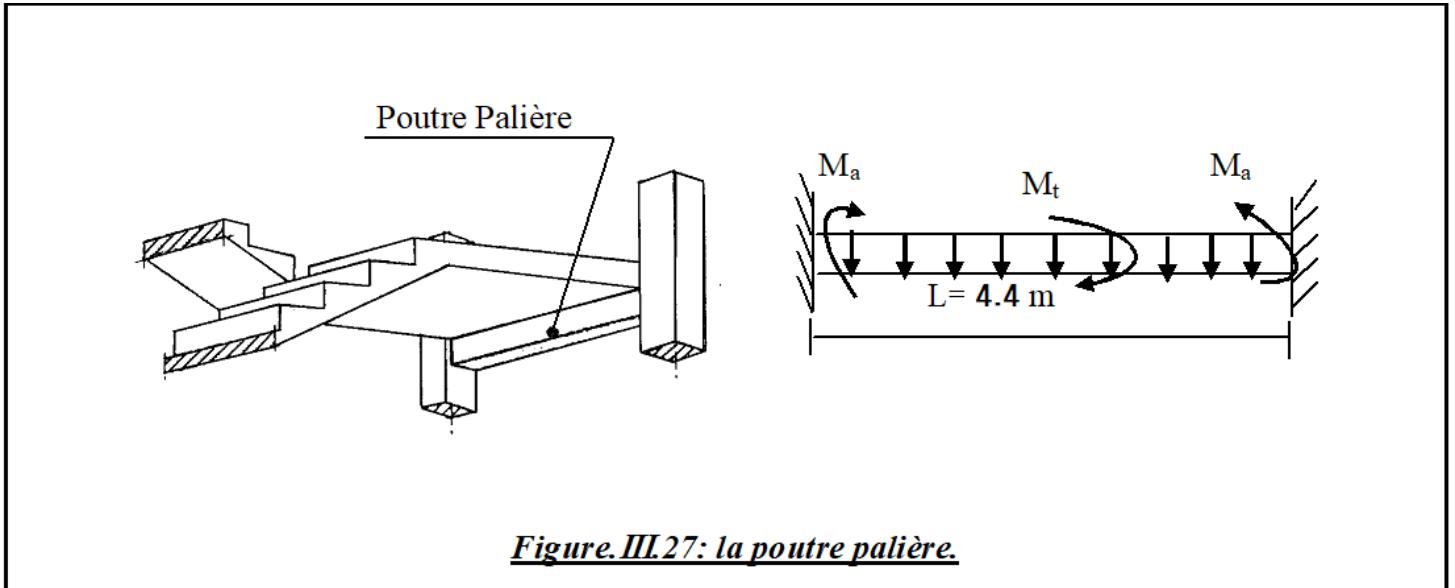


Figure III.27: la poutre palière.

III.3.6.1. Pré dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d’après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifié en considérant l’RAP 99/V 2003.

➤ **Selon le CBA 93**

•La hauteur ‘h’ de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \\ 29.33 \leq h \leq 44 \text{ cm, on prend : } \mathbf{h = 40cm} \end{array} \right.$$

•La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,5h \\ 12 \leq b \leq 20 \text{ cm, on prend : } \mathbf{b = 30} \end{array} \right.$$

➤ **Selon l’RPA99/ V2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier, } h = 40 \dots\dots\dots \mathbf{CV} \\ b \geq 20 : \text{vérifier ,} b=30 \dots\dots\dots \mathbf{CV} \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \mathbf{CV} \end{array} \right.$$

Donc on choisie une section de la poutre palière (b × h = 30×40) cm²

III.3.6.2. Calcul des sollicitations:

➤ **à l'ELU :**

➤ **Sollicitation :**

➤ poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

➤ Réaction des paliers et paillasse : $R = 24.08 \text{ KN/ml}$

✓ **Combinaisons de charges :**

$$q_u = 1.35G + R = 1.35 \times (3) + 24.08 \Rightarrow q_u = 28.13 \text{ KN/ml}$$

✓ **les moments :**

✦ le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 68.07 \text{ KN.m}$

✦ Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 57.86 \text{ KN.m}$

✦ Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 20.42 \text{ KN.m}$

✦ **à l'ELS :**

✓ **Sollicitation :**

➤ poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

➤ Réaction des paliers et paillasse : $R = 24.08 \text{ KN/ml}$

✓ **Combinaison de charge :**

$$q_s = G + R = \Rightarrow q_s = 27.08 \text{ KN/ml}$$

✓ **les moments :**

✦ le moment isostatique : $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8 = 65.53 \text{ KN.m}$

✦ le moment en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 52.42 \text{ KN.m}$

✦ le moment sur appui : $M_a = 0,30 M_0 = 19.66 \text{ KN.m}$

III.3.6.3. Calcul des armatures longitudinales (flexion simple) :

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

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

$$A_s = M_u / Z \sigma_s$$

$$A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A _{smin}	A _s (cm ²)	A _{adopte}
Travée	30	36	57.86	0.104	0.138	34.01	1.3	4.89	2T ₁₄ +3T ₁₂ =6.47
Appui	30	36	20.42	0.036	0.045	35.35	1.3	1.66	3T ₁₂ =3.39

Tableau III.5 : résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière.

III.3.6.4. Vérification à l'E.L.U :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin}=0,23.d.b(f_{t28}/f_e) \Rightarrow A_{min}= 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} \geq A_{min} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2..f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{28.13 \times 4.4}{2} = 61.89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.573 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,573 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots CV$$

III.3.6.5. Vérification à l'E.L.S :

➤ **Contrainte maximale du béton :**

• **En travée :** $\alpha=0,089$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 57.86 / 52.42 = 1.103$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0.3$$

$$\alpha = 0.138 \leq 0.3 \dots\dots\dots CV$$

• **Sur appui :** $\alpha=0,030$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 20.42 / 19.66 = 1.03$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0.26$$

$$\alpha = 0.036 \leq 0.43 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{440} = 0.09 \geq 0,062 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.09 \geq 0,085 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.47}{30 \times 36} = 0.0059 \leq 0,01 \dots\dots\dots CV$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

✓ **Les armatures transversales:**

➤ **Choix du diamètre :**

On a :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi\right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = 11.42 \text{ mm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **L'espace entre les cadres:**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de la section des armatures transversales:**

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

$$A_t \geq \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{F_e} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 1.27 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espace d'après le BAEL91 :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot F_e}{0.4b} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 32.4 \text{ cm}$$

➤ **L'espace exigé par l'RPA:**

❖ *En zone nodale :*

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2\right) = 10 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ *En zone courante :*

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **La section minimale des armatures selon l'RPA:**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 13.5$$

$$A_{\min} = 1.35 \leq 2$$

III.3.6.6. Calcul à la torsion :

À l'état limite ultime (ELU) le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis-à-vis de la torsion.

La torsion, on prend seulement la partie creuse (Ω) qui égale à :

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive.

e : Epaisseur de la paroi en point ou on l'on calcule.

D'où :

$$e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

Le couple de torsion est : $M_t = C \frac{l}{2} = V_u \times 0.1 \times \frac{l}{2} \Rightarrow M_t = 6.189 \frac{4.4}{2} = 13.62 \text{ KN.m}$

La contrainte tangente due au couple de torsion :

$$\tau_t = \frac{M_{tMax}}{2\Omega b_0} \quad (\text{BAEL91})$$

$$\text{Donc : } \tau_t = \frac{13.62 \times 10^6}{2 \times 875 \times 10^2 \times 300} \Rightarrow \tau_t = 0.26 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,573^2 + 0,26^2 = 0.395 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 3,33^2 = 11,09 \text{ MPa} \dots \dots \dots cv$$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_t = \frac{U \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \text{ Avec : } U : \text{ périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{120 \times 13.62 \times 10^6}{2 \times 875000 \times 348} = 2.68 \text{ cm}^2$$

- Donc on prend 3T12 avec $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{13.62 \times 10^6}{2 \times 875000 \times 348} = 0.0223 \text{ cm}$$

➤ **Armature transversale du à l'effort tranchant :**

On à : $\tau_u = 0.573 \text{ MPA}$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{b(\tau_u - 0,3.f_{t28}.K)}{0,9.f_e}$$

K=0.8

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{0,3(0,573-0,3,2,1,0,8)}{0,9,400} = \mathbf{0.0057cm}$$

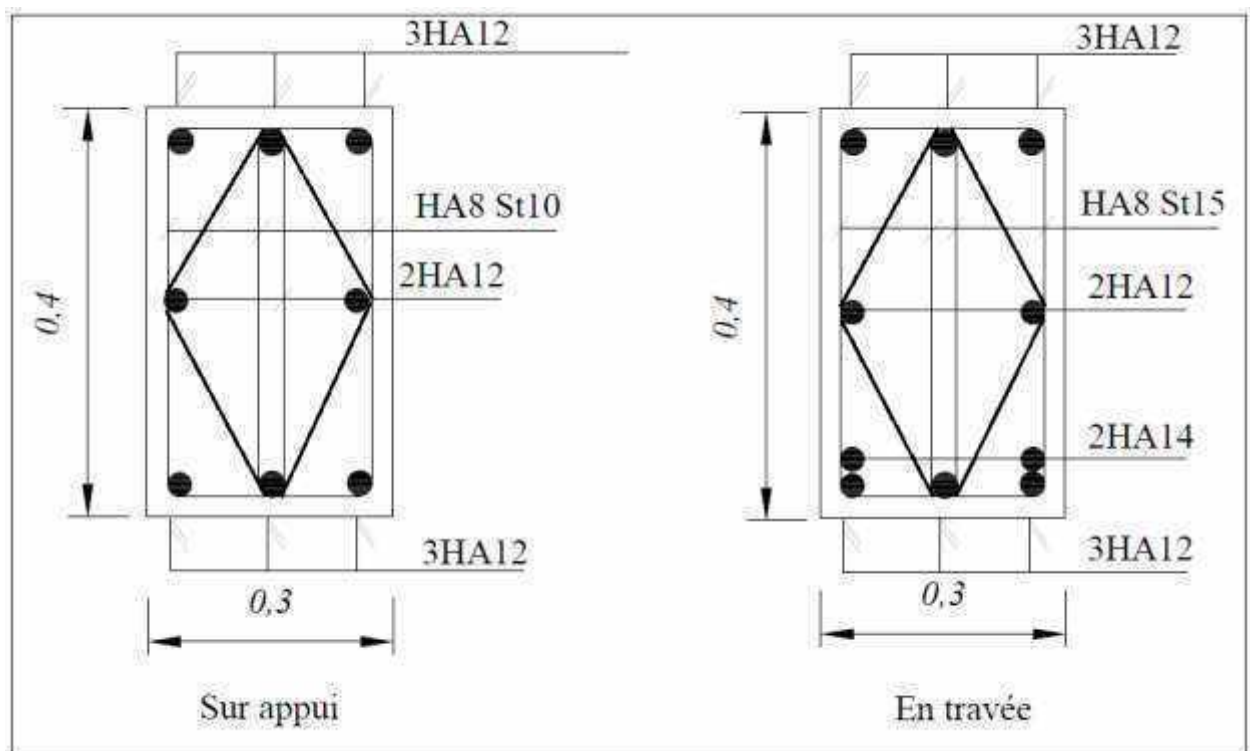
$$\frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_V + \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_t \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = 0.0057 + 0.0230 = 0.03cm$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.03cm$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(40.5cm; 40cm) = 40cm$$

On adopte un espacement de 25cm donc : $A_t = 0.75cm^2$

- Donc on prend 4T8 avec $A_t = 2.01cm^2$



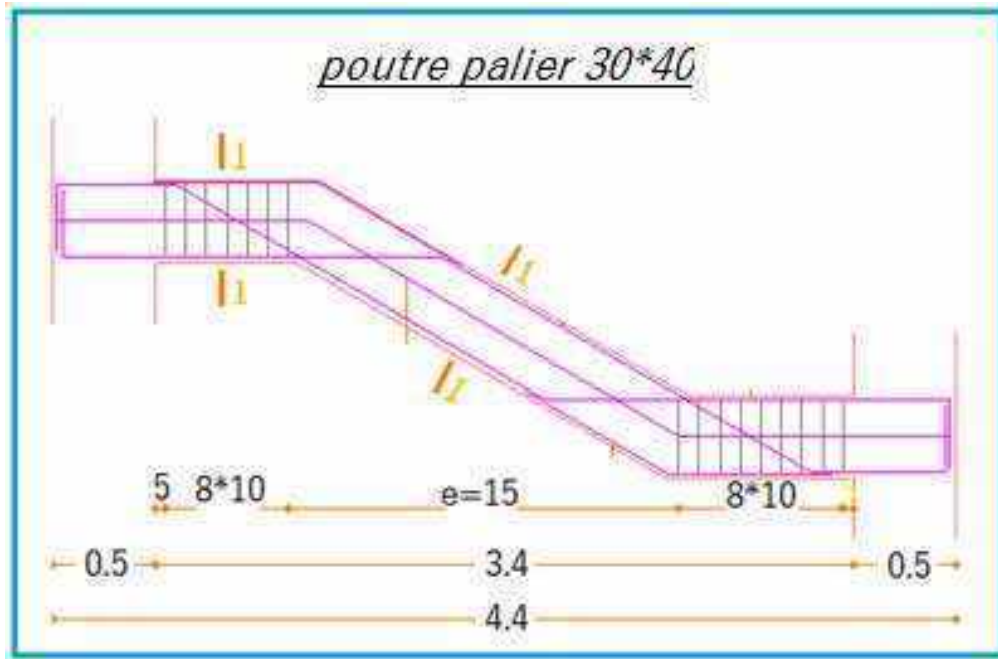


Figure III.30: ferrailage de la poutre palier.

III.5 – Étude des planchers :

5.1.Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers en corps creux.

Ce type (notre étude) de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

III.5.2. Les méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des planchers, nous citerons comme exemple les suivantes méthodes forfaitaire et méthode Caquot.

5.2.1. Méthode de forfaitaire :

a. Domaine d'application de la méthode forfaitaire : DTU BAEL 91 artc B.6.2, 210

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées:

- Plancher a surcharges modérées ($Q \leq \min (2G, 5\text{kn/m}^2)$) ;

- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées ;
- Le rapport entre deux travées successives est compris entre : $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$;
- Fissuration peut nuisible.

b. Principe de la méthode: CBA (Art B 6.2.2.1.1)

➤ **Calcul des moments**

❖ **En travées: DTU BAEL 91 artc .E.1.2**

On vérifie alors les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \geq [\max(1.05; (1 + 0.3\alpha)) \times M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée de rive (III.1)} \\ M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}; M_0 = q_u l^2 / 8$$

- M_w : Moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment en travée ;
- α : Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée ;
- M_0 : Moment isostatique.

❖ **En appui : DTU BAEL 91 artc .E.1.2**

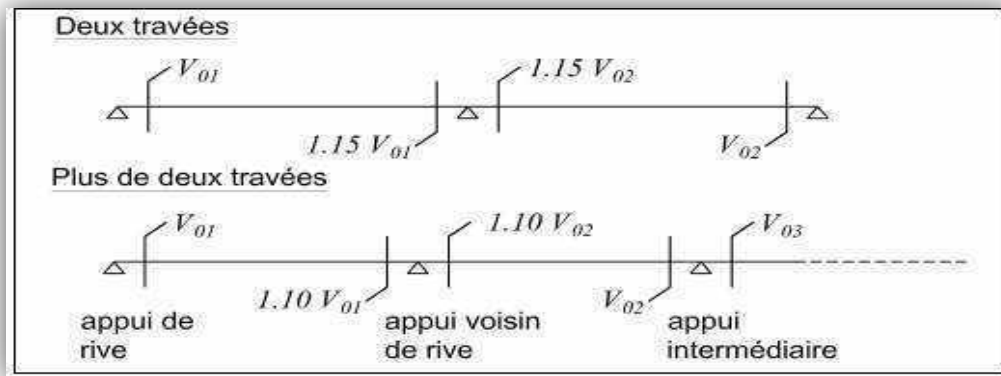
- 0, pour appui de rive ;
- $0.6M_0$, pour poutre de deux travées ;
- $0.5M_0$, pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées ;
- $0.4M_0$, pour les appuis intermédiaires (plus trois travées).

➤ **Les efforts tranchants :(PRATIQUE DU BAEL 91. artc .4.2.chapitre12)**

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire).

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées ;
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.



Figur.III.13 : Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans des poutres Continues à deux travées et plus de deux travées.

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche (T_w) et pour l'appui de droite (T_E) est : **(PRATIQUE DU BAEL 91.artc .4.1.chapitre12)**

Donnée par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} T_w = T_0 - (M_e - M_w) / L \\ T_e = -T_0 + (M_e - M_w) / L \end{cases}$$

-effort tranchant pour l'appui de gauche (T_w).

-effort tranchant pour l'appui de droite (T_E) . avec : $T_0 = ql/2$

III.5.2.2.Méthode Caquot

a. Domaine d'application de la méthode Caquot : DTU BAEL 91. artc B.6.2, 220

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharge élevées $Q > (2G; 5KN/m^2)$. Mais la méthode de Caquot minoré s'applique aux poutres continues et aux planchers à surcharge modérées si l'une des conditions 2,3 ou 4 de la n'est pas vérifiée. Dans ce cas les moments sur appuis sont calculés de la même manière que la méthode de Caquot, en remplaçant la charge permanente G par G' tel que : $G' = 2G/3$.

b. Principe de la méthode Caquot

➤ **Calcul des moments**

❖ **En appuis : DTU BAEL 91. Artc E.2.2, 1**

On détache, de chaque côté. Des appuis, des travées fictives de longueurs L_w à gauche et L_e à droite égales à la portée libre l de la travée si elle est simplement posée sur l'autre appui et à **0,8l** si elle est continue au-delà de l'autre appui.

$$M_a = p_w L_w^3 + P_e L_e^3 / 8.5 (L_w' + L_e')$$

Avec :

P_w ; P_e : Charge à gauche et à droite de la travée respectivement.

❖ **En travées**

Le moment est maximal pour $x = x_0 = l/2 + (M_w - M_e) / q_l$

$$M_t = M_0 - (M_w + M_e / 2) + (M_w - M_e) \cdot 2 / 2q_l^2$$

➤ **Les efforts tranchants**

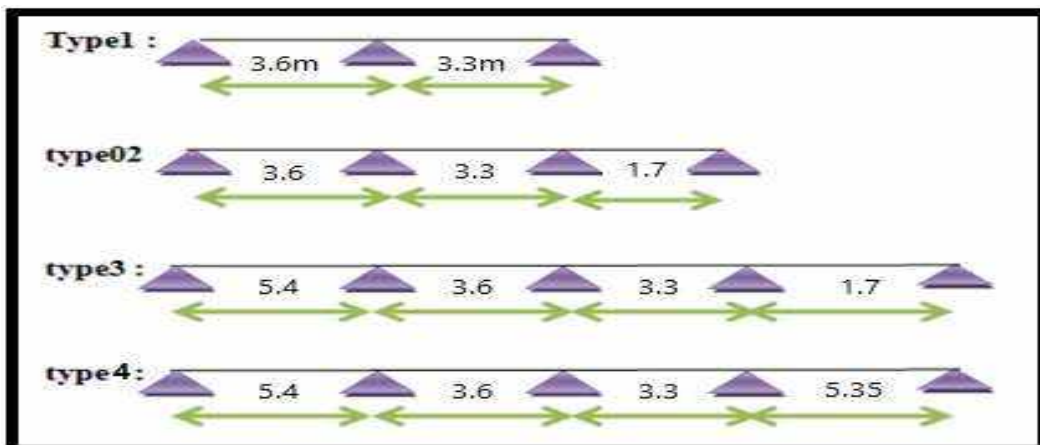
$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$$

$$V_e = V_w + qL$$

V_w = l'effort tranchant à droite de la travée

V_e = l'effort tranchant à gauche de la travée

III.5.3. Les Type des poutrelles :



Remarque :

- Type 1 → Méthode forfaitaire.
- Type 2,3,4 → Méthode Caquot.

III.5.4. Méthode de forfaitaire :

IV.5.4.1. Étude du plancher terrasse :

Évaluation des charges : Le calcul fait pour une bande de 65 cm :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m.}$$

$G = 6.49 \times 0.65 = 4.22 \text{ KN/m.}$

ELU: Cas chargé $q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.67 \text{ KN/m.}$

ELS: Cas chargé $q_s = G + Q = 4.87 \text{ KN/m.}$

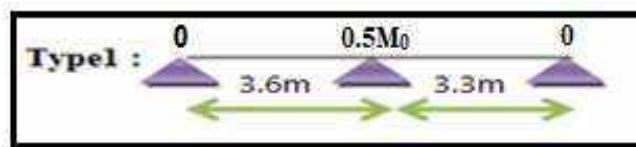


Figure III- 7: schéma statique des poutrelles.

A. Calcul des sollicitations :

Calcul à L'ELU:

p.Terrasse	Travée	L	M ₀	M _w	M _e	M _t	T ₀	T _w	T _e
Type 01	A-B	3.6	10.78	0	5.39	8.62	11.98	13.47	-13.47
	B-C	3.3	9.06	4.53	0	7.24	10.98	9.60	-9.60

Tableau III.4 : sollicitations de P. terrasse a ELU

Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELU :

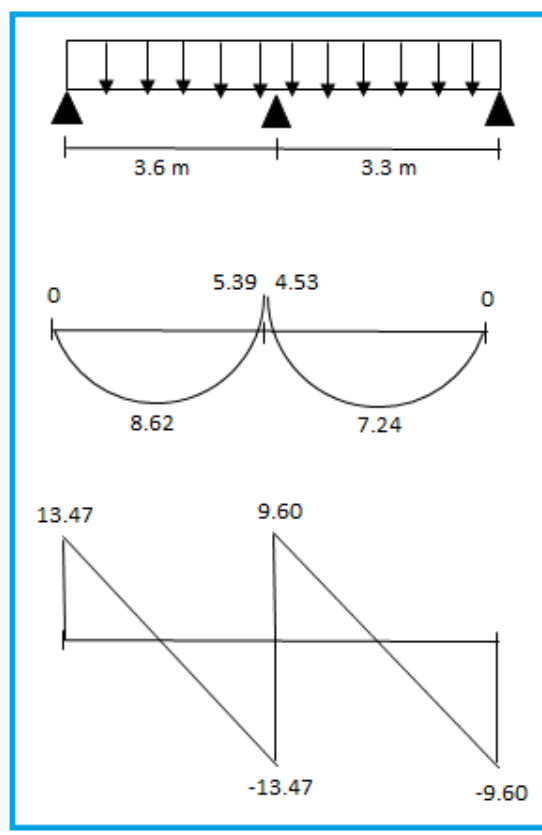


Figure III- 8: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

Calcul à L'ELS:

p.terrace	travee	L	M ₀	M _w	M _e	M _t	T ₀	T _w	T _e
Type 02	A-B	3.6	7.88	0	3.94	6.33	8.76	9.85	-9.85
	B-C	3.3	6.62	3.31	0	5.29	8.03	7.02	-7.02

Tableau III.4 : sollicitations de P.terrace a ELS

Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELS :

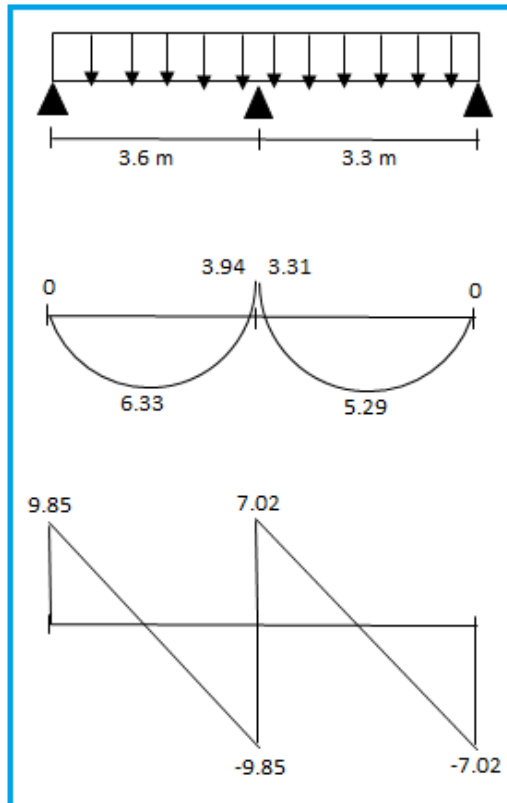


Figure III- 9 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l’ELS.

IV.5.4.1. Étude du plancher etage courante :

Évaluation des charges : Le calcul fait pour une bande de 65 cm :

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/m.}$$

$$G = 5.9 \times 0.65 = 3.84 \text{ KN/m.}$$

ELU : Cas chargé

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.65 \text{ KN/m.}$$

ELS : Cas chargé

$$q_s = G + Q = 4.82 \text{ KN/m.}$$

Calcul à L’ELU:

p.étage	travee	L	M ₀	M _w	M _e	M _t	T ₀	T _w	T _e
Type 01	A-B	3.6	10.75	0	5.37	8.60	11.95	13.44	-13.44
	B-C	3.3	9.03	4.51	0	7.22	10.95	9.58	-9.58

Tableau III.4 : sollicitations de étage courant a ELU

Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELU :

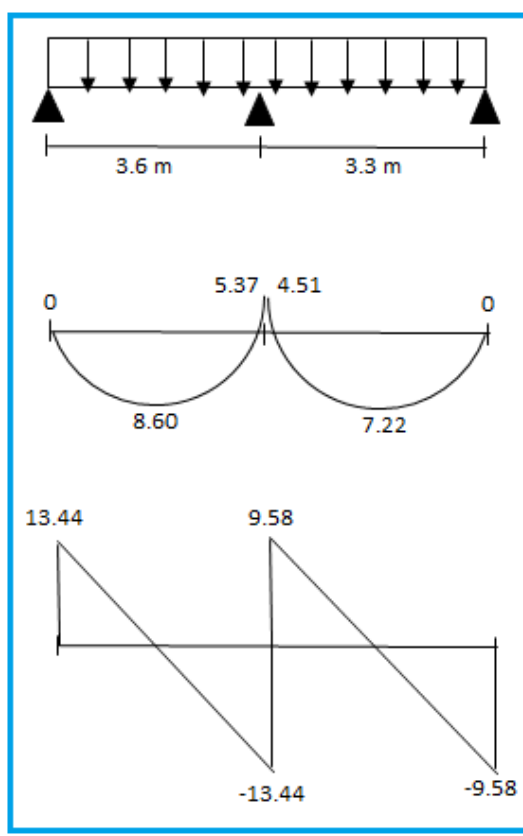


Figure III- 10: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

Calcul à L'ELS:

p.étage	travee	L	M ₀	M _w	M _e	M _t	T ₀	T _w	T _e
Type 01	A-B	3.6	7.79	0	3.89	6.23	8.65	9.73	-9.73
	B-C	3.3	6.54	3.27	0	5.23	7.93	6.93	-6.93

Tableau III.4 : sollicitations de étage courant a ELS

Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELS :

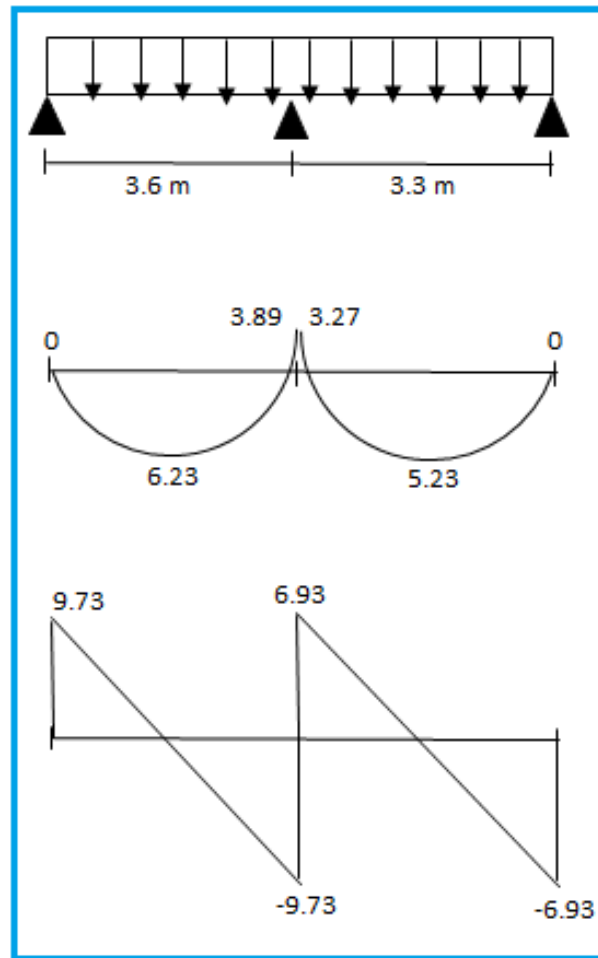


Figure III- 11 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

III.5.5.Méthode Caquot :

IV.5.5.1. Étude du plancher terrasse :

Évaluation des charges : Le calcul fait pour une bande de 65 cm :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m.}$$

$$G = 6.49 \times 0.65 = 4.22 \text{ KN/m.}$$

ELU : Cas chargé

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.67 \text{ KN/m.}$$

ELS : Cas chargé

$$q_s = G + Q = 4.87 \text{ KN/m.}$$

Remarque: $L_{\text{rive}} = L_0$

$$L'_{\text{Intermédiaire}} = 0.8 * L_0$$

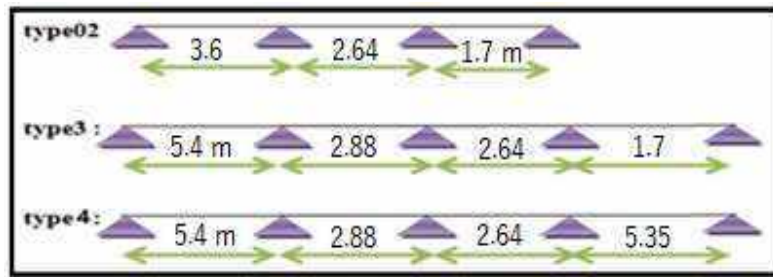


Figure III- 12: schéma statique des poutrelles.

A. Calcul des sollicitations :

Calcul à L'ELU : Les travées ont toutes le même moment d'inertie.

Moment sur appui :

$$q_w = q_e = q_u = \frac{6,67KN}{ml}$$

$$Ma = -\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)}$$

❖ **Type2 :**

Appuis	1	2	3	4
Moments (KN.m)	0	-8.18	-4.22	0

Tableau III- 10: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

❖ **Type3 :**

Appuis	1	2	3	4	5
Moments (KN.m)	0	-17.19	-6.01	-4.21	0

Tableau III- 11: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

❖ **Type4 :**

Appuis	1	2	3	4	5
Moments (KN.m)	0	-17.19	-6.01	-16.84	0

Tableau III- 21: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

IV.5.3.1.Effort tranchant et le moment en travée :

A. Effort tranchant :

$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{l} - \frac{ql}{2}$$

$$T_e = \frac{(M_w - M_e)}{l} + \frac{ql}{2}$$

B. Moment en travée : avec : $x = \frac{L}{2} - \frac{(M_w - M_e)}{qL}$

$$M_t(x) = q \frac{x}{2} (L - x) + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L}$$

❖ Type2 :

TRAVEE	M _w (KN.M)	M _E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M _T (KN.M)
1-2	0	-8.18	3,60	-9.73	14.28	1,46	7.10
2-3	-8.18	-4.22	2,64	-10.3	7,31	1,54	-0.22
3-4	-4.22	0	1.70	-8.15	3.19	1,22	0.76

Tableau III- 12: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'Élu.

❖ Type3 :

TRAVEE	M _w (KN.M)	M _E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M _T (KN.M)
1-2	0	-17.19	5.4	-14.83	21.19	2.22	16.48
2-3	-17.19	-6.01	2.88	-13.49	5.72	2.02	-3.55
3-4	-6.01	-4.21	2.64	-9.49	8.12	1,42	0.74
4-5	-4.21	0	1.7	-8.15	3.19	1.22	0.76

Tableau III- 13: Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ Type4 :

TRAVEE	M _w (KN.M)	M _E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M _T (KN.M)
1-2	0	-17.19	5.4	-14.83	21.19	2.22	16.48
2-3	-17.19	-6.01	2.88	-13.49	5.72	2.02	-3.55
3-4	-6.01	-16.84	2.64	-4.7	12.9	0.7	-4.35
4-5	-16.84	0	5.35	-20.99	14.96	3.14	16.18

Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELU :

❖ **TYPE 2**

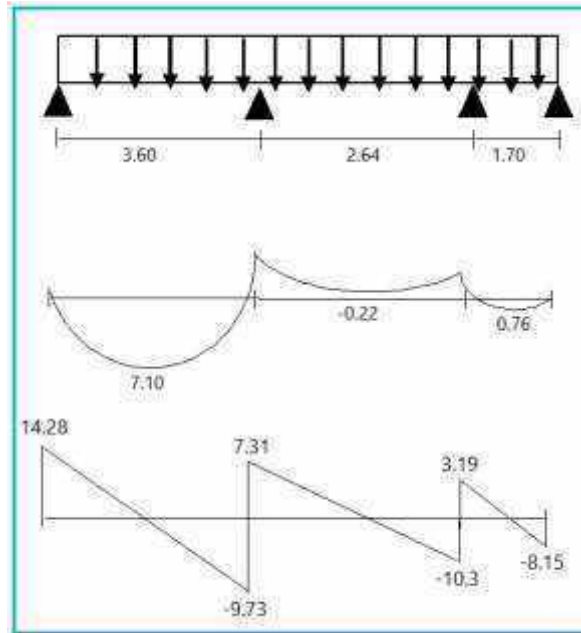


Figure III- 13: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ **TYPE 3 :**

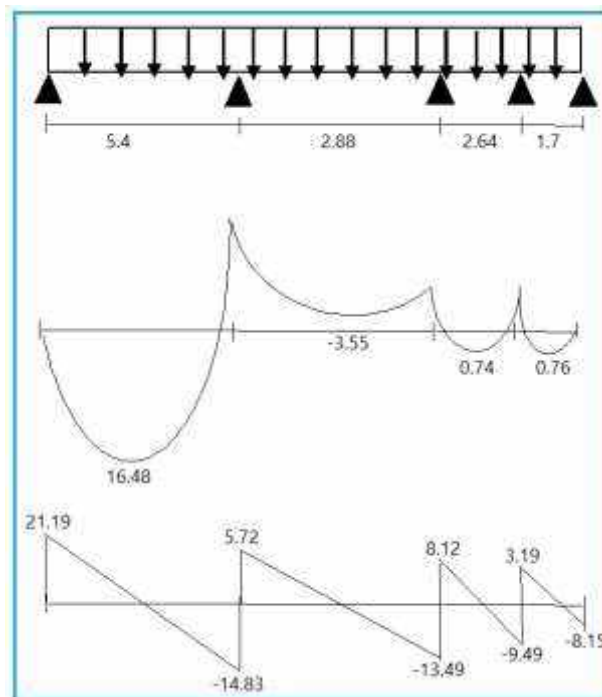


Figure III- 14: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ **TYPE 4 :**

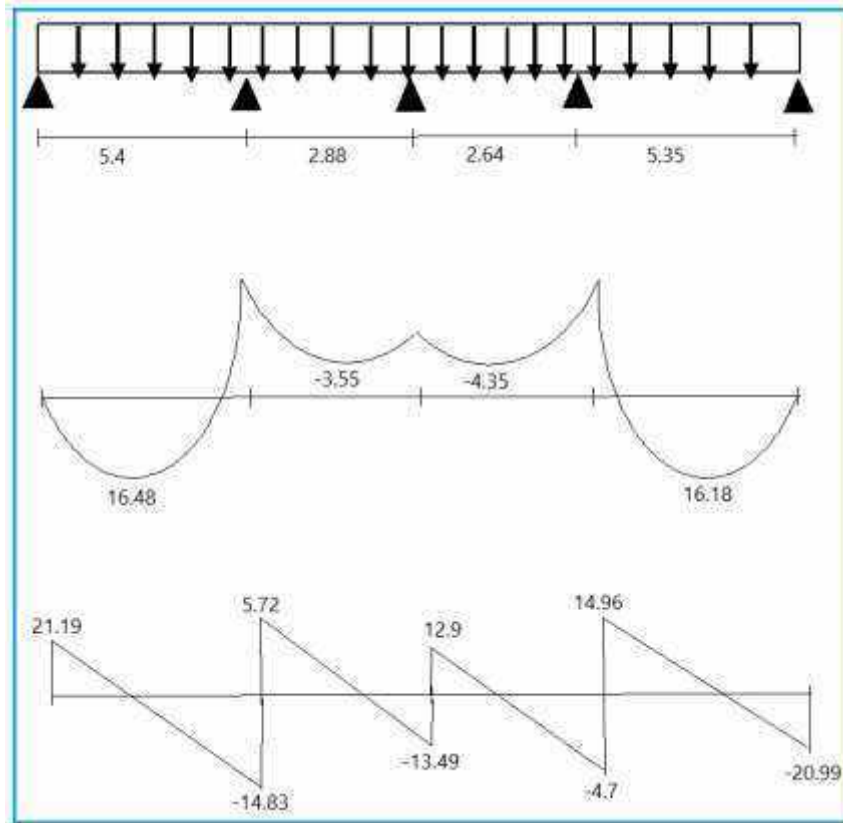


Figure III- 15: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

Calcul à l'ELS :

Moment En appuis

$$q_w = q_e = q_s = 4.87 \text{ KN / ml}$$

$$M_a = - \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

❖ **Type 02 :**

Appuis	1	2	3	4
Moments (KN.m)	0	-5.97	-3.08	0

Tableau III- 14: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.

❖ **Type 03 :**

Appuis	1	2	3	4	5
Moments (KN.m)	0	-12.55	-4.39	-3.08	0

Tableau III- 15: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS

❖ Type 03 :

Appuis	1	2	3	4	5
Moments (KN.m)	0	-12.54	-4.39	-12.3	0

IV.5.3.2.Effort tranchant et le moment en travée :

❖ Type 02 :

TRAVEE	M _w (KN.M)	M _E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M _T (KN.M)
1-2	0	-5.97	3.60	-7.11	10.42	1.46	5.19
2-3	-5.97	-3.08	2.64	-7.52	5.34	1.54	-0.16
3-4	-3.08	0	1.7	-5.95	2.33	1.22	0.56

Tableau III- 16: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ Type 03 :

TRAVEE	M _w (KN.M)	M _E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M _T (KN.M)
1-2	0	-12.55	5.4	-10.82	15.49	2.22	12.03
2-3	-12.55	-4.39	2.88	-9.85	4.18	2.02	-2.60
3-4	-4.39	-3.08	2.64	-6.92	5.94	1.42	0.74
4-5	-3.08	0	1.7	-5.95	2.33	1.22	0.56

Tableau III- 17: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ Type 04 :

TRAVEE	M _w (KN.M)	M _E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M _T (KN.M)
1-2	0	-12.55	5.4	-10.82	15.47	2.22	12.03
2-3	-12.55	-4.39	2.88	-9.84	4.19	2.02	-5.11
3-4	-4.39	-12.3	2.64	-3.43	9.43	0.7	-5.57
4-5	-12.3	0	5.35	-15.33	10.72	3.14	9.94

Tableau III- 30: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELS :

❖ **TYPE 2**

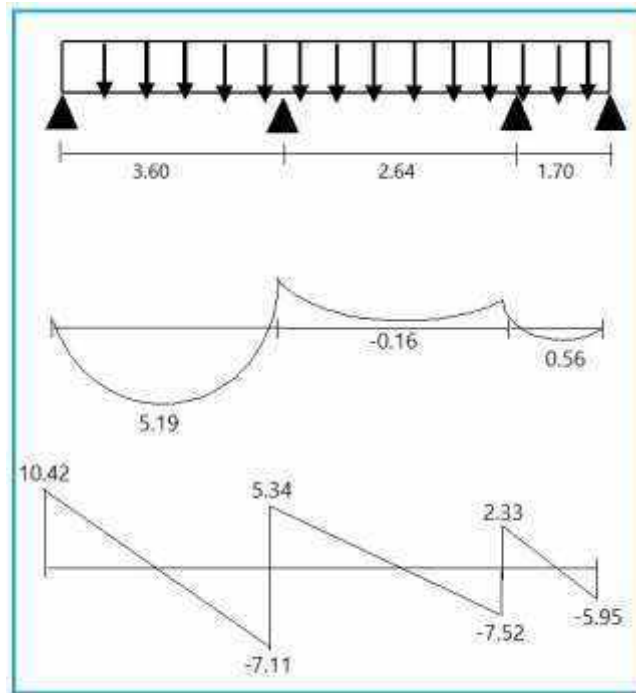


Figure III- 16 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ **TYPE 3 :**

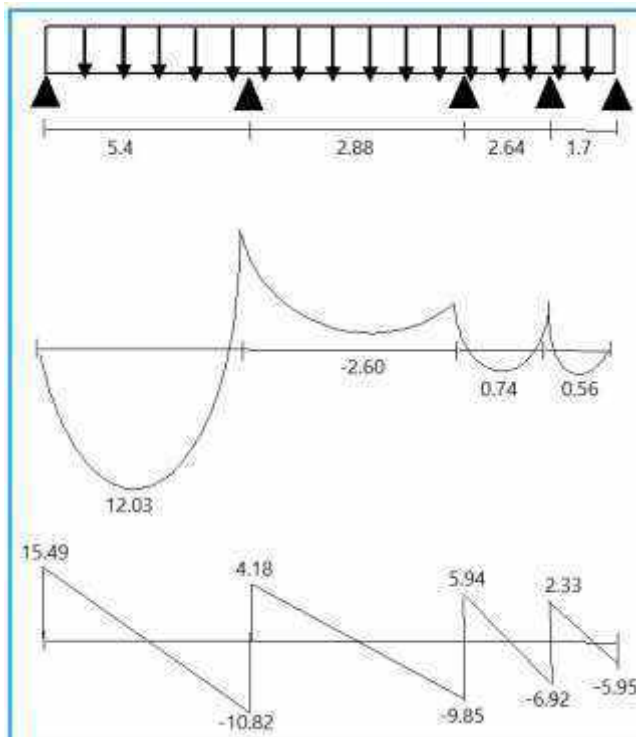


Figure III- 17 : Les diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ TYPE 4 :

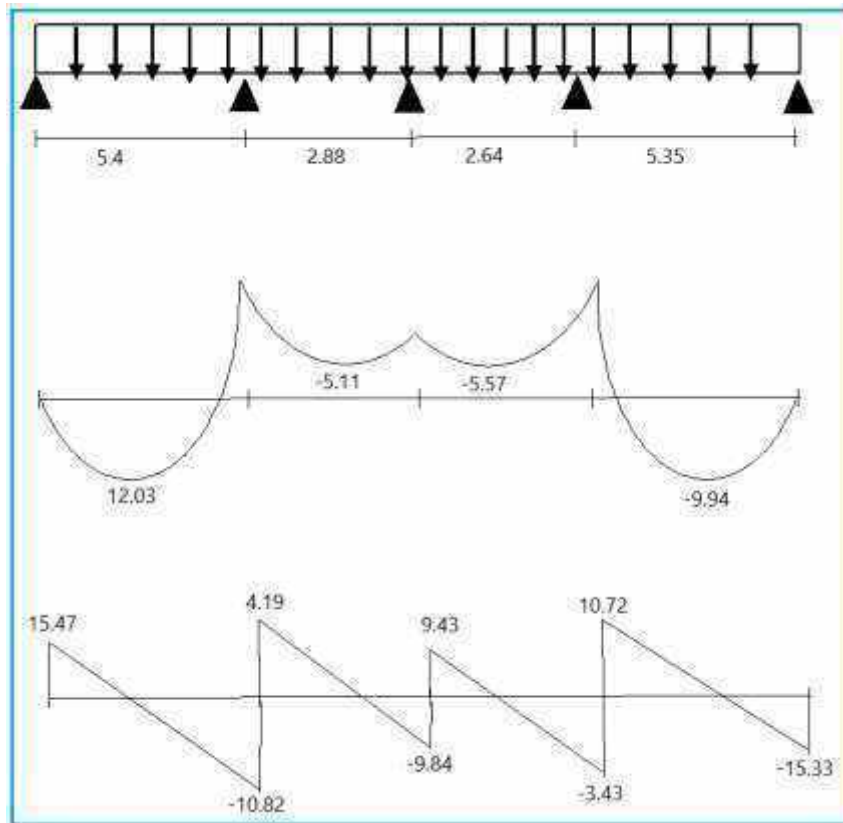


Figure III- 18 : Les diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

IV 5.3.3. Détermination des armatures :

Le ferrailage des plancher se fait en flexion composée

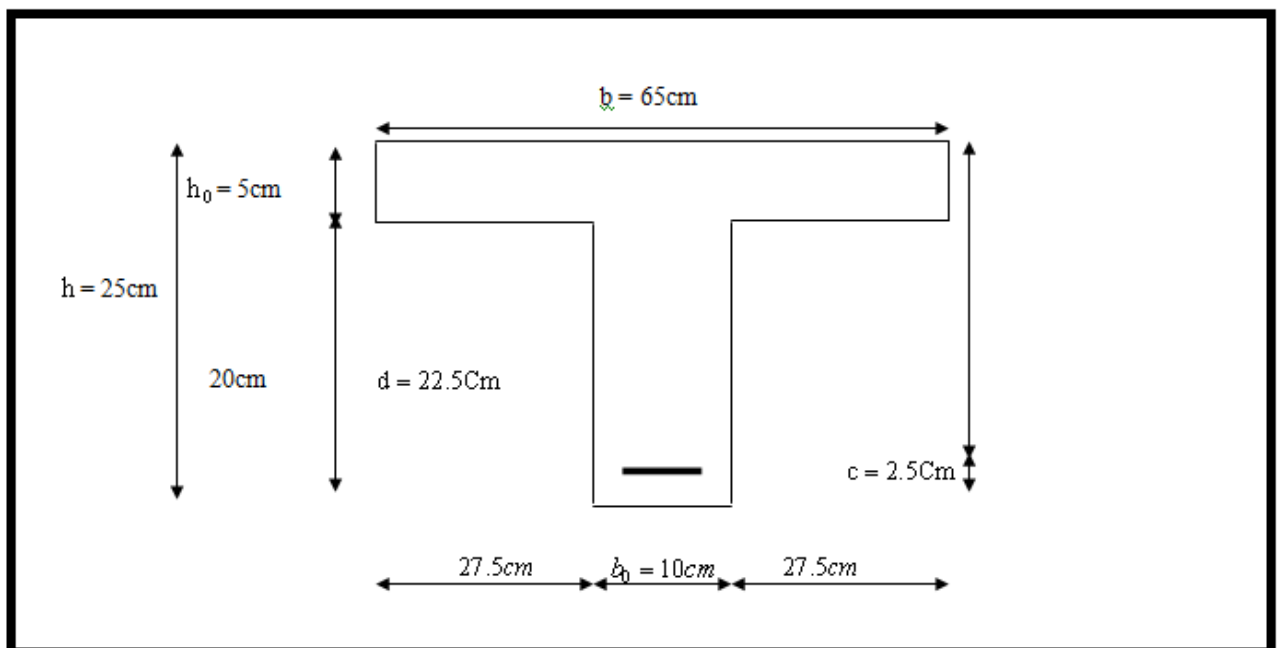


Figure III- 19 : schéma de la section.

Moment de la table de compression :

$$M_{\max(\text{appui})} = 17.19\text{KN.m} ; M_{\max(\text{travée})} = 16.48\text{KN.m} ; T_{\max} = 21.19\text{KN}$$

$$b = 65\text{cm} ; b_0 = 10\text{cm}$$

$$h = 25\text{cm} ; h_0 = 5\text{cm}$$

- L'enrobage

$$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

$$C_0 = 1\text{cm (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)}$$

$$\Phi = \frac{h}{10} = \frac{25}{10} = 2.5\text{cm (BAEL91.A.7.2.1)}$$

$$C \geq 1 + \frac{2.5}{2} = 2.25\text{cm}$$

Donc on adopte $C = 2.5\text{cm}$. $d = h - c = 25 - 2.5 = 22.5\text{cm}$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \dots\dots\dots\text{BAEL91}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.2(0.225 - 0.025) \times 10^3 = 92.30\text{KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max(\text{travée})} = 16.48 \text{ KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire .

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \rightarrow Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad (3)$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Le tableau suivant donne les résultats du calcul :

	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A_{min} (cm²)	A_s (cm²)	A_{real} (cm²)
En travée	16.48	65	22.5	0,035	0,044	22,10	1.77	2.14	3HA14=4.62
sur appui	17.19	10	22.5	0.239	0,346	19.38	0.27	2.54	2HA14=3.08

Tableau III- 18: Ferrailage de plancher terrasse.

IV.5.3.4. Vérification à l'E.L.U :

a. Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 22,5 \times 2,1}{400} = 1,77 \text{ cm}^2 \rightarrow 2,26 \text{ cm}^2 \geq 1,77 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 10 \times 22,5 \times 2,1}{400} = 0,27 \text{ cm}^2 \rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 \geq 0,27 \text{ cm}^2$$

B. Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u\max} = 21,19 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_{\lim} \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{BAEI.91. Art. A .5.1.211}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12,01 \cdot 10^3}{100 \times 225} = 0,94 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0,94 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA} \dots\dots\dots$ la condition est vérifiée.

IV.5.3.5. Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right) = \min\left(\frac{250}{35}; \frac{100}{10}; 12\right) \text{mm} = 7,14 \text{mm}$$

On adopte un cadre $\phi 8 \longrightarrow$ **1 cadre de 8** $\Rightarrow A_t = 1 \text{ T } 8 = 0,50 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t = \min\{0,9d; 40\} = \min\{20,25; 40\} = 20,25 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } S_t = 20 \text{cm}$$

Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :

A. Sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2x \frac{21,19 \times 10^3}{100x0,9x225} = 2,09 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8x25}{1,15} = 17,39 \text{ MPA}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,09 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 17,39 \text{ MPA} \dots\dots\dots$ la condition est vérifiée.

B. Appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2x \frac{21,19 \times 10^3}{100x0,9x225} = 2,09 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,15} = 17,39 \text{MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,09 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 17,39 \text{MPa} \dots \dots \dots$ la condition est vérifiée.

IV.5.3.6 Vérification des contraintes a L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée très préjudiciable.

- ◆ **Données :**
- ◆

	M_{ser} (KN.m)	B (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	As (cm²)	As' (cm²)
en travée	12.03	65	25	22,5	2,5	15	4.62	0
Sur appuis	12.55	10	25	22,5	2,5	15	3.08	0

Tableau III- 19: Donnés de vérification a l'ELS.

- ◆ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation :

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$$

- ◆ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')$$

- ◆ **Contraintes maximale de compression de béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

- ◆ **Contraintes maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times y$$

- ◆ **État limite de compression de béton : (A.4.5.2du BAEL)**

Les résultats de vérification sont donnés dans tableau suivant :

	Y (cm)	I (cm)	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)	vérification
en travée	5.94	23545.3878	3.03	15	C-V
Sur appuis	10.52	10511.4845	12.56	15	C-V

Tableau III- 20: vérification de l'état limite de compression de béton.

♦ **État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3 du BAEL)**

Pour une fissuration préjudiciable : selon article (A.4.5.33 du BAEL 91 modifiée 99)

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

$\eta = 1.6$ pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont donnés dans tableau suivant :

	Y (cm)	I (cm)	σ_{st} (MPA)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPA)	vérification
en travée	5.94	23545.3878	45.52	201,63	C-V
Sur appuis	10.52	10511.4845	188.40	201,63	C-V

Tableau III- 21: vérification de l'état limite d'ouverture de fissures.

III.5.3.7 Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5.1, page 85) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{540} = 0,0556 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots CV.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow \frac{25}{540} = 0,0462 > \frac{16.48}{10 \times 92.3} = 0.0178 \dots \dots \dots CV.$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{10 \times 22.5} = 0,01 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots CV.$$

III.5.4-Schéma de ferrailage :

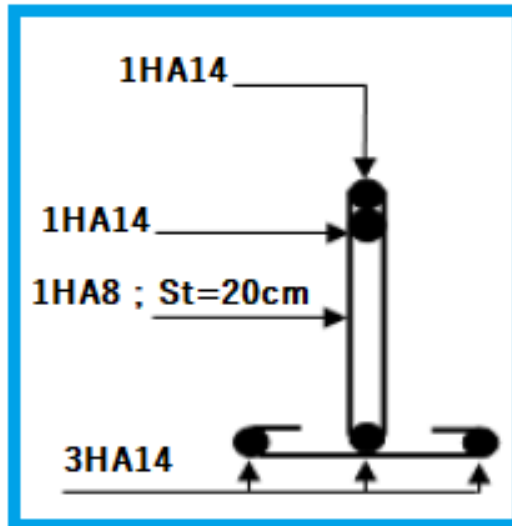


Figure III- 20: Schéma de ferrailage de la poutrelle.

IV.5.5-plancher étage courant :

Évaluation des charges : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

- $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/m}$.
- $G = 5.9 \times 0.65 = 3.83 \text{ KN/m}$.

Combinaison à ELU : Cas chargé $q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.65 \text{ KN/m}$.

Combinaison à ELS : Cas chargé $q_s = G + Q = 4.82 \text{ KN/m}$.

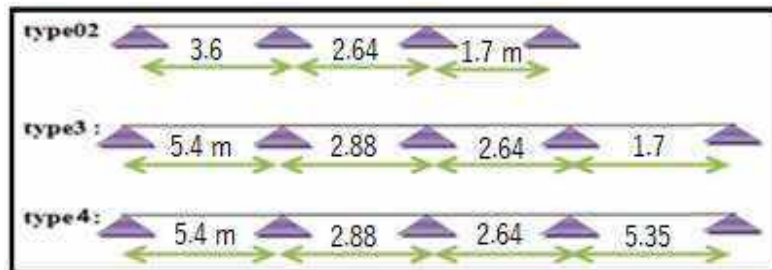


Figure III- 21 : Schéma statique des poutrelles.

A. Calcul des sollicitations :

Calcul à l'ELU : les travées ont tout le même moment d'inertie.

- **Moment sur appui :**

$$q_w = q_e = q_u = 6,65 \text{ KN / ml}$$

$$M_a = - \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

❖ **Type 02 :**

Appuis	1	2	3	4
Moments (KN.m)	0	-8.16	-4.2	0

Tableau III- 22: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

❖ **Type 03 :**

Appuis	1	2	3	4	5
Moments (KN.m)	0	-17.13	-5.99	-4.2	0

Tableau III- 23: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

❖ **Type 04 :**

Appuis	1	2	3	4	5
Moments (KN.m)	0	-17.13	-5.99	-16.8	0

Tableau III- 24: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU

IV.5.5.1-Effort tranchant et le moment en travée :

C. Effort tranchant :

$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{l} - \frac{ql}{2}$$

$$T_e = \frac{(M_w - M_e)}{l} + \frac{ql}{2}$$

D. Moment en travée : avec : $x = \frac{L}{2} - \frac{(M_w - M_e)}{qL}$

$$M_t(x) = q \frac{x}{2} (L - x) + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \frac{x}{L}$$

❖ **Type02 :**

TRAVEE	M_w (KN.M)	M_E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M_T (KN.M)
1-2	0	-8.16	3,6	-9.7	14.24	1,46	7.08
2-3	-8.16	-4.2	2.64	-10,88	7.28	1.55	-0.22
3-4	-4.2	0	1.7	-8.12	3.19	1.22	0.76

Tableau III- 25: Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ **Type03:**

TRAVEE	M_w (KN.M)	M_E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M_T (KN.M)
---------------	---------------------------------	---------------------------------	-------------	----------------------	----------------------	-------------	---------------------------------

1-2	0	-17.13	5.4	-14.78	18.78	2.22	16.43
2-3	-17.13	-5.99	2.88	-13.44	5.71	2.02	-3.54
3-4	-5.99	-4.2	2.64	-9.46	8.1	1,42	0.73
4-5	-4.2	0	1.7	-8.12	7.2	1.22	0.76

Tableau III- 26: Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ Type04 :

TRAVEE	M _w (KN.M)	M _E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M _r (KN.M)
1-2	0	-17.33	5.4	-14.78	18.78	2.22	16.43
2-3	-17.33	-5,99	2,88	-13.44	5.71	2.02	-3.6
3-4	-5,99	-16.8	2,64	-4.68	12.89	0.7	-4.3
4-5	-16.8	0	5.35	-20.93	14.64	3.15	16.13

Tableau III- 27: Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELU :

❖ TYPE 2 :

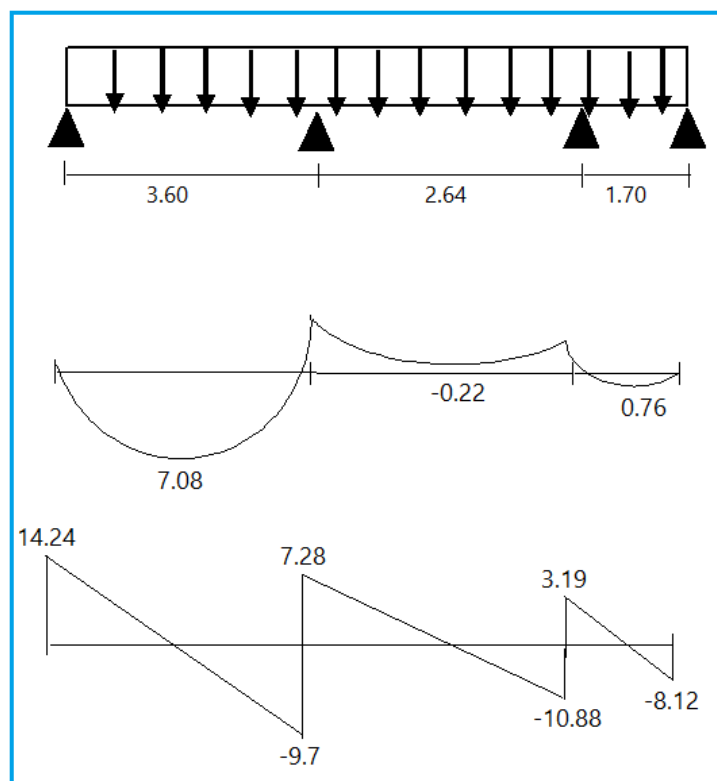


Figure III- 22 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ TYPE 3

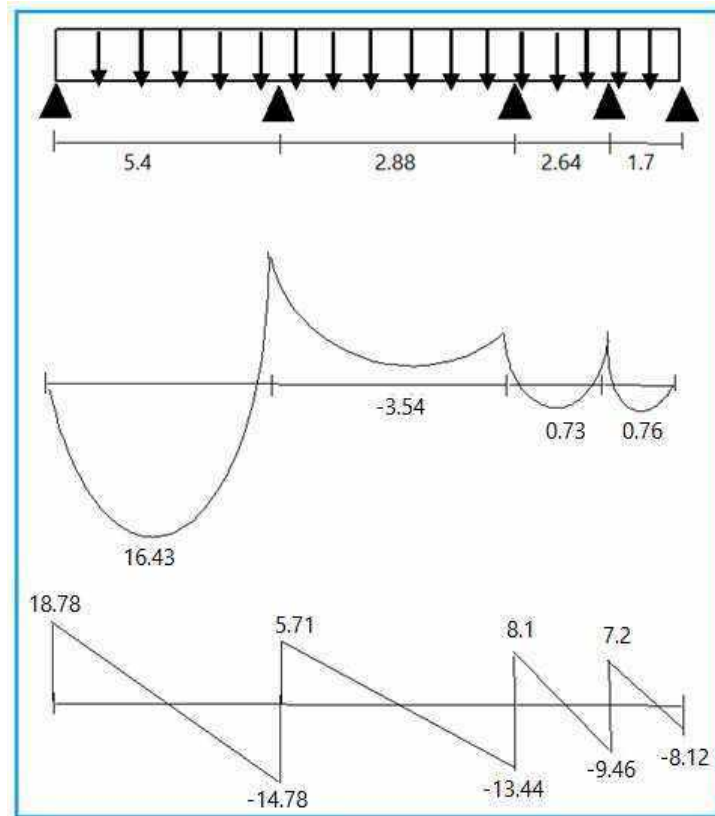


Figure III- 23 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ TYPE 4 :

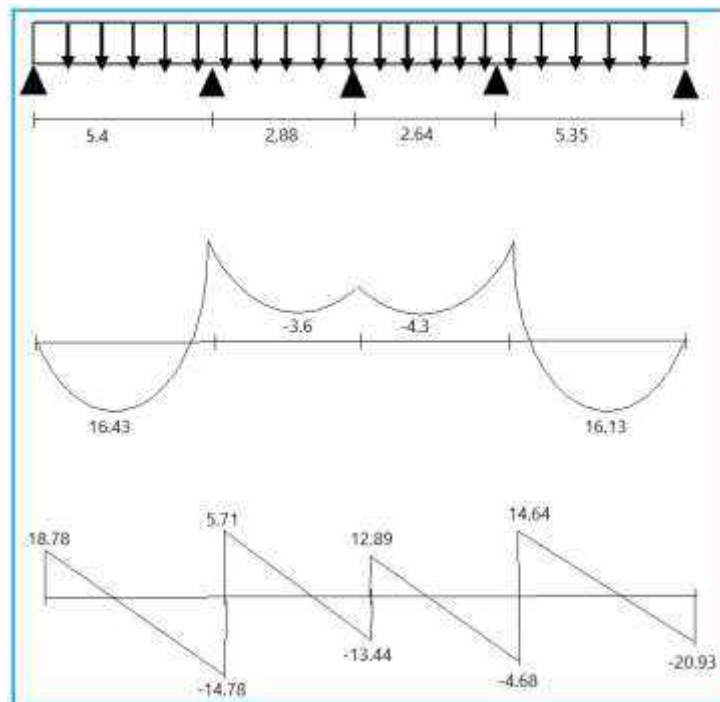


Figure III- 24 : Les diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

Calcul à l'ELS

Moment En appuis

$$q_w = q_e = q_s = \frac{4.82KN}{ml}$$

$$Ma = - \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

❖ Type 02 :

Appuis	1	2	3	4
Moments (KN.m)	0	-5,91	-3.05	0

Tableau III- 28: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS

❖ Type 03 :

Appuis	1	2	3	4	5
Moments (KN.m)	0	-12.42	-4.34	-3.05	0

Tableau III- 29: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS

❖ Type 04 :

Appuis	1	2	3	4	5
Moments (KN.m)	0	-12.42	-4.34	-12.17	0

Tableau III- 30: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS

IV.5.5.2-Effort tranchant et le moment en travée :

❖ Type 02 :

TRAVEE	M _w (KN.M)	M _E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M _T (KN.M)
1-2	0	-5,91	3,6	-7.03	10.32	1,46	5.13
2-3	-5.91	-3.05	2,64	-7.45	5.27	1,55	-0.16
3-4	-3.05	0	1.7	-5.89	2.3	1,22	0.55

Tableau III- 31: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ Type 03 :

TRAVEE	M _w (KN.M)	M _E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M _T (KN.M)
1-2	0	-12.42	5.4	-10.71	15.32	2.22	11.91

2-3	-12.42	-4.34	2,88	-9.75	4.13	2.02	-2.57
3-4	-4.34	-3.05	2.64	-6.85	5.87	1,42	0.53
4-5	-3.05	0	1.7	-5.89	2.3	1.22	0.55

Tableau III- 32: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS

❖ Type 04 :

TRAVEE	M _w (KN.M)	M _E (KN.M)	L(M)	T(W) (KN)	T(E) (KN)	X(M)	M _r (KN.M)
1-2	0	-12.42	5.4	-10.71	15.32	2.22	11.9
2-3	-4,89	-4.34	2,88	-9.75	4.13	2.02	-2.57
3-4	-3,67	-12.17	2.64	-3.4	9.32	0.71	-3.14
4-5	-6,30	0	5.35	-15.17	10.62	3.26	11.67

Tableau III- 33: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS

Diagrammes des moments et des efforts tranchants ELS :

❖ TYPE 2 :

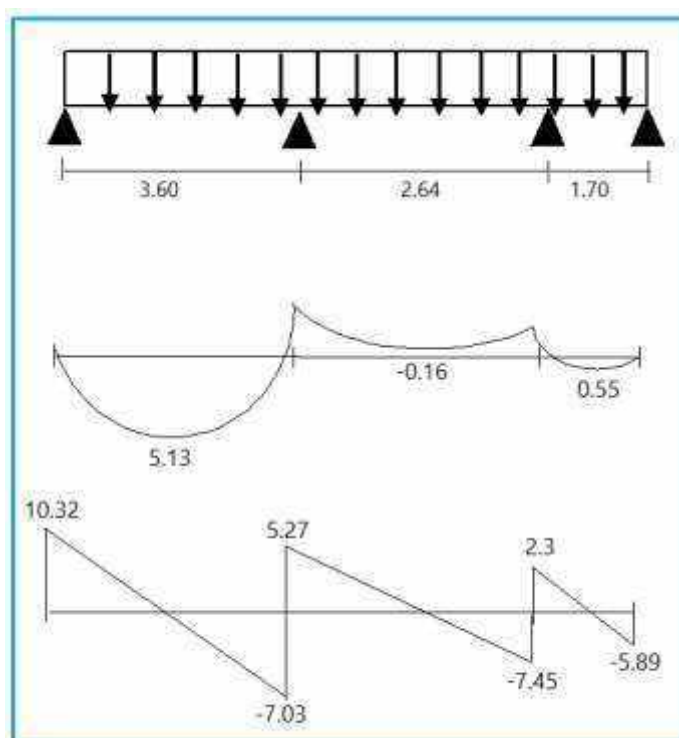


Figure III- 25: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ TYPE 3

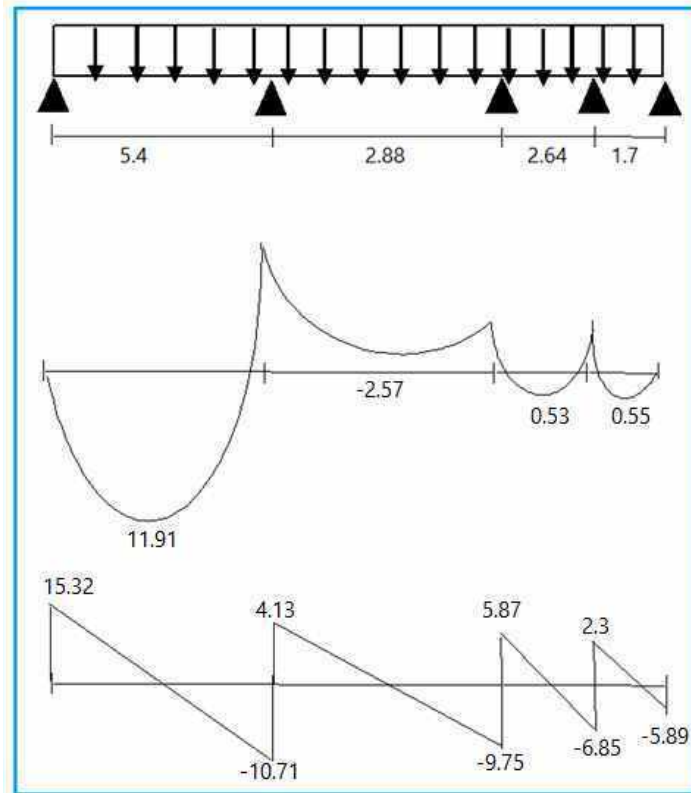


Figure III- 26: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ TYPE 4 :

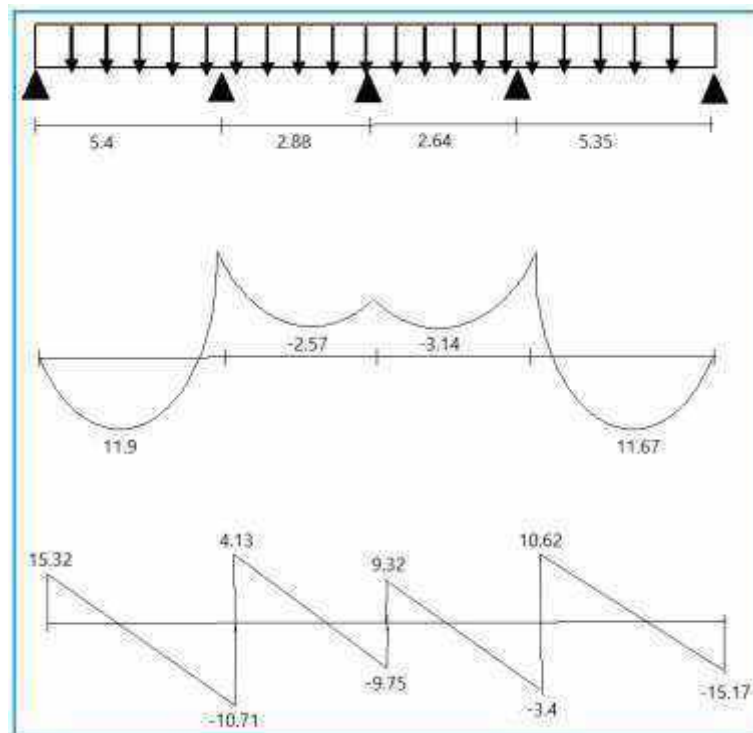


Figure III- 27: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

IV .5.5.3- Détermination des armatures :

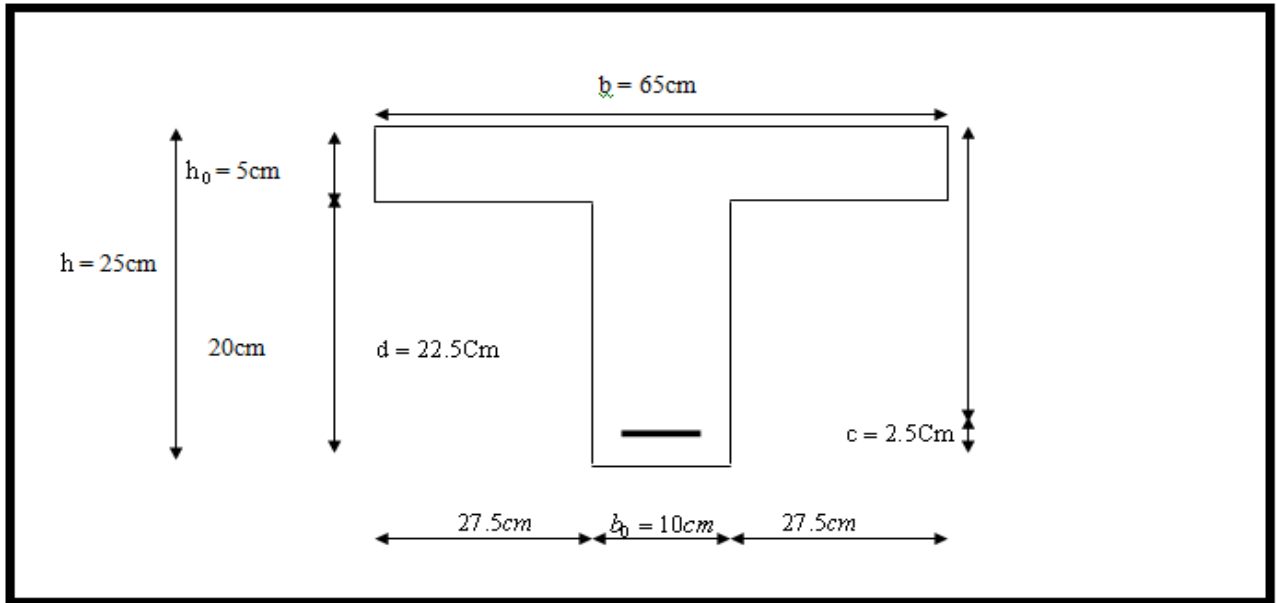


Figure III- 28 : Schéma de la section.

Moment de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 (0.225 - 0.025) \times 10^3 = 92.30 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max(\text{travée})} = 16.43 \text{ KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire :

- en travées $b \times h = (65 \times 25) \text{ cm}^2$
- sur appuis $b \times h = (10 \times 25) \text{ cm}^2$:

Le tableau suivant donne les résultats du calcul des armatures en flexion simple :

	M_u (KN.m)	μ	A	Z (cm)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{real} (cm ²)
En travée	16.43	0,035	0,044	22,10	1.77	2.14	3HA14=4.62
sur appui	17.13	0,238	0,345	19.39	0.27	2.54	2HA14=3.08

Tableau III- 34: Ferrailage du plancher Étage courant.

IV.5.5.4-Vérification à l'E.L.U :

a. Condition de non fragilité :

En travée :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 22,5 \times 2,1}{400} = 1,77 \text{ cm}^2 \rightarrow 2,26 \text{ cm}^2 \geq 1,77 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 10 \times 22,5 \times 2,1}{400} = 0,27 \text{ cm}^2 \rightarrow 2,67 \text{ cm}^2 \geq 0,27 \text{ cm}^2$$

B. Vérification contrainte tangentielle du béton :

$$T_{u_{\max}} = 18,78 \text{ KN}$$

***fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_{\text{lim}} \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 2,50 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{BAEL.91. Art. A .5.1.211}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18,78 \cdot 10^3}{100 \times 225} = 0,83 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

IV.5.5.5-Calcul des Armatures transversale :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right) = \min\left(\frac{250}{35}; \frac{100}{10}; 12\right) \text{ mm} = 7,14 \text{ mm}$$

On adopte un cadre $\phi 8 \longrightarrow$ **1 cadre de 8** $\Rightarrow A_t = 1 \text{ T } 8 = 0,50 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t = \min\{0,9d; 40\} = \min\{20,25; 40\} = 20,25 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte: } S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :

B. Sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2x \frac{18,78 \times 10^3}{100x0,9x225} = 1,85 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8x25}{1,15} = 17,39 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,85 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 17,39 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

B. Appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2x \frac{18,78 \times 10^3}{100x0,9x225} = 1,85 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8x25}{1,15} = 17,39 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,85 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 17,39 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

IV.5.5.6- Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes à L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée préjudiciable on supposant des défauts de réalisation (A.4.5.31 du BAEL91 V 99).

♦ **Données :**

	M_{ser} (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)
en travée	11.91	65	25	22,5	2,5	15	4.62	0
Sur appuis	12.42	10	25	22,5	2,5	15	3.08	0

Tableau III- 35: Données de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation :

$$by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(A_s d - A_s' d') = 0$$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 + nA_s'(y - d')$$

♦ **État limite de compression de béton : (A.4.5.2du BAEL)**

	Y (cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	vérification
en travée	5.94	23545.3878	25	3.00	15	C-V
Sur appuis	10.52	10511.4845	25	12.43	15	C-V

Tableau III- 36: Vérification d'état limite de compression de béton.

♦ **État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3du BAEL)**

Pour une fissuration préjudiciable : selon article (A.4.5.33 du BAEL 91 modifiée 99)

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

$\eta = 1.6$ pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

	Y (cm)	I (cm)	σ_{st} (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	vérification
en travée	5.94	23545.3878	45.07	201,63	C-V
Sur appuis	10.52	10511.4845	186.45	201,63	C-V

Tableau III- 37: Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

III.5.5.7-Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5.1, page 85) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{540} = 0,0556 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots CV.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow \frac{25}{540} = 0,0462 > \frac{16.48}{10 \times 92.3} = 0.0178 \dots \dots \dots CV.$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{10 \times 22.5} = 0,01 < \frac{4,2}{400} = 0,0105.. \dots \dots \dots CV.$$

III.5.6-Schéma de ferrailage :

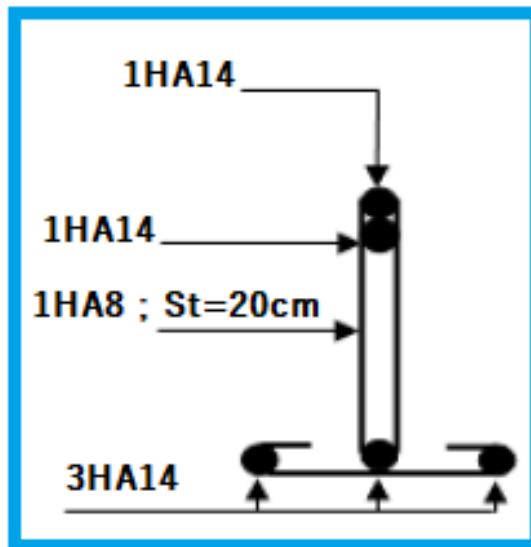


Figure III- 29: Schéma de ferrailage de la poutrelle étage courant.

III.5.7- La dalle mince (Table de compression) : d'après le BAEL91 Article (B.6.8, 423).

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml. On adapte } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\phi 5 = 0,59 \text{ cm}^2$.

Donc on choisi un treilli soudé TS $\phi 5$ (20×30) cm^2 .

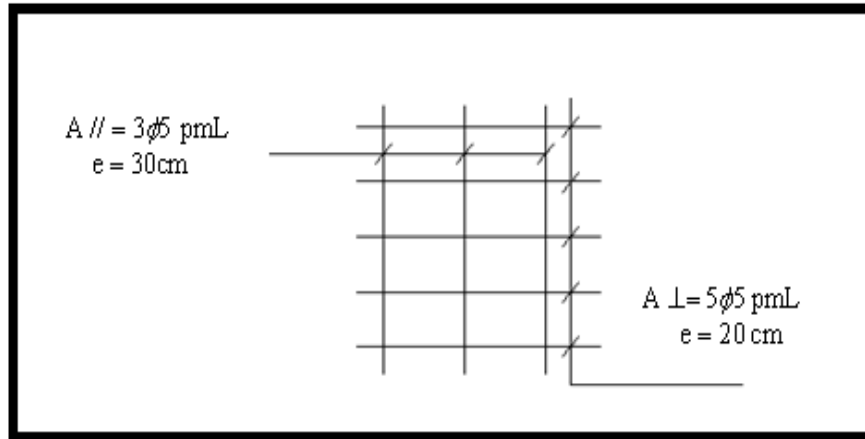


Figure III- 30: Ferrailage de la dalle de compression.

III.5.b – Étude de la Dalle Pleine (Plancher+Étage courante) :

Introduction :

Les dalles sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseurs est faible par rapport aux autres Dimensions en plan :

- la Dalles appuyés sur 04 cotes

Calcul Des Sollicitations :

➤ Terrasse :

- A.) Evaluation des charges :

$$G = 6.99 \text{ KN} * 01\text{m}$$

$$Q = 1 \text{ KN} * 01\text{m}$$

- B.) Combinaison de charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 10.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 7.99 \text{ KN/m}^2$$

➤ Étage courante

- A.) Evaluation des charges :

$$G = 6.4 \text{ KN} * 1\text{m}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} * 1\text{m}$$

- B.) Combinaison de charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 10.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 7.9 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des efforts [RPA99V2003] :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de « ρ » : $0.4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.25}{5.7} = 0.92 < 1$ Donc: la dalle travail dans les deux sens.

A L'ELU :

Calcul	μ_x	μ_y	M(x,y)
Sollicitations α ELU et ELS	$\frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot \alpha^3)}$	$\alpha^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - \alpha)^2) \geq \frac{1}{4}$	$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
			$M_y = \mu_y \cdot M_x$

	Calcul	α	μ_x	μ_y	M(x,y)
Terrasse	Sollicitations α ELU	0.92	0.0438	0.891	$M_x = 0.0438 \times 10.94 \times (5.25)^2 = 13.2 \text{ KN.m}$
					$M_y = 0.891 \times 13.2 = 11.77 \text{ KN.m}$
Etage courante		0.92	0.0438	0.891	$M_x = 0.0438 \times 10.89 \times (5.25)^2 = 13.15 \text{ KN.m}$
					$M_y = 0.891 \times 13.15 = 11.71 \text{ KN.m}$

Tableau-III.14 : Valeurs des moments M(x,y) a l'ELU

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

· **Moments en travees :**

$$M_x^T = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \cdot 13.2 = 11.22 \text{ KN. m}$$

$$M_y^T = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \cdot 11.77 = 10 \text{ KN. m}$$

· **Moments sur appuis:**

$$M_x^a = 0,3 \cdot M_x = 0,3 \cdot 13.2 = 3.96 \text{ KN. m}$$

$$M_y^a = 0,3 \cdot M_y = 0,3 \cdot 11.77 = 3.53 \text{ KN. m}$$

$$M_a = \text{Max}(M_x^a; M_y^a) = 3.96 \text{ KN. m}$$

III.3.4.3) Ferrailage de la dalle (Terrasse) :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h)= (100x15) cm² qui travaille en flexion simple.

A.) Ferrailage en travée :

✓ **Dans le sens «Lx»:**

On a: b=100cm; h=15cm; d=0,9h=13.5 cm ; $\sigma_{bc}=14,2\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$.

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_b} = \frac{11.22 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0,043$$

$$\mu = 0,043 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,055$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 13,23\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z\sigma_s} = \frac{11.22 \times 10^3}{13,23 \times 348} = 2.44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1,60\text{cm}^2$$

Donc : A= max (As , Amin)

On adopte : **5HA8 = 2.51 cm²**

	Mtx(kn.m)	μ	α	As'(cm ²)	Z(cm ²)	As(cm ²)	choix	As ^{adp} (cm ²)
Terrasse	11.22	0.043	0.055	0	13.23	2.44	5HA8	2.51
E.courrante	11.18	0.043	0.055	0	13.23	2.43	5HA8	2.51

Tableau III.15 Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx).

• **Espacement :**

$$E_{sp} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min} (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

✓ **Dans le sens «Ly»:**

	Mty(kn.m)	μ	α	As'(cm ²)	Z(cm ²)	As(cm ²)	choix	As ^{adp} (cm ²)
Terrasse	10	0.039	0.050	0	13.23	2.17	5HA8	2.51
E.courrante	9.37	0.036	0.046	0	11.01	2.45	5HA8	2.51

Tableau III.15 Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly).

• **Espacement :**

$$E_{sp} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min} (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

B.)Ferrailage en appuis :

	Ma(kn.m)	μ	α	As'(cm ²)	Z(cm ²)	As(cm ²)	choix	As ^{adp} (cm ²)
Terrasse	3.96	0.015	0.019	0	13.39	0.85	5HA8	2.51
E.courrante	3.95	0.015	0.019	0	13.39	0.85	5HA8	2.51

Tableau III.15 Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx).

• **Espacement :**

$$E_{sp} = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min} (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cV.}$$

C.) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

01- Terrasse:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 25\text{MPa.}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_x + L_y} = 20.21\text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = 19.15 \text{ KN}$$

$$T_u^{\text{Max}} = \text{Max}(T_x; T_y) = 20.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20.21 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{cV}$$

02-E.Courrante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 25\text{MPa.}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_x + L_y} = 20.12\text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = 19.06\text{KN}$$

$$T_u^{\text{Max}} = \text{Max} (T_x; T_y) = 20.12\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{20.12 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,15\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{cV}$$

D.) Vérification a l'ELS (Terrasse) :

	Calcul	A	μ_x	μ_y	M(x,y)
Terrasse	Sollicitations α ELU	0.92	0.0438	0.891	$M_x=0.0438 \times 7.99 \times (5.25)^2$ $= 9.65 \text{ KN.m}$
					$M_y=0.891 \cdot \times 9.65 = 8.59 \text{ KN.m}$
E.Courrante		0.92	0.0438	0.891	$M_x=0.0438 \times 7.9 \times (5.25)^2=9.54 \text{ KN.m}$
					$M_y=0.891 \cdot \times 9.54= 8.5 \text{ KN.m}$

Tableau III.18 : Valeurs des moments M(x,y) a L'ELS

➤ **Verification des contrainte :**

1-Béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y < \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}$$

2-Acier :

$$\sigma_s = \eta \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) < \sigma_s = 0,6 \cdot f_{c28} = 201.66 \text{ MPa}$$

➤ La fissuration est considérée comme préjudiciable.

· **Moments en travées :**

$$M_x^T = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \cdot 9.65 = 8.2 \text{ KN. m}$$

$$M_y^T = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \cdot 8.59 = 7.3 \text{ KN. m}$$

· **Moments sur appuis:**

$$M_x^a = 0,3 \cdot M_x = 0,3 \cdot 9.65 = 2.90 \text{ KN. m}$$

$$M_y^a = 0,3 \cdot M_y = 0,3 \cdot 8.59 = 2.58 \text{ KN. m}$$

$$Ma = \text{Max}(M_x^a; M_y^a) = 2.90 \text{ KN. m}$$

Détermination de la valeur de «y» :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A' + A)y - 15(A'c + Ad) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15dA = 0 \quad y_1 = 2.83 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 5074.48 \text{ cm}^4.$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau

Suivant :

			Mt(kn)	As(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _b (Mpa)	σ _b < σ _{bc}	σ _s (Mpa)	σ _s < σ _s
Terrasse	Trave e	(x - x)	8.2	2.51	2.83	5074.4 8	4.57	CV	258.6 3	CN V
		(y - y)	7.3	2.51	2.83	5074.4 8	4.07	CV	230.2 4	CN V
	Appuis		2.9	2.51	2.83	5074.4 8	1.62	CV	91.47	CV
E.Courrant e	Trave e	(x - x)	7.63	2.51	2.83	5074.4 8	4.26	CV	240.6 5	CN V

		(y - y)	6.8	2.51	2.83	5074.48	3.79	CV	214.47	CNV
	Appuis		2.86	2.51	2.83	5074.48	1.59	CV	90.2	CV

Tableau III.19 : Vérification a l'ELS

♦ **Commentaire :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Donc les sections d'armatures choisies ne sont pas justifiées à **ELS**, la solution est d'augmenter la section d'armature de Travee. La nouvelle section est égale à « **5HA10= 3.93 cm²** ».

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

			Mt(kn)	As(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{bc}$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s - \bar{\sigma}_s < \sigma_s$
Terrasse	Travee	(x - x)	8.2	3.93	3.44	7322.87	3.85	CV	168.97	CV
		(y - y)	7.3	3.93	3.44	7322.87	3.43	CV	150.43	CV
	Appuis		2.9	2.51	2.83	5074.48	1.62	CV	91.47	CV
E.Courrant	Travee	(x - x)	7.63	3.93	3.44	7322.87	3.58	CV	157.23	CV
		(y - y)	6.8	3.93	3.44	7322.87	3.19	CV	140.13	CV
	Appuis		2.86	2.51	2.83	5074.48	1.59	CV	90.2	CV

Tableau III.19 : Vérification a l'ELS

E.) Schéma de ferrailage :

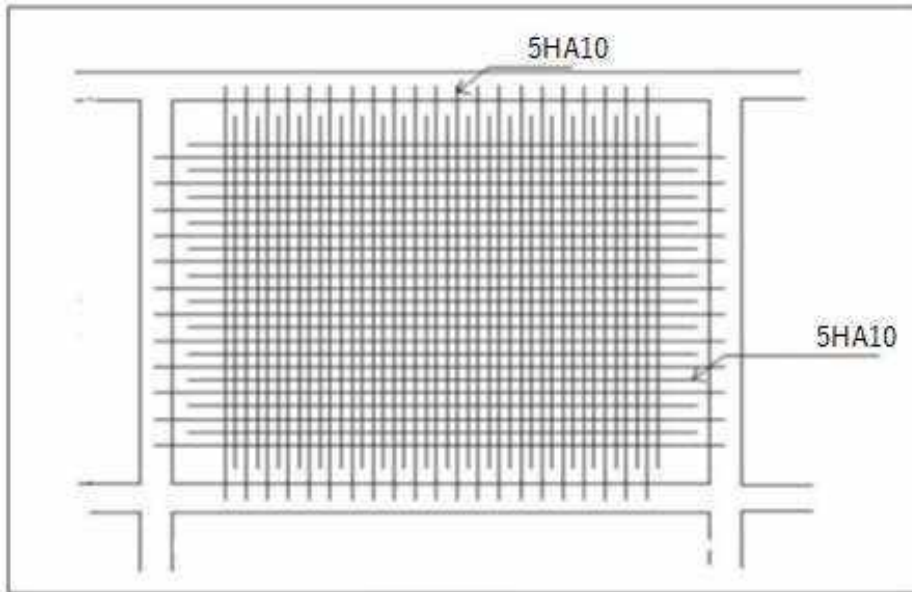


Figure III.63 : Ferrailage de dalle en travée.

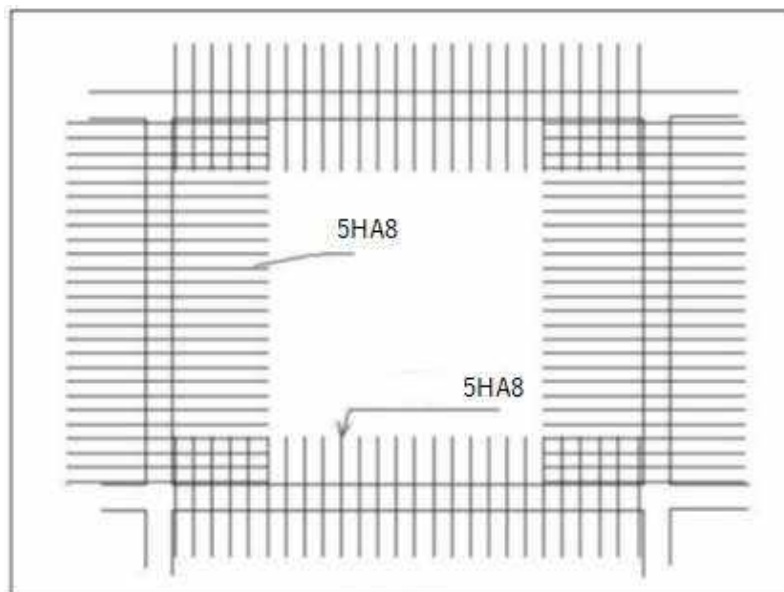


Figure III.64 : Ferrailage de dalle en appuis

Type2 :

III.5. 2-1-Charges appliquées :

1 -Poids propre : $G= 6.99 \text{ KN/ m}^2$.

2 - Surcharge d'exploitation : $Q_1 = 1 \text{ KN/ m}^2$.

3 - D'après le DTR BC.2.2 page 36 : On prend la charge du mur extérieure comme une charge concentrée. $G=2.48\text{KN/m}^2$

La hauteur de mur : $h = 1.15 \text{ m}$

$$P = \gamma \cdot b \cdot h \cdot 1$$

$$P = 2.48 \cdot 1.15 = 2.85 \text{ kN/m}$$

$$Q_2 = \min (0.4 \cdot 1.3B) = 0.4$$

Avec B : longueur du balcon = 5.8 m

III.5.2-2-Combinaisons d'action :

- **E.L.U** : $1,35g + 1,5 q$
- **E.L.S** : $g + q$

	E.L.U (KN/ml)	E.L.S (KN/ml)
Terrasse	14.88	10.87

Tableau III- 38: Charges et surcharge de la dalle pleine.

On calcule le panneau ayant les dimensions suivantes : $L_x = 150 \text{ cm}$, $L_y = 580 \text{ cm}$

$$\alpha = \frac{150}{580} = 0.26 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

III.5. 2.3.1 Terrasse :

$$\text{- E.L.U : } M_0 = \frac{q_u \cdot l_x^2}{8}$$

$$\text{- E.L.S : } M_0 = \frac{q_s \cdot l_x^2}{8}$$

Pour tenir compte de la continuité, nous prendrons :

$$\text{- En Travée : } M_t = 0,80 \cdot M_0$$

$$\text{- Sur Appui : } M_a = 0,5 \cdot M_0$$

$$\text{- L'effort tranchant maximal : } V = \frac{q_u \cdot l_x}{2}$$

		M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	V (KN)
Terrasse	ELU	4.18	3.34	2.09	11.16
	ELS	3.06	2.45	1.53	8,15

Tableau III- 39: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS -terrasse-.

III.2. 2- Ferrailage à l'ÉLU :

❖ Sur travée :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 \cdot 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u \times 10^3}{bd^2 f_{bu}}$$

$\mu_{bu} < 0.392 \Rightarrow$ L'état limite ultime est atteint au pivot A (Pas d'armature comprimée $A'_s =$

0)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad Z_u = (1 - 0.4\alpha_u) d$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^3}{Z_u \sigma_s}$$

	M _U (KN.M)	μ _{lu}	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{min} (cm ²)	A _u (cm ²)	A _{real} (cm ²)
terrasse	3.34	0.392	0.0129	0.016	13.41	1.63	0.72	5HA10 = 3.93

Tableau III- 40: Ferrailage à l'ÉLU en travée.

❖ En appuis :

	M _U (KN.M)	μ _{lu}	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{min} (cm ²)	A _u (cm ²)	A _{real} (cm ²)
terrasse	2.09	0.392	0.008	0.01	13.45	1,63	0.45	5HA10=3.93

Tableau III- 41: Ferrailage à l'ÉLU sur appuis.

III.2. 3 Condition de non fragilité : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{s\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{s\min}$ **Condition est Vérifiée**

On a $A_s = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$

Espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

III.2. 3 Armature de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \dots \Rightarrow A_r = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes a L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé selon l'article (A.4.5.31 du BAEL91 V 99).

- Très préjudiciable pour la terrasse.
- Préjudiciable pour étage courant.

♦ **Données :**

		M_{ser} (KN.m)	b (cm)	h (cm)	D (cm)	d' (cm)	n	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)
Terrasse	en travée	2.45	100	15	13.5	1.5	15	3.93	0
	Sur appuis	1.53	100	15	13.5	1.5	15	3.93	0

Tableau III- 42: Données de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :** C'est la solution y positive de l'équation :

$$by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(A_s d - A_s' d') = 0$$

♦ **Moment d'inertie :** $I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 + nA_s'(y - d')$

♦ **État limite de compression de béton :** (A.4.5.2 du BAEL)

		Y (cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	vérification
Terrasse	en travée	3.44	8001.3314	0,0306	1,053	15	C-V
	Sur appuis	3.44	8001.3314	0,0191	0,657	15	C-V

Tableau III- 43: Vérification de l'état limite de compression de béton.

♦ **État limite d'ouverture de fissures :** (A.4.5.3 du BAEL)

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ Pour une fissuration préjudiciable : selon article (A.4.5.33 du BAEL 91 modifiée 99)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\} \dots \dots \dots \text{FP.}$$

Les résultats de vérification sont $\eta = 1.6$ pour un acier a haute adhérence.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; \max \left(200 ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\} \dots \dots \dots \text{FTP.}$$

au tableau suivant :

		Y (cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{st} (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Vérification
Terrasse	en travée	3,44	8001.3314	0,0306	4.93	200	C-V
	Sur appuis	3.44	8001.3314	0,0191	3.07	200	C-V

Tableau III- 44: État limite d'ouverture de fissures.

♦ **Commentaire :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \text{Donc les sections 'armatures choisies sont justifiées à ELS.}$$

III.2. 4.1 Justification vis-à-vis de sollicitation tangente : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u \times 10^{-3}}{b \times d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,50 \text{ Mpa}$$

	Vu (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	vérification
Terrasse	11.16	0.082	2,50	Condition vérifiée
Étage courant	8.15	0,06	2,50	Condition vérifiée

Tableau III- 45: Justification vis-à-vis de sollicitation tangente.

III.2. 4.3 Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{100} = 0.15$$

> 0.0625.....condition est vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (M_t = 0.8M_0) \Rightarrow 0.15 > 0.08 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13.5} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.003 \leq 0.011 \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

III.5. 2.9 Schéma d'exécution :

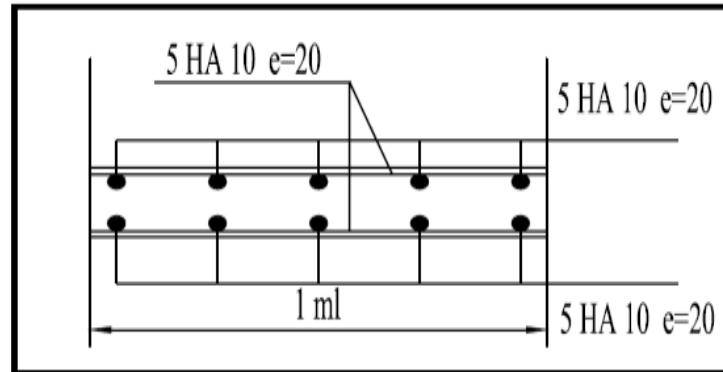


Figure III- 31: Schéma de ferrailage de la dalle Pleine.

III.6 Étude de l'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes ou des chargements depuis un niveau d'accueil jusqu'à un autre niveau choisi. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Cet appareil élévateur est installé dans une gaine délimitée par des parois, un plafond et un fond de cuvette. Les composants principaux sont :

- **Cabine :** (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles) : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.
- **Treuil :** Une poulie de traction est actionnée par un moto- réducteur. Elle entraîne des câbles dont une extrémité est fixée à la cabine d'ascenseur et l'autre à un contrepoids.
- **le contrepoids :**

La cabine et le contrepoids sont aux extrémités du câble d'acier qui portent dans les gorges

de la poulie de treuil.

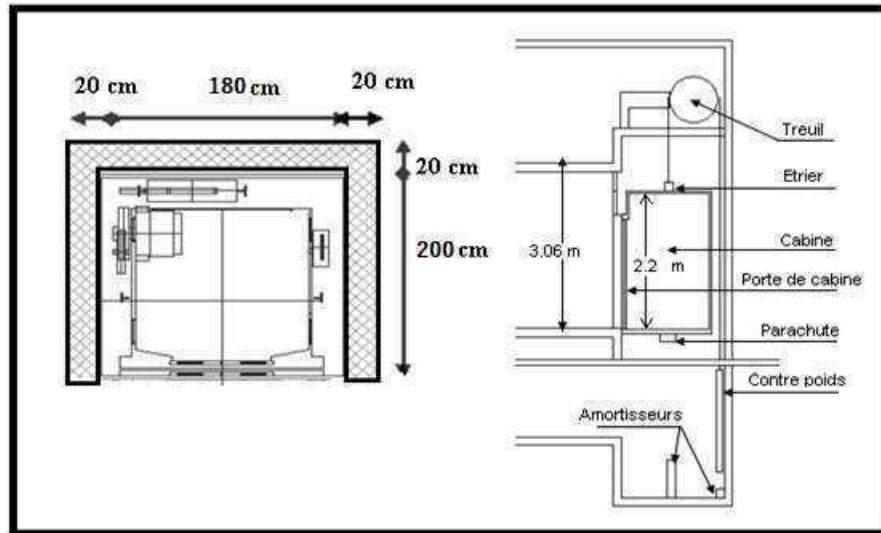


Figure III- 32: Schéma d'un ascenseur Mécanique.

III.6.1.2) Pré dimensionnement :

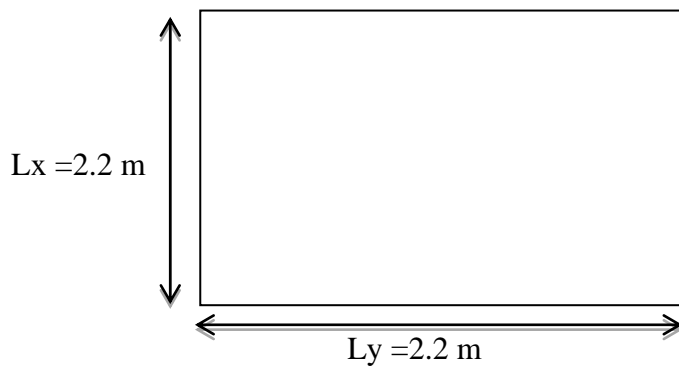


Figure 3-51: Schéma de la dalle machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{220}{50} \leq e \leq \frac{220}{40} \Rightarrow 4.4 \leq e \leq 5.5 \text{ cm}$$

b. Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25 \text{ cm}$

On prend : $e=25\text{cm}$

III.6.1.3) Détermination des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée.....50,00 KN/m².

- Poids propre de la dalle.....0,25x25=6,25KN/m².

G=56,25kN/m².

b) Surcharge d'exploitation

Q=1kN/m²

c) Combinaison de charges :

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=77,438\text{KN/m}^2$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=57,25\text{KN/m}^2$

d) Calcul des efforts [RPA99V2003]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

✓ Calcul de « ρ » :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{220}{220} = 01 < 01 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.037$$

$$\mu_y = 01 \text{ (tab page 138 BAEL 91)}$$

Calcul	μ_x	μ_y	M(x,y)
Sollicitations à ELU et ELS	$\frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot \rho^3)}$	$\rho^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - \rho)^2) \geq \frac{1}{4}$	$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
			$M_y = \mu_y \cdot M_x$
Déformation à l'ELS	$\frac{1}{8 \cdot (1 + 2 \cdot \rho^3)}$	$\rho^2 \cdot (1 - \frac{3}{2} \cdot (1 - \rho)^2) \geq \frac{1}{4}$	$M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2$
			$M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tableau III.47 : Valeurs approchées du coefficient μ_x , μ_y et moment M(x,y).

✓ **ELU :**

Calcul	ρ	μ_x	μ_y	M(x,y)
Sollicitations à ELU et ELS	01	0,037	01	$M_x = 0,037 \cdot 77,438 \cdot (2,2)^2 = 13,87 \text{ KN.m}$
				$M_y = 1 \cdot 13,87 = 13,87 \text{ KN.m}$

Tableau III.48 : Valeurs des moments M(x,y).

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

✓ **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \cdot 13,87 = 11,8 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \cdot 13,87 = 11,8 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments sur appuis:**

$$M_x^a = 0,3. M_x = 0,3 * 13,87 = 4,16 \text{ KN. m.}$$

$$M_y^a = 0,3. M_y = 0,3 * 13,87 = 4,16 \text{ KN. m.}$$

$$M_a = \text{Max}(M_x^a; M_y^a) = 4,16 \text{ KN. m.}$$

III.6.2. Vérification de la dalle de poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur peut avoir un risque de poinçonnement à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur, le poids de l'ascenseur est de (77.438 KN), lors de l'installation de tous les accessoires et leur branchement au moteur, chacun des appuis

prend le quart du poids donc : $Q_u = \frac{77,438}{4} = 19,36 \text{ kN}$

d'après le BAEL91 Article (A.5.2.4.2), la condition de non-poinçonnement est vérifiée est :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : Charge à l'ELU,

h : L'épaisseur total de la dalle,

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

($h = 20 \text{ cm}$, $a = 10 \text{ cm}$, $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\alpha = 45^\circ$)

$$U_c = 4 \left(a + \frac{h}{2} \right) = 4 \left(10 + \frac{20}{2} \right) = 120 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Q \leq 0,045 \times 1,2 \times 0,2 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 180 \text{ kN}$$

Donc, il n'y a pas de risque de poinçonnement.

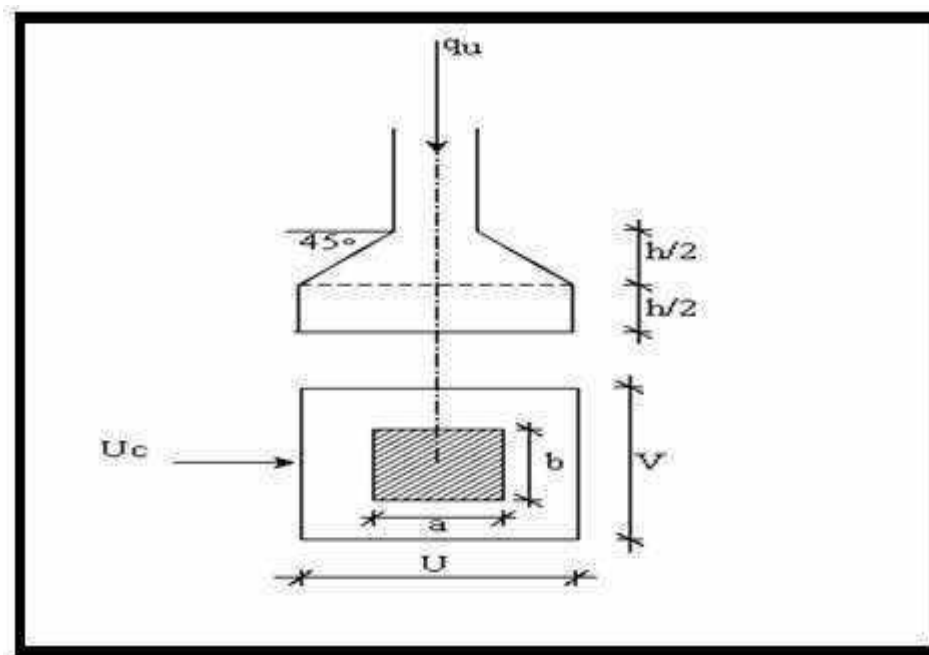


Figure III- 33: Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine.

III.6.1.4) Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h)= (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

♦ **Ferrailage en travée :**

✓ Dans le sens «Lx»:

On a: b=100cm; h=25cm; d=0,9h=22,5cm ; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$.

$M_x^t(\text{KN. m})$	μ	α	$A'_s(\text{cm}^2)$	β	$A_s(\text{cm}^2)$	choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
11.80	0.0164	0.0201	0	0.992	1.52	4T10	3,14

Tableau III.49 Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx).

• **Espacement :**

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

✓ Dans le sens «Ly»:

$M_y^t(\text{KN. m})$	μ	α	$A'_s(\text{cm}^2)$	β	$A_s(\text{cm}^2)$	choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
11.8	0.0164	0.0201	0	0.992	1.52	4T10	3,14

Tableau III.50: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly).

• **Espacement :**

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

♦ **Ferrailage en appuis :**

$M_x^t(\text{KN. m})$	μ	α	$A'_s(\text{cm}^2)$	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
4.16	0.0057	0.0075	0	22.43	0.53	4T10	3.14

Tableau III.51: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis.

• **Espacement :**

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

III.6.1.5) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25\text{MPa.}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_x + L_y} = 56.79 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = 56.79 \text{ KN}$$

$$T_u^{Max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 56.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{56.79 * 10^3}{1000 * 225} = 0.23 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

III.6.1.6) Vérification a l'ELS :

Calcul	ρ	μ_x	μ_y	M(x,y)
Sollicitations à ELU et ELS	0.558	0.037	01	$M_x=0,093.57,25.(2.2)^2=20.25 \text{ KN.m}$
				$M_y=1*20.25= 10.25 \text{ KN.m}$

Tableau III.52 : Valeurs des moments M(x,y).

• **Vérification des contraintes:**

Béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Acier :

$$\sigma_s = \eta \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) < \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPA.}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

✓ **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0,85 \cdot M_x = 8.71 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \cdot M_y = 8.71 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments sur appuis:**

$$M_x^a = 0,3 \cdot M_x = 3.1 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = 0,3 \cdot M_y = 3.1 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = \text{Max}(M_x^a; M_y^a) = 3.1 \text{ KN.m.}$$

Détermination de la valeur de «y» :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + n \cdot A' \cdot (y - c') - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0 \text{ avec : } \eta = 15.$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + n \cdot A' \cdot (y - c')^2 - n \cdot A_s \cdot (d - y)^2.$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

	Mt (KN)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s < σ̄ _s
Travée	(x-x)	8.71	3.14	4.15	14515.37	2.14	89.46	vérifiée
	(y-y)	8.71	3.14	4.15	14515.37	1.14	89.46	
Appuis	3.1	3.14	4.15	14515.37	0.86		27.6	

Tableau III.53 : Vérification a l'ELS.

III.6.1.7) Vérification de la condition de non fragilité :

h=25cm ; b=100cm.

$$A_x \geq \rho_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{3} \cdot b \cdot h = 2,44 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h = 1.6 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} ; \rho_0 = 0,8\%$$

✓ Sens Lx-x :

Sur appuis : $A_x = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.60 \text{ cm}^2$vérifiée.

En travée : $A_x = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.60 \text{ cm}^2$vérifiée.

✓ Sens Ly-y :

Sur appuis : $A_y = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.60 \text{ cm}^2$vérifiée.

En travée : $A_y = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.60 \text{ cm}^2$vérifiée.

III.6.1.8) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow (M_t = 0,85M_x) \Rightarrow \frac{25}{220} \geq \frac{0,85}{20} \Rightarrow 0,114 \geq 0,0425 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \frac{25}{220} \geq \frac{1}{27} \Rightarrow 0,114 \geq 0,037 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \cdot 22,5} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0014 \leq 0,005 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.1.9) Schéma de ferrailage :

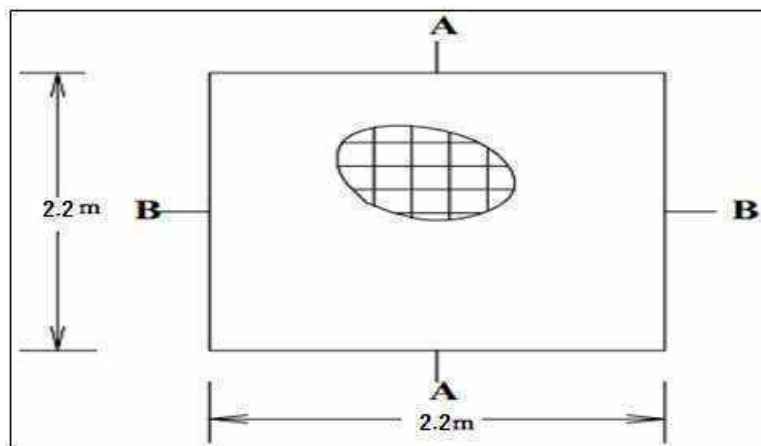


Figure 3-52 : Ferrailage de la dalle machine

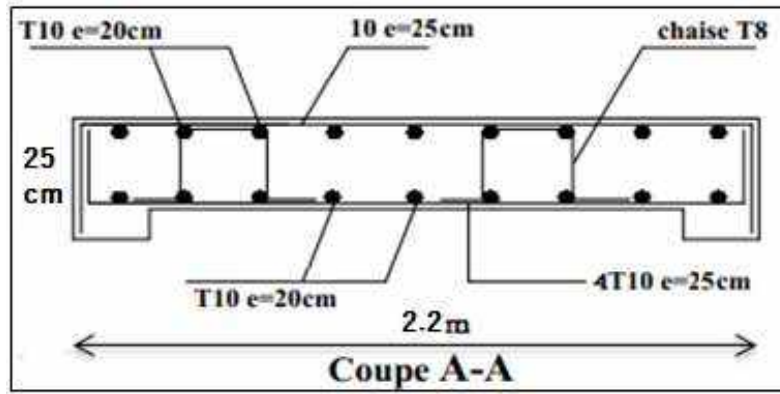


Figure 3-53 : Ferrailage de la dalle machine coupe A-A

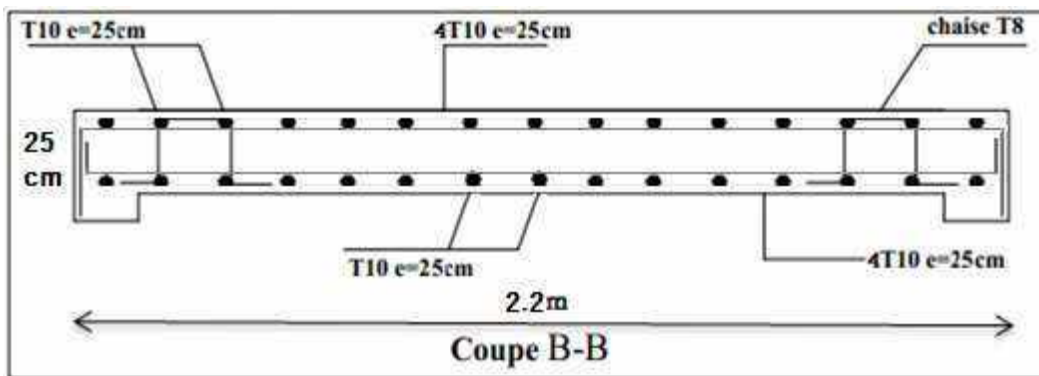


Figure 3-54 : Ferrailage de la dalle machine coupe B-B

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. Introduction

Un tremblement de terre est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au Niveau la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom de failles. Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un tremblement de terre. L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épacentrale. Personne n'ignore que les séismes sont destructeurs et leur prédiction est très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention contre les risques sismiques, consiste tout d'abord à construire des structures parasismiques, avec l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction. La conception parasismique a comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques.

Elle est basée sur le choix raisonné des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience, accompagné d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la Structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face a un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage.

A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un Séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la Hauteur des Ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone D'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus a des déformations

Imposées par un séisme modéré.

IV.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 voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors, la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

IV.3. Méthodes de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

IV .3.1. La méthode statique équivalente :

① Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du l' RPA99/V2003 avec une hauteur au Plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

② Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

➤ **Zone I** : tous groupes

➤ **Zone II a** :

- ✓ groupe d'usage 3.
- ✓ groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale a 7 niveaux ou 23 m.
- ✓ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale a 3 niveaux ou 10m.

➤ **Zone IIb et III :**

- ✓ groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- ✓ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.3.2) La méthode d'analyse modale spectrale :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées.

Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- ✓ Une ductilité suffisante
- ✓ La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en Particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3.3) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.4) choix de la méthode de calcul :

IV.4.1. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- ✓ Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- ✓ Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- ✓ Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- ✓ Groupe 3 : de faible importance.

☞ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation d'importance moyenne Classé au groupe d'usage 2

IV.4.2. Classification des zones sismiques:

Le territoire national est divisé en quatre (04) Zones de séismicité qui sont :

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable.
- ✓ Zone I : sismicité faible.
- ✓ Zone IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ✓ Zone III : sismicité élevée.

☞ Notre bâtiment est situé à KHENCHELA classée dans la Zone I

IV .4.3. Classification du site :

D'après l'article 3.3 (RPA99/V2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- ✓ **Catégorie S1** (site rocheux).
- ✓ **Catégorie S2** (site ferme).
- ✓ **Catégorie S3** (site meuble).
- ✓ **Catégorie S4** (site très meuble).

☞ Notre structure est implantée dans un site de **catégorie S2** (site ferme).

❖ Constatation :

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par l'RPA99/V2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (irrégularité en plan); Alors le calcul sismique se fera par : **La méthode dynamique Modale spectrale.**

IV.5. modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement

réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2009 "RSAP2009"**

IV.5.1.présentation du logiciel « RSAP 2009 » :

Le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2009 "RSAP2009"** est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures (bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques). Robot permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

IV.5.1.a. Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément. La relation liant la force nodale [F] au déplacement [δ] peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité [K] de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

IV.5.1.b. Pourquoi le Robot structure analyse ?

Nous avons fait appeler au logiciel (**RSAP2009**) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

IV.5.2.Démarches de modélisation de notre structure :

Lors de modélisation de notre structure en **RSAP2009** dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

1. Définition de la géométrie de la structure.
2. Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
3. Détermination des conditions aux appuis.
4. Détermination des chargements de la structure.
6. Définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.
7. Définition de type d'analyse, finalement cette dernière.

IV.5.2.a. L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

Le **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2009 "RSAP2009"** offre les possibilités d'analyses suivantes :

- ✓ Analyse statique linéaire.
- ✓ Analyse P-Delta.
- ✓ Analyse statique non linéaire.
- ✓ Analyse dynamique.

❖ **Analyse dynamique :**

L'analyse dynamique disponible dans le « **RSAP** » comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

❖ **Analyse modale :**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices $[K]$ et $[M]$ de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

IV.6.Le spectre de réponse :

Les sollicitations peuvent être obtenues par la méthode du spectre de réponse. En Général, deux directions d'excitation sismique perpendiculaires sont considérées, puis les résultats sont combinés selon la méthode SRSS pour conduire les vérifications et le Dimensionnement. Tout cela est généré automatiquement. Pour tenir compte de l'effet de torsion du aux excentricités involontaires des masses, les chargements en torsion de la méthode des forces de remplacement sont automatiquement utilisés.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, est donné par le tableau 4.1 de RPA99/V2003

<i>groupe</i>	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>
<i>IA</i>	<i>0.12</i>	<i>0.25</i>	<i>0.35</i>
<i>1B</i>	<i>0.10</i>	<i>0.20</i>	<i>0.30</i>
<i>2</i>	<i>0.08</i>	<i>0.15</i>	<i>0.25</i>
<i>3</i>	<i>0.05</i>	<i>0.10</i>	<i>0.15</i>

Tableau IV.1 : coefficient d'accélération de zone A.

$\Rightarrow A = 0.08$

η : facteur de correction d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \left(\frac{7}{2 + \xi} \right)^{\frac{1}{2}} \geq 0.7$$

Avec :

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif ; du type de structure de l'importance et des remplissages.

Est donné par le tableau 4.2 de RPA99/V2003

	<i>Portique</i>		<i>Voile ou murs</i>
<i>Remplissage</i>	<i>Béton armé</i>	<i>Acier</i>	<i>Béton armé/maçonnerie</i>
<i>Léger</i>	6	4	10
<i>Dense</i>	7	5	

Tableau IV.2 : Valeurs de ζ (%).

Dans notre structure $\xi = 7\%$

$$\xi = 7 \Rightarrow \eta = 0.88$$

Q : le facteur de qualité de la structure, est donné par le tableau 4.4 de RPA99/V2003

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité " q " est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 de RPA99/V2003

<i>0020</i>	<i>Critère q »</i>	<i>P_q</i>
	<i>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</i>	<i>0.05 (observé)</i>
	<i>2. Redondance en plan</i>	<i>0.05 (observé)</i>
	<i>3. Régularité en plan</i>	<i>0 (N/observé)</i>
	<i>4. Régularité en élévation</i>	<i>0 (N/observé)</i>
	<i>5. Contrôle de la qualité des matériaux</i>	<i>0 (N/observé)</i>
	<i>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</i>	<i>0 (N/observé)</i>

Tableau IV.3 : valeurs des pénalités P_q .

$$Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0$$

$$\Rightarrow Q_x = 1.10$$

<i>0020</i>	<i>Critère q »</i>	<i>P_q</i>
	<i>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</i>	<i>0.05 (observé)</i>
	<i>2. Redondance en plan</i>	<i>0.05 (observé)</i>

3. Régularité en plan	0.05 (observé)
4. Régularité en élévation	0 (N/observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0 (N/observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0 (N/observé)

Tableau IV.3 : valeurs des pénalités P_q .

$$Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0$$

$$\Rightarrow Q_y = 1.15$$

R : coefficient de comportement de la structure, est donné par le tableau 4.3 de RPA99/V2003

Pour un système de contreventement par des voiles et portiques $\Rightarrow R = 3.5$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, est donné par le tableau 4.7 de RPA99/V2003

$$S3 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{array} \right\}$$

IV.7.Disposition des voiles :

Le système structurel choisi est un système de contreventement mixte (voiles et portiques),

On doit donc vérifier les conditions données par l' RPA99/V2003, à savoir :

- ✓ Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les voiles et portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions à tous les niveaux
- ✓ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25%de l'effort tranchant d'étage.
- ✓ Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque directions considérée

$$k \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20s$$

N : est le nombre des niveaux aux dessus du sol

T_k : est la période de mode K

IV.7.1.la variation proposée par l'architecte :

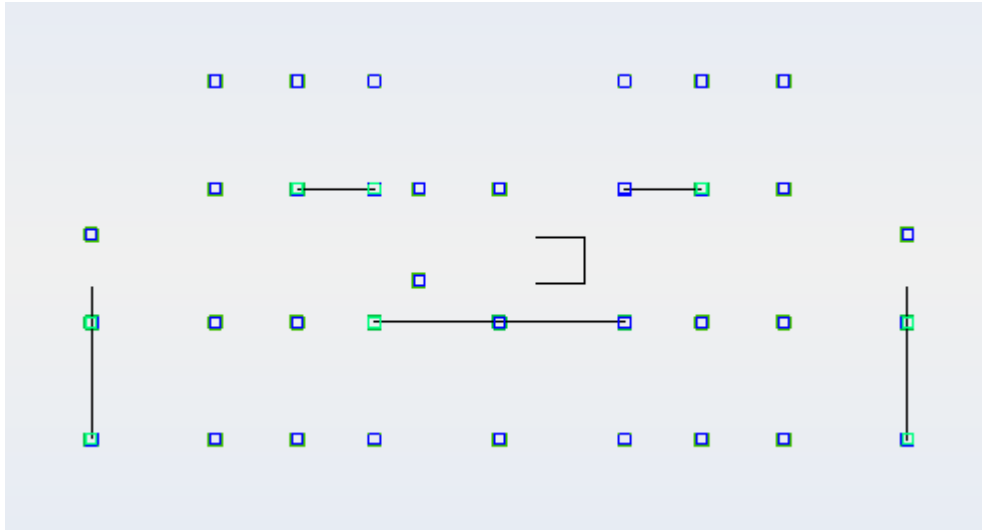


Figure IV.1 : la variation proposée par l'architecte.

IV.8.Résultats de l'analyse :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2009** "RSAP2009" sont données dans le tableau suivant :

<i>Mode</i>	<i>Fréquence [Hz]</i>	<i>Période [sec]</i>	<i>Masses Cumulées UX[%]</i>	<i>Masses Cumulées UY[%]</i>	<i>Nature</i>	<i>Masse Modale UX[%]</i>	<i>Masse Modale UY[%]</i>
1	1,942	0,515	0,136	67,200	<i>Translation</i>	0,136	67,200
2	2,478	0,404	63,003	67,691	<i>Translation</i>	62,867	0,490
3	2,862	0,349	69,521	68,569	<i>Torsion</i>	6,518	0,879
4	7,610	0,131	69,562	87,107	/	0,042	18,538
5	9,284	0,108	87,517	87,158	/	17,954	0,051
6	11,638	0,086	87,924	87,159	/	0,408	0,002
7	12,126	0,082	87,924	88,086	/	0,000	0,927
8	15,710	0,064	88,174	92,792	/	0,250	4,706
9	17,097	0,058	91,651	93,224	/	3,478	0,431

Tableau IV.4 : périodes et participation massique.

IV.9. Estimation empirique de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formule empirique donnée par RPA 99 /version 2003 :

$$T = \min \left[C_T h_N^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L}} \right]$$

Avec :

$$\begin{cases} h_N : \text{Hauteur mesurée en mètre à partir la base de la structure jusqu'à dernier niveau} \\ h_n = 24.48m \end{cases}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, de type de Remplissage et est donnée par le tableau 4.6 du RPA 99 /version 2003

$$C_T = 0.05$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

Donc :

$$T = \left[C_T h_N^{\frac{3}{4}} \right] \dots\dots\dots T = 0.05 \times (24.48)^{\frac{3}{4}} = 0.55s$$

a) le sens longitudinal :

$$T = \left[\frac{0.09 h_N}{L} \right]$$

$$L_x = 34.90m \Rightarrow T = 0.373s$$

Avec:

$$T_x = \min(0.55; 0.373) \Rightarrow T_x = 0.373s$$

b) Sens transversal :

$$T = \left[\frac{0.09 h_N}{L} \right]$$

$$L_y = 15.30m \Rightarrow T_y = 0.563s$$

Avec:

$$T_y = \min(0.563; 0.55) \Rightarrow T_y = 0.55s$$

IV.10. Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

Soit :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \dots\dots\dots \text{RPA99/V 2003 (art 4, 2,3)}$$

- ✓ **A** : coefficient d'accélération de zone =0.08
- ✓ **R** : coefficient de comportement global de la structure =5
- ✓ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

$$\eta = 0.88$$

T_2 = période caractéristique associé a la catégorie du site $S_2=0.5s$

- $D_x = 2.5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2$

$$D_x = 2.204$$

- $D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s$

$$D_y = 2.07$$

- ✓ **Q** : est le facteur de qualité, donnée par le tableau 4.4 de RPA 99 /version 2003

- ✓ $Q_x = 1.10$

- ✓ $Q_y = 1.15$

- ✓ **W** : poids total de la structure.

W : est égale à la somme des poids W_i calculée à chaque étage (i) : $W = \sum W_i$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanent et celles des équipements fixes solidaires de la structure

W_{cv} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donnée par le tableau 4.5 de L'RPA 99 /V2003

Dans notre cas $\beta = 0.2$

Le poids total du bâtiment est :

$$W = 43783,04\text{KN}$$

➤ **Résumé des résultats:**

<i>paramètre</i>	<i>A</i>	<i>Q</i>	<i>R</i>	<i>W(KN)</i>	<i>D</i>	<i>T(s)</i>
<i>(x-x)</i>	<i>0.08</i>	<i>1.10</i>	<i>3.5</i>	43783,04	<i>2.204</i>	<i>0.373</i>
<i>(y-y)</i>	<i>0.08</i>	<i>1.15</i>	<i>3.4</i>	43783,04	<i>2.07</i>	<i>0.55</i>

Tableau IV.5: Résumé des résultats

$$V_x = \frac{0.08 \times 2.204 \times 1.1 \times 43783,04}{3.5} = 2426,231\text{KN}$$

$$V_y = \frac{0.08 \times 2.07 \times 1.15 \times 43783,04}{3.5} = 2382,297\text{KN}$$

IV.11. Vérifications des résultats vis a vis des conditions de RPA:

IV.11.1. Vérification de la période:

Selon RPA99/V2003 (art 4.2.4.4), la valeur de T calculée a partir des formules de Rayleigh ou autres modèles dynamique ne doit pas dépasser celle estimée a partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

La période empirique est $T_e=0.55\text{s}$

La période maximale obtenue du modèle dynamique correspondent au premier mode (calculé par (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2009) est de : $T_x=0.404\text{s}$

$$T_x = 0.404\text{s} < 1.3T_e = 0.48\text{s}.....cv$$

$$T_y = 0.515\text{s} < 1.3T_e = 0.71\text{s}.....cv$$

IV.11.2. Vérification des modes:

- ✓ ce modèle présente une période fondamentale $T_x=0.404\text{s}$; $T_y=0.515\text{s}$
- ✓ les 1^{er} et 2^{eme} modes sont des modes de translation selon (x-x) et (y-y).....CV.

✓ Le 3^{ème} mode est un mode de torsion selon (z-z)CV.

✓ $k \geq 3\sqrt{N} = 9$ et $T_k \leq 0.2s$ $0.06 \leq 0.2s$cv

N : est le nombre des niveaux aux dessus du sol

T_k : est la période de mode K

Formes modales de la structure non rigidifiée la téralement :

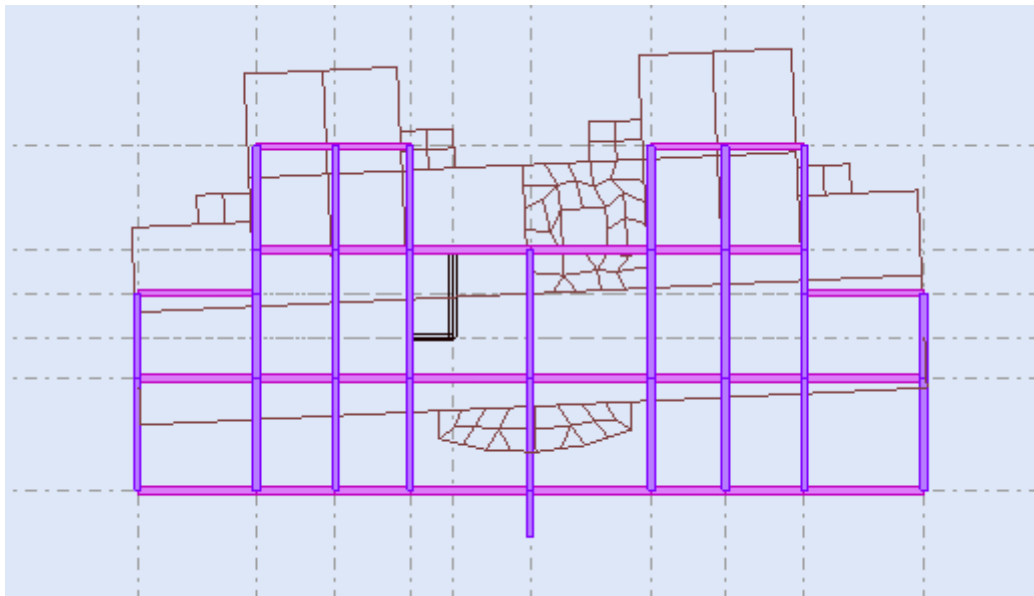


Figure IV.2 : mode-03-torsion Solon z-z2D

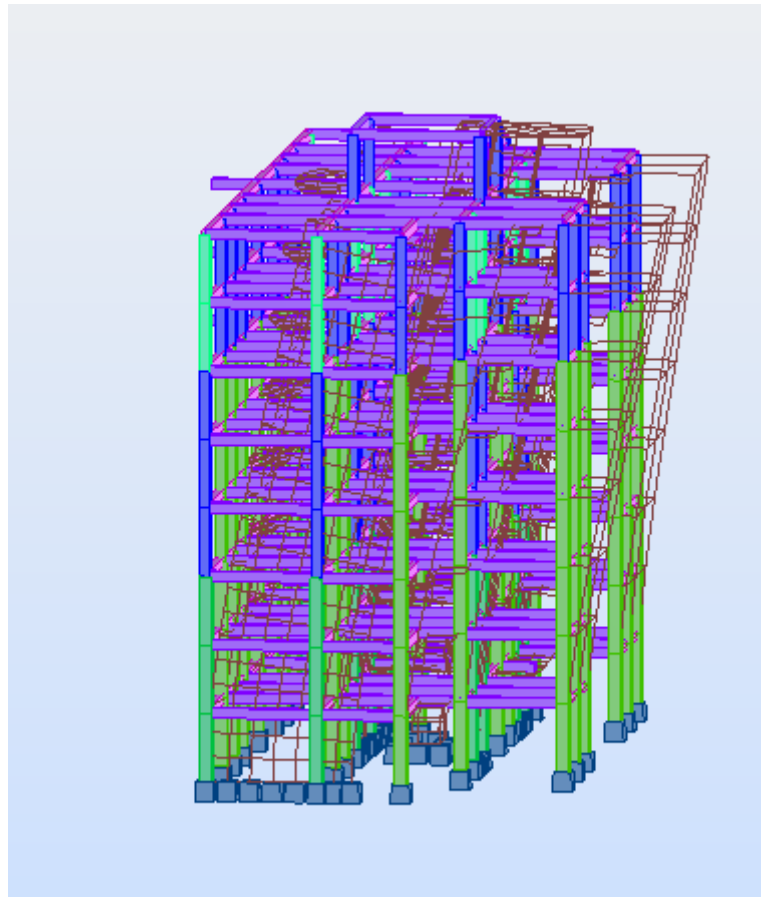


Figure V.3 : mode-03- torsion Solon z-z3D

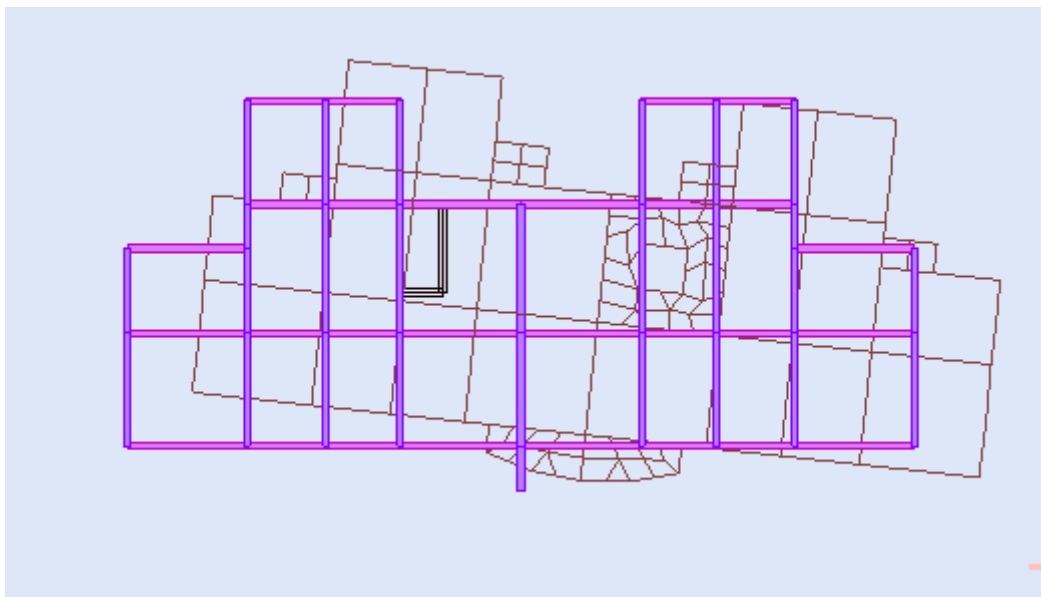


Figure IV.4 : mode-02-...translation suivant Y-Y.....2D

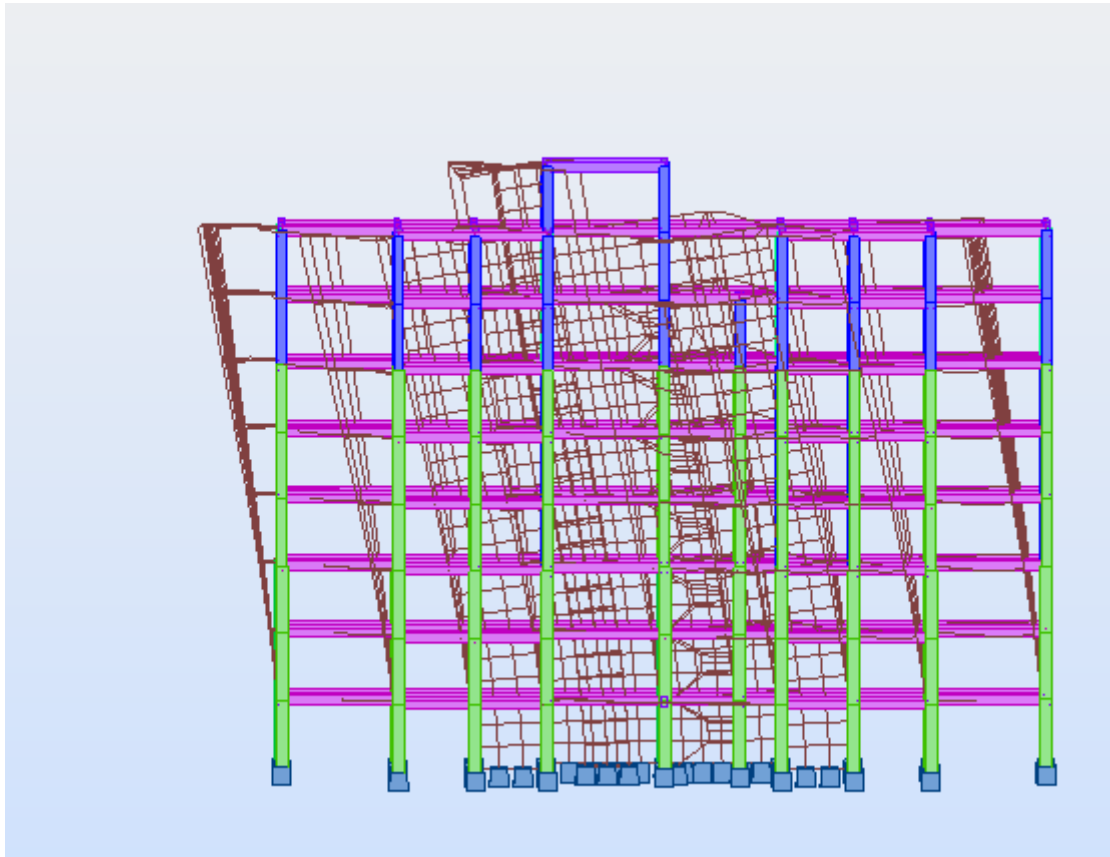


Figure IV.5 : mode-02-... translation suivant Y-Y..3D

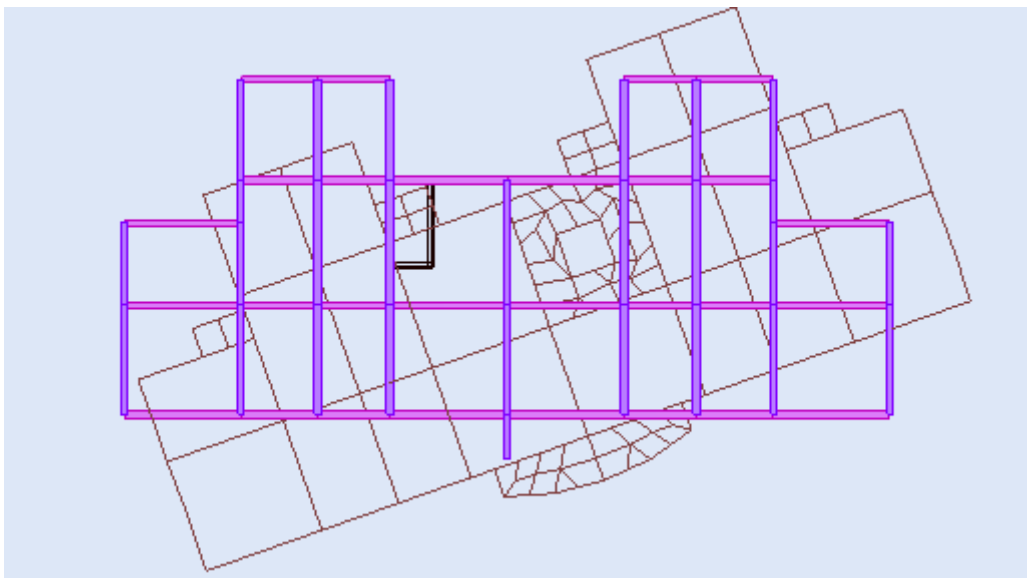


Figure IV.6 : mode-01-... translation suivant x-x..2D

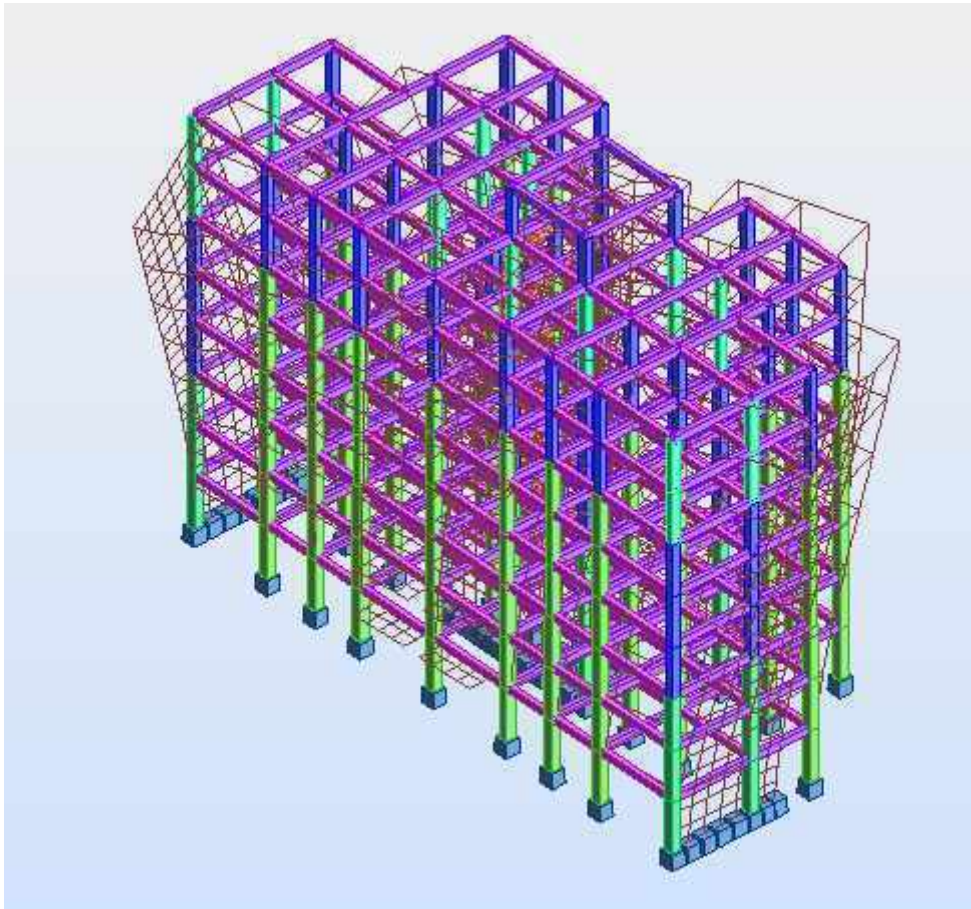


Figure IV.7 : mode-01-... translation suivant x-x..3D

IV.11.3 .Distribution de l'effort sismique selon la hauteur:

La résultante des forces sismique à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:

$$V = F_t + \sum_1^n F_i$$

Avec:

F_t : Force concentrée au sommet de la structure.

F_i : Force horizontale au niveau i.

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule:

$$F_t = 0.07TV \dots\dots\dots T \geq 0,7s$$

$$F_t = 0 \dots\dots\dots T < 0,7s$$

On a : T=0.531s $F_t = 0.00$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) et donnée par la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec:

W_i : Poids du niveau i

h_i : Niveau de plancher (a partir de la base) ou s'exerce la force F_i

a) sens x-x:

<i>N⁰niveau</i>	<i>Wi(KN)</i>	<i>Hi</i>	<i>Wi x hi</i>	<i>F_{xi}(KN)</i>
<i>7^{ème} étage</i>	5257,1	24,48	128 693,81	700,57
<i>6^{ème} étage</i>	5335,29	21,42	114 281,91	527,03
<i>5^{ème} étage</i>	5399,4	18,36	99 132,98	413,74
<i>4^{ème} étage</i>	5383,69	15,30	82 370,46	325,64
<i>3^{ème} étage</i>	5348,13	12,24	65 461,11	258,85
<i>2^{ème} étage</i>	5472,18	9,18	50 234,61	208,81
<i>1^{er} étage</i>	5524,73	6,12	33 811,35	145,61
<i>RDC</i>	6062,52	3,06	18 551,31	64,64
<i>total</i>	/	/	592 537,54	2 644,89

Tableau IV.6: Distribution de l'effort sismique F_x suivant (x x)

b) sens y-y:

<i>N⁰niveau</i>	<i>Wi(KN)</i>	<i>Hi</i>	<i>Wi x hi</i>	<i>F_{Yi}(KN)</i>
<i>7^{ème} étage</i>	5257,1	24,48	128 693,81	738,82
<i>6^{ème} étage</i>	5335,29	21,42	114 281,91	552,49
<i>5^{ème} étage</i>	5399,4	18,36	99 132,98	432,83

<i>4^{ème} étage</i>	5383,69	15,30	82 370,46	345,71
<i>3^{ème} étage</i>	5348,13	12,24	65 461,11	268,52
<i>2^{ème} étage</i>	5472,18	9,18	50 234,61	206,71
<i>1^{er} étage</i>	5524,73	6,12	33 811,35	143,50
<i>RDC</i>	6062,52	3,06	18 551,31	65,08
<i>total</i>	/	/	592 537,54	2 753,66

Tableau IV.7: Distribution de l'effort sismique F_y suivant (y-y)

IV.11.5. Vérification de la force sismique:

D'après l' RPA99/V2003 on a :

$$E_x \Rightarrow V_d = 2644,89 \text{ KN} \geq 0.8V_s = 1940,984 \text{ KN} \dots\dots\dots cv$$

$$E_y \Rightarrow V_d = 2753,66 \text{ KN} \geq 0.8V_s = 1905,837 \text{ KN} \dots\dots\dots cv$$

IV.11.6. justification de système de contreventement : RPA99/V2003

(art3.4)

Pour la justification de système de l'interaction portique-voiles, on doit vérifier que les voiles reprennent au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

✓ **Charges verticales:**

Les sollicitations verticales totales de la structure : 17233.68 KN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 904.58KN

On a:

$$904.58/17233.68=19.05\% < 20\% \dots\dots\dots cv$$

Donc la structure est contreventée par portique-voiles avec interaction.

✓ **Charges horizontales:**

Suivant x-x:

L'effort tranchant total a la base : 1807.63

L'effort tranchant a la base reprises par les voiles : 762.99KN

Donc:

$$762.99/1807.63 = 42.21\% \dots\dots\dots cv$$

Suivant y-y:

L'effort tranchant total a la base : 1784.65KN

L'effort tranchant a la base reprises par les voiles : 782.10 KN

Donc:

$$782.10/1784.65 = 43.82\% \dots\dots\dots cv$$

Les conditions de système de contreventement sont vérifiées.

IV.11.7. Vérification des déplacements latéraux inter-étage:

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

Le déplacement relatif admissible $\bar{\Delta} = h/100$

E.C := 3,06/100 = 0,0306 m=3.06cm.

R.D.C := 4.59/100 = 0,0459 m=4.59cm.

$$\Delta_x^k = R_x \Delta_{ex}^k$$

$$\Delta_y^k = R_y \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$$

$$\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Où ;

$\delta_{ex,ey}^{k-1}$: Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

dans le sens x; y

$\delta_{ex,ey}^k$: est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le

sens x, y

R : est le coefficient de comportement..... R=3.5

- Le logiciel de calcul «**ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2009**» donne directement les valeurs suivantes : δ_{ex}^k , δ_{ey}^k avec la combinaison des charges suivantes : **G + Q + E.**

Les résultats obtenus représentées dans le tableau suivant:

<i>N⁰niveau</i>	δ_{ex}^k (cm)	δ_{ey}^k (cm)	Δ_{ex}^k (cm)	Δ_{ey}^k (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	<i>observation</i>
<i>7^{ème} étage</i>	0,227	0,419	0,227	0,419	3.06	<i>OK</i>

6^{ème} étage	0,240	0,429	0,240	0,429	3.06	OK
5^{ème} étage	0,243	0,432	0,243	0,432	3.06	OK
4^{ème} étage	0,244	0,426	0,244	0,426	3.06	OK
3^{ème} étage	0,230	0,398	0,230	0,398	3.06	OK
2^{ème} étage	0,201	0,342	0,201	0,342	3.06	OK
1^{er} étage	0,160	0,264	0,160	0,264	3.4	OK
RDC	0,090	0,139	0,090	0,139	4.59	OK

Tableau IV.9:les déplacements dus aux forces sismiques.

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 de l' RPA /V2003 est vérifiée

IV.11.8. justification vis-a- vis de l'effet P-Δ:

Les effets de 2^{ème} ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tout les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad \text{RPA2003/V2003 (art 5.9)}$$

Avec:

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au- dessus du niveau (k) calculés suivant la formule suivante:

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k: effort tranchant relatif du niveau (i) par rapport au niveau (i-1) en considérons la combinaison (G+Q+E) calculés suivant la formule suivante:

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Avec :

h_i: hauteur de l'étage (i)

a)sens x-x:

Niveau	$P_k(KN)$	$\Delta_k(cm)$	$h_k (cm)$	$V_k(KN)$	$P_k \times \Delta_k$	$V_k \times h_k$	θ
RDC	43783,04	0,09	306,00	2644,89	3940,47	809 336,34	0,005
1	37720,52	0,16	306,00	2580,25	6 035,28	789 556,50	0,008
2	32195,79	0,20	306,00	2434,64	6 471,35	744 999,84	0,009
3	26723,61	0,23	306,00	2225,83	6 146,43	681 103,98	0,009
4	21375,48	0,24	306,00	1966,98	5 215,62	601 895,88	0,009
5	15991,79	0,24	306,00	1641,34	3 886,00	502 250,04	0,008
6	10592,39	0,24	306,00	1227,6	2 542,17	375 645,60	0,007
7	5257,1	0,23	306,00	700,57	1 193,36	214 374,42	0,006

Tableau IV.10: justification vis-a- vis de l'effet P- Δ sens X-X.

a)sens y-y:

Niveau	$P_k(KN)$	$\Delta_k(cm)$	$h_k (cm)$	$V_k(KN)$	$P_k \times \Delta_k$	$V_k \times h_k$	θ
RDC	43783,04	0,14	306,00	2753,66	6 085,84	842 619,96	0,007
1	37720,52	0,26	306,00	2688,58	9 958,22	822 705,48	0,012
2	32195,79	0,34	306,00	2545,08	11 010,96	778 794,48	0,014
3	26723,61	0,40	306,00	2338,37	10 636,00	715 541,22	0,015
4	21375,48	0,43	306,00	2069,85	9 105,95	633 374,10	0,014
5	15991,79	0,43	306,00	1724,14	6 908,45	527 586,84	0,013
6	10592,39	0,43	306,00	1291,31	4 544,14	395 140,86	0,012
7	5257,1	0,42	306,00	738,82	2 202,72	226 078,92	0,010

Tableau IV.11: justification vis-a- vis de l'effet P- Δ sens Y-Y.

On a $\theta_k < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger

L'effet P- Δ dans le calcul des éléments structuraux.

IV.11.9. Vérification au renversement: (RPA99/V2003 art 4.4)

Le moment de renversement qui peut être cause par l'action sismique doit être calculée par Rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculée en prenant en compte le poids total équivalent au poids De la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_s : Moment stabilisateur du aux charges verticales, $M_s = W \times \frac{L}{2}$

M_r : Moment de renversement du aux charge horizontales, $M_r = \sum F_i \times h_i$: est obtenue

aussi depuis les résultats d'analyse par «**ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**

PROFESSIONAL 2009»

W : Poids du bâtiment.

F_i : Force sismique de niveau i.

Niveau	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème} étage	3 ^{ème}	4 ^{em}	5 ^{ème}	6	7
$X_t(m)$	17.54	17.54	17.54	17.55	17.55	17.55	17.55	17.56
$Y_t(m)$	6,16	6,16	6,16	6.15	6.15	6.15	6.15	6.15

Tableau IV.12: les centres de torsion de chaque niveau

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{em}	5 ^{ème}	6	7
$X_m(m)$	17.43	17.53	17.53	17.48	17.50	17.42	17.44	17.49
$Y_m(m)$	6.60	6.45	6.45	6.40	6.45	6.42	6.43	6.30

Tableau IV.13: Les centres de masse de chaque niveau

La stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux sens.

Conclusion :

Après plusieurs changement de disposition des voiles on choisit une variante pour laquelle on obtenue des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par l'RPA, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux déférents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

Chapitre V :

Étude Des Éléments Principaux

V.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés Rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par du logiciel Robot.

- ◆ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ◆ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ◆ Les voiles seront dimensionnés en flexion composée

V.2 Étude des Poutres :

V.2-1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les planchers aux poteaux. Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- ◆ Moment fléchissant.
- ◆ Effort tranchant.
- ◆ Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

V.2.2 Combinaisons :

- ◆ Les combinaisons fondamentales Selon **BAEL 91 réVsée 99** :

$$\text{E.L.U : } 1,35G + 1,5 Q$$

$$\text{E.L.S : } G + Q$$

- ◆ Les combinaisons accidentelles selon **RPA 99/version 2003** :

E.L.A :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Pour les combinaisons fondamentales, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison E.L.S.

V.2.3 Calcul des armatures longitudinales :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (7.5.2.1) :**

- a. Le pourcentage total minimum sera de : $A_s \geq A_{\min} = 0,5 \% b.h$
- b. Le pourcentage total maximum : $A_s \geq A_{\max} = 4\% b.h$ en zone courante.
 $A_s \geq A_{\max} = 6\% b.h$ en zone de recouvrement.

Le pourcentage minimal est limité par :

$$\begin{cases} 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \dots\dots\dots \text{En zone courante} \\ 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \dots\dots\dots \text{En zone de recouvrement} \end{cases}$$

- c. 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.
- d. La longueur minimale de recouvrement : $L_{\text{recouv}} = 40 \Phi_L$ (**zone II a**).

D'après le **BAEL91 révisée 99 Article (B.7.4) :**

- e. La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot b \times d \dots\dots\dots \text{pour les armatures tendues}$$

V.2.4 Calcul des armatures transversales :

D'après le **RPA 99 Article (7.5.2.2)**

- a. Les armatures transversales minimales des poutres sont calculées à l'aide de la formule suivante : $A_{t,\min} = 0,003.S.b$

Avec :

- b : Largeur de la section.
- S : L'espacement des armatures transversales.

Espacement des armatures transversales (les cadres) :

- ♦ Zone nodale et en travée :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\text{cm}\right)$$

- ♦ En dehors de la zone nodale :

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

b. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.5 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

<p style="text-align: center;">Situation durable :</p> $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400\text{MPa} \\ f_{c28} = 25\text{MPa} \\ f_{t28} = 2,1\text{MPa} \\ \sigma_{bc} = 14.2\text{MPa} \\ \sigma_s = 348\text{MPa} \end{array} \right.$	<p style="text-align: center;">Situation accidentelles :</p> $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \\ f_e = 400\text{MPa} \\ f_{c28} = 25\text{MPa} \\ f_{t28} = 2,1\text{MPa} \\ \sigma_{bc} = 18.48\text{MPa} \\ \sigma_s = 400\text{MPa} \end{array} \right.$
--	--

V.2.6 Exemple d'étude de la poutre principale:

V. 2.6.1 Ferrailage des poutres: (flexion simple)

V. 2.6.1.1 Ferrailage de la Poutre Principale (30x45) cm :

Section (cm ²)	ELU		ELS		ELA		Effort tranchant T(KN)
	M _{ut} (KN.m)	M _{ua} (KN.m)	M _{st} (KN.m)	M _{sa} (KN.m)	M _{acct} (KN.m)	M _{acca} (KN.m)	
30x45	76.15	177.69	55.43	129.28	105.97	157.25	185.61

Tableau V- 1: Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons.

♦ **Calcul des armatures longitudinales selon RPA99 Version 2003 :**

1. Armatures minimales:

$$A_{min} = 0,5 \% b.h$$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

2. Armatures maximales :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 4\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \\ A_{max} = 6\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \\ A_{max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \end{array} \right.$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone de recouvrement.}$$

- ♦ **Calcul les armatures longitudinales selon BAEL 91 mod99 :**

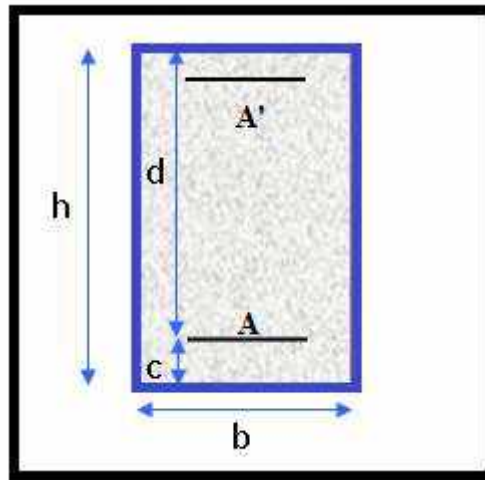


Figure V- 1: section de poutre.

3. Condition de non fragilité(A.4.2.1 du BAEL) :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,47 \text{ cm}^2$$

- **Calcul du ferrailage à l'ELU :**

- **Ferrailage en travée :**

$$\underline{M_{T,ELU} = 76.15 \text{ KN.m}}$$

- **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = \frac{M_{TU}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{76.15 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0.109$$

$$\mu = 0.109 \leq \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{pivot } A$$

onc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.145 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0.942.$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_{u,tra}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{76.15 \times 10^3}{348 \times 0,942 \times 40.5} = 5.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 5.74 \text{ cm}^2$$

- **Calcul du ferrailage En appui :**

$$\underline{M_{u,appui} = 177.69 \text{ KN.m}}$$

- **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = \frac{M_{u,appui}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{177.69 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.254$$

$$\mu = 0,254 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.373 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0.850$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_{u,appui}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{177.69 \times 10^3}{348 \times 0.850 \times 40.5} = 14.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 14.83 \text{ cm}^2$$

- **Combinaison accidentelle ELA :**

- ♦ **En travée :**

$$\underline{M_t^{acc} = 105.97 \text{ kN.m}}$$

- **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{105.97 \times 10^3}{18.48 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.116$$

$$\mu = 0.116 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,154 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,938$$

• **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{105,97 \times 10^3}{400 \times 0,938 \times 40,5} = 6,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{acc}} = 6,97 \text{ cm}^2$$

♦ **En appui :**

$$\underline{M_a^{\text{acc}} = 157,25 \text{ kN.m}}$$

• **Calcul des moments réduits :**

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{157,25 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,172$$

$$\mu = 0,172 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

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

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,237 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,905$$

• **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_{u,\text{tra}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{157,25 \times 10^3}{400 \times 0,905 \times 40,5} = 10,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{acc}} = 10,72 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des armatures :**

♦ En travée : $A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{acc}}; A_{\text{min(RPA)}}; A_{\text{min}}) = 6,97 \text{ cm}^2$

♦ En appui : $A_a = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{acc}}; A_{\text{min(RPA)}}; A_{\text{min}}) = 14,83 \text{ cm}^2$

➤ **Choix des armatures :**

➤ Le choix des armatures en travée : « $A = 3\text{HA}12 + 2\text{HA}16$ » de section $3,39 + 4,02 = 7,41 \text{ cm}^2$.

• Le choix des armatures sur appuis : « $A = 3\text{HA}12 + 6\text{HA}16$ » de section $3,39 + 12,06 = 15,45 \text{ cm}^2$.

➤ **ELS :**

-La fissuration est peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .

- - la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	A	M_u	M_{ser}	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.145	76.15	55.43	1.37	0.435	CV
Appui	0.373	177.69	129.28	1.37	0.435	CV

Tableau V .2: Récapitulatif de vérification.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL.91 (art A.5.1)**

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

$$T_{max} = 185.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u_{max}}}{b \times d} = \frac{185.61}{30 \times 40.5} = 0.153MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots \dots \dots cv$$

➤ **Influence de l’effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL.91 Art 521) :**

Influence sur le béton :

$$VU \leq 0,267. a. b. f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 40.5 = 36.45 \text{ cm}$$

$$VU = 185.61KN < 7299.11KN$$

Influence sur les armatures :

$$\frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \geq Vu + \frac{Mu}{0.9d}$$

$$\frac{15.45 \times 400}{1.15} \geq 185.61 + \frac{177.69}{0.9 \times 40.5}$$

$$5373.91 \geq 190.48 \dots \dots \dots cv$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant ou voisinage d'appuis.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{570} = 0.078 \geq 0.062 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_a} \Rightarrow 0.08 \geq 0.043 \dots \dots \dots CV$$

BAEL (art B.6.5.1)

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{15.45}{30 \times 40.5} = 0.01 \leq 0.01 \dots \dots \dots CV$$

➤ **Les armatures transversales:**

Choix du diamètre :

On a :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{Lmax}\right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = 12 \text{ mm}$$

Donc : on prend $\varphi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE400

◆ **Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) on a :

- zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_1; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,2; 30\text{cm}\right) = 11.25 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

- zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$$

On prend : $S_t = 15\text{cm}$

➤ **La section de ferrailage transversal :**

D'après BAEL91Art A .5.1.2.2) :

$$At \geq 0,4 \cdot b \cdot \frac{St}{f_e} \dots \dots \dots At \geq 0,4 \times 30 \times \frac{15}{400} = 0.45$$

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) :

$$At \cdot \min = 0,003 \cdot St \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$At \geq \max(A_t^{BAEL}; A_t^{RPA}) \rightarrow At \geq \max(0.45 ; 1.35)$$

$$At = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t=4\phi 8=2,01\text{cm}^2$

❖ **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$L_r=40\phi$ en zone I

➤ **Calcul les armatures longitudinales selon BAEL91 mod99 :**

Les résultats de calcul à l'E.L.U sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre	Position	Mmax (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	B	Acal(cm2)
p. principale 30×45	Travée	76.15	30	40.5	0.109	0.145	0.942	5.74
	Appuis	177.69	30	40.5	0.254	0.373	0.850	14.83
p. secondaire 30×40	Travée	37.69	30	36	0.068	0.088	0.964	3.12
	Appuis	77.43	30	36	0.140	0.189	0.924	6.69

Tableau V.8: les résultats de calculs les armatures longitudinales a l'E.L.U.

Les résultats de calcul à l'E.L.Accidentell sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre	Position	Mmax (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	B	Aacc(cm2)
p. principale 30×45	Travée	105.97	30	40.5	0.099	0.130	0.948	6.90
	Appuis	157.25	30	40.5	0.147	0.199	0.920	10.55
p. secondaire 30×40	Travée	57.16	30	36	0.067	0.087	0.965	4.11
	Appuis	74.65	30	36	0.088	0.115	0.954	5.43

Tableau V.9: les résultats de calculs les armatures longitudinales a l'E.L.A.

poutre	Positio n	Amin(cm ²)		Aacc (cm ²)	Acal	As(cm ²)	Barres choisi s	At(cm ²)	Longueur de recouvremen t (cm)
		BAE L	RP A						
p. principale 30×45	Travée	1.47	6.7	6.90	5.74	6.90	3T12+ 2T16	7.41	56
	Appuis	1.47	6.7	10.55	14.8	14.83	6T16+ 3T12	15.45	56

p. secondaire 30×35	Travée	1.30	6.0 0	4.11	3.12	6.00	3T12+ 2T16	7.41	56
	Appuis	1.30	6.0 0	5.43	6.69	6.69	3T12+ 2T16	7.41	56

Tableau V.10: Tableau récapitulation des ferrailages des poutres.

➤ **Vérification Vs-à Vs de l'état limite de service :**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

poutre	Position	M_u	M_{ser}	γ	α	ᾱ	α ≤ ᾱ
p. principale 30×45	Travée	76.15	55.43	1.37	0.145	0.435	CV
	Appuis	177.69	129.28	1,37	0.373	0.435	CV
p. secondaire 30×40	Travée	37.69	27.53	1.37	0.088	0.435	CV
	Appuis	77.43	56.59	1,37	0.189	0.435	CV

Tableau V.9 : vérification à l'E.L.S.

- Remarque :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton alors les armatures calculées à l'ELU

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Poutre	V_{u,max}	τ	τ̄	τ ≤ τ̄
p. principale 30×45	185.61	0.153	3.33	CV
p.secondaire 30×40	67.04	0.062	3.33	CV

Tableau V.11 : vérification de la contrainte de cisaillement.

Pour : poutre secondaire .

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL.91 Art 521) :**

Influence sur le béton :

$$VU \leq 0,267. a. b. f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 = 32,4 \text{ cm}$$

$$VU = 67,04 \text{ KN} < 6488,1 \text{ KN}$$

Influence sur les armatures :

$$\frac{As. fe}{\gamma_s} \geq Vu + \frac{Mu}{0,9d}$$

$$\frac{7,41 \times 400}{1,15} \geq 67,04 + \frac{77,43}{0,9 \times 36}$$

$$2577,39 \geq 69,43 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant ou voisinage d'appuis.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{540} = 0,074 \geq 0,062 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_a} \Rightarrow 0,074 \geq 0,049 \dots \dots \dots \text{CV}$$

BAEL (art B.6.5.1)

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,41}{30 \times 36} = 0,0069 \leq 0,01 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Les armatures transversales:**

Choix du diamètre :

On a :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{Lmax}\right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = 12 \text{ mm}$$

Donc : on prend $\varphi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE400

◆ **Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) on a :

- **zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_1; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30\text{cm}\right) = 10 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15\text{cm}$

➤ **La section de ferrailage transversal :**

D'après BAEL91 Art A .5.1.2.2) :

$$A_t \geq 0,4 . b . \frac{St}{f_e} \dots \dots \dots A_t \geq 0,4 \times 30 \times \frac{15}{400} = 0.45$$

D'après le RPA 99/ version2003 (Art 7.5.2.2) :

$$A_{t.min} = 0,003 . St . b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_t \geq \max(A_t^{BAEL}; A_t^{RPA}) \rightarrow A_t \geq \max(0.45 ; 1.35)$$

$$A_t = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\emptyset \text{ en zone I}$$

V.3.2.4) Schéma de ferrailage des poutres :

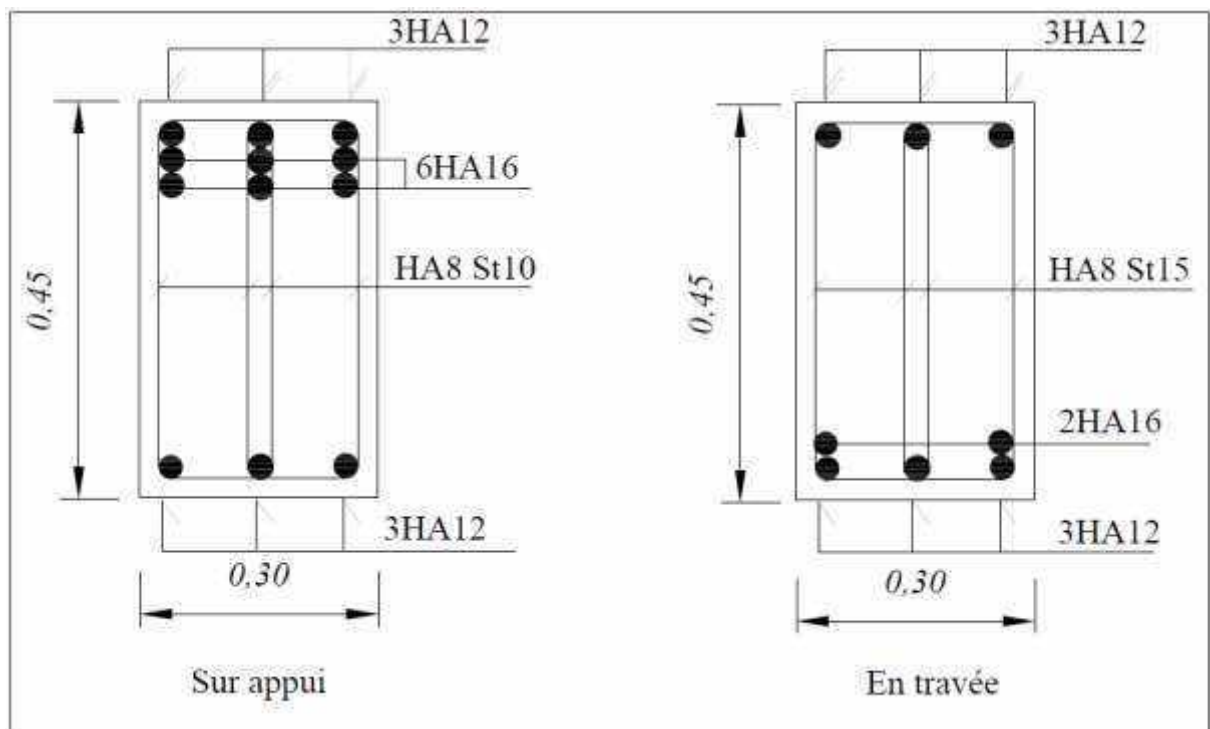


Figure.V.4 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

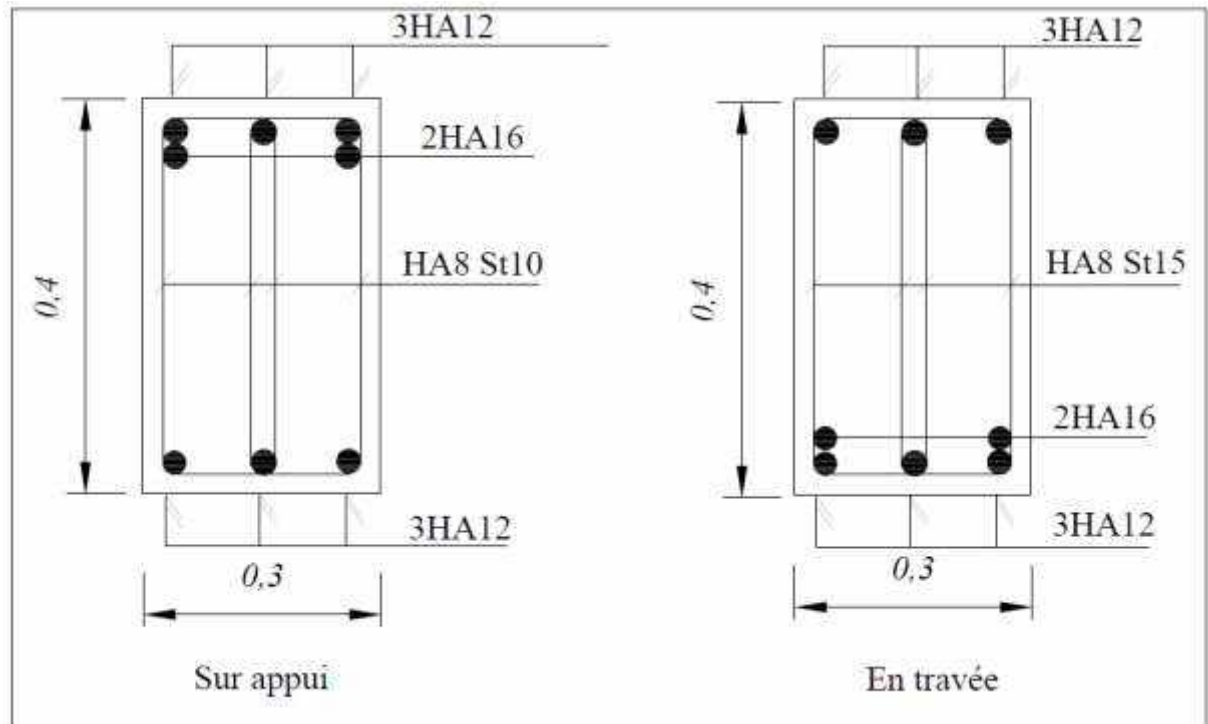


Figure.V.5 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V-3 étude des poteaux :

V-3.1 Combinaison des charges :

Combinaisons accidentelles selon RPA 99/version 2003 :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

E.L.A :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales.

Combinaisons fondamentales Selon BAEL 91 :

- E.L.U : $1,35G + 1,5 Q$

Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{C28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Situation accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{C28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

V-3.4 Calculer les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99 (article 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de : $A_s \geq A_{\min} = 0,7 \% b.h \dots\dots\dots$ (zone I).
- Leur pourcentage maximal : $A_s \leq A_{\max} = 4 \% b.h \dots\dots\dots$ en zone courante
 $A_s \leq A_{\max} = 6 \% b.h \dots\dots\dots$ en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.
- La longueur minimale de recouvrement : $L_{\text{recouv}} = 40 \Phi_L \dots\dots\dots$ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
 $C \leq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ m} \right) \\ \text{et } l' = 2h \end{array} \right.$$

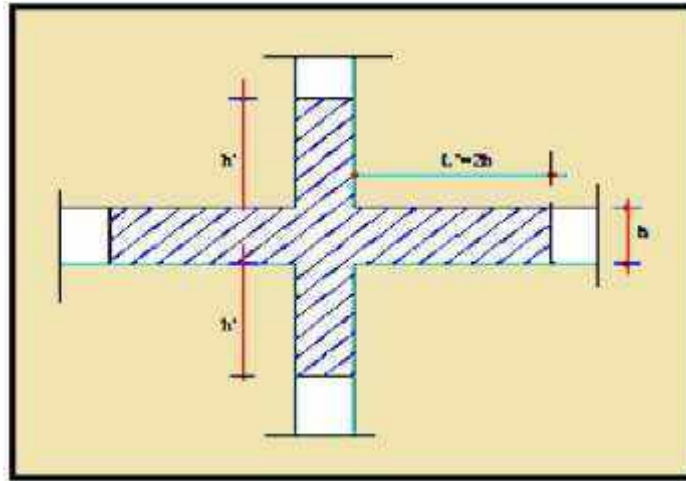


Figure V- 3: zone nodales.

V.3.5 Calcul de ferrailage des poteaux :

Un exemple de calcul d'un poteau en flexion composé sera détaillé puis un tableau donnera les résultats pour l'ensemble des poteaux. L'exemple traitera un poteau de section (45x45) cm.

V.3.5.1 Exemple du calcul :

Type I (RDC, 1eret 2eme étage) : poteaux 45x45

Les sollicitations internes des poteaux sont données par le logiciel ROBOT2014,

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Combinaisons	ELU		0,8G±E		G+Q ±E		ELS	
	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{core} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{core} (KN)	N _{max} (KN)	M _{core} (KN.m)
Poteau 45x45)	670.63	21.61	41.09	42.37	48.46	39.64	488.82	14.78
Poteau 50x50)	1663.39	22.14	120.47	48.21	93.97	128.70	1209,61	16.70
Poteau 55x55)	2638.41	13.52	1177.10	16.43	72.17	1085.87	1918.10	10.06

Tableau V- 2: Sollicitations de poteau sous différentes combinaisons.

État limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées Vs à Vs de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul de Vennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

1^{er} cas: 1,35G+1,5Q

$N_{max} = 670.63 \text{ Kn}$; $M_u = 21.61 \text{ kn.M}$; $M_{ser} = 14.78 \text{ Kn .M}$; $N_{ser} = 488.82 \text{ kn}$

* Calcul de L'excentricité :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{21.61}{670.63} = 0.032 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250}\right) = \max(2, 1.224)$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}}\right) = 10 \left(1 - \frac{21.61}{1.5 \times 14.78}\right)$$

$$\alpha = 0.45$$

$$\varphi = 2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi) = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10000 \times 0.45} (2 + 0.45 \times 2)$$

$$e_2 = 0.01$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.062 \text{ m}$$

* Calcul de coefficient de remplissage ψ :

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{670.63 \cdot 10^3}{450 \times 450 \times 14.2} = 0.23$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0.81$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

* Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.23}}{21.99} = 0.16$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0.16 \times 0.45 = 0,07$$

$$e = 0.062 \text{ m} < e_{Nc} = 0.07 \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$e < e_{Nc} \text{ Section entièrement comprimée}$$

$$A'_{s,\min} = 4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s,\min} = 4 \times [(0.45 + 0.45) \times 2] = \mathbf{7.2 \text{ cm}^2}$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s\min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s\min} \geq \max \left\{ \frac{45 \times 45}{1000}; 45 \times 45 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s\min} \geq \max \{ 2.025 \text{ cm}^2; 10.63 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{s\min} \geq 10.63 \text{ cm}^2$$

Suivant le RPA :

- **Armatures maximales :**

* en zone courante :

$$A_s \leq A_{\max} = 4\% \text{ b.h}$$

$$A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = \mathbf{81 \text{ cm}^2}$$

* en zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% \text{ b.h}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = \mathbf{121.5 \text{ cm}^2}$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.

- **Armatures minimales (RPA) :**

$$A_{\min} = 0.7\% \times (b \times h) = 0.007 \times (45 \times 45) = 14.18 \text{ cm}^2$$

* **Choix des armatures :** $A_s = A_{\max} = 14.18 \text{ cm}^2$

On adopte: $A_s = 8\text{HA}16 = 16.08 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification Vs -à Vs de l'état limite de service :**

- **Contrainte maximale de compression de béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{14.78}{488.82} = 0.03 \text{ m}$$

$$S = bh + 15A_{totale} = 45 \times 45 + 15 \times 16.08 \Rightarrow S = 2266.2 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} = 15 \frac{8.04 \times \left(\frac{45}{2} - 40.5\right) - 8.04 \times \left(40.5 - \frac{45}{2}\right)}{45 \times 45 + 15(8.04 + 8.04)} = -1.91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right] \Rightarrow I = 411549.96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{sup} = 3.58 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{inf} = 0.96 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre inf.)

$$\text{Max}(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) = 3.58 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Contrainte maximale de traction des aciers**

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 22.44$$

$$V_2 = h - v_1 = 45 - 22.44 = 22.56$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100B_0} \text{ et } K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_S^1 = 15[\sigma_0 + K(V_1 - C)]$$

$$\sigma_S^2 = 15[\sigma_0 - K(d - V_2)]$$

il faut vérifier $\text{Max}(\sigma_S^1, \sigma_S^2) \leq \overline{\sigma_S}$

$$\sigma_S^1 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{100B_0} + \frac{M_{ser} \cdot (V_1 - C_1)}{I} \right] = 42.63$$

$$\sigma_S^2 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{100B_0} - \frac{M_{ser} \cdot (d - V_2)}{I} \right] = 22.71$$

$\text{Max}(\sigma_S^1, \sigma_S^2) = 42.63 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_S} = 201.66 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$

– Calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214}{45} = 4.75 < 5$$

donc: $\lambda_g \leq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$

– Suivant le BAEL :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 12\text{mm}$$

$$t \leq \min(18; 40\text{cm}; 45\text{cm})$$

$$t \leq 18\text{cm} \Rightarrow t = 15\text{cm}$$

– Suivant le RPA :

* Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15\text{cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 12\text{mm}$$

$$t \leq \min(12; 15\text{cm})$$

$$t \leq 12\text{cm} \Rightarrow t = 10\text{cm}$$

* Zone courante:

$$t' \leq 15\phi_L^{\min}$$

$$t' \leq 18\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

– Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.3 \text{ mm}$$

Donc on prend : **HA08**

– **Détermination de la section des Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2.5 \times 37.01 \times 10^3 \times 0,1}{45 \times 400} \times 10^{-2} = 0.51$$

on prend: **5Ø8 = 2.51 cm²**

– **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214}{45} = 4.75 < 5$$

On a : $\lambda_g < 5 \Rightarrow$ donc : interpoler entre les valeur limites

La section minimale est entre les valeurs (0,3% et 0,8%) $\Leftrightarrow 0,8\% > \frac{A_t}{t \times b} > 0,3\%$ (RPA2003)

$$\frac{A_t}{t \times b} = \frac{0.51}{10 \times 45} = 0.0011$$

0.8% > 0.111% > 0.3 % vérifiée.

$$A_{min} = 0.111\% \times 10 \times 45 = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5\Phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° (art 7.4.2 RPA2003 PAGE 67)

– **Les longueurs de recouvrement :**

$$L_r^{\min} > 40 \cdot \phi_{L_{\max}} \text{ en Zone I}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \dots \dots L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \dots \dots L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \dots \dots L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

V.3.1.5) Ferrailage numérique des Poteaux : (flexion composé)

Section	Cas	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A _{cal} cm ²	SECTION	ARPA _{min} cm ²	Ferrailage longitudinal	
								Section cm ²	choix
45x45	I	670.63	21.61	DUR	7.20	SEC	14.18	16.08	8HA16
	II	41.09	42.37	ACC	3.06	SPC	14.18		

	III	39.64	48.46	ACC	3.44	SPC	14.18		
50x50	I	1663.39	22.14	DUR	8.00	SEC	17.5	18.73	4HA20 + 4HA14
	II	120.47	48.21	ACC	3.83	SPC	17.5		
	III	128.70	93.97	ACC	6.61	SPC	17.5		
55x55	I	2638.41	13.52	DUR	8.80	SEC	21.18	25.13	8HA20
	II	1177.10	16.43	ACC	8.80	SEC	21.18		
	III	1085.87	72.17	ACC	8.80	SEC	21.18		

Tableau V.2 : Ferrailage des poteaux.

V.3.1.6) Vérification V_s -à V_s de l'état limite de service :

Section (cm²)	N_{ser} (kn)	M_{ser} (kn.m)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Verification
45x45	488.82	14.78	0.96	3.58	15	CV
50x50	1209.61	16.70	2.82	6.15	15	CV
55x55	1918.10	10.06	4.11	7.46	15	CV

Tableau V.3 : Contrainte maximale de compression de béton à l'ELS.

Section(cm²)	N_{ser}(kn)	M_{ser}(kn.m)	σ_S^1 (MPa)	σ_S^2 (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Verification
45x45	488.82	14.78	42.63	22.71	201.66	CV

50x50	1209.61	16.70	73.95	75.30	201.66	CV
55x55	1918.10	10.06	88.35	88.05	201.66	CV

Tableau V.3 : Contrainte maximale de traction des aciers à l'ELS

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Section	$Tu.mas$ kn	τ	$\bar{\tau}$	λ_g	ρ_a	A.t.cal	A adop	t(cm)	t'(cm)	A t
45x45	37.01	0.018	3	4.75	2.5	0.51	2.51	12	18	φ8
45x45	28.42	0.011	3	4.28	2.5	0.36	2.51	15	21	φ8
45x45	30.10	0.010	3	3.89	2.5	0.34	2.51	15	21	φ8

Tableau V.4 : Ferrailage des armatures transversales.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{37.01}{45 \times 45} = 0.018$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 4Mpa \right\} =$$

3MPa

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots CV$$

• **Vérification de l'effort normal :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$$v = \frac{488.82}{2025 \times 25} = 0.009 \leq 0.30 \dots\dots\dots CV$$

V.3.5.7 Schéma de ferrailage :

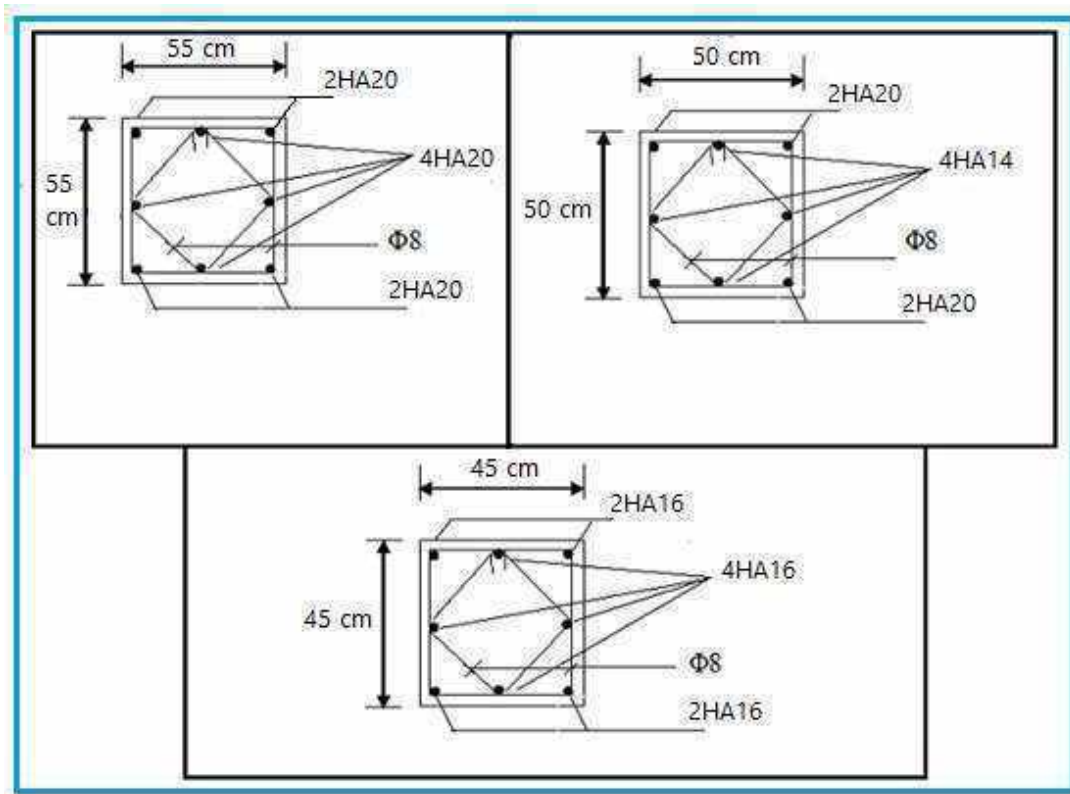


Figure V- 4: Schéma de ferrailage des Poteaux carrés.

V.4) Etude des voiles :

V.4.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V.4.2) Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant, efforts tranchants et l'effort normal. La disposition des voiles sera déterminée selon les efforts engendrés et leur ferrailage sera menée de la manière suivante :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

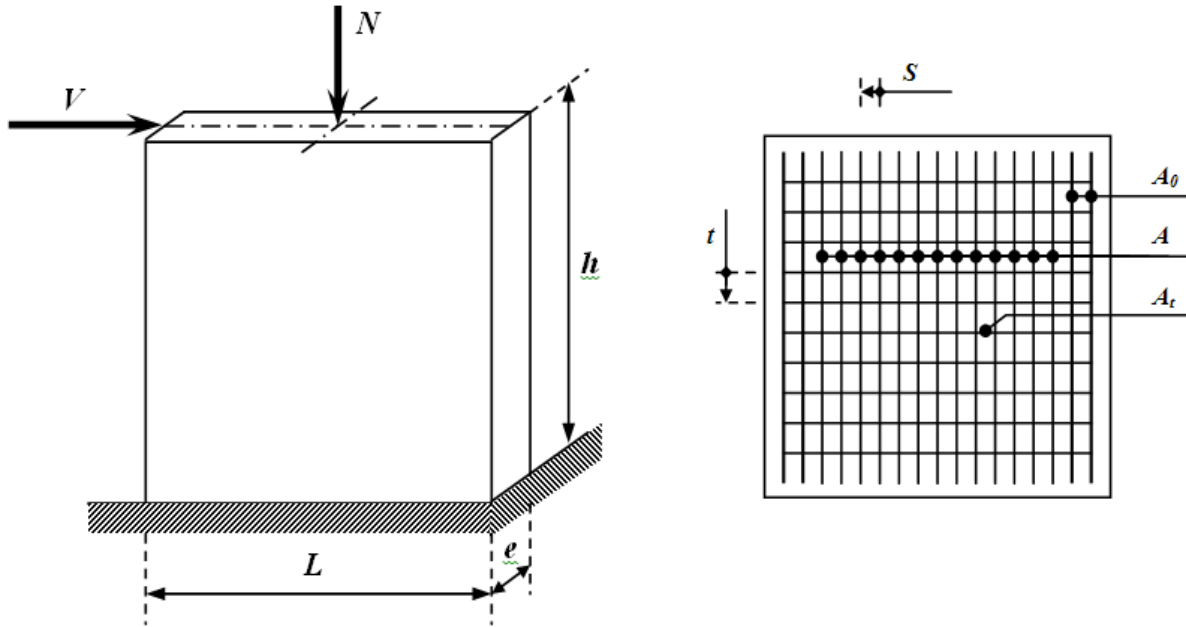


Figure 6-6 Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.4.3) Prescription imposées par l'RPA99/2003 :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99/2003) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- $0.8G \pm E$: pour le ferrailage a la flexion
- $EG + Q \pm 1.2$: pour la vérification de la résistance du béton a la compression.

V.4.4) Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm ($St \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

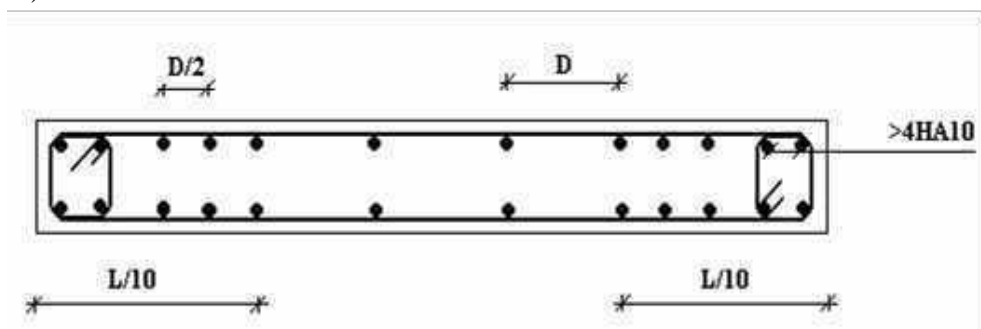


Figure 6-7 : section transversale de voile.

V.4.5) Ferrailage horizontal :

Les armatures horizontales sont disposées selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une largeur de 10Φ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.4.5.1) Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :
Globalement dans la section du voile 0.15%

En zone courante 0.10%

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes (**Art 7.7.4.2 RPA/Version2003**):

$$S \leq 1, 5.e$$

e:épaisseur du voile

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

V.4.6) Ferrailage verticale :

Le calcul se fera pour des bonde verticales dont le largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3} \right) \text{ Art 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

V.4.7) Etudes des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

A. Section partiellement comprimée : (SPC)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

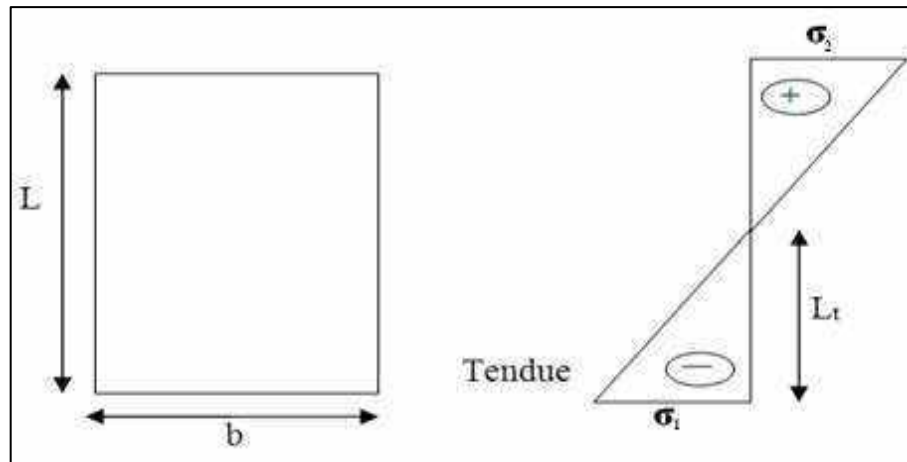


Figure 6-8 : Section partiellement comprimée.

S : surface.

I : moment d'inertie.

N : effort normal.

M : moment de flexion.

v : La position de l'axe neutre.

Si : $M > 0 \sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer « L_t » en utilisant les triangles semblables :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_1}{L_t} = \frac{\sigma_2}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \cdot \sigma_1}{(\sigma_1 + \sigma_2)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

Si : $M > 0 \sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{\sigma_1}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \cdot \sigma_2}{(\sigma_1 + \sigma_2)}$$

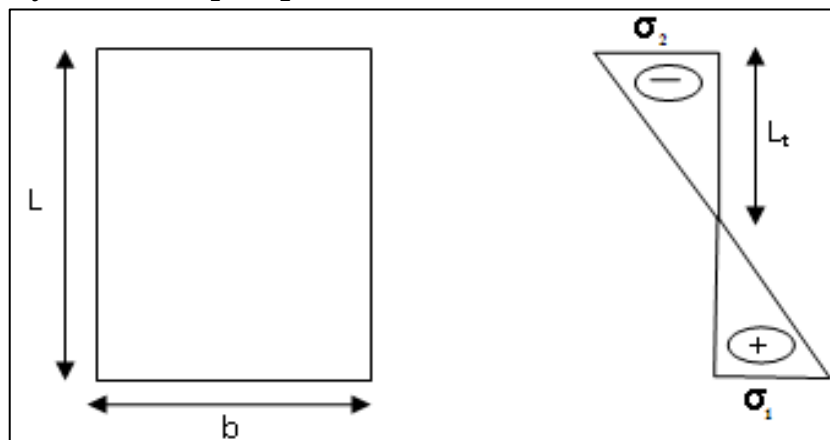


Figure 6-9 : Section partiellement comprimée.

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_2 \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

B. Section entièrement comprimée : (S E C)

Dans ce cas on a deux contraintes de compression ($\sigma_1; \sigma_2$) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire est exigée par l' **RPA 99/V2003** (comme section minimale)

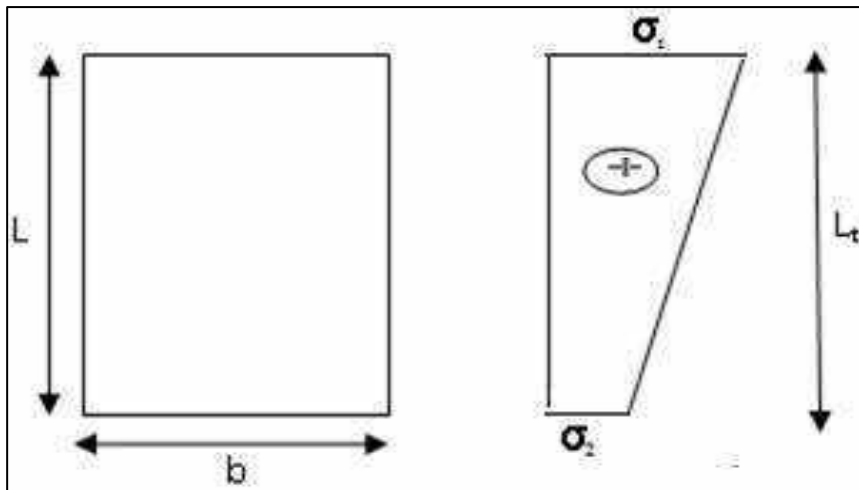


Figure 6-10: Section entièrement comprimée.

C. Section entièrement tendue :(S E T)

Dans ce cas on a deux contrainte de traction ($\sigma_1; \sigma_2$) la longueur tendue est égale à « L » $\Rightarrow L = L_t$.

L'effort de traction est donnée par :

$$T = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \cdot L \cdot b$$

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

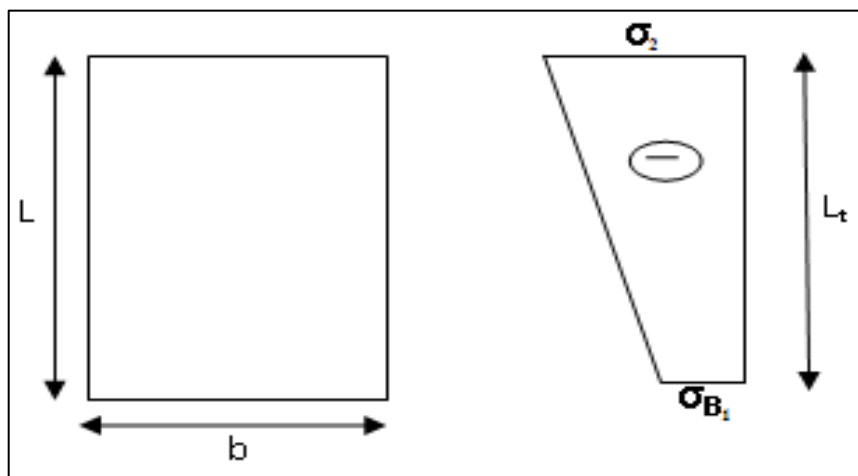


Figure 6-11: Section entièrement tendue.

V.4.8) Calcul de ferrailage voiles pleins :

V.4.8.1) Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile:

$A_{\min}=0.15 \% b.L$ globalement dans la section du voile.

$A_{\min}=0.10 \% b.L$ dans la zone courante.

Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité de voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

➤ **Exemple de calcul :**

Voile V1:

$L = 5 \text{ m}$; $b = 0,2 \text{ m}$; $A = 1 \text{ m}^2$; $I = (b \cdot L^3) / 12 = 2.08 \text{ m}^4$; $v = 2.5 \text{ m}$.

$M_{z,\max} = 1770.97 \text{ KN.m}$.

$N_{\text{cor}} = -435.89 \text{ KN}$.

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli** :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \cdot v = \frac{-435.89}{1} - \frac{1770.97}{2.08} \times 2.5$$

$$\sigma_1 = -2564.46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot v = \frac{-435.89}{1} + \frac{1770.97}{2.08} \times 2.5$$

$$\sigma_2 = 1692.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = -2.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 1.69 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{section partiellement comprimée})$$

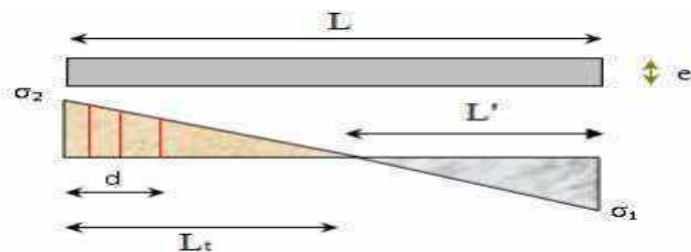


Figure 6-12 : Section partiellement comprimée

$$L_t = \frac{L \cdot \sigma_2}{(\sigma_1 + \sigma_2)} = 3.01 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 5 - 3.01 = 1.99 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3}\right) = \min\left(\frac{3.06}{2}; \frac{3.98}{3}\right) = 1.33 \text{ m}$$

L'effort de traction est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot b = 0,5 \times 2564.46 \times 3.01 \times 0,2 = 771.90 \text{ KN}$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{771.90 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 22.19 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}}(\text{ml/Face}) = \frac{A_{\text{cal}}}{2 \cdot L_t} = \frac{22.19}{2 \times 3.01} = 3.69 \text{ cm}^2/\text{ml/Face}$$

$$A_{\text{RPA}} = 0,2\% \cdot b \cdot L_t = 0,002 \times 20 \times 301 = 12.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}}(\text{ml/Face}) = \frac{A_{\text{RPA}}}{2 \cdot L_t} = \frac{12.04}{2 \times 3.01} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml/Face}$$

➤ **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit: (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)**

$$A_{\text{Min}} = 0,15\% \cdot b \cdot L_t = 0,0015 \times 20 \times 5 = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Min}}(\text{ml/Face}) = \frac{A_{\text{Min}}}{2 \cdot L} = \frac{15}{2 \times 5} = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml/Face}$$

Donc :

$$A_V(\text{ml/Face}) = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{Min}}) = \text{Max}(3.69 ; 2 ; 1.5) = 3.69 \text{ cm}^2.$$

$$A_S = 2 \times 3.69 \times (5/2) = 18.45 \text{ cm}^2.. \text{ (Pour les 2 faces)}$$

- **En zone courante :**

Soit: **14HA14** ($A_S = 21.55 \text{ cm}^2$).

- **En zone d'about :**

Soit: **3HA14** ($A_S = 4.62 \text{ cm}^2$).

- **L'espacement :**

En zone courante:

$$St \leq \min(1,5e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On prend : $St = 20 \text{ cm}$.

Longueur de zone courante :

$$L_C = L - \left(\frac{L}{10} \times 2\right) = 5 - \left(\frac{5}{10} \times 2\right) = 4 \text{ m}$$

Nombre des barres :

$$N = L_C / St + 1 = 400 / 20 + 1 = 19$$

En zone d'about:

$$St = St / 2 = 20 / 2 = 10 \text{ cm}$$

On prend: $St = 10 \text{ cm}$.

Longueur de zone d'about :

$$L_a = \left(\frac{L}{10}\right) = 0.5 \text{ m}$$

Nombre des barres :

$$N = La/St+1=50/10+1=5$$

- Diamètre

$$\varnothing \leq e/10 = 20\text{mm}$$

on adopte $\varnothing = 16 \text{ mm}$

En zone courante :

soit **19HA12 (AS= 21.49 cm²).**

En zone d'about :

soit. **5HA10 (AS=3.93 cm²).**

$$A_{V \text{ adopté}} = 3.93 + 21.49 + 3.93 = 29.35 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Epaisseur		
Voile	V1	V2
Sens	X-X	Y-Y
L (m)	5	6.5
N (KN)	-435.89	112,78
M _z (KN.m)	1770.97	683,10
σ ₁ (MPa)	-2.56	-3,98
σ ₂ (MPa)	1.69	4,49
Nature	SPC	SPC
L _t (m)	5	6.5
A _{cal} (ml/Face)	3.69	2.78
A _{RPA} (ml/Face)	2	2
A _{min} (ml/Face)	1.5	1.5
A _V (ml/Face)	3.69	2.78
A _s (cm ²)	18.45	18.07
S _t (about) cm	10	10
S _t (courante) cm	20	20
Armatures D'about (cm ²)	5HA10 3.93 cm²	5HA10 3.93 cm²
Armatures Courante (cm ²)	19HA12 21.49 cm²	19HA12 21.49 cm²

Tableaux V.12: Ferrailages des voiles.

V.4.8.2) Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**➤ Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

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% (**Art 7.2.2 RPA 99**).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \cdot \frac{T_{\text{Cal}}}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

T: l'effort tranchant à la base du voile. T= 576.04 KN.

b₀: épaisseur de voile.

d: hauteur utile d=0,9.h.

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = 1,4 \times \frac{576.04 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = 1.46 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 0,2 \cdot 25 = 5 \text{ MPa (l'article 7.7.2 RPA99/version 2003)}.$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau = 1.46 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

D'après le BAEL :

$$\frac{A_{\text{BAEL}}}{S_t} = \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K) \cdot b}{0,9 \cdot \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

k = 0 (pour prendre en compte la reprise de bétonnage) α = 90°, S_t ≤ (1,5e, 30cm) = 20cm.

$$A_{\text{BAEL}} = \frac{(\tau_u \cdot S_t) \cdot b}{0,9 \cdot \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{1.46 \times 20 \times 20}{0,9 \times \frac{400}{1,15}} = 1.87 \text{ cm}^2$$

Section minimale:

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$\text{➤ pour : } \tau \leq 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A_{\text{RPA}} = 0.0015 \cdot b \cdot L$$

$$\text{➤ pour : } \tau > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A_{\text{RPA}} = 0.0025 \cdot b \cdot L$$

Donc :

$$\tau_u = 1.46 \text{ MPa} > 0.625 \text{ MPa.}$$

$$A_{\text{RPA}} = 0,0025 \cdot b \cdot L = 0,0025 \cdot 20 \cdot 500 = 25 \text{ cm}^2.$$

Alors :

$$A_t = \max(25 \text{ cm}^2 ; 1,87 \text{ cm}^2) = 25 \text{ cm}^2.$$

$$A_t(\text{ml/face}) = 25 / (2 \times 5) = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

Soit : $A_{\text{adopté}}(\text{ml/face}) = 4T12 = 4,52\text{cm}^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

VOILE	V1	V2
Sens	X-X	Y-Y
L (m)	5	6.5
T (KN)	576.04	622.48
τ_u (MPa)	1.46	1.58
$A_{\text{BAEL}}(\text{cm}^2)$	1.87	2.01
$A_{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	25	32.5
$A_t(\text{cm}^2/\text{ml/face})$	2,5	2,5
$b_0(\text{cm})$	20	20
$S_t(\text{cm})$	20	20
$A_{\text{adopté}}$ ($\text{cm}^2/\text{ml/face}$)	4HA12 4.52cm²	4HA12 4.52cm²

Tableau V.13 : Résultats de ferrailage horizontal.

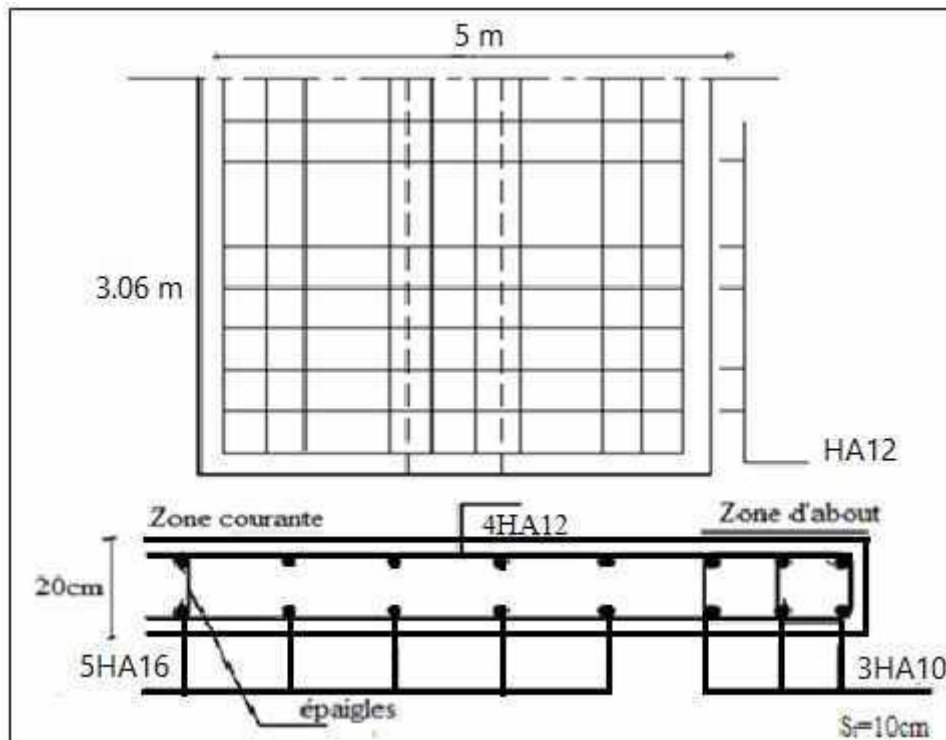


Figure 6-14 : Schéma de ferrailage longitudinal et transversal de l'ensemble Poteau (RDC) et voile V1.

Chapitre VI :

Étude De L'infrastructure

VI.1) Introduction :

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Le choix et le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2) Choix du type de fondations :

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

- Semelles (isolées et filantes) ;
- Radier général ;
- Fondation profonde (Pieux).

Pour le cas des semelles ; lorsque la surface occupée par celles-ci dépasse 50% de la superficie totale du bâtiment, il y'aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix suivant (radier).

VI.2.1) Combinaisons des charges :

Selon le **RPA99 version 2003** et **BAEL 91**, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- **BAEL 91 :**

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$$

- **RPA2003 :**

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8. G + Q \pm E \end{cases}$$

VI.2.2) Reconnaissance des lieux et du sol:

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondant à :

- La contrainte du sol : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200\text{KN/m}^2$.
- Profondeur d'ancrage : $D = 2,0\text{m}$.

VI.2.3) Choix de type de fondation:

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes, pour cela nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N_{ser}^{max} = 48311,75 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s = \frac{48311,75}{200} = 241,56 \text{ m}^2$$

S_s : Surface totale (nécessaire) des semelles = 241,56 m²

S_b : Surface total du bâtiment (13,9×21,57)= 442.97 m²

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{241,56}{442,97} = 0,545 \geq 50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit un chevauchement des semelles. Ceci nous amène à envisager un radier général comme fondation.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité de l'exécution.

VI.3) Radier général :

Un radier général est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être nervurée (le cas de notre projet) ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent.

$$N_{ser} = 48311,75 \text{ KN}$$

VI.3.1) Pré dimensionnement du radier général :

La surface nécessaire du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol}$$

σ_{sol} : La capacité portante de sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$.

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}^{max}}{\sigma_{sol}} = \frac{48311,75}{200} = 241,56 \text{ m}^2 \leq S_{Bâtiment} = 442,97 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

VI.3.1.1.) Calcul du débordement(D) :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{Bâtiment}} + D \times 2 \times (X + Y) + 4D^2$$

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) \rightarrow D \geq \max(28.5 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

$$h_r = \frac{L_{\text{max}}}{20} = 28.5 \text{ cm}$$

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$D'ou : S_{\text{radier}} = 442.97 + 0.4 \times 2 \times (35.4 + 15.8) + 4(0.4)^2 = 484.57 \text{ m}^2$$

S_{radier} : Surface de radier.

$S_{\text{Bâtiment}}$: Surface totale de bâtiment.

X : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment.

Alors la surface de radier est : $S_{\text{radier}} = 484.57 \text{ m}^2$.

La contrainte de bâtiment doit être inférieur ou égale la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{\text{Bâtiment}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{48311,75}{484,57} = 99,7 \text{ KN. m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN. m}^2.$$

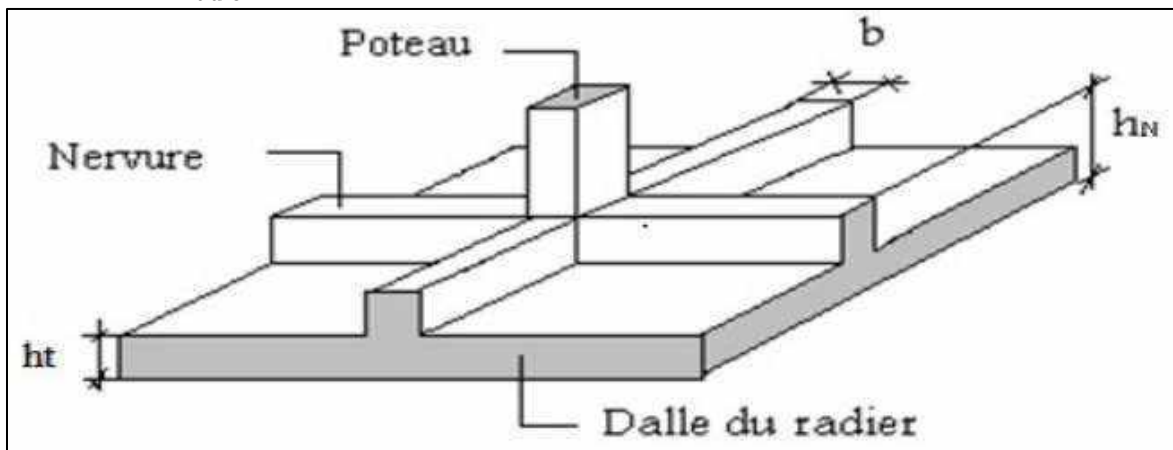


Figure 6-1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VI.3.1.2) Détermination de l'épaisseur du radier :

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\text{max}}}{35} < h_{t1} < \frac{L_{\text{max}}}{30}$$

Telle que : $L_x = 4,90 \text{ m}$ entre axe des poteaux perpendiculairement aux nervures.

Donc on a :

$$16.28 \text{ cm} < h_{t1} < 19 \text{ cm}$$

On choisit $h_{t1} = 18 \text{ cm}$.

- **Condition de résistance au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$ et une épaisseur ht doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{cj}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 f_{cj} = 0,05 \cdot 25 = 1,25 \text{ MPa.}$$

$$T_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_{\max} = \frac{48311,75}{484,57} \times \frac{5,7}{2} = 284,15 \text{ KN/m.}$$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot \bar{\tau}} \geq \frac{284,15}{1000 \times 1,25} \geq 0,23 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \cdot h_{t2} \geq 0,23\text{m} \Rightarrow h_{t2} \geq \frac{0,23}{0,9} = 0,26 \text{ m.}$$

On choisit : $h_{t2} = 30 \text{ cm}$.

$$h_t \geq \text{Max}(h_{t1}; h_{t2}) = 35 \text{ cm}$$

- **Remarque :**

Le calcul effectué avec $h_t = 35 \text{ cm}$ a conduit à des sections d'armatures élevées dans la hauteur envisagée, pour le placement de cette section d'armature ont adopté pour une hauteur de la dalle de : $h_t = 50 \text{ cm}$.

VI.3.2) Pré dimensionnement de la nervure :

a).La largeur de la nervure :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{5,70}{10} = 57 \text{ cm.}$$

On adopte : $b = 60 \text{ cm}$.

b).La hauteur de la nervure :

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_N < \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 5,70\text{m} \Rightarrow 38 \text{ cm} < h_N < 57 \text{ cm}$$

On adopte : $h_N = 45 \text{ cm}$.

VI.3.2.1) Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{b \cdot K}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$).

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=32164,20\text{MPa}$).

B : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

On aura :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2 \cdot L_{\max}}{\pi}\right)^2}{E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40000 \left(\frac{2 \times 5,7}{3,14}\right)^2}{3,21 \cdot 10^7}} = 0,605 \text{ m}$$

On choisit : $h_N = 70 \text{ cm}$.

$$h_N = \max(h_{n1}, h_{n2}) \Rightarrow h_N = 70\text{cm}.$$

VI.3.2.2) Vérification au non poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suite (**BAEL 91**) :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c \cdot h_N \cdot f_{c28}$$

N_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité

$$N_u = 1421,89\text{KN}.$$

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2(a + b + 2 \cdot h_t) \text{ Dimensions du poteau de RDC } (55 \times 55) \text{ cm}^2.$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2 \cdot h_t) = 2 \times (0,55 + 0,55 + 2 \times 0,35) = 3,60\text{m}.$$

h_t : Epaisseur du radier.

$$N_u = 66070 \text{ KN} \leq 0,045 \times 3,6 \times 0,7 \times 25 = 2835 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc pas de risque poinçonnement.

- **Le choix final :**

- ✓ Radier: $h_R = 50 \text{ cm}$.
- ✓ Nervure: $h_N = 70 \text{ cm}$, $b_N = 60 \text{ cm}$.

VI.3.2.3) Vérification du radier :

VI.3.2.3.1) Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique.

On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma_w Z S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 2\text{m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 484.57 \text{ m}^2$).

$$W = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}}$$

$$W = 42650,86 + 484.57 \times 25 \times 0,50 = 48707.99 \text{ KN.}$$

$$\alpha \gamma Z S_r = 1,5310323484.57 = 14537.1 \text{ KN.}$$

$$\alpha \gamma Z S_r = 14537.1 \text{ KN} < 48707.99 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

VI.3.2.4) Caractéristiques géométriques du radier :

Le centre de gravité :

La surface totale du radier est $S=484.57 \text{ (m}^2\text{)}$, Les longueurs maximales dans les deux directions sont $L_x \text{ max}=35.4\text{(m)}$; $L_y \text{ max}=15.8\text{(m)}$

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum X_i \cdot A_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum Y_i \cdot A_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 17.43 \text{ m.} \\ Y_G = 6,60 \text{ m.} \end{cases}$$

VI.3.2.5) Les moments d'inerties :

Les moments d'inerties du radier par rapport à son centre de gravité sont :

$$\begin{cases} I_{XG} = I_{XO} - X_G^2 \\ I_{YG} = I_{YO} - Y_G^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} I_{XG} = 13196.47 \text{ m}^4. \\ I_{YG} = 40478,18 \text{ m}^4. \end{cases}$$

VI.3.3) Vérification des contraintes dans le sol :**VI.3.3.1) Sollicitation du premier genre:**

- On doit vérifier la contrainte du sol : A L ' ELS

$$\sigma_{Ser} = \frac{N_{Ser}}{S_{radier}} = \frac{48311,75}{484,57} = 99,70 \text{ KN. m}$$

$$\sigma_{Ser} = 99,70 \text{ KN. m} \leq \sigma_{Sol} = 200 \text{KN. m} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

▪ **Sollicitation du second genre:**

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V}{I}$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

M_r : est le moment de renversement (**Chapitre V : Étude sismique**).

Sens x-x : $M_r = W3L/2 = 82043 \text{ KN.m}$

Sens y-y : $M_r = 75139,2537 \text{ KN.m}$

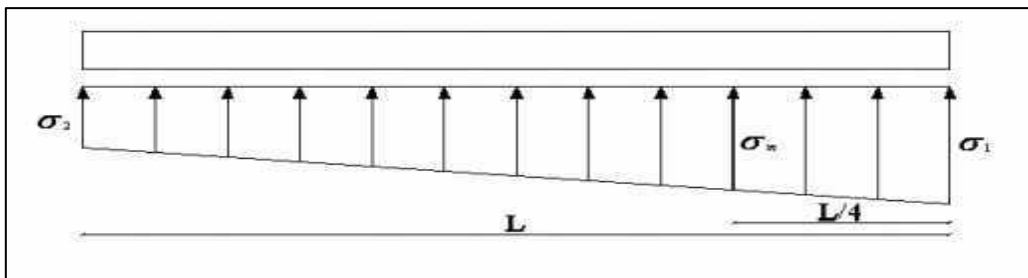


Figure 6-2: Contraintes sous le radier.

On vérifie que:

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{(3\sigma_2 + \sigma_1)}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33 \cdot \sigma_{sol}.$$

❖ **ELU:**

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 66070 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2$$

▪ **Sens x-x :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{rx} \times Y_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{66070}{442.97} + \frac{82043 \times 6.60}{40478,18} = 162.5 \text{ KN. m}$$

$$\sigma_2 = \frac{66070}{442.97} - \frac{82043 \times 6.60}{40478,18} = 135.76 \text{ KN. m}$$

▪ **Sens y-y :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{ry} \times X_G}{I_x}$$

$$\sigma_1 = 248.40 \text{ KN. m}$$

$$\sigma_2 = 49.91 \text{ KN. m}$$

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	162.5	135.76	142.45
Sens y-y	248.40	49.91	99.53
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5. \sigma_{sol}$ Cv	$\sigma_2^{\min} > 0$ Cv	$\sigma_m(L/4) < 1,33\sigma_{sol}$ Cv

Tableau VI.1: Contraintes sous le radier à l'ELU.

❖ **ELS:**

$$N_{Ser} = N_G + N_Q = 48311,75 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2$$

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	122.44	95.69	102.38
Sens y-y	208.31	9.82	59.44
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5. \sigma_{sol}$ Cv	$\sigma_1^{\min} > 0$ cv	$\sigma_m(L/4) < 1,33\sigma_{sol}$ Cv

Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELS.

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.3.2.2) Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

❖ **ELU:**

$$\sigma_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) = 142.45 \text{ KN/m}^2$$

❖ **ELS:**

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = 102.38 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.3.3) Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

La fissuration est considérée peu nuisible.

• **Détermination des moments et des efforts:**

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

❖ **ELU :**

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot \rho^3)}$$

$$\mu_y = \rho^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - \rho)^2) \geq \frac{1}{4}$$

❖ **ELS :**

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2 \cdot \rho^3)}$$

$$\mu_y = \rho^2 \cdot \left(1 - \frac{2}{3} \cdot (1 - \rho)^2\right) \geq \frac{1}{4}$$

$M_x = 0,4 \cdot L_x^2 \dots \dots \dots$ Sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \cdot M_x \dots \dots \dots$ Sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

• **Panneau de rive:**

Moment en travée:

$$M_{\text{tx}} = 0,85 \cdot M_x$$

$$M_{\text{ty}} = 0,85 \cdot M_y$$

Moment sur appuis:

$$M_{\text{ax}} = M_{\text{ay}} = 0,3 M_x \quad (\text{appui de rive}).$$

$$M_{\text{ax}} = M_{\text{ay}} = 0,5 M_x \quad (\text{autre appui}).$$

• **Panneau intermédiaire:**

Moment en travée:

$$M_{\text{tx}} = 0,75 M_x$$

$$M_{\text{ty}} = 0,75 M_y$$

Moment sur appuis:

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$$

$$\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \text{ La dalle travaille dans un seul sens.}$$

Moment en travée:

$$M_t=0,85.M_0$$

Moment sur appuis:

$$M_a=0,5M_0$$

$$\text{Avec : } \mathbf{M_0} = (ql^2)/8$$

➤ Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU : } Q_u = \sigma_m^u \cdot 1\text{m} = 142.45 \text{ KN/m.}$$

$$\text{ELS : } Q_{ser} = \sigma_m^{sre} \cdot 1\text{m} = 102.38 \text{ KN/m.}$$

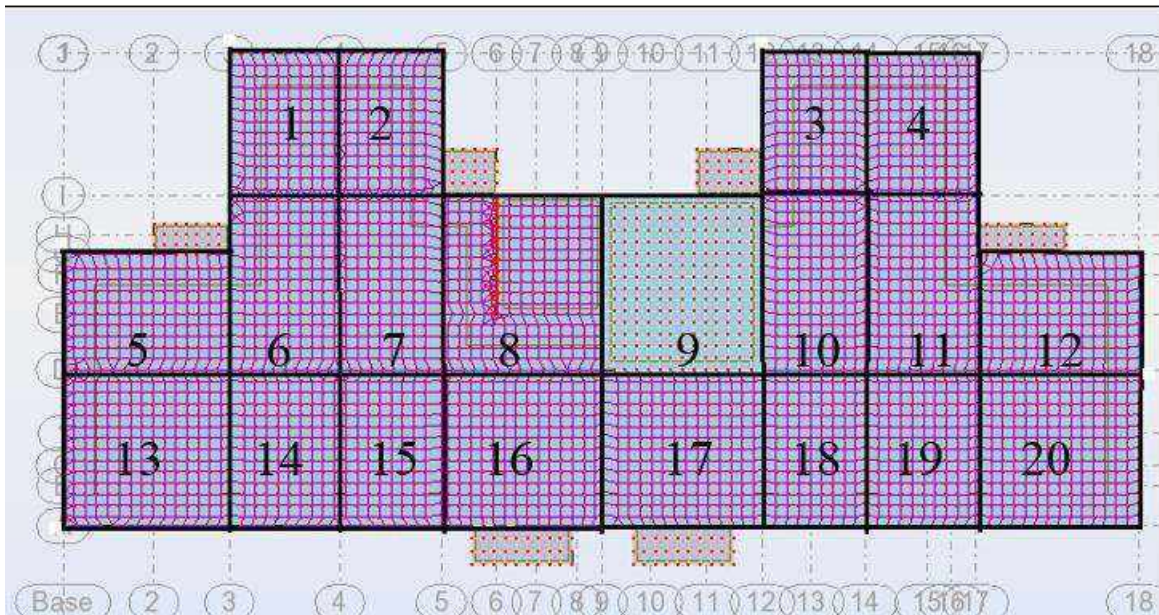


Figure 6-3: Schéma des panneaux.

VI.3.3.4) Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0):

On à le rapport des panneaux $0,4 \leq L_x/L_y \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Panneaux	L_x/L_y	μ_x	μ_y	Q_u (kN/m)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
P1	0.78	0.00587	0.559	130.765	99.48	55.60	84.55	47.26	29.84

P13	P12	P11	P10	P9	P8	P7	P6	P5	P4	P3	P2
0.96	0.70	0.63	0.59	0.92	0.92	0.59	0.63	0.70	0.78	0.72	0.72
0.0401	0.0683	0.0722	0.0825	0.0438	0.0438	0.0825	0.0722	0.0683	0.00587	0.0658	0.0658
0.911	0.436	0.343	0.292	0.819	0.819	0.292	0.343	0.436	0.559	0.646	0.646
130.76	130.765	130.765	130.765	130.765	130.765	130.765	130.765	130.765	130.765	130.765	130.765
136.38	125.59	130.83	121.06	157.86	157.86	121.06	130.83	125.59	99.48	96.56	96.56
124.24	54.75	44.87	35.34	129.26	129.26	35.34	44.87	54.75	55.60	44.82	44.82
115.92	106.75	98.12	90.79	118.39	118.39	90.79	98.12	106.75	55.60	72.42	72.42
105.60	46.53	33.65	17.67	64.64	64.64	17.67	33.65	46.53	47.26	33.61	33.61
40.91	37.67	65.41	60.53	78.93	78.93	60.53	65.41	37.67	29.84	48.28	48.28

P20	P19	P18	P17	P16	P15	P14
0.96	0.70	0.65	0.97	0.97	0.65	0.70
0.0401	0.0683	0.0746	0.0393	0.0393	0.0746	0.0683
0.911	0.436	0.369	0.934	0.934	0.369	0.436
130.765	130.765	130.765	130.765	130.765	130.765	130.76
136.38	115.74	109.47	133.66	133.66	109.47	115.74
124.24	50.46	40.39	124.83	124.83	40.39	50.46
115.92	86.80	82.10	100.24	100.24	82.10	86.80
105.60	37.84	30.29	93.62	93.62	30.29	37.84
40.91	57.87	54.73	66.83	66.83	54.73	57.87

Tableau VI.3 : Calcul des moments à l'ELU.

VI.3.3.5) Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$):

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

Panneaux	L_x/L_y	μ_x	μ_y	Q_u (kN/m)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{rx} (kN.m)	M_{ry} (kN.m)	M_a (Kn.m)
P1	0.78	0.0652	0.683	90.60	76.55	52.28	65.06	44.43	19.52
P2	0.72	0.0658	0.608	90.60	73.10	44.44	54.82	33.33	36.55
P3	0.72	0.0719	0.608	90.60	73.10	44.44	54.82	33.33	36.55

P15	P14	P13	P12	P11	P10	P9	P8	P7	P6	P5	P4
0.65	0.70	0.96	0.70	0.63	0.59	0.92	0.92	0.59	0.63	0.70	0.78
0.0801	0.0743	0.0475	0.0743	0.0825	0.0873	0.0501	0.0501	0.0873	0.0825	0.0743	0.78
0.530	0.585	0.939	0.585	0.508	0.465	0.875	0.875	0.465	0.508	0.585	0.0652
90.60	90.60	90.60	90.60	90.60	90.60	90.60	90.60	90.60	90.60	90.60	0.683
81.34	87.24	111.93	94.66	96.86	88.76	125.10	125.10	88.76	96.86	94.66	90.60
43.11	51.03	105.10	55.37	49.20	41.27	109.46	109.46	41.27	49.20	55.37	76.55
61.00	65.43	95.14	80.46	72.64	66.57	93.82	93.82	66.57	72.64	80.46	52.28
32.33	38.27	89.33	47.06	37.23	30.95	82.09	82.09	30.95	37.23	47.06	65.06
40.67	43.62	33.58	28.40	36.32	44.38	62.55	62.55	44.38	36.32	28.40	44.43

P16	0.97	0.0467	0.954	90.60	110.04	104.97	82.53	78.72	55.02
P17	0.97	0.0467	0.954	90.60	110.04	104.97	82.53	78.72	55.02
P18	0.65	0.0801	0.530	90.60	81.34	43.11	61.00	32.33	40.67
P19	0.70	0.0743	0.585	90.60	87.24	51.03	65.43	38.27	43.62
P20	0.96	0.0475	0.939	90.60	111.93	105.10	95.14	89.33	33.58

Tableau VI.4 : Calcul des moments à l'ELS.

VI.3.4) Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h= 50\text{cm}$
 $d=0,9h=45\text{cm}$

	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	u	α	β	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	St
Travée	x-x	118.39	0.040	0.051	0.981	7.66	5HA14	7.70	20
	y-y	105.60	0.036	0.046	0.983	6.85	5HA14	7.70	20
Appui	x-x y-y	78.93	0.028	0.036	0.987	5.10	5HA14	7.70	20

Tableau VI.5 : Ferrailage des panneaux du radier.

VI.3.4.1) Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23. b. d. \frac{f_{c28}}{f_e} = 6,47 < 10,78\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

1. Espacement (Travées ; Appuis):

Sens x-x: $S_t = \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

Sens y-y: $S_t = \min (4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$

On adopte : $S_t=20\text{cm}.$

Sens x-x : $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm}.$

Sens y-y : $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 45\text{cm}.$

On adopte : $S_t=20\text{cm}.$

VI.3.4.2) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) = 201,63\text{MPa}$$

	Sens	M _{ser} (kNm)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	vérification
Travée	x-x	95.14	10,78	10,5	$\frac{231047.3}{2}$	4.32	15	190.82	201.63	ok
	y-y	89.33	10,78	10,5	$\frac{231047.3}{2}$	4.05	15	182.05	201.63	ok
Appuis	x-x y-y	55.02	10,78	10,5	$\frac{231047.3}{2}$	2.50	15	109.49	201.63	ok

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes.

VI.3.5) Ferrailage des nervures :

1) Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99).

On a :

$$M_0 = \frac{P \cdot L^2}{8}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_0$$

Sur appuis :

$$M_a = 0,50 \cdot M_0$$

2) Calcul des armatures :

b=60 cm ; h=70cm ; d=63 cm ; L=5.1 m ; P_u=142.45 kN/ml ; P_{ser}= 102.38 kN/ml.

	Mu (kN.m)	u	α	Z (cm)	As(cm)	Choix	As (cm)
Travée	393.67	0.116	0.156	59.09	19.15	10HA16	20.11
Appuis	231.57	0.068	0.088	60.79	10.95	8HA14	12.32

Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures.

Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23. b. d. \frac{f_{c28}}{f_e} = 5,175 < 20,11 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS:

	M _{ser} (kNm)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	282.93	20,11	20.63	717128.46	8.14	15	187,41	201.63	ok
Appuis	166.43	12.32	16.85	489273.08	5.73	15	157,26	201.63	ok

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes.

VI.3.5.1) Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1. f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

Avec :

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

$$T_u = \frac{P_u \cdot L}{2} = \frac{142.45 \times 5.1}{2} = 363.25 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{363.25 \times 10^3}{600 \times 630} = 0.96 < 2,5\text{MPa.}$$

 ➤ **Armatures transversales :**

 • **BAEL 91 modifié 99:**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}).$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm.}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,48 \text{ MPa.}$$

 • **RAP99Version2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003. b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1 \right) = 20\text{cm} \quad \text{zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40\text{cm} \quad \text{zone courante.}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right).$$

$$f_e = 400\text{MPa}; \tau_u = 0,83\text{MPa}; f_{t28} = 2,1\text{MPa}; b=60\text{cm}; d=63\text{ cm}$$

On trouve :

$S_t=20\text{cm}$Zone nodale.

$S_t=40\text{cm}$Zone courante.

	τ_u (Mpa)	BAEL 91		RPA 99V2003			S_t adopte (cm)		At choisie (cm ²)
		S_t (cm)	At (cm ²)	S_t (ZN) (cm)	S_t (ZC) (cm)	At (cm ²)	S_t (ZN) (cm)	S_t (ZC) (cm)	
Section 60x70	0.96	40	2,08	20	40	6,00	15	30	6HA12= 6.79

Tableau VI.9 Calcul des armatures transversales.

VI.3.6) Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .

Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses Pour les bâtiments courant on a $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau

$$A_r = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0,8 = 2,40\text{cm}^2.$$

Donc on prend : 2HA14=3,08cm²

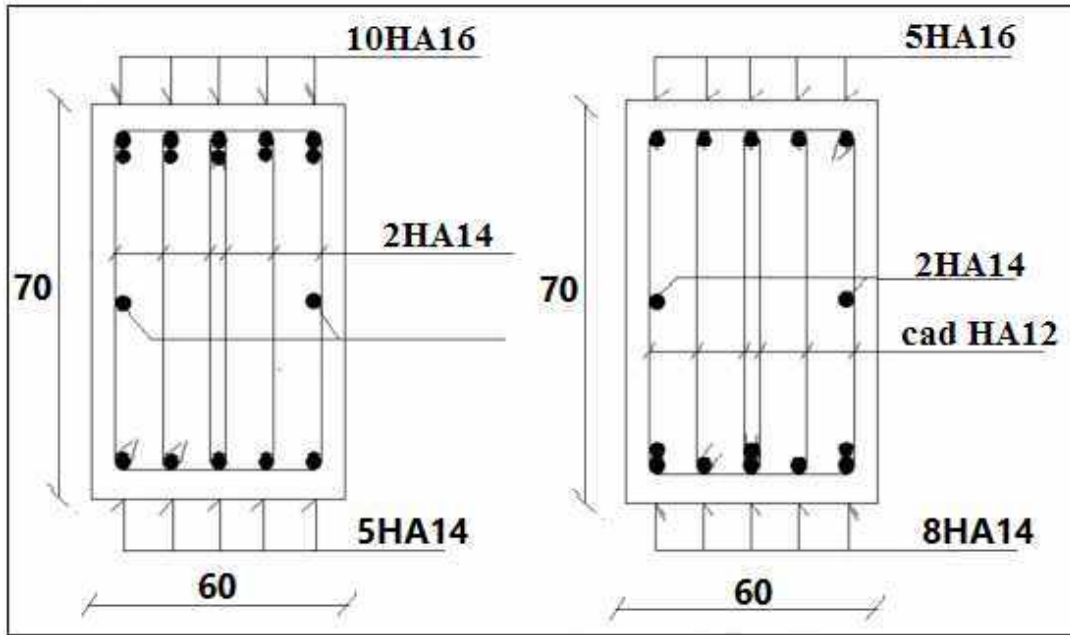


Figure 6-4: Schéma de ferrailage des nervures.

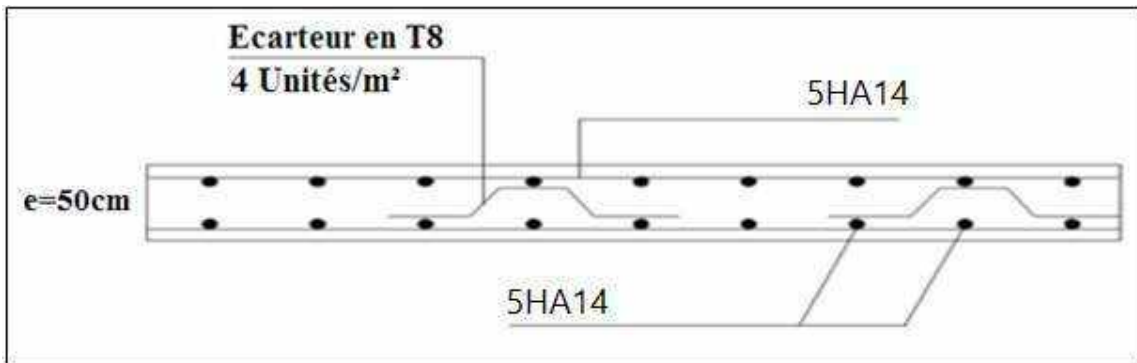


Figure 6-5 :Ferrailage de la dalle dans les deux sens.

VI.4) Etude de débord du radier :

VI.4.1) Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est peu nuisible.

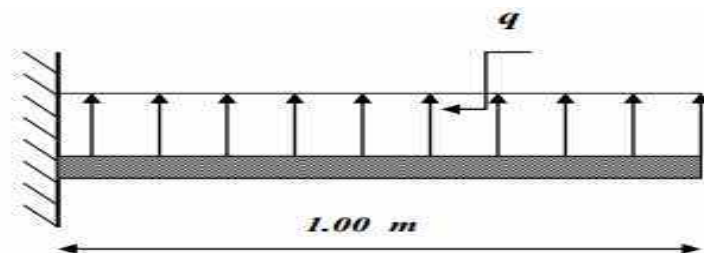


Figure 6-6: Schéma statique du débord.

VI.4.2) Evaluation des charges et surcharges :

E.L.U : $q_u = 142.45 \text{ kN/ml}$ Pour une bande de 1m.

E.L.S : $q_{ser} = 102.38 \text{ kN/ml}$ Pour une bande de 1m.

Calcul les moments et les efforts :

E.L.U:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 71.22 \text{ KN. m}$$

$$T_u = q_u \cdot L = 142.45 \text{ KN.}$$

E.L.S :

$$M_{Ser} = \frac{q_{Ser} \cdot L^2}{2} = 51.19 \text{ KN. m.}$$

VI.4.3) Ferrailage :➤ **Armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour 1m de largeur.

Avec : $M_u = 71.22 \text{ KN.m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 70 \text{ cm}$; $d = 63 \text{ cm}$.

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

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{71.22 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times (63)^2} = 0.013$$

$$\mu = 0.013 < \mu_{AB} = 0.372$$

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

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.993$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{71.22 \times 10^3}{348 \times 0.993 \times 63} = 3.27 \text{ cm}^2 / m_L$$

On adopte: $A_s = 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement : $\text{Esp} = 20 \text{ cm}$.

➤ **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,92\text{cm}^2 \leq A_r \leq 3,84\text{cm}^2$$

$$A_r = 2,31\text{cm}^2 = 5\text{HA8} ; \text{Esp}=20\text{cm}.$$

❖ **Vérfications nécessaires :**

1. Condition de non fragilité :

$$A_s = 7.70 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{Min}} = \frac{B}{100} = 3,00\text{cm}^2$$

2. Vérification de l'espacement:

Armatures longitudinales: $St = 20\text{cm} < \text{Min}[3 \cdot h = 150\text{cm}; 33\text{cm}] = 33\text{cm} \dots \dots \dots (\text{c.v.})$.

Armatures de répartitions: $St = 20\text{cm} < \text{Min}[4 \cdot h = 200\text{cm}; 45\text{cm}] = 45\text{cm} \dots \dots \dots (\text{c.v.})$.

3. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{142.45 \times 10^3}{1000 \times 630} = 0,23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \dots \dots \text{cv}$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Vérification des contraintes à l'ELS:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	vérification
47,64	7,70	13,82	89768,40	3,28	15	153,43	201,63	ok

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes de L'ELS.

VI.5) Etude du voile périphérique :

VI.5.1) Dimensionnement:

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40 φ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

La hauteur du voile périphérique = 2,00 m.

VI.5.1.1) Détermination des sollicitations:

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

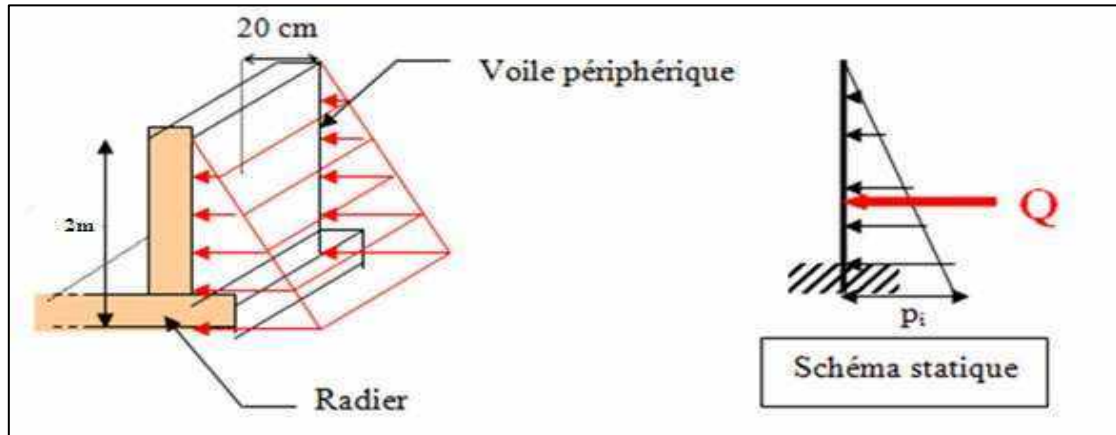


Figure 6-8 : Pression des terres sur le voile périphérique.

VI.5.1.2) Calcul de la force de poussée :

φ : L'angle du frottement de remblai $\varphi = 30^\circ$

γ_r : poids spécifique du remblai $\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^3$

K_a : Coefficient de poussée horizontale.

$H = 2,00\text{m}$

$$K_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \cdot \cos\beta$$

$$\text{Pour } \beta = 0^\circ \Rightarrow K_a = \tan^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0,33$$

$$P_u = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma_s \cdot h^2$$

$$P_u = 0,5 \cdot 0,33 \cdot 18 \cdot 2^2 = 11,88 \text{ KN/ml.}$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 5,25 \text{ m}$ et comme hauteur $l_x = 5,1 \text{ m}$, ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres). On applique donc les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles pour 1 mètre linéaire.

VI.5.1.3) Calcul des moments fléchissant :

- Suivant la direction L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$
- Suivant la direction L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients donnés en fonction de α :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{deux sens}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.10}{5.25} = 0.97 > 0,4 \quad \text{Le voile porte dans les}$$

$$\mu_x = 0,0393, \mu_y = 0,934$$

VI.5.1.4) Calcul les moments isostatique :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2 = 0,0343 \times 11,88 \times 5.1^2 = 10.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,934 \times 10.59 = 9.89 \text{ KN.m}$$

En considérant les encastremets on aura les moments en appuis et en travée suivants :

➤ **Moment en travée** : $M_{tx} = 0,85 \cdot M_{0x}$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{0y}$$

➤ **Moment sur appuis** :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \cdot M_x$$

Valeurs des moments sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Sens	Entravée (KN.m)	Enappui (KN.m)
x-x	9.00	3.18
y-y	8.40	3.18

Tableau VI.11. Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique.

VI.5.1.5) L'effort tranchant maximal:

$$V = \frac{P_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{11,88 \times 5.25 \times 5.10}{2 \times 5.10 + 5.25} = 5,94 \text{ kN}$$

VI.5.1.6) Ferrailage des voiles :

Le ferrailage se fait pour une bande de **1 m**

En travées :

Sens X-X :

$$M_{tx} = 10.59 \text{ KN.m}$$

VI.5.1.7) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{10.59 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times (18)^2} = 0,020$$

$$\mu = 0,023 < \mu_{AB} = 0,372$$

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

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa} \quad \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051}) = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

VI.5.1.7.1) Détermination des armatures :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{10.59 \times 10^3}{348 \times 0,99 \times 18} = 1,71 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

Sens Y-Y :

$$M_{ty} = 9.89 \text{ KN.m}$$

VI.5.1.7.2) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{9.89 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times (18)^2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_{AB} = 0,372$$

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

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046}) = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,993$$

VI.5.1.7.3) Détermination des armatures :

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{9.89 \times 10^3}{348 \times 0,993 \times 18} = 1.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appuis:

M^a (N.m)	μ	μ_1	α	β	A^{cal} (cm^2)
3.18	0,007	0,383	0,008	0,99	0.44

Tableau VI.12 Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appuis.

VI.5.1.7.4) Condition de non fragilité

D'après le BAEL91 Article (B.7.4)

La dalle est appuyée sur ces 4 cotés, avec : $12\text{ cm} < h = 20\text{ cm} < 30\text{ cm}$.

On doit avoir pour les armatures inférieures et supérieures.

$$A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} b \cdot h_0 = 0,0006 \frac{3 - \frac{5.10}{5.25}}{2} \times 100 \times 20 = 1,21\text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h_0 = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2\text{ cm}^2.$$

VI.5.1.8) Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003:

D'après le RPA 99/version 2003 Article (10.1.1):

$$A_{RPA} = 0,10\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{RPA} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2\text{ cm}^2$$

$$A_{adp} = \max (A_{cal}; A_{min}).$$

		A^{cal} (cm^2)	A^{min} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
En Travée	Sens xx	1.71	1,21	2	5HA10=3,93
	Sens yy	1.59	1,2	2	5HA10=3,93
Sur Appui		0.44	1,21	2	5HA10=3,93

Tableau VI.13 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis.

VI.5.2) L'écartement des armatures:

D'après le BAEL91 Article (A.8.2, 42) :

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs maximales données par :

La direction la plus sollicitée : $\min (3h ; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$.

$$S_t = 20\text{ cm} < 33\text{ cm}.$$

La direction perpendiculaire : $\min (4h ; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$.

$$S_t = 20\text{ cm} < 45\text{ cm}.$$

D'après le RPA99 Version 2003 Article (10.1.1)

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 20; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

On adopte: $S_t = 20\text{cm}$

VI.5.3) Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11,88 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,264 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 0,264 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{c.v})$$

VI.5.4) Disposition des armatures :

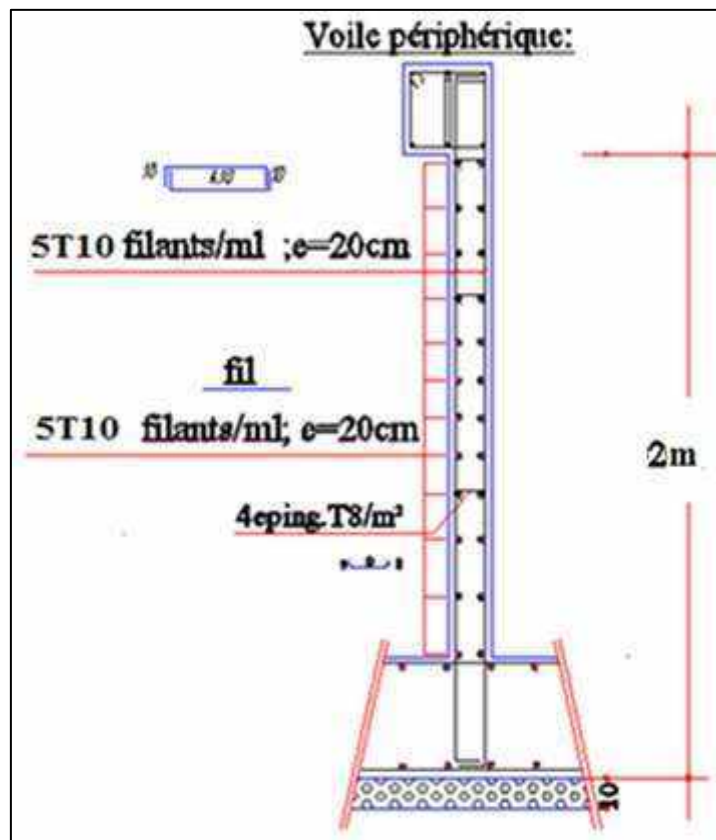


Figure 6-9: Schéma de Ferrailage de voile périphérique.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Cette étude approfondie nous a permis d'examiner en détail toutes les étapes nécessaires au calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses composants, conformément aux règles en vigueur, à savoir le RPA 99 version 2003 et le BAEL 91 modifié 99. Les conclusions tirées de ce travail sont résumées comme suit :

Une étude dynamique est essentielle pour déterminer le comportement de la structure en cas de séisme. Cette étude vise à limiter les dommages aux éléments structuraux et à éviter l'effondrement de la structure.

Lors de la détermination de la charge sismique (spectre de réponse), il est nécessaire de choisir un coefficient de comportement R approprié, qui reflète la ductilité de la structure et dépend du système de contreventement. La rigidité de la structure est assurée en vérifiant les déplacements horizontaux entre les étages, ainsi que l'effet $P-\Delta$.

Une disposition adéquate des voiles doit satisfaire à la fois la condition de rigidité latérale et l'optimisation de leur ferrailage.

Le ferrailage des portiques (poteaux, poutres) a été réalisé conformément aux réglementations en vigueur, notamment le RPA 99 version 2003 et le BAEL 91.

Le ferrailage des voiles a été effectué en utilisant la méthode des contraintes moyennes.

En ce qui concerne les fondations du bâtiment, la solution du radier général s'est imposée dans notre cas. Son pré-dimensionnement a été réalisé de manière à assurer une répartition uniforme des contraintes.



FACADE PRINCIPALE



FACADE POSTERIEUR