

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche

Scientifique

Université Saâd Dahlab-Blida 1



Faculté de Technologie

Département de Génie civil

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de :

Master Académique

Spécialité : Matériaux

Thème :

*Étude d'un bâtiment (R+8) à usage
d'habitation*

Soutenu par :

Mlle. DJELLALI Soumia

Mlle. ALILAT Sara

Mr Amar Ben yahia

USDB

Encadreur

Mr Abdessamad Azzaz

USDB

Co.encadreur

Année universitaire : 2021 / 2022

Remerciements

Nous tenons à remercier dieu ; le tout puissant qui nous a permis d'apprendre à lire et à connaître le vrai sens de la vie.

*Nous remercions vivement ; notre promoteur **M. Amar Benyahia** ainsi que notre co-promoteur **M. Abdessamad Azzaz** de nous avoir pris en charges et pour sa disponibilité ; son aide et ses précieux conseils.*

Nous exprimons aussi nos reconnaissances à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ; de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous portons avec gratitude de reconnaissances pour tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles ; et plus particulièrement les enseignants du département du génie civil.

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de prêt ou de loin.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

Ma mère qui a été mes côtés et ma soutenue durant tout ma vie ; et mes frères qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis ; merci mes parents.

- *A toute ma famille, mes sœurs Nacira ,karima et Amel et mes frère Mohamed et Abd elhak et ta femme Fadia et leur fille Tasnim et mon fiancé Mabrouki Ibrahim.*
- *A mon binôme et sa famille.*

Soumia

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin ; ma mère qui a été mes côtés et ma soutenue durant tout ma vie ; et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis ; merci mes parents.

- A toute ma famille surtout mon grand frère mohamed et leur fils youcef*
- Mes amies karima ,hayat ,meriem et asma .*
- A mon binôme et sa famille surtout mon amour Nabil.*

Sara

ملخص

الهدف من هذا المشروع هو دراسة وتصميم هيكل ذات طابع سكني الذي يتكون من ثمانية طوابق علوية والذي سيكون موجوداً في ولاية تيبازة؛ المصنفة في المنطقة الزلزالية الثالثة حسب (القواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل) (ق.ج.ز/99) طبعة 2003.

يبدأ الفصل الأول في الوصف العام للمشروع؛ ثم التحجيم المسبق للعناصر الهيكلية.

الفصل الثاني خصص للعناصر الثانوية (الدرج البلاطة المملوءة والحاجز).

بدأت الدراسة الديناميكية في الفصل الثالث باستخدام برنامج SAP2000 لتحديد الخصائص الديناميكية للهيكلي.

الفصل الرابع يشمل تسليح العناصر المقاومة المختلفة للهيكلي (الأساسات، الأعمدة، الروافد، الجدران).

تم تخصيص الفصل الأخير للدراسة المقارنة لتغيرات درجة الحرارة.

يتم إجراء جميع الحسابات مع مراعاة القواعد سارية المفعول (CBA93. RPA99 V2003)

الكلمات المفتاحية: هيكل، خرسانة، SAP2000، دراسة حرارية، CBA، RPA، إجهادات.

Résumé

L'objectif de ce projet est d'étudier et de concevoir une structure résidentielle de huit étages qui sera implantée dans la wilaya de Tipasa ; **Classé en troisième zone sismique** selon les règles algériennes de résistance au séisme (GZ/99) édition 2003.

Le premier chapitre commence par la description générale du projet ; Puis pré-dimensionnement des éléments de structure.

Le deuxième chapitre est consacré aux éléments secondaires (escaliers, dalles remplies et cloisons).

L'étude dynamique a commencé au troisième semestre en utilisant le logiciel SAP2000 pour déterminer les propriétés dynamiques de la structure.

Le quatrième chapitre comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondations, colonnes, solives, murs).

Le dernier chapitre est consacré à l'étude comparée des changements de température.

Tous les calculs sont effectués sous réserve des règles en vigueur (CBA93. RPA99 V2003)

Mots clés : structure, béton, SAP2000, étude thermique, ACB, RPA, contraintes.

Abstract

The objective of this project is to study and design an eight-storey residential structure that will be located in the wilaya of Tipasa; Classified in the third seismic zone according to the Algerian earthquake resistance rules (GZ/99) 2003 edition.

The first chapter begins with the general description of the project; Then pre-dimensioning of the structural elements.

The second chapter is devoted to secondary elements (stairs, filled slabs and partitions).

The dynamic study began in the third semester using SAP2000 software to determine the dynamic properties of the structure.

The fourth chapter includes the arming of the various resistant elements of the structure (foundations, columns, joists, walls).

The last chapter is devoted to the comparative study of temperature changes.

All calculations are made subject to the rules in force (CBA93. RPA99 V2003)

Keywords: structure, concrete, SAP2000, thermal study, ACB, RPA, constraints.

Sommaire

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Sommaire	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
INTRODUCTION GENERALE	Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE I : Présentation du projet	Erreur ! Signet non défini.
I.1. Introduction.....	4
I.2. Présentation de L'ouvrage	4
I.3. Caractéristiques géométriques	4
I.4. Conception de l'ouvrage.....	5
I.4.1. Conception structurelle	5
I.4.2. Planchers	5
I.4.3. Poteaux.....	6
I.4.4. Poutres.....	6
I.4.5. Acrotère.....	6
I.4.6. Terrasse	7
I.4.7. Balcons.....	7
I.4.8. Escalier.....	7
I.4.9. Ascenseur	7
I.4.10. Maçonnerie.....	8
I.4.11. Revêtement.....	8
I.4.12. Caractéristiques du sol	9
I.5. Caractéristique des matériaux	9
I.5.1. Le Béton	9
I.5.2. Déformation du béton	11
I.6. Présentation de la méthode de calcul aux états limites.....	12
I.6.1. Définition de l'état limite	12
I.6.2. Les contraintes limites.....	14
I.7. Acier.....	15
I.7.1. Caractéristiques des aciers	16
I.8. Les actions	19
I.8.1. Les actions permanentes (G)	19
I.8.2. Les actions variables (Q_i)	19
I.8.3. Les actions accidentelles (F_a).....	19
I.8.4. Combinaisons d'actions	20
I.9. Conclusion	20
CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments.....	20
II.1. Introduction	21
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	21

II.2.1. Plancher en corps creux	21
II.2.2. Planchers à dalle pleine.....	22
II.3. Pré dimensionnement des poutres	23
II.4. Evaluation des charges et surcharges	24
II.4.1. Charges permanentes	24
II.4.2. Charges d'exploitation.....	28
II.5. Prédimensionnement des voiles	28
II.6. Prédimensionnement des poteaux	30
II.6.1. Etapes de pré dimensionnement (calcul)	30
II.6.2. Loi de dégression	30
II.6.3. Dimensionnements des Poteaux	30
II.6.3.1. Détermination de la section	30
II.6.3.2. Vérification de la section.....	32
II.6.4. Dégression des surcharges	32
II.6.5. Vérification des poteaux au flambement	36
II.7. Pre-dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 du RPA99/V 2003)	37
CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires	38
III.1. Introduction	39
III.2. Etude de l'acrotère	39
III.3. Etude des planchers.....	47
III.3.1. Introduction	47
III.3.2. Plancher en corps creux.....	47
III.3.3. Calcul des poutrelles.....	48
III.3.4. Calcul des moments.....	49
III.3.5. Evaluation des charges revenantes aux poutrelles.....	52
III.4. Calcul de l'escalier	63
III.4.1. Introduction	63
III.4.2. Définition des éléments d'un escalier.....	63
III.4.3. Evaluation des charges	65
III.4.4. Détermination des efforts internes.....	66
III.4.5. Calcul des armatures.....	68
III.4.6. Vérifications	68
III.5. BALCONS	72
III.5.1. Introduction	72
III.5.2. Evaluation des charges	73
III.5.3. Pré dimensionnement	73
III.5.4. Evaluation des charges	73
III.5.5. Calcul des sollicitations.....	74
III.5.6. Calcul de ferrailage	74
CHAPITRE IV : Etude dynamique.....	76
IV.1. Introduction.....	77
IV.2. Etude sismique	77
IV.2.1. Modélisation de rigidité	77
IV.2.2. Modélisation de la masse	77

IV.3. Choix de la méthode de calcul	78
IV.3.1. La méthode statique équivalente.....	78
IV.3.2. La méthode modale spectrale.....	79
IV.4. Résultats de l'analyse sismique	83
IV.5. Conclusion	94
CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principal.....	95
V.1. Introduction	96
V.2. Ferrailage des poteaux.....	96
V.2.1. Introduction	96
V.2.2. Combinaison d'action.....	96
V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003	97
V.2.4. Ferrailage des poteaux	98
V.2.5. Choix des armatures	100
V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	101
V.2.7. Vérification de l'effort tranchant.....	104
V.2.8. Ferrailage transversal des poteaux.....	105
V.2.9. Longueur de recouvrement	107
V.2.10. Schéma de ferrailage des poteaux	108
V.3. Ferrailage des poutres	110
V.3.1. Introduction	110
V.3.2. Calcul de ferrailage.....	111
V.3.3. Choix des armatures	112
V.3.4. Condition de non fragilité.....	113
V.3.5. Vérification vis à vis de l'ELS	113
V.3.6. Calcul des armatures transversales	114
V.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales	115
V.3.8. Arrêt des barres.....	115
V.3.9. Vérification de la flèche	116
V.3.10. Schéma de ferrailage des poutres	118
V.4. Ferrailage des voiles.....	119
V.4.1. Généralités	119
V.4.3. Exemple de calcul (voile V1) par la méthode des contraintes (annexe C.3)...	121
V.4.4. Armatures de traction	122
V.4.5. Aciers horizontaux.....	123
V.4.6. Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment étudié avec la méthode des contraintes	124
V.4.6.1. Armatures verticales de traction.....	126
V.4.6.2. Aciers horizontaux	127
CHAPITRE VI : Fondation	128
VI.1. Introduction.....	129
VI.2. Choix de type de fondation	129
VI.3. Calcul des fondations.....	129
VI.3.1. Semelle isolée	130
VI.3.2. Semelles filantes	131

VI.3.3. Radier générale	132
VI.4. Etude du voile périphérique	147
VI.4.1. Introduction.....	147
VI.4.2. Pré dimensionnement.....	147
VI.4.3. Évaluation des Charges.....	148
CONCLUSION GENERALE.....	Erreur ! Signet non défini.

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un immeuble à usage habitation qui se distingue par les spécificités suivantes :

- Aspect architectural et fonctionnel exigeant certains espaces dégagés.
- Configuration géométrique avec de moyennes dimensions en plan et un décrochement en plan et une régularité en élévation.

En tenant compte de ces particularités, la conception structurelle est fortement conditionnée par les facteurs suivants :

- l'effet sismique, l'effet du vent et l'influence de la qualité des matériaux.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification qui sera menée selon les étapes principales suivantes :

- ◆ La première étape comprend la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ◆ La deuxième étape présente le Pré dimensionnement des éléments structuraux (tels que les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers).
- ◆ La troisième étape portera sur le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et la dalle).
- ◆ La quatrième étape portera sur l'étude dynamique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de ETABS.18.
- ◆ La cinquième étape s'intéresse aux effets du vent.
- ◆ La sixième étape portera sur Le calcul des ferrailages des éléments résistants.
- ◆ La septième étape portera sur l'étude de l'infrastructure
- ◆ Enfin on finira par une conclusion générale.

CHAPITRE I
Présentation du projet

.1. Introduction

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de L'ouvrage

Notre projet a pour objectif l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (**RDC + 8 étages + comble habitable**) en béton armé, et implanté de wilaya de Tipaza, qui fait une partie de la zone III selon les règles (**Art 3.1 RPA 99/ V 2003**).

D'après la classification de ces règles le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (**groupe d'usage 02**) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m (**Art. 3.2 RPA 99/V2003**)

I.3. Caractéristiques géométriques**Tableau I. 1:** Caractéristiques géométriques de bâtiment (en élévation)

Dimensions en élévation	m
Hauteur du RDC :	3.06
Hauteur des étages courants :	3.06
Hauteur totale du bâtiment sans acrotère :	27.54

Tableau I. 2: Caractéristiques géométriques de bâtiment (en plan)

Dimensions en plan	m
Longueur totale du bâtiment :	36.85
Largeur totale du bâtiment :	14.15

I.4. Conception de l'ouvrage

I.4.1. Conception structurelle

Le souci de tous les ingénieurs est de concevoir une structure assurant le maximum de sécurité aux usages et de répondre aux besoins économiques des projets et les différentes bases de critères de cette conception sont :

- L'importance de l'ouvrage,
- L'usage auquel il est destiné
- Le confort souhaitable
- Nature du sol
- Superstructure
- Structure porteuse
- Assurer la stabilité de l'ouvrage.

I.4.2. Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Ils remplissent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

a) Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 60 cm, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (4 à 5 cm) en béton armé.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.

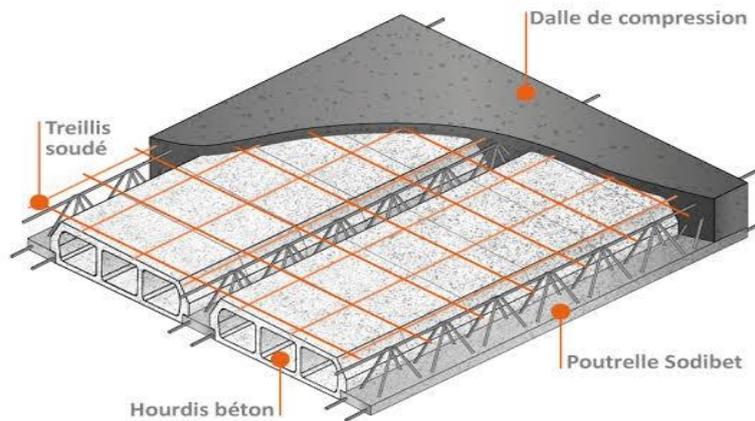


Figure I. 1: Plancher à corps creux

b) Planchers en dalle pleine

Pour certaines zones on utilise des dalles pleines comme dans la dalle de sous-sol et le palier de repos des escaliers.

I.4.3. Poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression avec un moment fléchissant négligeable.

I.4.4. Poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux de la conception structurale de l'ouvrage, conçues pour résister à la flexion. Pour les deux structures on a deux types de poutres : porteuses et non porteuses.

I.4.5. Acrotère

Au niveau de terrasse, on a un acrotère en béton armé d'une hauteur égale à 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

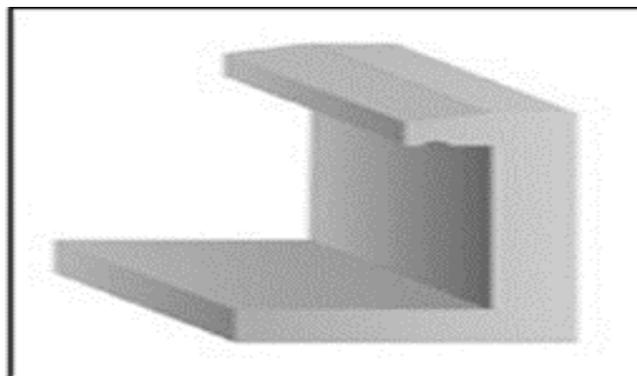


Figure I. 2: Acrotère

I.4.6. Terrasse

Dans notre bâtiment, on a un seul type de terrasse :

- Une terrasse accessible (comble et toiture).

I.4.7. Balcons

Les balcons sont réalisés en :

- Consoles par une dalle pleine en béton armé.
- Dans certaines zones par une dalle en corps creux.

I.4.8. Escalier

Un escalier est une construction architecturale constitué d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder d'un étage à l'autre

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

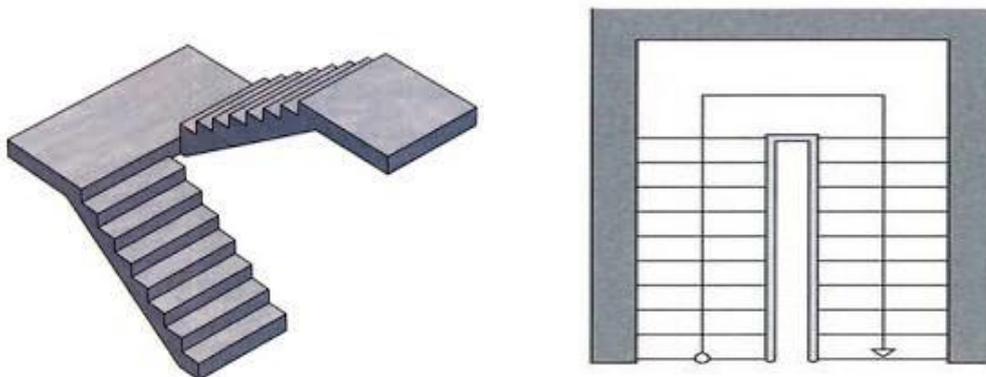


Figure I. 3: Escalier a deux volées.

I.4.9. Ascenseur

Le bâtiment est de hauteur importante, c'est pour cela la conception d'un ascenseur est indispensable afin que les usagés puissent circuler facilement entre les différents étages. Les deux structures possèdent une seule cage d'ascenseur.

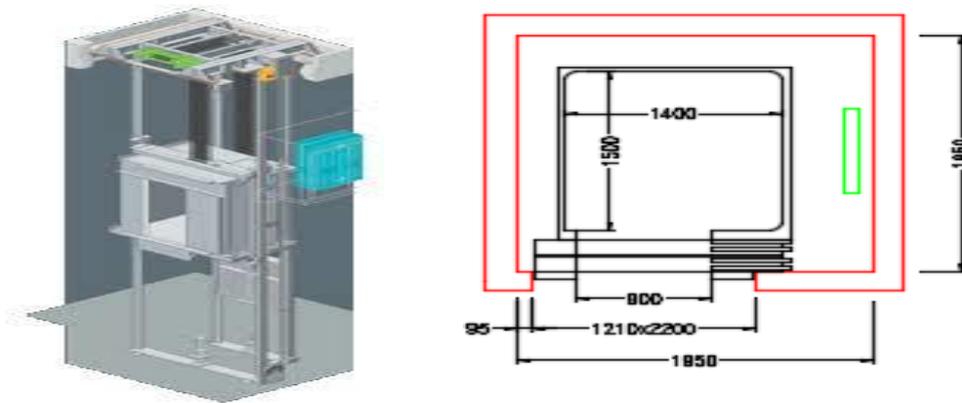


Figure I. 4: Ascenseur.

I.4.10. Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- **Murs extérieurs** : réalisés en doubles cloisons en brique creuse de **15** et **10 cm** d'épaisseur séparées d'une lame d'air de **5 cm**
- **Murs intérieurs** : seront réalisés en simples cloisons de **10 cm** d'épaisseur, ayant comme principale fonction la séparation des espaces et leurs assurer une isolation acoustique.

I.4.11. Revêtement

- Le revêtement du bâtiment est constitué par :
- Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds (e = 2 cm).
- Mortier de ciment (e=3cm). Pour crépissages des façades extérieures.
- Mortier de pose de carrelage (e = 2 cm).
- Lit de sable sous le carrelage de (e = 1 cm)

I.4.12. Caractéristiques du sol

- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Selon la règle (**Art 3.1 RPA 99/V 2003**).
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$
- Le site est considéré comme **meuble** (S3) (**Art 3.3.1 RPA 99/V2003**).

I.5. Caractéristique des matériaux

I.5.1. Le Béton

Le béton est utilisé comme matériau de construction (béton armé ou précontraint) ou de remplissage (génie civil) et même comme élément décoratif (parements, mobilier).

Ce matériau peut varier en fonction de la nature des granulats, adjuvants, colorants, traitements de surface et peut ainsi s'adapter aux exigences de chaque réalisation par ses performances et son aspect. Il résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

a) Composition du béton (BAEL 91 modifié 99 et DTU associés)

Le ciment : se présente sous la forme d'une poudre fine de couleur grise ou blanche. C'est le composant fondamental du béton, puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide. Le ciment utilisé dans la composition est du type : CPJ - CEM II/B42.5

Les granulats : elles sont constituées par les sables, les gravillons et les cailloux. Ils forment le squelette du béton. Par convention, on appelle sables les grains de dimensions comprises entre 0,08 mm et 5 mm, gravillons ceux dont les dimensions sont comprises entre 5 et 25 mm et cailloux ceux dont les dimensions sont supérieures à 25mm.

L'eau : dite eau de gâchage, doit présenter les propriétés d'une eau potable.

Les adjuvants : ce sont des produits ajoutés en faible dose lors du malaxage ou avant la mise en œuvre dans les coffrages du béton afin d'améliorer certaines propriétés.

Ils représentent entre 1 à 3 % du poids du ciment.

b) Résistance du béton (BAEL 91 modifié 99)

❖ Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} .

On utilise le plus souvent la valeur de f_{c28} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16x32) par compression axiale après 28 jours de durcissement

Pour notre présent projet on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

En cas des calculs en phase de réalisation,

On adoptera les valeurs de f_{cj} à (j) jours, à partir de f_{c28} , par les formules suivantes :

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.10 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

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

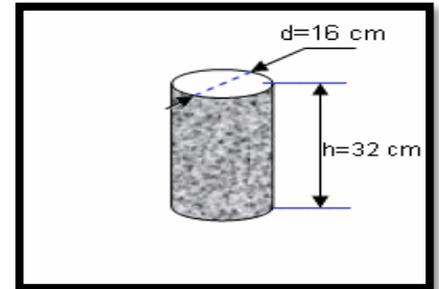


Figure I. 5: Epreuve 16x32.

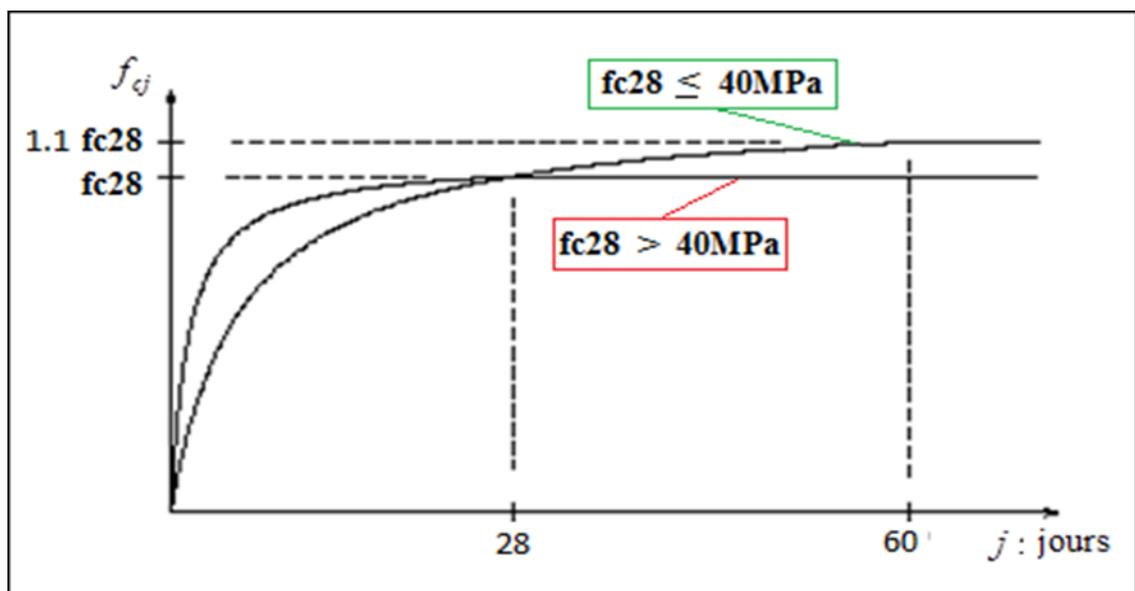


Figure I. 6: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon BAEL 91/(Art 2.1.11) comme suite :

$$j \leq 28: \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ **Résistance caractéristique à la traction** (BAEL91/Art A2. 1. 12)

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Pour $j = 28$ jours $\Rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 2,1 \text{ MPa}$

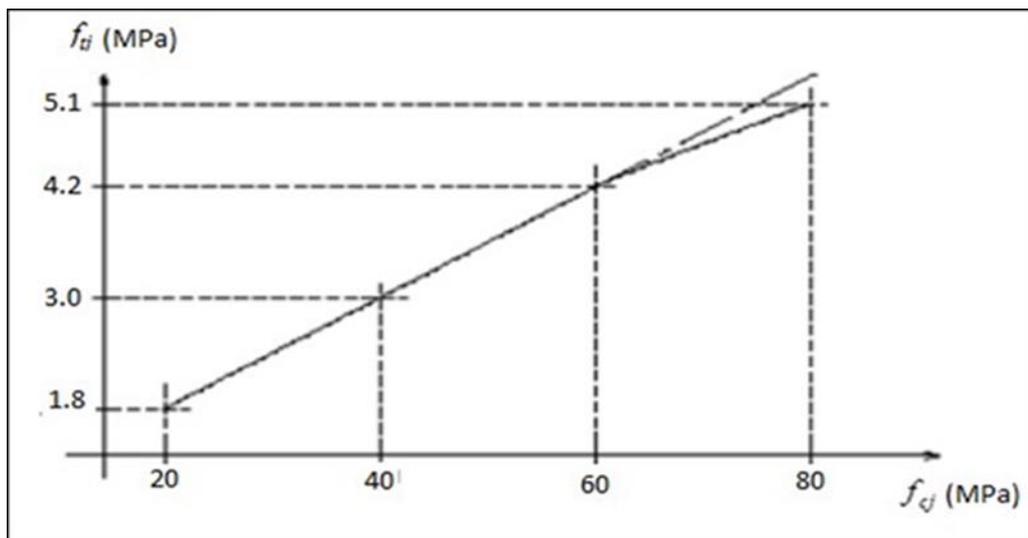


Figure I. 7: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj} .

I.5.2. Déformation du béton

a) **Module de déformation longitudinale** : On distingue deux modules de Young ; instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}) déterminés d'après le BAEL 91

➤ **Module de déformation instantanée** :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (J) jours note E_{ij} est égale à

(Art.A.2 .1. 21 BAEL91): dans notre cas :

$$\begin{cases} E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}} & \dots \dots \dots \text{pour BAEL 91 Art 2.1.21} \\ E_{ij} = 32\,164.2 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

Leur dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage. Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (non-renversement).
- De la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- De la stabilité de forme (non flambement).

Hypothèse de calcul à l'ELU :

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10 ‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple

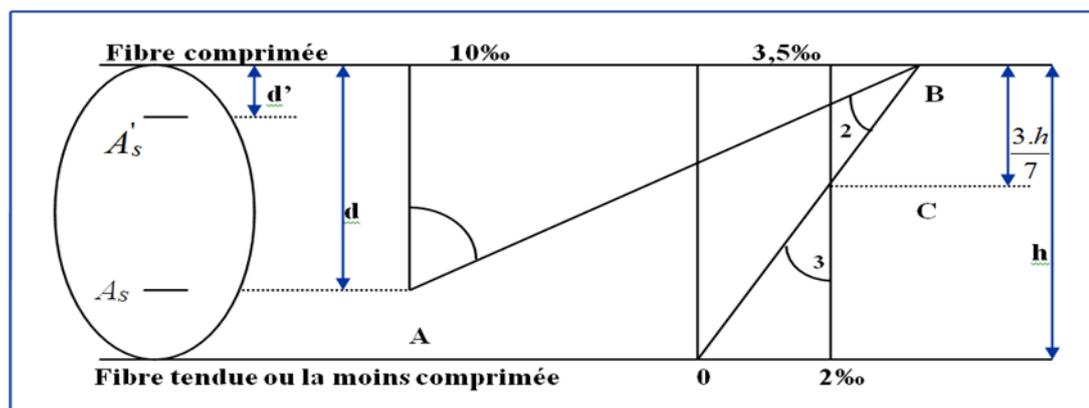


Figure I. 8: Diagramme des déformations limites de la section.

b) Etat limite de service (ELS): (BAEL91/ Art 4.2)

C'est l'état dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et inconfortables
- Pertes d'étanchéité

Hypothèse de calcul à L'ELS :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
 - Le béton tendu est négligé dans les calculs.
 - Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
 - Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention **15 fois** plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$).
- $n = E_s / E_b$: coefficient d'équivalence.

I.6.2. Les contraintes limites

• **À l'état limite ultime (ELU) :**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots \dots \dots (\text{BEAL91.art.A.4.3.41})$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable (S.D)} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

tel que : γ_b = Coefficient de sécurité partiel

θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1,00: \Rightarrow > 24 \text{heures} \\ 0,90: \Rightarrow 1 \text{heure} \leq t \leq 24 \text{heures} \\ 0,85: \Rightarrow < 1 \text{heures} \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On obtient :

$$\begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} & \text{en (S.D)} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} & \text{en (S.A)} \end{cases}$$



Figure I. 9: Diagramme contrainte- déformation du béton.

- **À l'état limite de service (ELS):**

La valeur de la contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (\text{art 4-5 .2 BAEL91})$$

Pour notre cas: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On obtient : $\sigma_{bc} = 0,6 * 25 \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

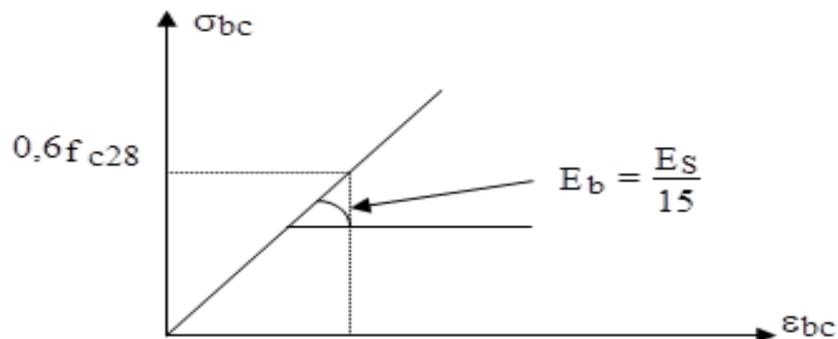


Figure I. 10: Diagramme contrainte-déformation du béton E.L.S.

I.7. Acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élancements faibles. Mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant la rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Selon le RPA99/V2003, les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5%.

I.7.1. Caractéristiques des aciers**a) Caractéristiques géométriques :****Tableau I. 3:** Valeurs de la section et de poids d'acier selon son diamètre

Φ (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm ²)	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,51	8,04	12,57
Poids (kg/m)	0,222	0,395	0,616	0,888	1,208	1,579	2,466	3,854	6,313	9,864

b) Caractéristiques mécaniques :

f_e (résistance caractéristique) = C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰ (limite d'élasticité garantie) en MPa.

Tableau I. 4: Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

TYPES	NUANCE	f_e MPa	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant (étriers, cadres.....etc.)
	F _e E24	235	Epingles de levege des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant (armatures longitudinales)
	F _e E50	500	Emploi courant (armatures longitudinales)
Fils tréfiles HA TYP 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfiles Lisses TYP4	TL50 $\Phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6$ mm	520	(dalles de compression).

- **Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s = 200\ 000$ MPa selon (BAEL 91, Art. A.2.2, 1).

- **Coefficient de Poisson des aciers :**

Le coefficient de Poisson (ν) des aciers est pris égal à 0,3.

c) Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

- **Contrainte limite ultime à l'ELU :**

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier : } f_e = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \end{array} \right.$$

Tel que $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \dots \dots \dots \text{pour la situation durables} \\ \gamma_s = 1,00 \dots \dots \dots \text{pour la situations accidentelles} \end{cases}$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \begin{cases} 348 \dots \dots \dots \text{situation durable} \\ 400 \dots \dots \dots \text{situation accidentelles} \end{cases}$$

• **Diagramme contraintes- déformations :**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante

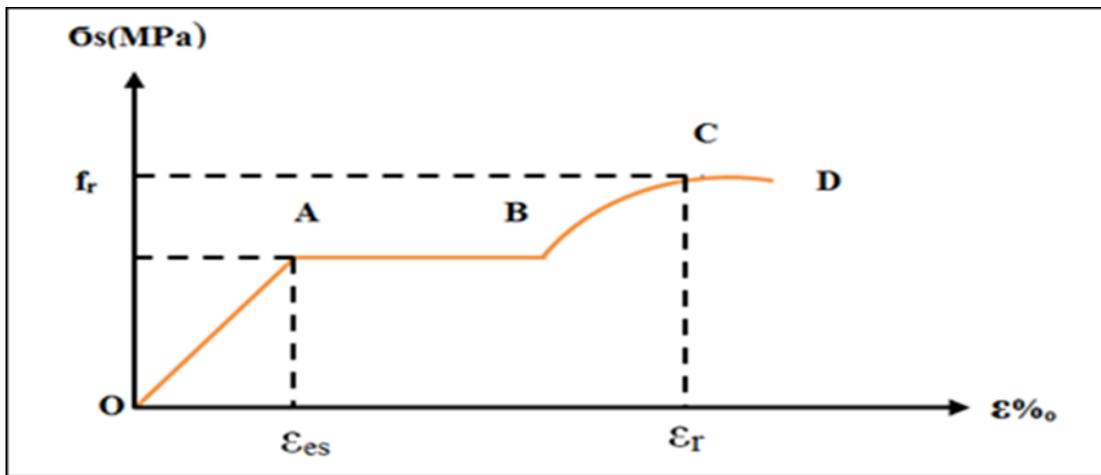


Figure I. 11: Diagramme contrainte déformation de l'acier.

Avec :

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

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone OA : Domaine élastique linéaire.
- Zone AB : Domaine plastique.
- Zone BC : Domaine de raffermissment.
- Zone CD : Domaine de striction

Pour les calculs on utilise le diagramme contrainte-déformation de calcul selon (BAEL91/Art 2.2.2) :

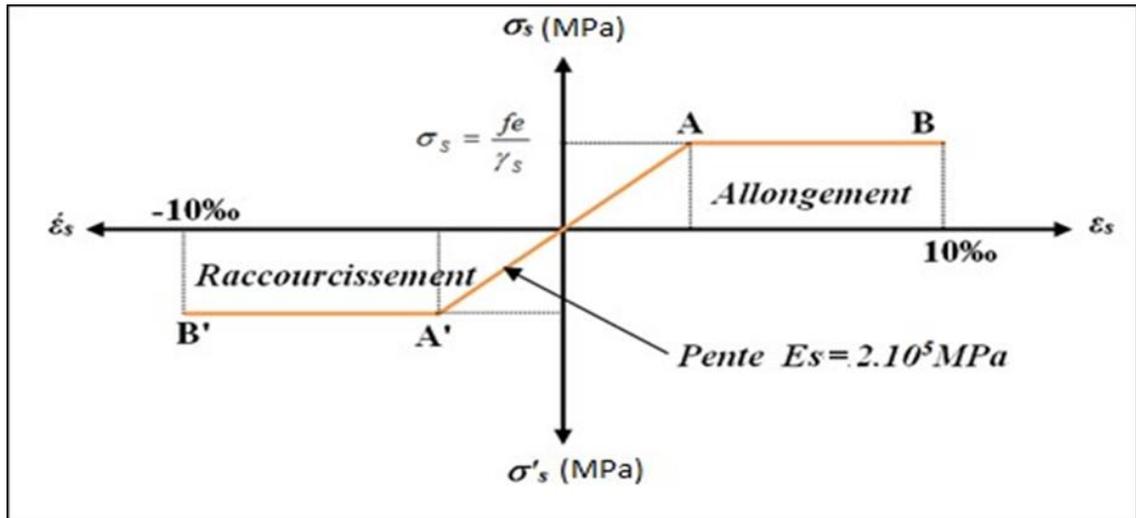


Figure I. 12: Diagramme contraintes- déformations de calcul.

$$\zeta_l = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739 \text{ ‰}$$

$$\zeta_s < \zeta_l \Rightarrow \sigma_s = \zeta_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte limite de service à l'ELS :**

Face au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures. D'après les règles BAEL91 (A.4.5.3), on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peut nuisible :** (BAEL91/Art 4.5.3.2) aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- **Fissuration préjudiciable :** (BAEL91/Art 4.5.3.3) cas des éléments exposés aux

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

intempéries, il y a risque d'infiltration.

n : coefficient de fissuration.

n = 1,6 pour les aciers à haute adhérence (HA) si $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

n = 1,3 pour les aciers à haute adhérence avec $\varnothing < 6 \text{ mm}$

- **Fissuration très préjudiciable :** (BAEL91/Art 4.5.3.4) cas d'un milieu agressif où une

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

n=1pour les rondes lisse (R.L)

n=1,6pour les aciers à Haute Adhérence (HA)

d) Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91) :

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

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

Donc dans notre bâtiment on prend :

I.8. Les actions

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées ou aux déformations imposées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouve dans deux types de situations, à savoir durables et accidentelles, durant lesquelles s'exercent des actions. On distingue :

I.8.1. Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :

- Poids propre des éléments.
- Poussée des terres, ...etc.

I.8.2. Les actions variables (Q_i)

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent) plus les actions de température, du retrait, ...etc.

I.8.3. Les actions accidentelles (F_a)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (séisme, explosion, ...etc.).

I.8.4. Combinaisons d'actions

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définies comme suite :

1. Combinaison du BAEL 91:

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

2 Combinaisons d'actions données par le RPA99 version 2003:

- $G + Q \pm E$ (E : effort de séisme).
- $0,8G \pm E$ (pour les fondations).
- $G + Q \pm 1,2E$ (pour les structures en portiques auto-stables seulement).

I.9. Conclusion

A ce niveau on a défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques qu'on va utiliser lors de la construction, on respecte les règles de BAEL91 modifié 99, et le règlement parasismique algérien (RPA).

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, avant d'entamer tout calcul. Pour cela le *RPA 99 Version 2003, C.B.A 93, DTR B.C.2.2* mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré-dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément horizontal, il assure la transmission des d'exploitations ou autres charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), et les transmet aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles). Dans ce projet, on va opter pour des planchers en corps creux pour les étages courants et en dalle pleine pour les balcons.

II.2.1. Plancher en corps creux

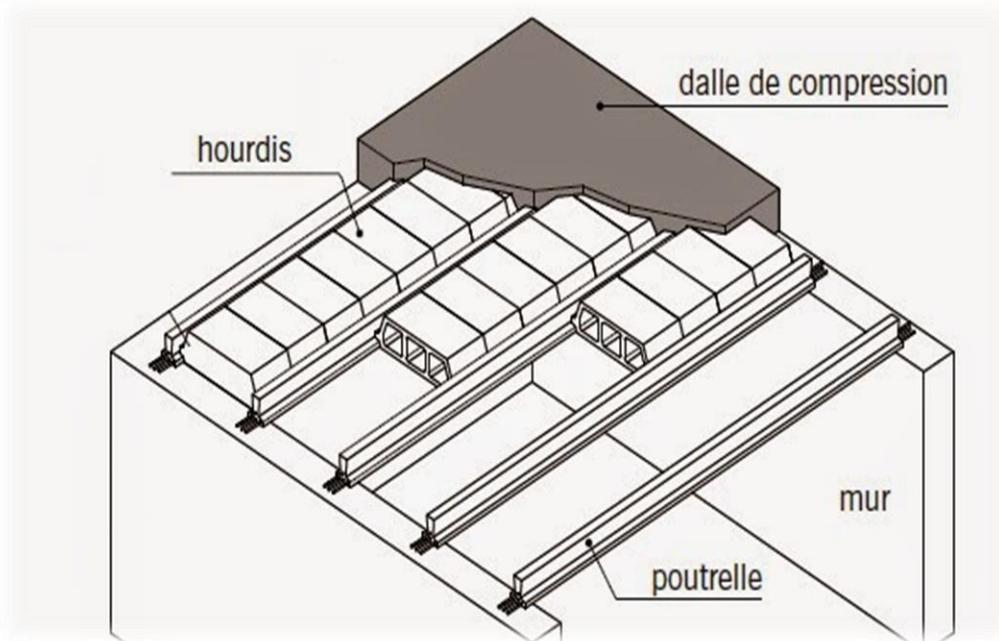


Figure II. 1: Plancher à corps creux

La hauteur du plancher sera déterminée comme suit :

$$h_i = \left(\frac{1}{25}; \frac{1}{20} \right) L \dots\dots\dots (\text{Calcul des ouvrages en BA}).$$

L : la plus grande portée dans le sens secondaire.

Dans notre cas : L = 4.8 m = 480 cm

$$\frac{435}{25} \leq h_t \leq \frac{435}{20} \Rightarrow 17.4 \leq h_t \leq 21.75$$

On opte pour une planche (16+5) cm

$\Rightarrow h_t = 21$ cm

II.2.2. Planchers à dalle pleine

Balcon :

-Résistance au feu :

- $e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

On admet que : $e = 15$ cm

-Isolation phonique :

- La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 13 cm

-Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{pour une dalle reposante sur deux appuis}$$

$$\frac{L_x}{20} \leq e \quad \text{pour une dalle sur un seul appui}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis}$$

➤ **Conclusion :**

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux $e = 21$ cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 5 cm (16+5).
- Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

II.3. Pré dimensionnement des poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

1) Pré-dimensionnement des poutres principales :

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

a) Critère de rigidité :

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

L_{max} : la plus grande portée entre nus de poteaux.

$$\frac{509}{15} \leq h_p \leq \frac{509}{10} \Rightarrow 33.93 \leq h_p \leq 50.9$$

On prend la largeur de la poutre :

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$12 \leq b \leq 28 \Rightarrow b = 30$$

On adopte pour la largeur de la poutre principale : **b=30**

b) Vérification des conditions du (Art 7.5.1RPA 99/V2003) :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

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

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Conclusion : la section des poutres principales (30×40) cm .

2) Pré-dimensionnement des poutres secondaires :**a) Critère de rigidité :**

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

L_{max} : la plus grande portée entre nus de poteaux.

$$\frac{480}{15} \leq h_p \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \leq h_p \leq 48$$

On prend la largeur de la poutre :

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow b = 30$$

On adopte pour la largeur de la poutre principale : **b=30**

b) Vérification des conditions du (Art 7.5.1 RPA 99/V2003) :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} \leq 1.17 \leq 4 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Conclusion : la section des poutres principales (30×35) cm .

II.4. Evaluation des charges et surcharges

II.4.1. Charges permanentes

Charges permanentes :

1. Plancher terrasse inaccessible :

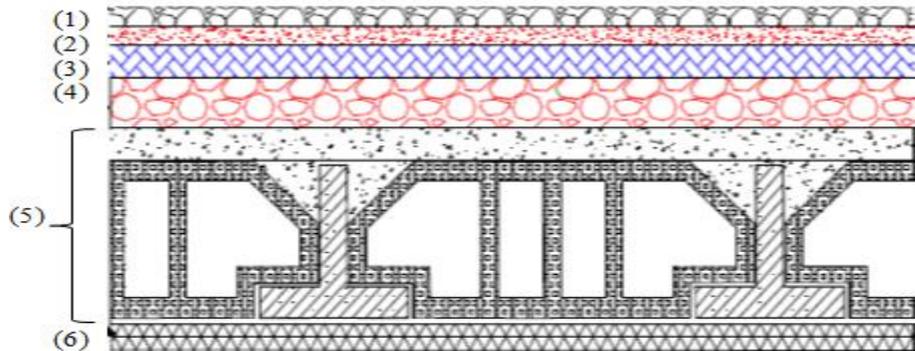


Figure II. 2: Coupe transversale du plancher terrasse à corps creux.

Tableau II. 1: Evaluation des charges du plancher terrasse.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids G(kN/m ²)
1.Plancherà corps creux (16+5)	0,21	2,90
2.Gravillondeprotection	0,05	1,00
3.Multicouched'étanchéité	0,02	0,12
4.Formedepente	0,10	2,20
5.Isolationthermique	0,04	0,16
6.Enduitdeplâtre	0,02	0,20
Total charges permanents G		6,58
Total charges Exploitations Q		1,00

2. Plancher étage courant :

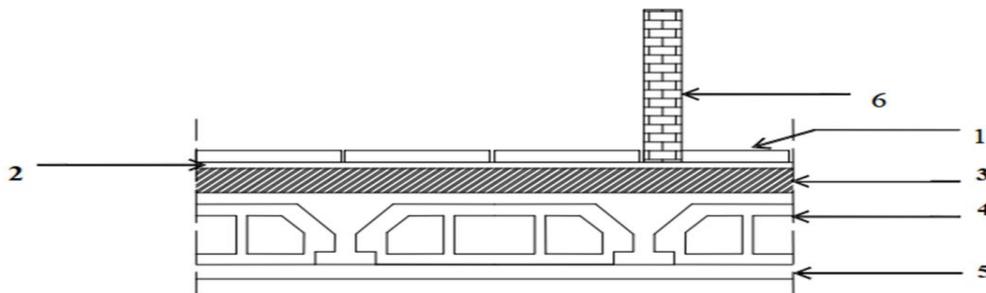


Figure II. 3: Coupe transversale du plancher étage courant

1) Dalle en corps creux

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids G(kN/m ²)
1.Carrelage	0,02	0,40
2.Mortierdepose	0,02	0,40
3. Litde Sable	0,03	0,54
4.Plancherà corps creux (16+5)	0,21	2,90
5.Enduitdeplâtre	0,02	0,20
6.Cloisonsdeséparation	0,05	1,00
Total charges permanents G		5,44
Total charges Exploitations Q		1,50

2) Balcon:(Dalle pleine)

Tableau II. 2: Evaluation des charges du plancher étage courant

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids G(kN/m ²)
1.Carrelage	0,02	0,40
2.Mortierdepose	0,02	0,40
3. Litde Sable	0,03	0,54
4. Dalle pleine	0,15	3,75
5.Enduitdeciment	0,02	0,4
Total charges permanents G		5,49
Total charges Exploitations Q		3,50

3) Maçonnerie :

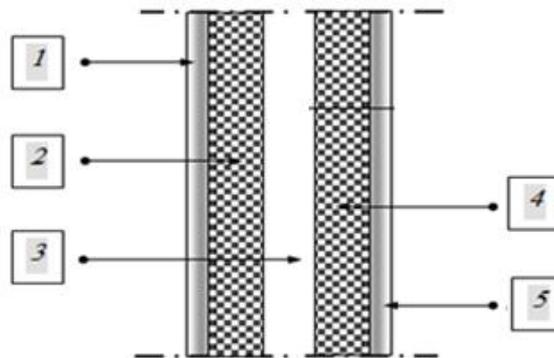


Figure II. 4: Constitution du mur extérieur.

➤ Murs extérieurs à double cloison :

Tableau II. 3: Evaluation des charges dans les murs extérieurs

Désignation des elements	Epaisseur (m)	PoidsG(kN/m ²)
1.Enduitenciment	0,02	0,4
2.Briquecreuse	0,15	1,35
3. Lamé d'aire	0,05	0,00
4.Briquecreuse	0,10	0,90
5.Enduitenplâtre	0,02	0,20
Total charges permanents G		2,85

4) Murs intérieurs

Tableau II. 4: Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

Designation des elements	Epaisseur (m)	Poids G(kN/m ²)
1.Briquecreuse	0,10	0,90
5.Enduitenplâtre	0,02	0,20
Total charges permanents G		1,10

5) Acrotère :

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de $G_1 = \rho_b \times S$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

- La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$G_1 = (0.069 \times 2500) = 1.72 \text{ KN/ml}$$

- Le poids des enduits au ciment (e=2cm) :

$$G_2 = 0.02 \times (0.6 + 0.10 + 0.45 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.08) \times 20 = 0.604 \text{ KN/ml}$$

- Le poids total de l'acrotère : $G_1 + G_2$

$$G = 2.324 \text{ kN/ml}$$

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

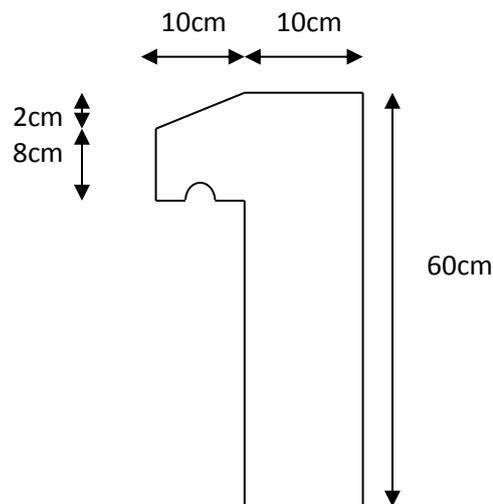


Figure II. 5: Dimensions de l'acrotère

II.4.2. Charges d'exploitation

Vu la nature des planchers et leur usage, et selon l'utilisation de notre bâtiment, on distingue les charges d'exploitation :

- | | |
|------------------------------------|--------------------------|
| - Acrotère (main courante) | Q= 1,0 kN/ml |
| - Plancher terrasse (inaccessible) | Q= 1,0 kN/m ² |
| - Plancher a usage habitation | Q= 1,5 kN/m ² |
| - Escaliers | Q= 2,5 kN/m ² |
| - Balcon | Q= 3,5 kN/m ² |

II.5. Prédimensionnement des voiles

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **RPA99 version2003**, Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant la totalité des efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant les contres vêtements ont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

➤ **D'après cet article :**

« Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles. »

Avec :

- L: porté du voile.
- e: épaisseur du voile.

« L'épaisseur minimale est de 15 cm », l'épaisseur doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités du voile comme indiquée sur les figures suivantes :

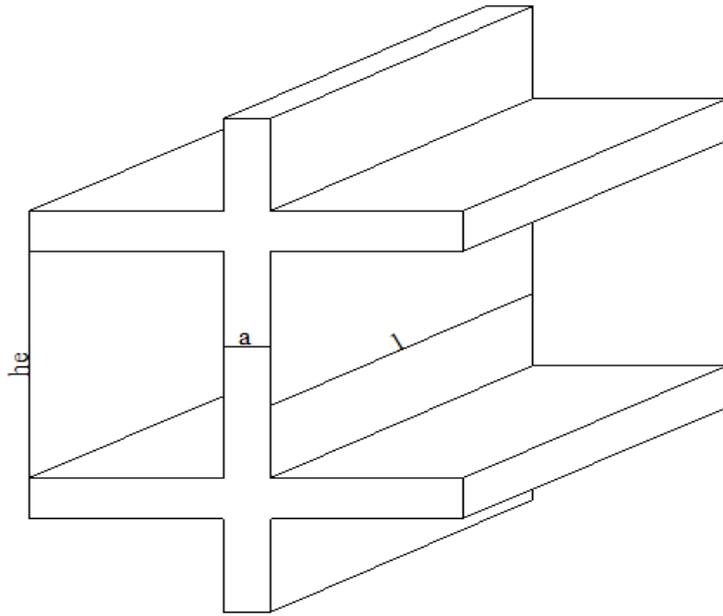


Figure II. 6: Coupes de voiles en plan

✓ L'épaisseur des voiles doit être satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

a : épaisseur de voile

h_e : la hauteur libre d'étage

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = 13,05cm$$

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [2] :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 13,05cm \right\} \rightarrow a_{\min} = 15 \text{ cm.}$$

Conclusion : On opte pour des voiles de dimension $a = 15cm$.

II.6. Prédimensionnement des poteaux**II.6.1. Etapes de pré dimensionnement (calcul)**

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la Compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le (*RPA99 version 2003*).
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions d'effort normal réduit.

II.6.2. Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1)$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1 : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

II.6.3. Dimensionnements des Poteaux**II.6.3.1. Détermination de la section**

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression).

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

➤ α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour} \quad \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$;

On prend $L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times h_e$

$$\lambda = \frac{(3,5 \times 0,5 \times h_o)}{a}$$

a : Dimension de la section du béton du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration de la section du béton seul avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement.

B : Aire totale de la section du poteau.

➤ A_s : section d'acier minimale.

➤ B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

$$\text{Poteau rectangulaire} \quad B_r = (a - 0,02) \cdot (b - 0,02) \quad \text{m}^2.$$

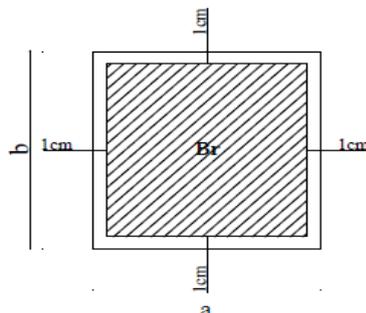


Figure II. 7: Section réduite du poteau rectangulaire.

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br ,

On obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} B_r \geq 0,66 N_u \\ [N_u] : [MN] \\ [B_r] : [m^2] \end{array} \right.$$

II.6.3.2. Vérification de la section

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le *RPA 99 version 2003* (zone III).

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 30cm \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

Avec (a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b)

II.6.4. Dégression des surcharges

Q: Charge d'exploitation

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1)$

Avec : n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

(Q_1): Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Tableau II. 5: Dégression des surcharges

Niveau des plancher	Charge d'exploitation	Formule	S(m ²)	Q (kN)
Terrasse	1	Q_0	15.56	15.56
8 ^{ème}	1.5	Q_0+Q_1	15.56	38.9
7 ^{ème}	1.5	$Q_0+0.95(Q_1+ Q_2)$	15.56	59.91
6 ^{ème}	1.5	$Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)$	15.56	78.58
5 ^{ème}	1.5	$Q_0+0.85(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$	15.56	94.92
4 ^{ème}	1.5	$Q_0+0.8(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4 + Q_5)$	15.56	108.92
3 ^{ème}	1.5	$Q_0+0.75(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4 + Q_5+ Q_6)$	15.56	120.59
2 ^{ème}	1.5	$Q_0+0.714 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4 + Q_5+ Q_6 + Q_7)$	15.56	137.77
1 ^{ème}	1.5	$Q_0+0.687 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	15.56	143.84
RDC	1.5	$Q_0+0.667 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4 +Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8+ Q_9)$	15.56	155.46

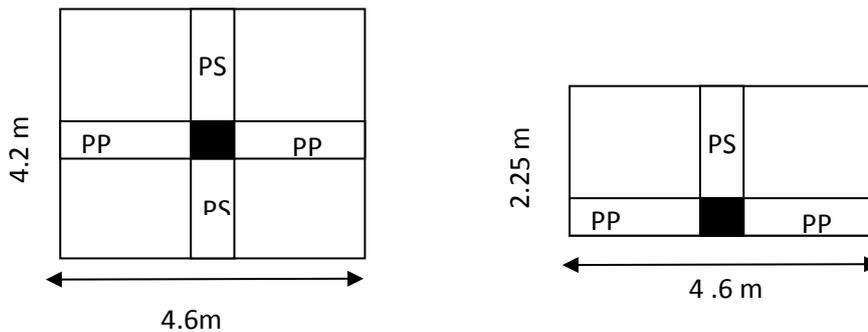


Figure II. 8: Surface reprise par le poteau central

➤ Calcule des différents poids

Tableau II. 6: Différents poids

Niveau	Elément	G(KN)	Total
Terrasse	Plancher terrasse	$6.58 \times 15.56 = 102.39$	137.51
	Poutre principale	$0.4 \times 0.3 \times 4.45 \times 25 = 13.35$	
	Poutre secondaire	$0.35 \times 0.3 \times 4.45 \times 25 = 11.68$	
	Poteau	$(0.45 \times 0.45) \times 3.06 \times 25 = 12.24$	
Niveau 8^{ème} 1^{ème}	Plancher étage courant	$5.95 \times 15.56 = 86.98$	121.27
	Poutre principale	11.62	
	Poutre secondaire	10.43	
	Poteau	12.24	
RDC	Plancher étage courant	103.16	143.93
	Poutre principal	11.62	
	Poutre secondaire	10.43	
	Poteau	$(4.08 - 0.4) \times 0.45 \times 0.45 \times 25 = 18.63$	

➤ La descente des charges des poteaux centraux.

Tableau II. 7: Descente des charges du poteaux centraux

Niveau	Désignation des élément (KN)	G(KN)	G cumul(KN)	Q cumulé (KN)	N_u (KN)
Terrasse	Plancher terrasse ↪103.16 Poutre principale↪ 11.68 Poutre secondaire↪10.43 Poteau ↪12.24	137.51	137.52	15.56	208.98
8 ^{ème}	Plancher étage courant↪86.98 Poutre principale↪ 11.68 Poutre secondaire↪10.43 Poteau ↪12.24	121.27	275.02	38.90	429.63
7 ^{ème}	Plancher étage courant↪86.98 Poutre principale↪ 11.68 Poutre secondaire↪10.43 Poteau ↪12.24	121.27	396.29	59.91	624.86
6 ^{ème}	Plancher étage courant ↪86.98 Poutre principale↪ 11.68 Poutre secondaire↪10.43 Poteau ↪12.24	121.27	517.56	78.58	816.58
5 ^{ème}	Plancher étage courant ↪86.98 Poutre principale↪ 11.68 Poutre secondaire↪10.43 Poteau ↪12.24	121.27	638.83	94.92	1004.80
4 ^{ème}	Plancher étage courant ↪86.98 Poutre principale↪ 11.68 Poutre secondaire↪10.43 Poteau ↪12.24	121.27	760.10	108.92	1089.52
3 ^{ème}	Plancher étage courant ↪86.98 Poutre principale↪ 11.68 Poutre secondaire↪10.43 Poteau ↪12.24	121.27	881.37	120.59	1370.73
2 ^{ème}	Plancher étage courant ↪86.98 Poutre principale↪ 11.68 Poutre secondaire↪10.43 Poteau ↪12.24	121.27	1002.64	137.77	1560.22
1 ^{ème}	Plancher étage courant ↪86.98 Poutre principale↪ 11.68 Poutre secondaire↪10.43 Poteau ↪12.24	121.27	1123.91	143.84	1733.04
RDC	Plancher étage courant ↪103.16 Poutre principale↪ 11.68 Poutre secondaire↪10.43 Poteau ↪18.63	143.9	1245.18	155.46	1914.18

Tableau II. 8: Choix final des poteaux centraux.

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	Le choix (cm)	Min RPA (cm)	Obs
Terrasse	137.51	15.56	208.98	137.93	13.74	30*30	30*30	OK
8 ^{ème} Etage	275.02	38.9	429.63	283.56	18.84	30*30	30*30	OK
7 ^{ème} Etage	396.29	59.91	624.86	412.41	22.31	30*30	30*30	OK
6 ^{ème} Etage	517.56	78.58	816.58	538.94	25.22	30*30	30*30	OK
5 ^{ème} Etage	638.83	94.92	1004.80	663.17	27.75	30*30	30*30	OK
4 ^{ème} Etage	760.1	108.92	1089.52	719.10	28.82	35*35	35*35	OK
3 ^{ème} Etage	881.37	120.59	1370.73	904.68	32.08	35*35	35*35	OK
2 ^{ème} Etage	1002.64	137.77	1560.22	1029.75	34.09	40*40	40*40	OK
1 ^{ème} Etage	1123.91	143.84	1733.04	1143.81	35.82	40*40	40*40	OK
RDC	1245.18	155.46	1914.18	1263.36	37.54	40*40	40*40	OK

C. Vérification de critère de résistance :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{MPa}$$

Tableau II. 9: Vérification du critère de résistance du poteau central.

Etages	NU[KN]	B [cm ²]	NU/B [MPa]	Conditions
Terrasse	208.98	30 *30	2.32	Vérifiée
8 ^{ème} étage	429.63	30*30	4.77	Vérifiée
7 ^{ème} étage	624.86	30*30	6.94	Vérifiée
6 ^{ème} étage	816.58	30*30	9.07	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1004.80	30*30	11.16	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1089.52	35*35	8.89	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1370.73	35*35	11.19	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1560.22	40*40	9.75	Vérifiée
1 ^{ème} étage	1733.04	40*40	10.83	Vérifiée
RDC	1914.18	40*40	11.96	Vérifiée

Vérification ELS :

Tableau

II. 10:

Etages	Choix	Ns	$\frac{Ns}{1.5B}$	0.6c28 (MPa)	Conditions
Terrasse	30 *30	153.07	1.13	15	Vérifiée
8 ^{ème} étage	30*30	313.92	2.33	15	Vérifiée
7 ^{ème} étage	30*30	456.2	3.38	15	Vérifiée
6 ^{ème} étage	30*30	496.14	4.42	15	Vérifiée
5 ^{ème} étage	30*30	733.75	5.44	15	Vérifiée
4 ^{ème} étage	35*35	869.02	4.73	15	Vérifiée
3 ^{ème} étage	35*35	961.96	5.23	15	Vérifiée
2 ^{ème} étage	40*40	1140.41	4.75	15	Vérifiée
1 ^{ème} étage	40*40	1267.75	5.28	15	Vérifiée
RDC	40*40	1400.64	5.83	15	Vérifiée

vérification poteaux centraux à l'ELS

II.6.5. Vérification des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable de la sollicitation.

Il faut vérifier l'élancement des poteau : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7L_0$) (poteau encastres à la bas et articuler),

i: rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$);

L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{xx} = \frac{hb^3}{12}$, $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{x,y} = \frac{\pi D^2}{64}$)

Dou :

Poteau 40*40 : $L_0 = 4.08 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 24.76 < 50$.condition vérifiée

Poteau 35*35 : $L_0 = 4.08 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 28.28 < 50$.condition vérifiée

Poteau 30*30 : $L_0 = 3.06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 24.73 < 50$.condition vérifiée

II.7. Pre-dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 du RPA99/V 2003)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges des charges verticales. Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'RPA 99/V2003.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq \max(15\text{cm}; \frac{h_e}{22})$$

Pour le RDC : $h_e = 408 - 21 = 387\text{cm}$.

$$a \geq \max(15\text{cm} ; 17.59)$$

$$a \geq 17.59 \text{ cm}$$

Pour les autres étages : $h_e = 306 - 21 = 285\text{cm}$.

$$a \geq \max(15\text{cm} ; 12.95)$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

On adoptera : $a=20\text{cm}$ pour l'ensemble des étages.

CHAPITRE III
Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

La construction est ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories. Eléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaire (les différents planchers, les escaliers, l'acrotère).

Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (B.A.E.L 91, C.B.A 93, RPA/2003).

III.2. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encadrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F P) et une charge horizontale (Q) due à la main courante

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{ cm}$
- Hauteur $H=60\text{ cm}$
- Epaisseur $e=10\text{ cm}$

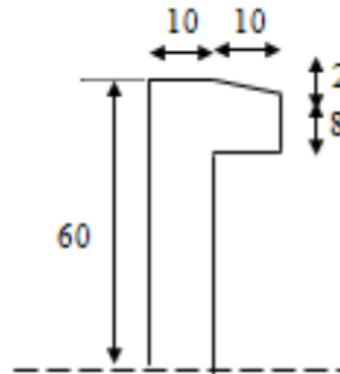


Figure III. 1: Dimensions de l'acrotère.

Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

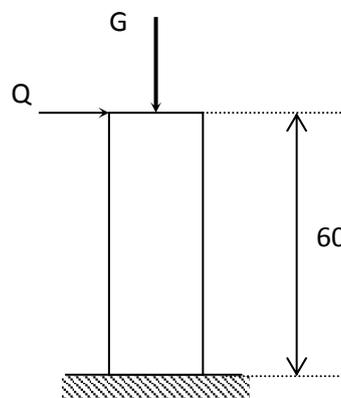


Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère.

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

- Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=14\text{kN/m}^3$) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{me} = 14 \times 0,02 \times (60 \times 2 + 30) \times 10^{-2} = 0,42 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G=2,324\text{kN/ml}}$$

b. Charge d'exploitation :

$Q=1,00\text{kN/ml}$ (main courante).

- **L'action des forces horizontales (F_p) :**

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4AC_pW_p$ [2]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$].....groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère =2,145 kN.

$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,145=1,716$ kN.

$Q_u=\text{Max}(1,5Q ; F_p)$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,716\text{kN} \\ 1,5Q = 1,5\text{kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,716\text{kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$G=2,145$ kN/ml et $Q=1,716$ KN/ml

Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u=1,35G=2,896 \text{ kN}$$

$$M_u=1,5Q_hh=1,544 \text{ kNm}$$

$$T_u=1,5Q_h=2,574 \text{ kN}$$

E.L.S:

$$N_{ser}=G=2,145 \text{ kN}$$

$$M_{ser}=Q_hh=1,03\text{kNm}$$

$$T_{ser}=Q_h=1,716\text{kN}$$

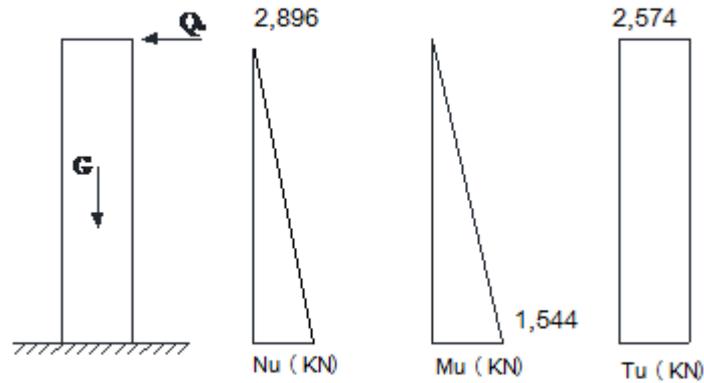


Figure III. 3: Diagrammes des efforts à l'ELU.

Ferraillage de l'acrotère:

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

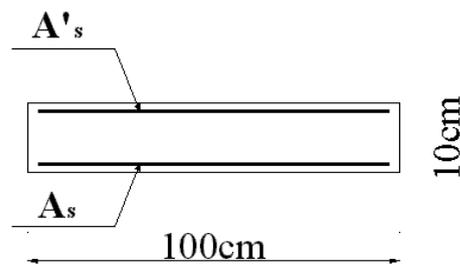


Figure III. 4: Coupe horizontale d'un acrotère.

•Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,544}{2,896} = 53,31\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{array} \right\}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

•Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,631\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,018$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,023$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,93\text{cm}$$

$$\mu = 0,018 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\text{‰} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435\text{MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 47,28\text{mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 40,62\text{mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,41\text{cm}^2 \end{cases}$$

Vérification de la section d'acier selon « bael 91 modifié 99 » [1] :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_e = 500\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; d = 8\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1\text{cm}^2 ; 0,97\text{cm}^2 \} = 1\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 5T8 = 1,51 cm²

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425\text{cm}^2$$

$$\text{On choisi 4T8} = 2,0\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{60 - 10 - 4}{3} \approx 15\text{cm}$$

Vérification à L'E.L. S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48cm$$

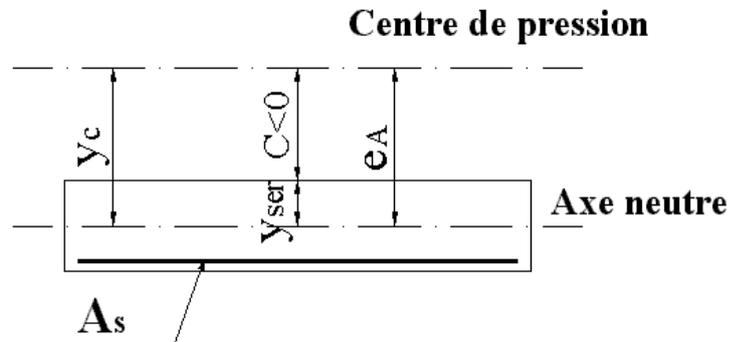


Figure III. 5: position de centre de pression.

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 51cm \Rightarrow C = -43cm \quad (C < 0)$$

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [1], on doit donc résoudre l'équation suivante :

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

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5537,82 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 158132,72 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1,54.10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,28cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 46,13cm$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 39,16cm$$

La solution qui convient est : $y_c=46,13cm$

Car : $0 < y_{ser}=y_c+c < d$

$$0 < y_{ser}=46,13-43=3,13cm < 8 cm$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,13cm \\ y_c = 46,13cm \end{cases}$$

•Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 1659,48cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

•Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,145.10^3 \times 46,13.10}{1659,48.10^4}\right) \times 31,3 = 1,866MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 250 \text{MPa} \dots\dots\dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 43,55 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 10,11 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}\} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,574 \cdot 10^3}{80 \cdot 10^3} = 0,032 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

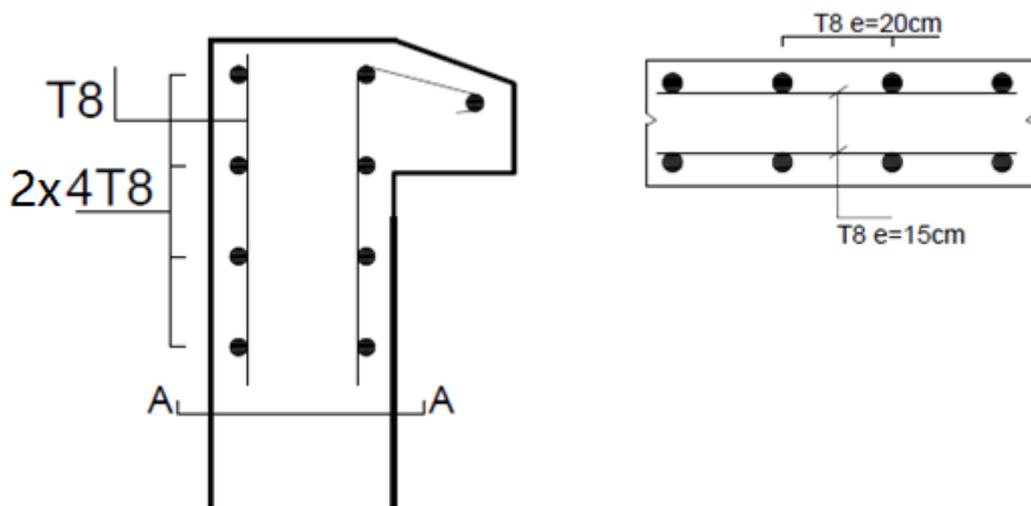


Figure III. 6: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Etude des planchers**III.3.1. Introduction**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.3.2. Plancher en corps creux

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

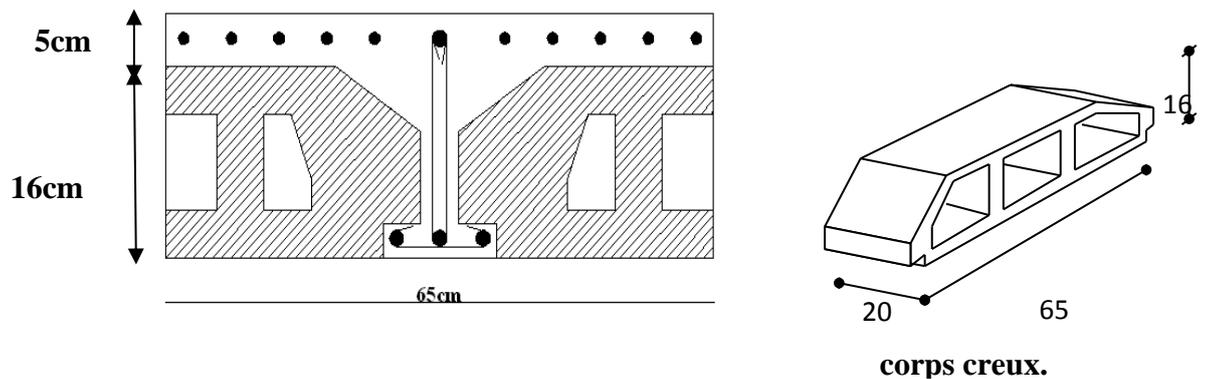


Figure III. 7: Coupe du plancher en corps creux

a. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastree aux poutres de rives.

a.1. Dimensions des poutrelles :

Les poutrelles forment avec la dalle une section en 'T', la hauteur de la nervure est égale à la hauteur de la planche.

$$\text{On a: } h_t = 25 \text{ cm; avec } h_0 = 5 \text{ cm; } h = 20 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } b_0 = 12 \text{ cm, } b = 65 \text{ cm}$$

$$c = (b - b_0) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

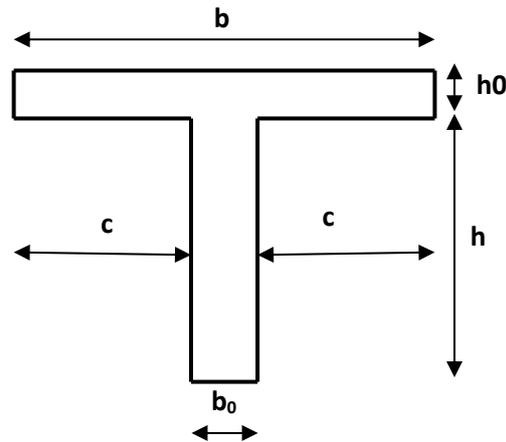


Figure III. 8: Dimensions de la poutrelle.

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6) \cdot h = (8,4; 12,6) \text{ cm. On a adopté } b_0 = 12 \text{ cm.}$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm.}$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$L_y = 480 - 30 = 450 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}; \frac{450}{10}\right) = 26,5 \text{ cm.} \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm.}$

III.3.3. Calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression

* **1^{ère} étape :** Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L = 4,50 \text{ m}$

- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$.

III.3.4. Calcul des moments

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode forfaitaire :

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire ; cette méthode n'est applicable que si les quatre «04 » conditions suivantes sont remplies :

- 1)- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5KN/m^2; 2G)$.
- 2)- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées. → vérifié
- 3)- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \quad \rightarrow \text{non vérifié}$$

- 4)- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

Donc : la méthode forfaitaire non applicable.

b. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :

➤ **Moment sur appuis :**

$M_a = 0.15M_0$ Appuis de rive.

$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$ Appuis intermédiaires.

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

➤ **Moment en travée :** $M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;
- $(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
- q_w : charge répartie à gauche de l'appuis considérée;
- q_e : charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appuis, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

- $l' = l$pour une travée de rive
- $l' = 0,8l$pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

➤ **Effort tranchant :**

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

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

c. Méthode des éléments finis « ETABS »

Les moments, et les efforts tranchants seront calculés A l'aide du logiciel ETABS

. Etapes de calcul des poutrelles :

* **1^{ère} étape :** Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L=4.50 m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$.

➤ **Evaluation des charges :**

• **Charges permanentes :**

1-Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15kN/ml$

2-Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82kN/ml$

$$\Sigma G = 1,97kN/ml$$

• **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 kN/ml$$

Combinaison des charges :

$$E.L.U : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,64kN/ml$$

$$E.L.S : q_{ser} = G + Q = 2,62kN/ml$$

❖ **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (4,50)^2}{8} = 9,21kNm$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,59 \times (5,25)^2}{8} = 6,55kNm$$

❖ **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U $M_u=9,21kNm$; $b=12cm$; $d=4,5cm$;

$$\sigma_{bc}=14,17Mpa$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 2,67 > \mu_R=0,371 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

* **2^{ème} étape :** Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

III.3.5. Evaluation des charges revenantes aux poutrelles

Plancher terrasse :

- **Charge permanentes :**

$$G=6.63 \times 0,65=4,30 \text{ kN/ml.}$$

- **Surcharges d'exploitation :**

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml.}$$

Plancher courant :

- **Charge permanente :**

$$G=5,59 \times 0,65=3,63 \text{ kN/ml.}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml.}$$

Combinaison des charges :

- **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,78 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}}=G+Q=4.95 \text{ kN/ml.}$$

- **Plancher courant :**

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,36 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}}=G+Q=4,60 \text{ kN/ml.}$$

Plancher courant(service) :

- **Charge permanente :**

$$G=5,68 \times 0,65=3,69 \text{ kN/ml.}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=2,5 \times 0,65=1.625 \text{ kN/ml.}$$

- **Plancher courant(service) :**

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=7.33 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}}=G+Q=5.25\text{kN/ml.}$$

Plancher courant(commerce) :

➤ **Charge permanente :**

$$G=5,59 \times 0,65=3,63\text{kN/ml.}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q= 5 \times 0,65=3.25\text{kN/ml.}$$

➤ **Plancher courant(commerce) :**

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=9.78\text{kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}}=G+Q=6.88\text{kN/ml}$$

Conclusion :

Le plancher courant (commerce) est le plus sollicité.

❖ **Calcul des efforts internes :**

Poutrelle à trois travées :

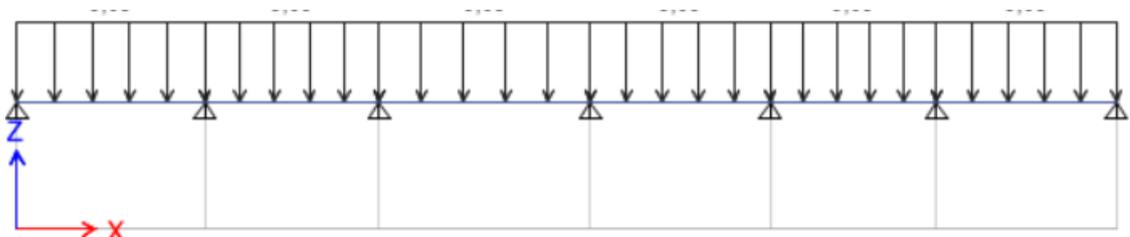


Figure III. 9: Schéma statique de la Poutrelle à sept travées.

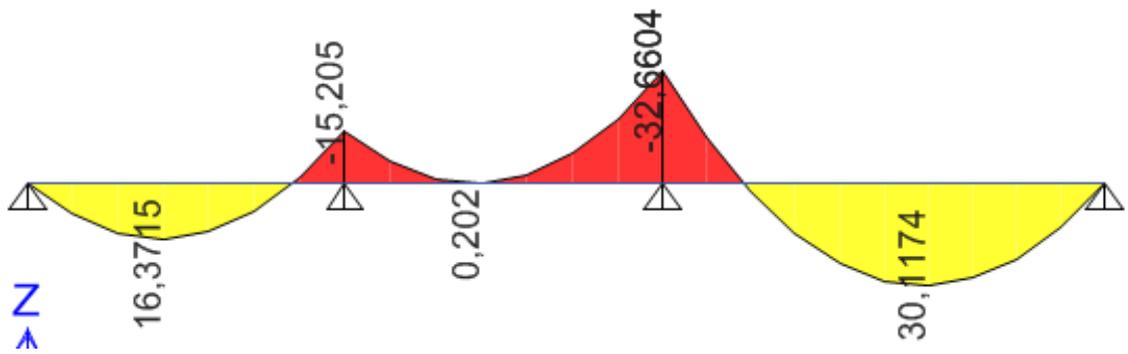
Méthode : élément finis (ETABS)

Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

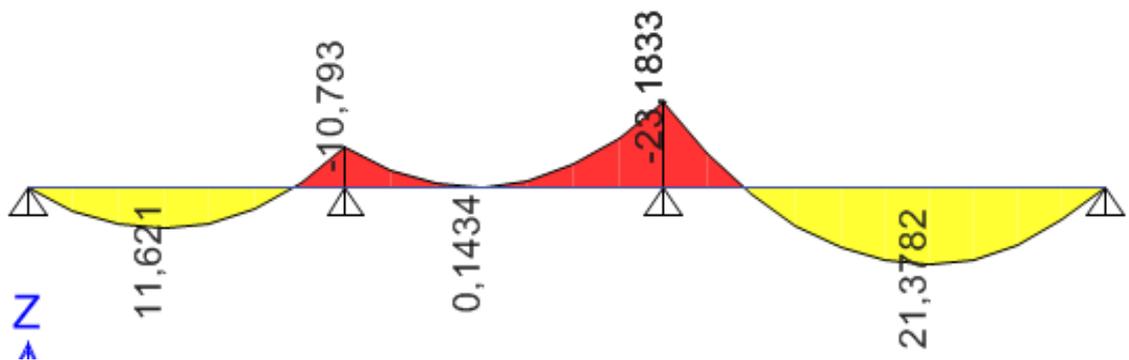
(4m- 4m- 5.55m).

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

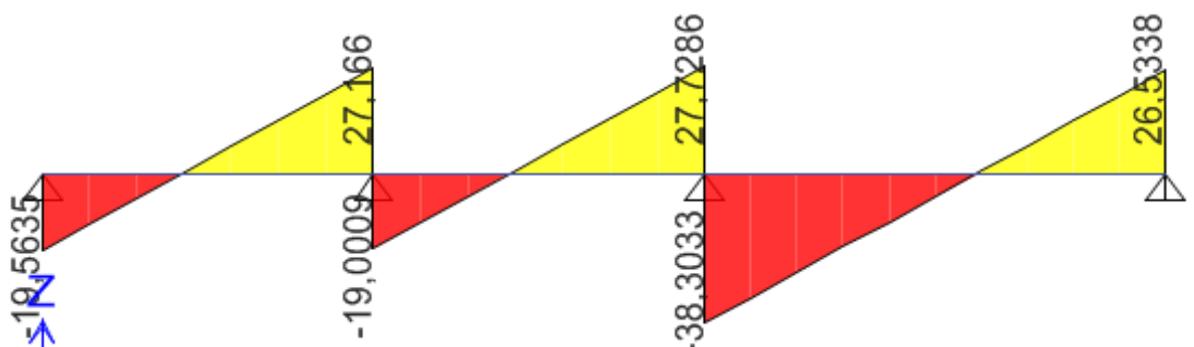


ELS :



Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



ELS :

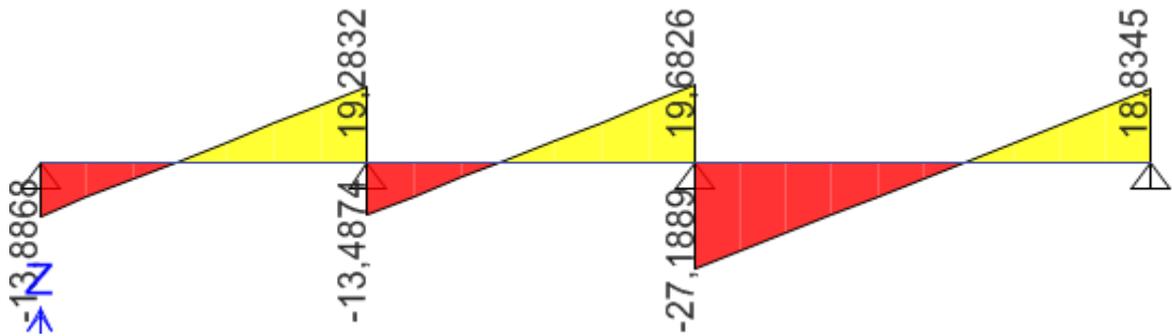


Figure III. 10: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 03 travées.

❖ **Calcul du ferrailage :**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 30.11 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 32.66 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 38.30 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 21.37 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 23.18 \text{ kNm}$$

$$T_s^{\max} = 27.18 \text{ kN}$$

❖ **Ferrailage en travée :**

$h = 25 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 22.5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$;
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 92.1kNm$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III. 1: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
30.11	0,06	Oui	0	0,08	21.74	Oui	10‰	435	3.18

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,41 \text{ cm}^2 ; 3.18 \text{ cm}^2 \} = 3.18 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 ($A_s = 3.39 \text{ cm}^2$)

❖ **Ferrailage sur appuis :**

On a: $M_{au}^{\max} = 32.66kNm < M_{tab} = 92.1kNm$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b_0xh) en flexion simple.

Tableau III. 2: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{Ua}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
32.66	0,043	Oui	0	0,054	18,49	oui	10‰	435	3.49

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41\text{cm}^2$$

$$A_s = 3.49 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.41\text{cm}^2$$

Choix : 2T14+1T10 ($A_s = 3.87 \text{ cm}^2$)

➤ **Vérifications :**

Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 38,30 \text{ kN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \bar{d}_u} = 1,41 < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

Au voisinage des appuis :

• **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 38.30 \text{ kN}$

$$\sigma_b = \frac{38.30 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 1.57\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 3.87\text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,88\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

Avec : $T_u = 38.57 \text{ kN}$ (appuis de intermédiaires)

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9b_0d\frac{f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{38,30 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 1,57 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

La fissuration étant préjudiciable, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **Détermination de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s \cdot d + A'_s \cdot c') = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\left\{ \begin{aligned} & b_0 y^2 + [2(b - b_0)ht + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)ht^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ & I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)ht^3}{12} + (b - b_0)ht \left(y - \frac{ht}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{aligned} \right.$$

Tableau III. 3: Vérification de la contrainte de béton.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	21.37	3.39	15	5.55	Vérifiée
Appuis	23.18	3.87	15	5.77	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

h =25cm ; b₀=12cm ; d=22.5cm ; L=4.5 m ; M_{ter}=21.53kNm ; A_s=3.39cm² ; f_e=500MPa.

Alors :

$$\frac{h}{L} = 0,055 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = 0,012 < 0,0084 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,055 < 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Alors :

Puisque la (2) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L \geq 5,00 \text{ m}$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5,00 \text{ m}$

Donc : $\bar{f} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

Position de l'axe neutre « y_1 » :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3}(y_1 - h_0)^3 + 15A_s(d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs ^[3] :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 4: Calcul de la flèche.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
21.37	3.39	0,010	390,77	6,27	2,50	0,57	88266,86	21227,67	36398,70

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.195\text{MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818.86\text{MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 0.30\text{cm} \quad (L = 4.50\text{m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 0,49\text{cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,19\text{cm} < \bar{f} = 0.9\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

-Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance

($f_e=235\text{MPa}$)

Selon le « BAEI 91 modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

• RPA 99 version 2003 : A 7.5.2.2

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(ht/4; 12\varphi_l) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq ht/2 \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(ht/35; \varphi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

φ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \text{Min}(0,6\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm})$$

On adopte : $\varphi_t=6\text{mm}$

Donc :

- Selon le « BAEI 91 modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.038cm \\ \bullet S_t \leq 17.01cm \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.033cm \end{array} \right.$$
- Selon le « RPA 99 version 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.036cm \\ \bullet S_t \leq 4.5cm \dots\dots Zone nodale \\ \bullet S_t \leq 10,5cm \dots\dots\dots Zone courante \end{array} \right.$$

- **Choix des armatures :**
 On adopte : $A_t = 2T8 = 1.01cm^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83cm$$

Donc: $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5cm \dots\dots\dots Zone nodale \\ S_t = 10cm \dots\dots\dots Zone courante \end{array} \right.$



Figure III. 11: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.

III.4. Calcul de l'escalier**III.4.1. Introduction**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier

- * La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- * La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- * La hauteur : de marche est la différence du niveau entre deux marches successives.
- * La contremarche : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- * Le nez de marche : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- * Le giron : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- * Une volée : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- * Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- * L'embranchement : est la longueur d'une marche.
- * La ligne de jour : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- * La ligne de foulée : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- * L'échappée : est la distance verticale entre les nez de marches.
- * La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier

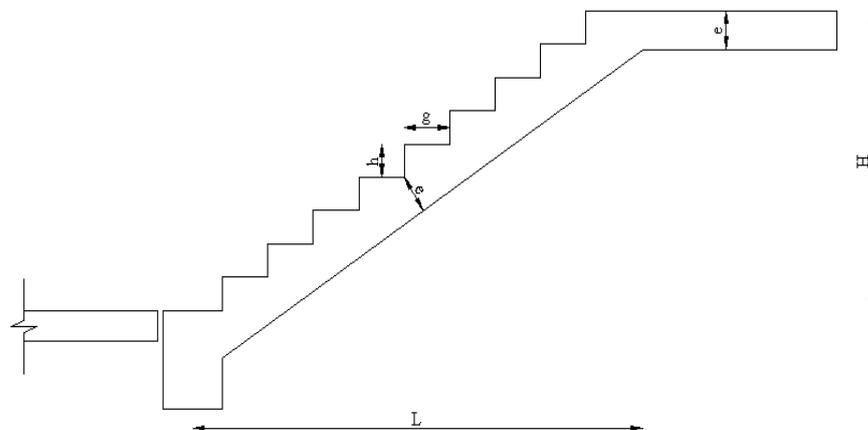


Figure III. 12: Dimensions de l'escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

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

Avec :

n : La racine de l'équation

•Schéma statique de l'escalier :

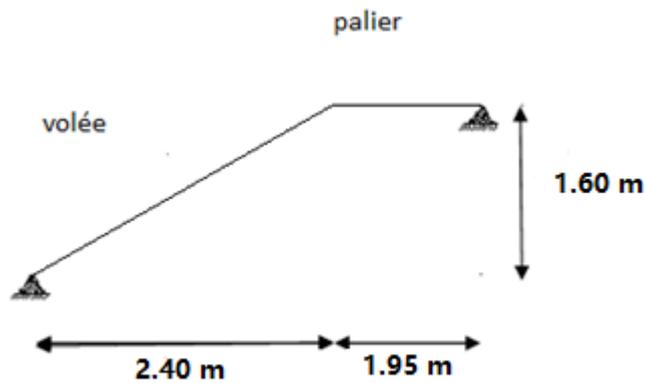


Figure III. 13: Schéma statique de l'escalier.

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

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

Solution :

$$n_1=0,53\dots\dots\dots\text{refusée.}$$

$$n_2=9$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche n=9
- le nombre des marchesn-1=8

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0.20m = 20cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 30cm$$

•Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 20cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

•Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 15cm \leq e \leq 22.5cm$$

Avec : $l = 1,95 + \sqrt{L^2 + H^2} = 1,95 + \sqrt{(2.4)^2 + (1.53)^2} = 4.79m$

On prend donc l'épaisseur e=15 cm

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient

Satisfaites.

III.4.3. Evaluation des charges

a) Palier :

• Charges permanentes :

- Carrelage (2,5 cm)0,50 kN/m²

b).Calcul des efforts :

$$L = 4.35\text{m}$$

ELU :

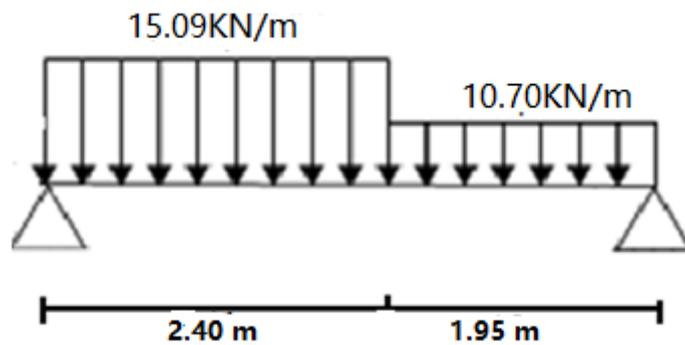


Figure III. 14: Schéma statique de l'escalier.

D'après logiciel RDM6 on a :

Moment isostatique : $M_U = 31.25\text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_U = 30.9\text{KN}$

ELS :

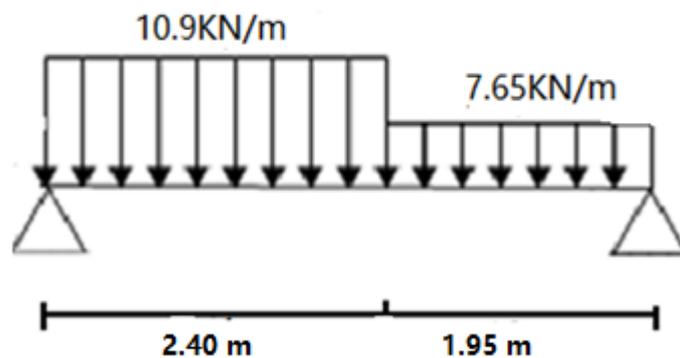


Figure III. 15: Schéma statique de l'escalier.

Moment isostatique : $M_{SER} = 22.79\text{kN.m}$

Effort tranchant : $T_{SER} = 22.29\text{KN}$

III.4.5. Calcul des armatures

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $d = 0,9 h = 18 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

En travée : $M_t = 0,85 M_u = 0,85 \times 31,64 = 26,89 \text{ kNm}$

En appui : $M_a = 0,5 M_u = 0,5 \times 31,64 = 15,82 \text{ KNm}$

Tableau III. 6: Calcul du ferrailage.

	M_U [kNm]	μ	α	Z [cm]	$A_{s'}$ [cm ²]	A_s [cm ²]	choix	$A_s^{Adoptée}$ [cm ²]
Travée	26.89	0,05	0,07	17.45	0	3.54	5T12	5,65
Appui	15.82	0,03	0,04	17.68	0	2.05	5T10	3,93

✓ **Espacement :**

➤ **En travée :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

On prend : $esp = 20 \text{ cm}$

➤ **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

On prend : $esp = 20 \text{ cm}$

✓ **Armature de répartition :**

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 2,82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 6T8=3.02cm² avec $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 1,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Le choix est de 3T8=2.51cm² avec $S_t = 30 \text{ cm}$

III.4.6. Vérifications

A. Condition de non fragilité :

$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1 / 500 = 1,73 \text{ cm}^2$

En travée: $A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ Min}} \dots\dots\dots$ vérifié

Sur appui : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ Min}}$ vérifié

B. L'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \text{Min} (3,33; 5) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$

(Fissuration peu nuisible).

$$T_u = 30,9 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = 30,9 \times 10^3 / (180) (1000)$$

$$\Rightarrow 0,17 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

On doit aussi vérifier en zone d'appui :

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire

la condition suivante :

$$A_s \geq (T_u + M_u / 0,9d) \gamma_s / f_e$$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 30,9 - 15,82 / (0,9) (0,180) = -66,75 \text{ kN} < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction \Rightarrow pas de vérification de la section.

C. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

D. Vérification des contraintes du béton :

- **Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 / 2 - n A_s (d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

- **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée : $M_t = 0,85 M_{ser} = 0,85 \times 22.79 = 19.37 \text{ kNm}$

En appui : $M_a = 0,5 M_{ser} = 0,5 \times 22.79 = 9.68 \text{ KNm}$

Tableau III. 7: Vérification à l'E.L.S.

	M_{ser}(KNm)	A_s (cm²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} ≤ σ_{bc}
Travée	19.37	5.65	4.94	Vérifiée
Appui	9.68	3.39	2.98	Vérifiée

E. Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{4,05} = 0,037 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,00418 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0,037 < 0,1 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L = 4,50 \text{ m} < 5 \text{ m.}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I₀ :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictif.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 32164,20 \text{MPa} ; E_v = 10818,87 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 8: Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
19.37	5.65	0.004	133.5	3,933	1,57	0.371	31176	10410,564	17883,174

Donc :

$$\begin{aligned} & \left. \begin{aligned} f_i &= 0,884 \text{cm} \\ f_v &= 1,477 \text{cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.593 \text{cm} \\ & \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{435}{500} = 0.87 \text{cm} \\ & \Rightarrow \Delta f_T = 0,593 \text{cm} < \bar{f} = 0,9 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{aligned}$$

• **Les résultats de Calcul de la flèche**

Déférent cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III. 9: Récapitulatif de la vérification des flèches.

f_i (cm)	f_v (cm)	Δf (cm)	Δf (cm)	Observation
0,884	1,477	0.593	0.87	Vérifiée

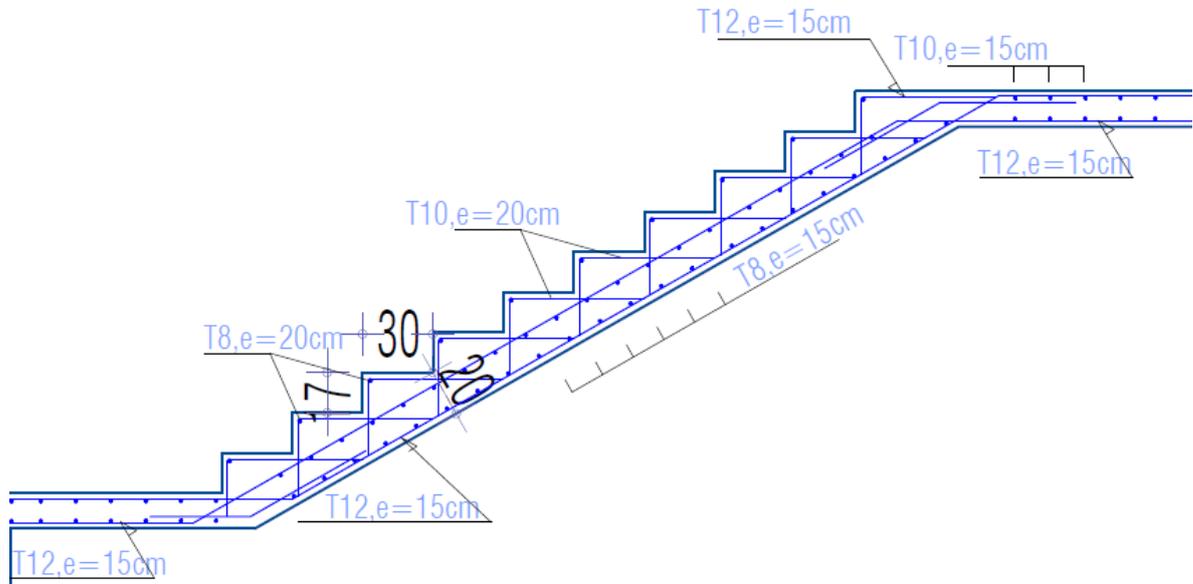


Figure III. 16: Ferrailage des escaliers.

III.5. BALCONS

III.5.1. Introduction

Notre ouvrage comporte un type de balcon : dalle à trois appuis, de dimensions (1,2x4,3).

Épaisseur du balcon :

L'épaisseur de balcon et déterminer comme suite :

Résistance au feu

e = 7 cm pour une heure de coup de feu.

e = 11 cm pour deux heures de coup de feu.

e = 17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : e = **15 cm**.

Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 » [6] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Nous limitons donc notre épaisseur à **15 cm**.

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

$$L_x = 1,35\text{m}$$

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

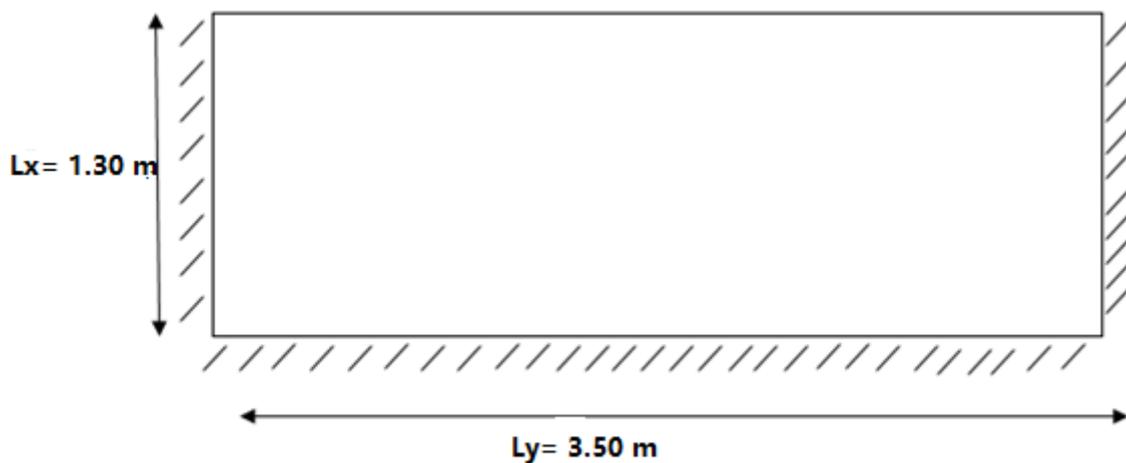


Figure III. 17: Dimensions du balcon.

III.5.2. Evaluation des charges

- Charge permanente : $G=6,29\text{kN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q=3,50\text{kN/m}^2$

III.5.3. Pré dimensionnement

On a : $L_y=3.50\text{ m}$; $L_x=1,30\text{ m}$

Et on a : $\rho = L_x / L_y = 0,37 > 0,40$

III.5.4. Evaluation des charges

$$G = 6,29\text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,50\text{ Kg/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,29 + 1,5 \times 3,50 = 13,74\text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = (6,29 + 3,50) = 9,79\text{ KN/ml}$$

III.5.5. Calcul des sollicitations

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$$M_{tx} = \frac{p.lx^2}{10}$$

$$M_{tx} = \frac{13,74.1,30^2}{10} = 2,32 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = \frac{p.lx^2}{16}$$

$$M_{ax} = \frac{13,74.1.30^2}{16} = 1,45 \text{KN.m}$$

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de $1m$.

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $f_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

$A_{sy}=0.25A_{sx}$

III.5.6. Calcul de ferrailage

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Travers :

- Ferrailage de dalle pleine :

Tableau III. 10: Ferrailage du balcon.

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A^{cal}_s (cm ²)	Choix	A^{adp}_s (cm ²)	Esp (cm)
Mtx	2.32	0,008	Oui	0	0,01	134.39	0.39	6T12	6.78	15

$A_{sy} = 0,0975\text{cm}^2 \Rightarrow 6\text{T12 } e=15\text{cm}$

Tableau III. 11: Ferrailage du balcon.

M_a (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A^{cal}_s (cm ²)	Choix	A^{adp}_s (cm ²)	Esp (cm)
1,45	0,005	oui	0	0,005	134.61	0.24	6T12	6.78	15

$A_{sy} = 0.06\text{cm}^2 \Rightarrow 6\text{T12 } e=15\text{cm}$

* *Escapement:*

$$St \leq \text{Min} (33\text{cm} ; 3h) \Rightarrow St=15\text{cm} \leq (33\text{cm}; 51\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

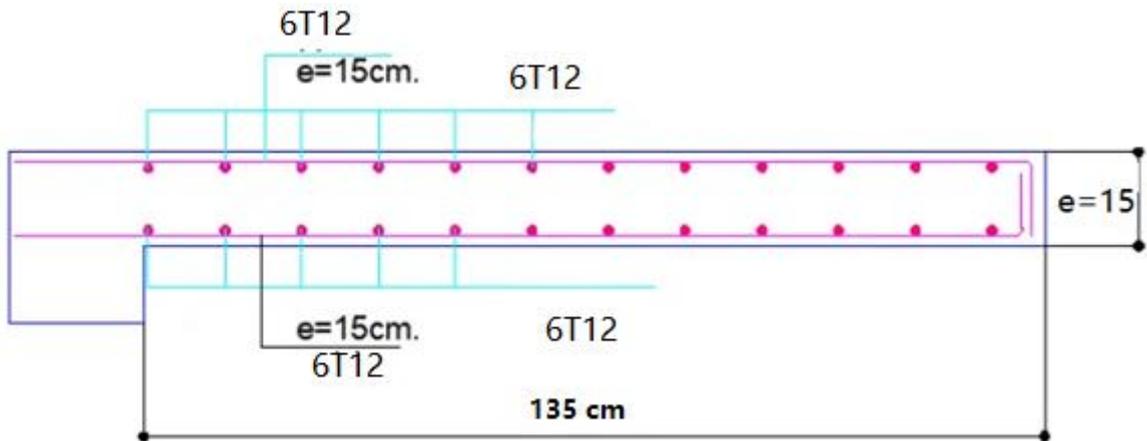


Figure III. 18: Ferrailage du balcon.

CHAPITRE IV
Etude dynamique

IV.1. Introduction

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS Version 18** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2. Etude sismique

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.1. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure ont été modélisés par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leurs plans.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.2.2. Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $25kN/m^3$.

- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.3. Choix de la méthode de calcul

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1. La méthode statique équivalente

a. Principe :

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 projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans les **RPA99/2003**.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de notre étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vue l'irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 17m (**article 4.1.2 des RPA99/2003**), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

IV.3.2. La méthode modale spectrale

a. Principe :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

b. Analyse spectrale :

➤ Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [2]$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone. : $A=0.25$

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement. $R=5$ interaction portiques voiles

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$T_1=0,15$ s et $T_2=0,5$ s (site meuble $S=3$)

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ [2] :

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(RPA 99/version 2003).

Tableau IV. 1: Facteur de qualité

Critère q	Observée (o/n)	Q // xx	Observée (o/n)	Q // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$Q//xx=1+(0.05+0+0.05+0+0.05+0.1) =1.25$

$Q//yy=1+(0.05+0+0.05+0+0.05+0.1)=1.25$

b.1 Justification du facteur de qualité :

Tableau IV. 2: justification facteur de qualité

Condition	Justification
Conditions minimales sur les files de contreventement	La file (K) sur le sens x et la file (10) sur le sens y comporte seulement deux travées
Redondance en plan	Dans notre cas chaque étage contient plus de quatre files de portiques dans les deux sens
Régularité en plan	Notre structure n'est pas régulière en plan il y a un décrochement
Régularité en élévation	La structure est régulière en élévation il n'y a pas de décrochement.
Contrôle de la qualité des matériaux	On considère qu'il y a pas un contrôle des matériaux.
Contrôle de la qualité de l'exécution	On considère qu'il y a pas de contrôle de la qualité de l'exécution

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**

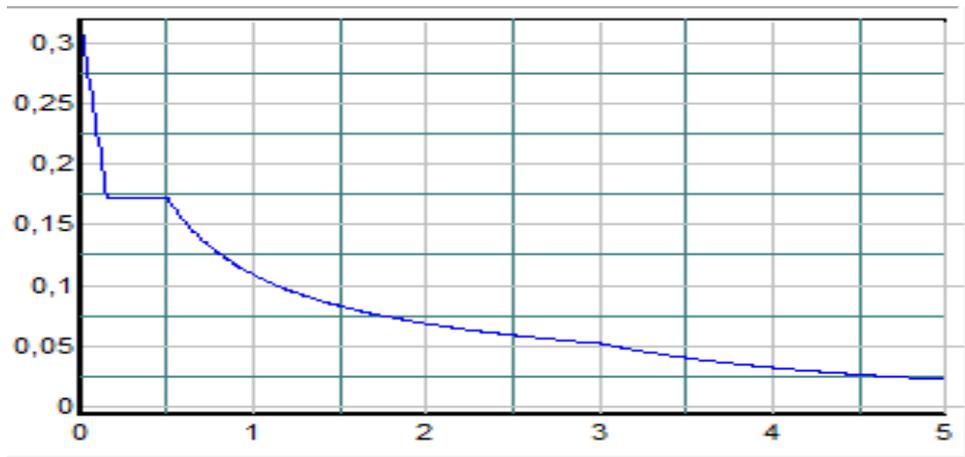


Figure IV. 1: Spectre de réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E)

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Si $V_t < 0,8V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dont le rapport est de : $r = \frac{0,8V}{V_t}$

V_t : tiré par logiciel de calcul (modale spectrale).

V : obtenu par la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

$A = 0,25$.

$R = 5$.

$Q = 1,25$.

W : Poids total de la structure.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site sont données dans le **tableau 4.7** des **RPA99/version 2003**.

Catégorie $S_3 \rightarrow$ site meuble $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec.} \end{array} \right.$

• $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$

avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D'}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 28.735 \text{ m}$$

D' : Est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré, dans les deux directions.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow D'_X = 36.85m, \\ \Rightarrow D'_Y = 14.15 m \end{array} \right. \Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(28.735)^{3/4} = 0,62s$$

- Suivant la direction (x - x) $T_x = 0,09 \frac{27.54}{\sqrt{36.85}} = 0,408$
- Suivant la direction (y - y) $T_y = 0,09 \frac{27.54}{\sqrt{14.15}} = 0,659$

Calcul de D :

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2.525 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 1.952 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \quad W = \frac{0,25 \times 2.525 \times 1,25}{5} \quad W = 0,158 \text{ W} \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \quad W = \frac{0,25 \times 1.952 \times 1,25}{5} \quad W = 0,122 \text{ W} \end{cases}$$

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E)

IV.4. Résultats de l'analyse sismique

1-Modèle initial :

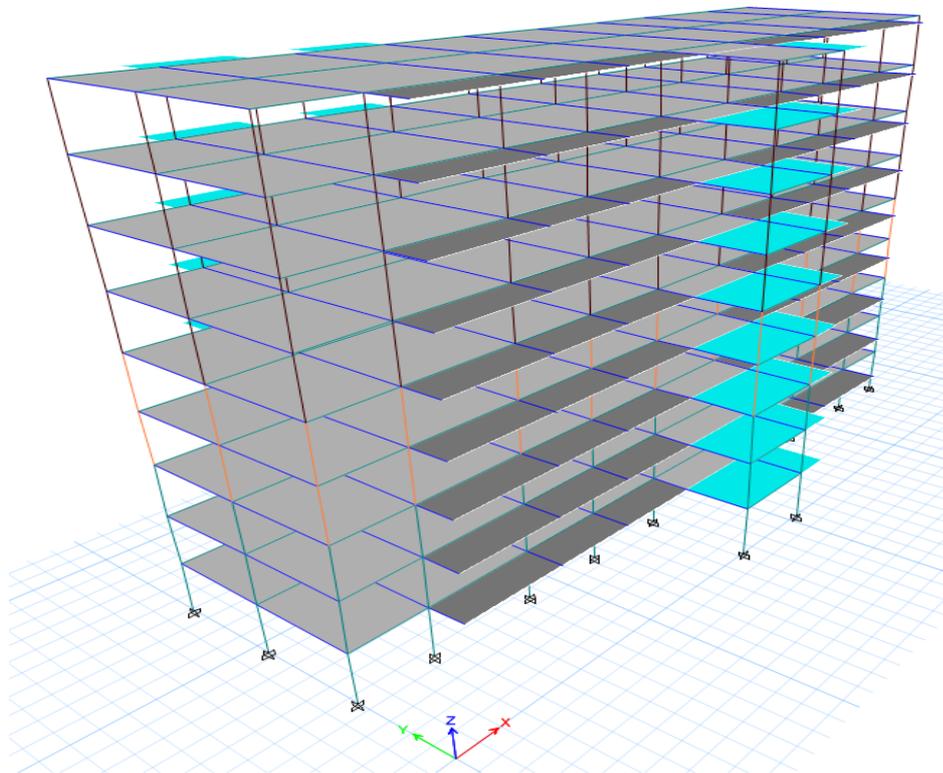


Figure IV. 2: Vue en 3D du modèle initial.

Tableau IV. 3: Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau

Niveau	Les sections des poteaux (cm ²)	Les sections des Poutres principales (cm ²)	Les sections des Poutres secondaire (cm ²)
05 ^{ème} 06 ^{ème} 07 ^{ème} 08 ^{ème}	30×30	30×45	30×40
03 ^{ème} 04 ^{ème}	35×35	30×45	30×40
RDC 01 ^{ème} 02 ^{ème}	40×40	30×45	30×40

Dalle pleine	Plancher corps creux	Voile
e = 15 cm et e=21 cm	h = (16+5) = 21cm	e = 20 cm

1.a. Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV. 4: Participation massique du modèle initial

Mode	Period (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
1	1,434	0,0128	0,728	0	0,0128	0,728	0	0,0214
2	1,384	0,6338	0,0257	0	0,6465	0,7537	0	0,1047
3	1,278	0,1176	0,0083	0	0,7641	0,7621	0	0,6369
4	0,509	0,0041	0,123	0	0,7682	0,885	0	0,0044
5	0,496	0,1085	0,0071	0	0,8767	0,8921	0	0,0152
6	0,456	0,0182	0,0015	0	0,8949	0,8936	0	0,1108
7	0,295	0,0022	0,0375	0	0,8971	0,9312	0	0,0017
8	0,29	0,0338	0,0034	0	0,9308	0,9346	0	0,0042

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T =1,434sec.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode translation Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode rotation.

Alors on passe au prochain modèle et on rajoute des voiles pour augment la rigidité

1.b Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W = 34298.3551 \text{ KN} \begin{cases} V^x = 4726.30 \text{ KN} \\ V^y = 4180.28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_1 = V_t^x = 2441.8864 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 2473.6945 \text{ KN}$$

Il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$:

Tableau IV. 5: Vérification de l'effort tranchant à la base

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	2441.8864	3781.038249	Non vérifiée
Sens Y-Y	2473.6945	3344.227158	Non vérifiée

2-Modèle 1 :

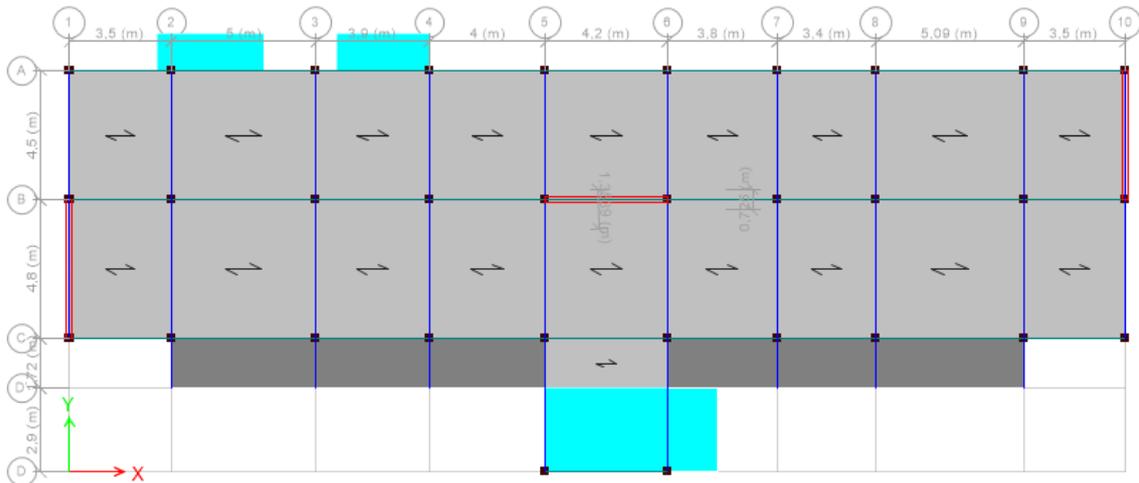


Figure IV. 3: Vue en plan du modèle 1.

- **Disposition des voiles :**

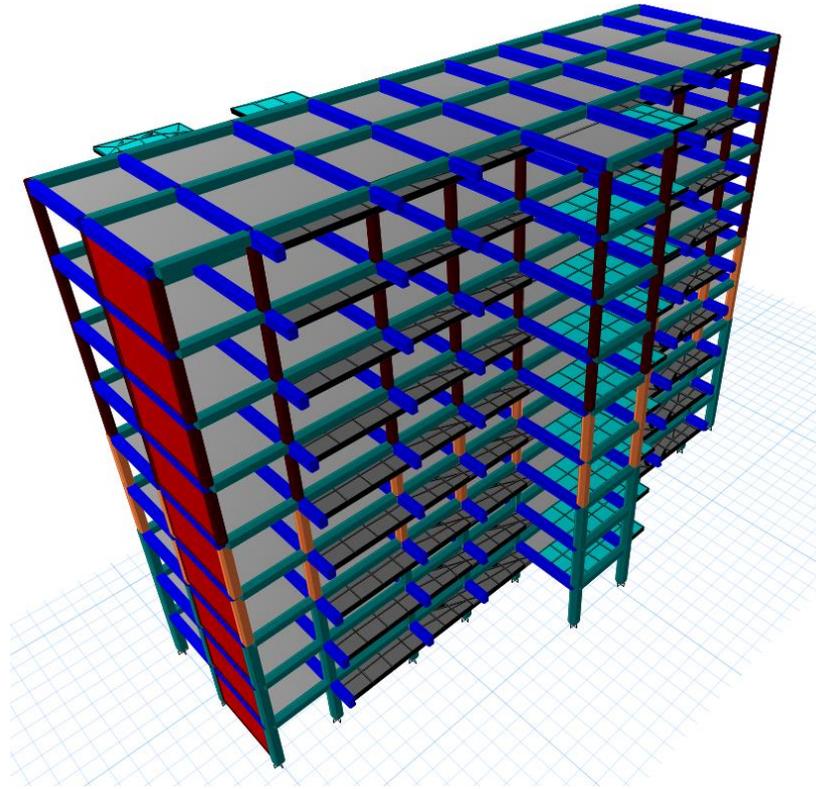


Figure IV. 4: Vue en 3D du modèle

2.a. Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV. 6: Participation massique du modèle final

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
Modal	1	0,986	0,6936	0,0001	0	0,6936	0,0001	0	0,0012
Modal	2	0,83	0,0001	0,669	0	0,6936	0,6691	0	0,0021
Modal	3	0,577	0,0014	0,0021	0	0,695	0,6712	0	0,6585
Modal	4	0,268	0,1718	0	0	0,8668	0,6712	0	0,0002
Modal	5	0,193	3,531E-06	0,1934	0	0,8668	0,8646	0	0,0006
Modal	6	0,125	0,0001	0,0008	0	0,8669	0,8654	0	0,201
Modal	7	0,121	0,0683	1,548E-06	0	0,9352	0,8654	0	0
Modal	8	0,083	1,876E-06	0,0716	0	0,9352	0,937	0	0,0003

Remarque :

Ce modèle comporte les voiles de la cage d'ascenseur, l'escalier et les voiles que l'on a rajoutés.

Constatation : L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.986 \text{ sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant x-x.
- Le 2^{ème} mode est une translation suivant y-y .
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

2.b Vérification des conditions du facteur de comportement R pour le 1 er model :

2.b.1 Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{\text{Tot}} = 40690.8913 \text{ kN}$.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{\text{voiles}} = 6439.7514 \text{ kN}$.

$P_{\text{voiles}} / P_{\text{Tot}} = 15.83 \% < 20\%$.

Remarque :

On remarque que les voiles prennent moins de 20% donc on apprendre $R=5$

2.c. Résultantes des forces sismiques :

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W = 36156.7561 \text{ KN} \begin{cases} V^x = 4982.38 \text{ KN} \\ V^y = 4406.79 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_1 = V_t^x = 3158.9142 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 3449.3113 \text{ KN}$$

Il faut que : $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8 * V_{\text{statique}}$:

Tableau IV. 7: Vérification de l'effort tranchant à la base

	$V_{\text{dyn}} \text{ (KN)}$	$0.8 * V_{\text{st}} \text{ (KN)}$	Observation
Sens X-X	3158.9142	3985.907702	Non vérifiée
Sens Y-Y	3449.3113	3525.428708	Non vérifiée

Donc :

Pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la repense par : $0.8 \cdot V_{st}/V_{dyn} = 1.3$

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	rpa 5	9.8067*1.3

Pour Ey il faut augmenter tous les paramètres de la repense par : $0.8 \cdot V_{st}/V_{dyn} = 1.05$

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	rpa 5	9.8067*1.05

2.d. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : $G+Q \pm E$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 8: Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
RDC	40	40	1600	2147,12	0,447	<i>Non vérifiée</i>
ETAGE 1	40	40	1600	1908,87	0,398	<i>Non vérifiée</i>
ETAGE 2	40	40	1400	1667,09	0,347	<i>Non vérifiée</i>
ETAGE 3	35	35	1225	1423,84	0,387	<i>Non vérifiée</i>
ETAGE 4	35	35	1225	1182,96	0,322	<i>Non vérifiée</i>
ETAGE 5	30	30	900	943,50	0,349	<i>Non vérifiée</i>
ETAGE 6	30	30	900	708,27	0,262	<i>vérifiée</i>
ETAGE 7	30	30	900	473,89	0,176	<i>vérifiée</i>
ETAGE 8	30	30	900	240,11	0,089	<i>vérifiée</i>

Remarques :

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».
- Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le « **RPA99 version 2003** ». Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure.

Tableau IV. 9: Choix des sections du poteaux

Niveau	S _{poteaux}
RDC	55*55
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50*50
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	45*45
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	40*40

3-Modèle final :

3.a. Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau IV. 10: Participation massique du modèle final.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ
1	0,832	0,7041	4,994E-05	0	0,7041	4,994E-05	0	0,0013
2	0,715	3,58E-05	0,6741	0	0,7041	0,6741	0	0,0017
3	0,506	0,0014	0,0018	0	0,7055	0,6759	0	0,6601
4	0,231	0,1623	0	0	0,8678	0,6759	0	0,0002
5	0,173	2,633E-06	0,1911	0	0,8678	0,8669	0	0,0005
6	0,113	0,0001	0,0006	0	0,8679	0,8676	0	0,2027
7	0,109	0,0657	8,201E-07	0	0,9337	0,8676	0	1,649E-05
8	0,077	1,442E-06	0,0701	0	0,9337	0,9376	0	0,0002

Remarque :

Ce modèle comporte les voiles de la cage d'ascenseur et les voiles que l'on a rajoutés.

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,82$.
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **8^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est une translation suivant x-x.

- Le 2^{ème} mode est une translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

3.b. Vérification des conditions du facteur de comportement R du modèle final :

3.b.1 Justification des voiles sous charges verticales :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 42492.6241$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 5126.2567$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 12.06 \% < 20\%$.

3.b.2 Justification des portiques sous charges horizontales :

Tableau IV. 11: Vérifications sous charges horizontales chaque étage

Etage	Vx portique	Vx tot	% Vx portique	Vy portique	Vy tot	% Vy portique
8eme	570,0629	978,4647	58,27 %	509,8737	1078,8097	47,27 %
7eme	1187,7645	1606,0982	73,96 %	907,6601	1762,5407	51,5 %
6eme	1245,466	2109,1942	59,05 %	908,3068	2292,1231	39,63 %
5eme	1661,5976	2527,7811	65,74 %	1171,2877	2741,4759	42,73 %
4eme	1607,4027	2883,8229	55,74 %	1069,2099	3109,9142	34,39 %
3eme	1488,4167	3174,4592	46,89 %	944,8963	3409,9257	27,72 %
2eme	1609,1877	3406,5325	47,24 %	1002,066	3642,7616	27,51 %
1er	1171,4733	3577,233	32,75 %	969,551	3826,9022	25,34 %
RDC	1364,0472	3675,9745	37,11 %	1027,0278	3933,8027	26,11 %

Remarque :

Après changement de section des poteaux les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et les portiques reprennent plus de 25% des charges verticales donc le facteur de comportement $R=5$ et justifier.

3.c Vérification de l'effort tranchant à la base :

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W = 37958.4889KN \quad V^x = 5230.66KN \quad 0,8V^x = 3672.882688 KN$$

$$V^y = 4626.38KN \quad 0,8V^y = 3701.104881 KN$$

Tableau IV. 12: Vérification de l'effort tranchant à la base

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	3675.9745	4184.530074	Non vérifiée
Sens Y-Y	3933.8027	3701.104881	Vérifiée

-Donc le sens X-X pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la repense de : $0.8 * V_{st} / V_{dyn} = 1.15$

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	rpa etaps R=5	9806,65*1.15

3.d Vérification des déplacements inter-étage :

Tableau IV. 13: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final. Y-Y

Niveaux	Dans le sens Y-Y				Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	
RDC	0,0925	0,47	0,47	306,0	Vérifiée
ETAGE 1	0,2942	1,48	1,01	306,0	Vérifiée
ETAGE 2	0,5761	2,89	1,41	306,0	Vérifiée
ETAGE 3	0,9198	4,6	1,71	306,0	Vérifiée
ETAGE 4	1,303	6,52	1,92	306,0	Vérifiée
ETAGE 5	1,7055	8,53	2,01	306,0	Vérifiée
ETAGE 6	2,1159	10,58	2,05	306,0	Vérifiée
ETAGE 7	2,5195	12,6	2,02	306,0	Vérifiée
ETAGE 8	2,9084	14,55	1,95	306,0	Vérifiée

Tableau IV. 14: Vérification des déplacements inter-étage du modèle final. X-X

Niveaux	Dans le sens X-X				Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	
RDC	0,1553	0,78	0,78	306,0	Vérifiée

<i>ETAGE 1</i>	0,4782	2,4	1,62	306,0	Vérifiée
<i>ETAGE 2</i>	0,9012	4,51	2,11	306,0	Vérifiée
<i>ETAGE 3</i>	1,3947	6,98	2,47	306,0	Vérifiée
<i>ETAGE 4</i>	1,9154	9,58	2,6	306,0	Vérifiée
<i>ETAGE 5</i>	2,4337	12,17	2,59	306,0	Vérifiée
<i>ETAGE 6</i>	2,9402	14,71	2,54	306,0	Vérifiée
<i>ETAGE 7</i>	3,4097	17,05	2,34	306,0	Vérifiée
<i>ETAGE 8</i>	3,8361	19,19	2,14	306,0	Vérifiée

3.e. Vérification du critère de l’effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

B_c : section de poteau

N_d : G+Q ±E

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 15: Vérification de l’effort normal réduit pour les poteaux

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
<i>RDC</i>	55	55	3025	2251,15	0,248	Vérifiée
<i>ETAGE 1</i>	50	50	2500	2002,58	0,267	Vérifiée
<i>ETAGE 2</i>	50	50	2500	1752,12	0,234	Vérifiée
<i>ETAGE 3</i>	45	45	2025	1498,37	0,247	Vérifiée
<i>ETAGE 4</i>	45	45	2025	1246,27	0,205	Vérifiée
<i>ETAGE 5</i>	45	45	2025	993,26	0,163	Vérifiée
<i>ETAGE 6</i>	40	40	1600	741,65	0,155	Vérifiée
<i>ETAGE 7</i>	40	40	1600	495,38	0,103	Vérifiée
<i>ETAGE 8</i>	40	40	1600	250,01	0,052	Vérifiée

3.f. Vérification de l’effet P-Delta : (P – Δ)

Les effets de seconde ordre (ou effet P-delta) peuvent être négligés si la condition suivante est Satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1 \dots\dots\dots ;(\text{article 5.9 RPA99/v2003})$$

Avec :

V_k : effort tranchant d'étage au niveau

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Tableau IV. 16: Vérification P-delta sens X-X

			Dans le sens X-X			
Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
RDC	306,0	37958,49	0,78	1125,2347	0,086	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306,0	33583,40	1,62	1847,0133	0,096	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306,0	29328,37	2,11	2425,5739	0,083	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306,0	25073,35	2,47	2906,9489	0,070	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306,0	20926,15	2,6	3316,3971	0,054	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306,0	16778,96	2,59	3650,6289	0,039	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306,0	12631,76	2,54	3917,5132	0,027	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306,0	8580,16	2,34	4113,8189	0,016	<i>vérifiée</i>
Etage 8	306,0	4528,56	2,14	4227,3716	0,007	<i>vérifiée</i>

Tableau IV. 17: Vérification P-delta sens Y-Y

			Dans le sens Y-Y			
Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
RDC	306,0	37958,49	0,47	1078,8097	0,054	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306,0	33583,40	1,01	1762,5537	0,063	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306,0	29328,37	1,41	2292,1231	0,059	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306,0	25073,35	1,71	2741,4759	0,051	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306,0	20926,15	1,92	3109,9142	0,042	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306,0	16778,96	2,01	3409,9257	0,032	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306,0	12631,76	2,05	3642,7616	0,023	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306,0	8580,16	2,02	3826,9022	0,015	<i>vérifiée</i>
Etage 8	306,0	4528,56	1,95	3933,8027	0,007	<i>vérifiée</i>

IV.5. Conclusion

Pour conclure, les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final se résument comme suit :

D'une part, la Justification du choix de facteur de comportement qui est un paramètre reflétant la ductilité de la structure et qui dépend du système de contreventement de la structure.

D'autre part, dans la comparaison de l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente à $(=0.8 \cdot V_{(mse)})$ qui ne doit pas dépasser la résultante des forces à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, cet effort dont la valeur est de $(0.8 \cdot V_{(mse)})$ représente l'effort tranchant minimale. A la fin, par la Vérification des déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage ainsi que la Vérification de l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre et l'effort normal réduit pour prendre en considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.

Il est à noter que dans notre cas on a choisi un facteur $R=5$ vu que les voiles reprennent moins de 20% des charges verticales soit (12.06%).

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principal

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles

V.2. Ferraillage des poteaux

V.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET
- Section entièrement comprimée SEC
- Section partiellement comprimée SPC

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V. 1: Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	18	1,15	500	434
Accidentelle	1,15	30	18	1	500	500

V.2.2. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a- Selon CBA 93 :

Situation durable :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

b- Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases}$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

$A_s^{\min} = 0,9\%B$ selon RPA99 version 2003

V.2.4. Ferraillage des poteaux

1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

N.B : On utilise Le logiciel d'EXPERT ROBOT pour le ferraillage des sections.

Poteaux :

- a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V. 2: Ferraillages des poteaux en situation durable (N_{\max} , M_{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	55×55	-2637,69	7,93	4.4	4.4	27.2
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50×50	-2331,14	21,01	4.0	4.0	22.5
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	45×45	-1736,71	18,84	3.6	3.6	18.22
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	40×40	-871,94	18,27	3.2	3.2	14.4

- b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V. 3: Ferraillages des poteaux en situation durable (M_{corr} , N_{\min})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{cor} [kN]	M^{\max} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	55×55	-1602,78	37,50	4.4	4.4	27.2
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50×50	-1257,71	-60,22	4.0	4.0	22.5
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	45×45	-705,58	-65,37	3.6	3.6	18.22
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	40×40	-159,49	-70,14	3.2	3.2	14.4

c. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :**Tableau V. 4:** Ferrailages des poteaux en situation durable ($N_{\text{corr}}, M_{\text{max}}$)

Niveaux	Section [cm^2]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [$kN.m$]	A_s [cm^2]	A_s' [cm^2]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	55×55	-667,57	-11,58	4.4	4.4	27.2
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50×50	-515,03	-9,84	4.0	4.0	22.5
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	45×45	-287,97	11,53	3.6	3.6	18.22
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	40×40	-66,49	18,42	3.2	3.2	14.4

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : **G+Q+E ; 0.8G+E**

Poteaux :a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :**Tableau V. 5:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N_{\text{max}}, M_{\text{corr}}$)

Niveaux	Section [cm^2]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [$kN.m$]	A_s [cm^2]	A_s' [cm^2]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	55×55	-2251,15	-61,90	4.4	4.4	27.2
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50×50	-2002,58	-21,57	4.0	4.0	22.5
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	45×45	-1498,37	-26,05	3.6	3.6	18.22
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	40×40	-741,65	-21,21	3.2	3.2	14.4

b. (N^{corr} , M^{max}) :

Tableau V. 6: Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{corr} , M^{max})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kN]	M^{max} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
RDC	55×55	-1623,90	-149,11	4.4	4.4	27.2
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50×50	-1251,68	-153,90	4.0	4.0	22.5
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	45×45	-701,47	-159,68	3.6	3.6	18.22
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	40×40	-180,55	-135,73	6.0	6.0	14.4

c. (N^{min} , M^{corr}) :

Tableau V. 7: Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M^{corr})

Niveaux	Section [cm ²]	N^{min} [kN]	M^{corr} [kN.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,min}$ RPA
RDC	55×55	73,00	21,01	4.4	4.4	27.2
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50×50	93,62	27,01	4.0	4.0	22.5
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	45×45	87,29	32,43	3.6	3.6	18.22
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	40×40	39,72	40,46	3.2	3.2	14.4

V.2.5. Choix des armatures

1)- choix de ferrailage des poteaux :

Tableau V. 8: Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)	$A^{sup}(adp) = A^{inf}$
RDC	55×55	8.8	27.2	181.5	121	4T20+8T16	28.64	10.3
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50×50	8	22.5	150	100	12T16	24.12	8.04
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	45×45	7.2	18.22	121.5	81	4T16+8T14	20.35	7.1
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	40×40	12	14.4	96	64	4T14+8T12	15.2	5.43

V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton** : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

● **Acier** :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max\left(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}}\right)\right)$$

Fissuration préjudiciable.....

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$$

Fissuration très préjudiciable.....

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=250MPa$.

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V. 9: Vérification des contraintes pour les poteaux (Mcorr, NMax)

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\max} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section d'arm	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55×55	-2015,19	5,69	10.3	93,00	250	6,22	18	OK
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50×50	-1780,93	15,17	8.04	105,20	250	7,09	18	OK
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	45×45	-1326,38	13,57	7.1	98,60	250	6,67	18	OK
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	40×40	-664,64	13,13	5.43	70,30	250	4,85	18	OK

b. (N^{cor}, M^{\max}) :

Tableau V. 10: Vérification des contraintes pour les poteaux (Nmin, Mcorr)

Niveaux	Sections (cm ²)	$N_{\text{ser}}^{\text{cor}}$ (kN)	M_{ser}^{\max} (kN.m)	Section d'arm	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55×55	-1232,69	29,09	10.3	66,70	250	4,54	18	OK
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50×50	-966,34	-46,55	8.04	77,20	250	5,37	18	OK
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	45×45	-541,13	-50,47	7.1	71,80	250	5,15	18	OK
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	40×40	-120,39	-53,80	5.43	194,30	250	7,02	18	OK

c. (N^{\min} , M^{corr}) :**Tableau V. 11:** Vérification des contraintes pour les poteaux (N_{corr} , M_{max})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{\min} (kN)	$M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$ (kN.m)	Section d'arm	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	55×55	-510,79	-8,95	10.3	26,50	250	1,79	18	OK
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50×50	-394,54	-7,67	8.04	25,80	250	1,75	18	OK
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	45×45	-220,71	8,95	7.1	21,00	250	8,58	18	OK
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	40×40	-50,67	14,30	5.43	41,30	250	1,96	18	OK

V.2.7. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91 : [1]

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99 ver.2003 : [2]

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau $\left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$

a : coté du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 12: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ _u BAEL (MPa)	Vérification
RDC	55×55	65,62	0,45	13,49	0,075	2,25	3	OK
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50×50	96,47	0,74	14,84	0,075	2,25	3	OK
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	45×45	108,32	0,92	16,49	0,075	2,25	3	OK
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	40×40	98,32	0,94	18,55	0,075	2,25	3	OK

V.2.8. Ferraillage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99** : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le **RPA99 version 2003** : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes si $3 \leq \lambda_g \leq 5$

$$\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500 \text{ MPa}$.

- Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux

Tableau V. 13: Espacement maximale selon RPA99 des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	55×55	4T20+8T16	20	10	15
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50×50	12T16	16	10	15
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	45×45	4T16+8T14	16	10	15
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	40×40	4T14+8T12	14	10	15

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V. 14: Choix des armatures transversales pour les poteaux

	Section	L_f	λ_g	ρ_a	T_u^{max}		S_t	A_t^{cal}	A_{min}^{rpa}		A_s^{adp}
Niveaux	(cm ²)	(m)	(%)		(kN)	Zone	(cm)	(cm ²)	(cm ²)	choix	(cm ²)
RDC	55x55	2,142	3,89	3,75	65,62	N	10	0,98	2,87	4T10	3,14
						C	15	1,47	4,31	6T10	4,71
1 ^{er} et 2 ^{ème}	50x50	2,142	4,28	3,75	96,47	N	10	1,61	3,10	4T10	3,14
						C	15	2,42	4,65	6T10	4,71
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	45x45	2,142	4,76	3,75	108,32	N	10	2,03	3,33	6T10	4,71
						C	15	3,05	4,99	8T10	6,28
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	40x40	2,142	5,36	2,5	98,32	N	10	1,23	1,20	4T8	2,01
						C	15	1,85	1,80	4T8	2,01

V.2.9. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\varnothing_1$ en zone III.... **RPA99 page 89**

Pour :

- $\varnothing=20\text{mm} \dots\dots\dots L_r=100\text{cm}$
- $\varnothing=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=80\text{cm}$
- $\varnothing=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=70\text{cm}$
- $\varnothing=12\text{mm} \dots\dots\dots L_r=60\text{cm}$

V.2.10. Schéma de ferrailage des poteaux

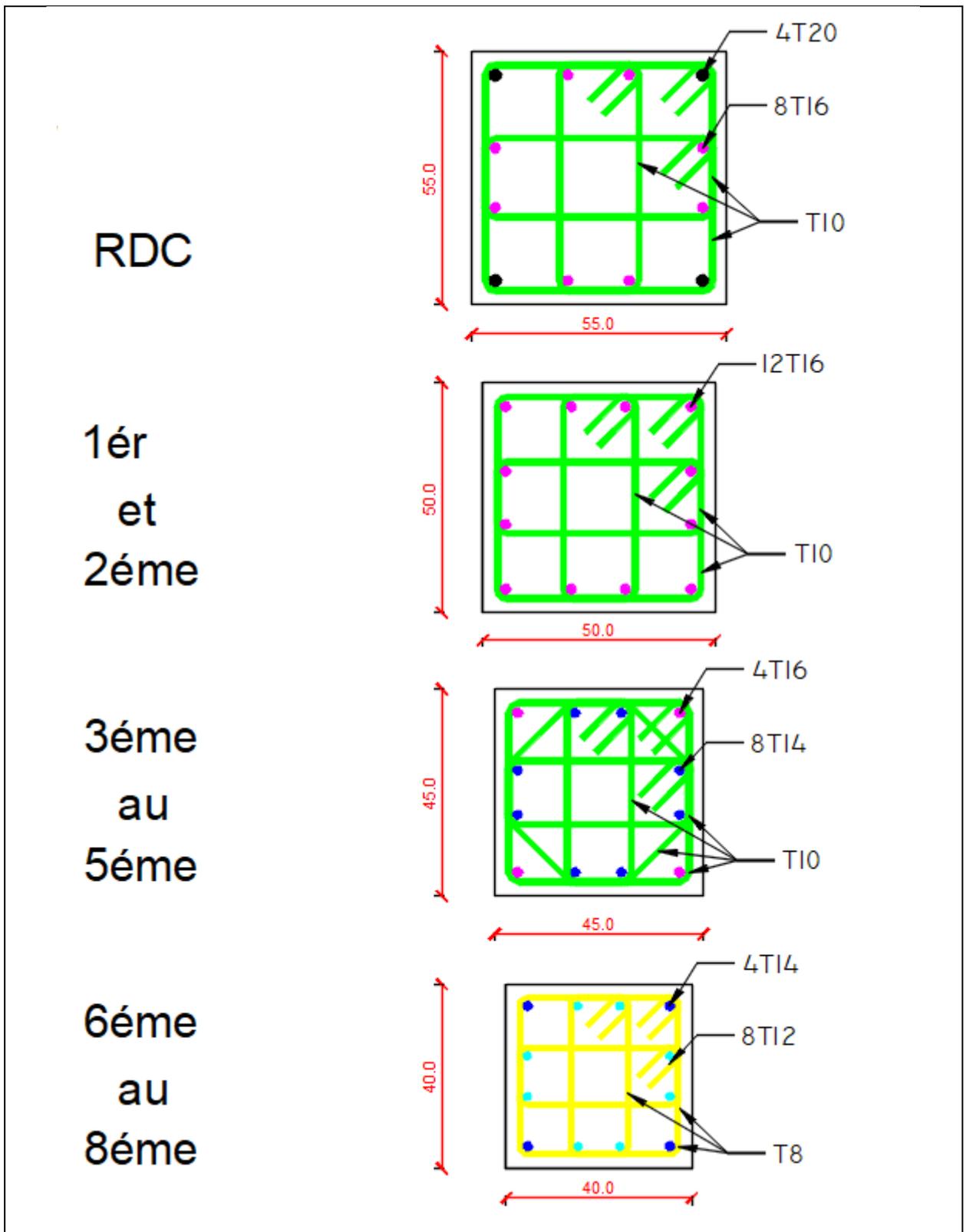
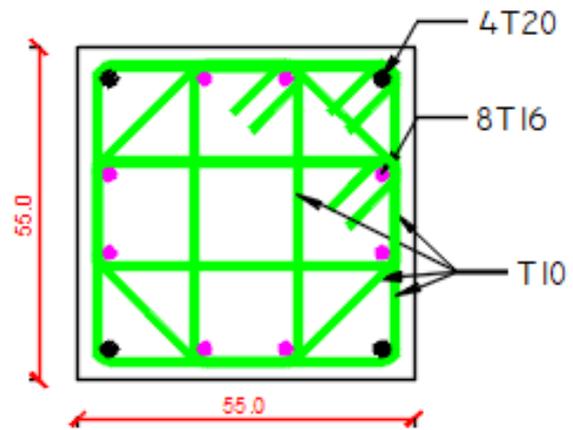
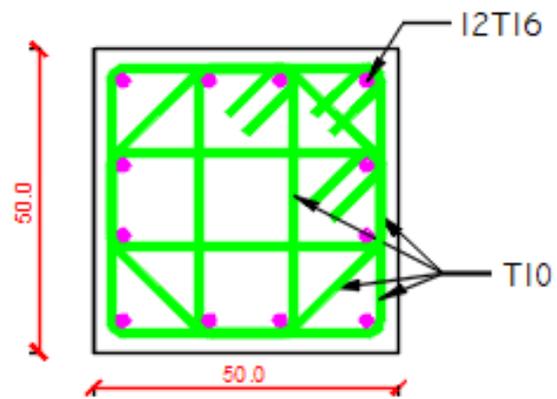


Figure V. 1: Schéma de ferrailage des poteaux zone nodale.

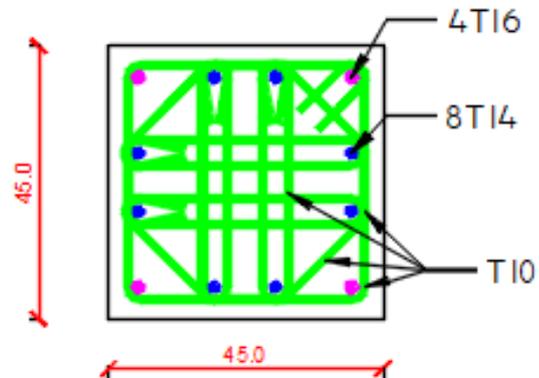
RDC



1^{er}
et
2^{ème}



3^{ème}
au
5^{ème}



6^{ème}
au
8^{ème}

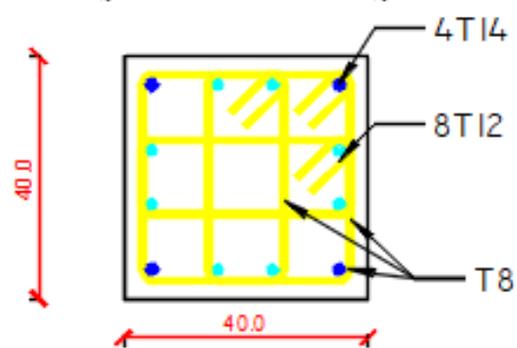


Figure V. 2: Schéma de ferrailage des poteaux zone courante.**V.3. Ferrailage des poutres****V.3.1. Introduction**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93 : [3]

Situation durable :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

b. Selon RPA 99 : [2]

Situation accidentelle

$0.8 G \pm E$

$G + Q \pm E$

c. Recommandations selon RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

- **Situation durable :**

Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

Acier : $\gamma_s = 1,15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435$ MPa.

- **Situation accidentelle :**

Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30$ MPa ; $\sigma_{bc} = 22.17$ MPa.

Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.3.2. Calcul de ferraillage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS**.

Ont disposé 2 types de poutres :

- Poutres principales 30x45(cm²)
- Poutres secondaires 30x40(cm²)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (Expert) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

1. Sens porteur :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V. 15: Ferraillage des poutres porteuses 30x45.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x45	Travée	47,7238	/	2,7	/
30x45	Appui	/	-93,4627	/	5,4

b-Situation accidentelle : G+Q+E ; 0.8G +E

Tableau V. 16: Ferraillage des poutres porteuses 30x45.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x45	Travée	89,7151	-92,8395	4,5	4,6
30x45	Appui	131,8782	-156,9519	6,6	8,0

2.Sens non porteur :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V. 17: Ferraillage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x40	Travée	28,6566	-17,1619	1,8	1,2
30x40	Appui	44,9345	-53,324	2,9	3,4

b. Situation accidentelle : G+Q+E ; 0.8G +E

Tableau V. 18: Ferraillage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm ²)	Position	M _{max} (KN.m)	M _{min} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)
30x40	Travée	64,426	-60,5067	4,2	4,0
30x40	Appui	117,5495	-135,8744	6,8	7,9

V.3.3. Choix des armatures

➤ Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V. 19: Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.

Section	Position	A _{s max} z.c (cm ²)	A _{s max} z.r (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s cal} (cm ²)	A _{s cal} ['] (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	A _{s max} ^{adp} (cm ²)	A _{s min} ^{adp} (cm ²)
30x45	Travée	54	81	6.75	4,5	4,6	3T14	3T14	4,62	4,62
30x45	Appui	54	81	6.75	6,6	8,0	5T14	6T14	7,70	9,24

Tableau V. 20: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.

Section	Position	A _{s max} z.c (cm ²)	A _{s max} z.r (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s cal} (cm ²)	A _{s cal} ['] (cm ²)	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	A _{s max} ^{adp} (cm ²)	A _{s min} ^{adp} (cm ²)
30x40	Travée	48	72	6,00	4,2	4,0	3T14	3T14	4,62	4,62
30x40	Appui	48	72	6,00	6,8	7,9	3T14+2T12	3T14+3T12	6,88	8,01

V.3.4. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.4\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 500\text{Mpa}$$

Tableau V. 21: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x45	12,32	1,41	Vérifiée
30x40	11,50	1,19	Vérifiée

V.3.5. Vérification vis à vis de l'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton.**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

- **Acier.**

Fissuration préjudiciable :
$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$$

Où : η=1,60 pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{MPa} \end{cases}$$

Tableau V. 22: Vérification des poutres (30x45) à l'ELS.

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	38,4376	4,42	18	217,4	250	Vérifier
Appui	-71,701	7,12	18	84,4	250	Vérifier

Tableau V. 23: Vérification des poutres (30x40) à l'ELS.

Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	22,6641	3,21	18	144,5	250	vérifier
Appui	-41,1651	5,32	18	60,5	250	vérifier

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3\text{MPa}$. (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié 99**

Tableau V.31: Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifier
30x45	129,7648	1,04	3	vérifier
30x40	106,2805	0,98	3	vérifier

V.3.6. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 (f_e=500MPa).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 : →
$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 : →

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1.2\text{cm}$.

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 24: Calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix	A _t ^{adop}
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC			
30x45	129,7648	1,04	40	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8	2,01
30x40	106,2805	0,98	36	10	20	10	20	1,8	4T8	2,01

V.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales

L_r = 50Ø (zone III). L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

Ø = 14mm.....L_r=70cm

Ø = 12mm.....L_r=60cm

V.3.8. Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

Avec : L=Max (L gauche ; L droite)

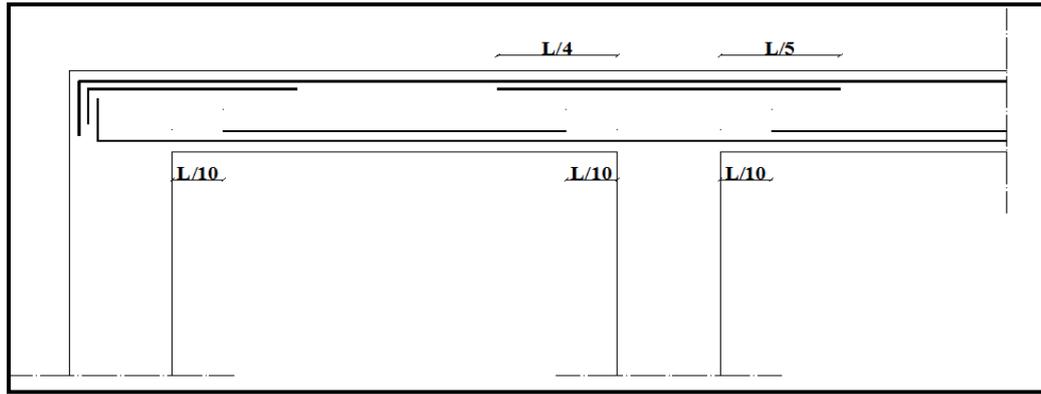


Figure V. 3: Arrêt des barres.

V.3.9. Vérification de la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que :

$$\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0,58 \text{ cm} \quad (L = 2,9\text{m} < 5\text{m})$$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,76 \text{ cm} \quad (L = 3,8\text{m} < 5\text{m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Calcul de la flèche due aux déformations différées : $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$
- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées : $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

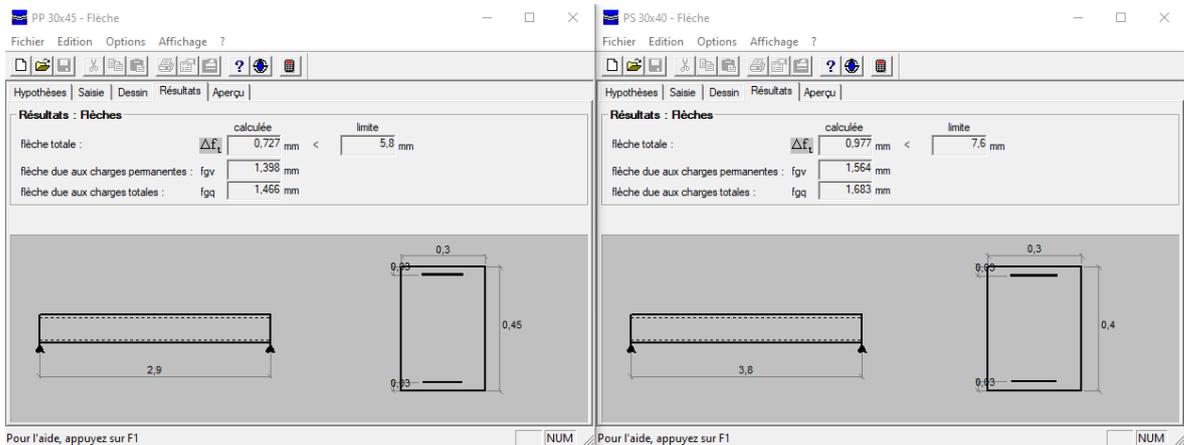
$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Tableau V. 25: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} (KNm)	A _s ^{adp} (cm ²)	I _o (cm ⁴)	Fi (cm)	Fv (cm)	Δft(cm)	\bar{f} (cm)
30x45	2,9	38,4376	12,32	291961,2	0,1398	0,1466	0,0727	0,58
30x40	3,8	22,6641	11,50	204160	0,1564	0,1683	0,0977	0,76



V.3.10. Schéma de ferraillage des poutres

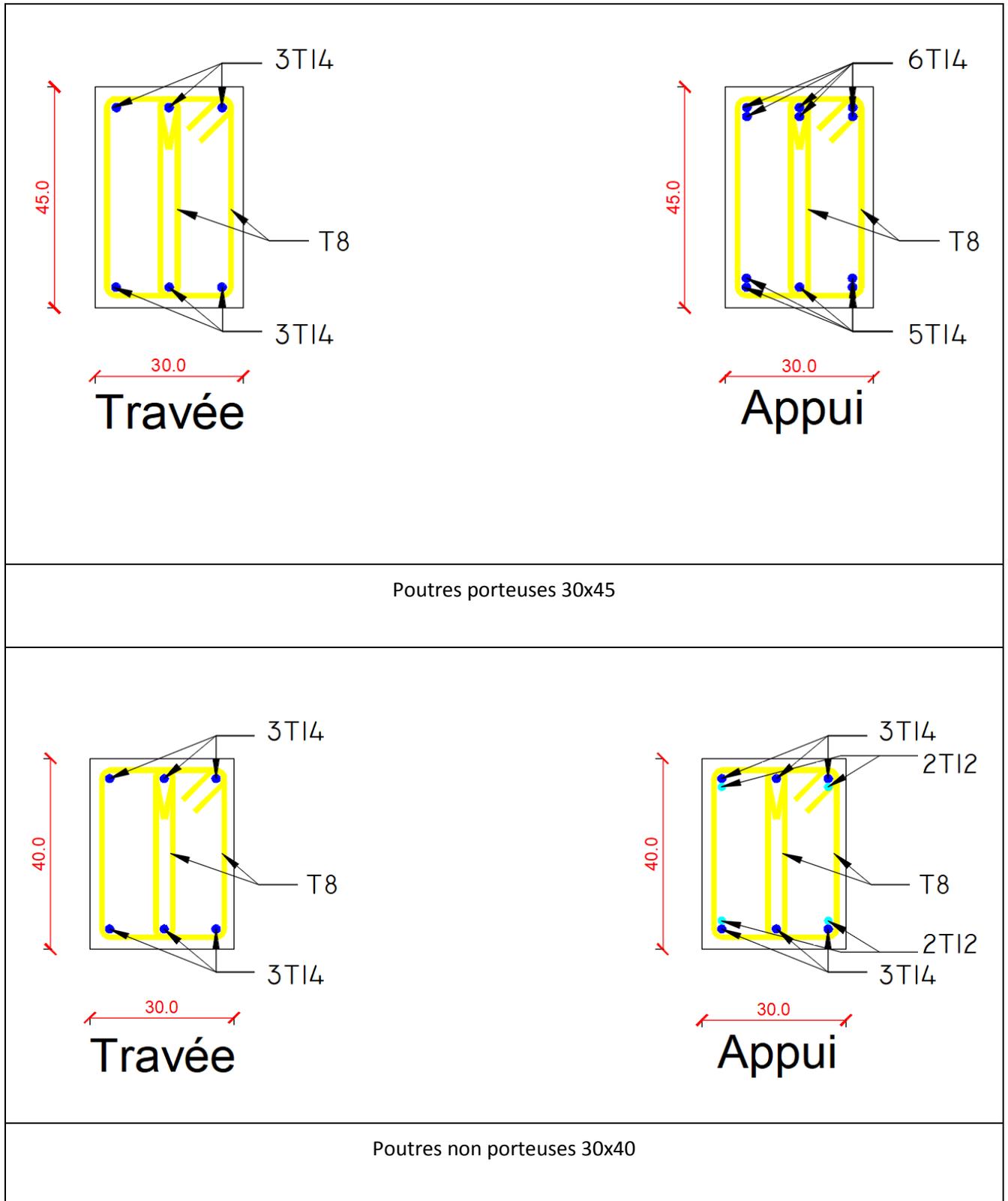


Figure V. 4: Schéma de ferraillage des poutres porteuses et non porteuses.

V.4. Ferrailage des voiles

V.4.1. Généralités

Les voiles et les murs sont des éléments ayant deux grandes dimensions par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés parallèle à leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Préconisation du règlement parasismiques algérienne [2] :

V.4.2. Justification SOUS SOL LICITATIONS NORMALES [12]

a. Conditions d'application :

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

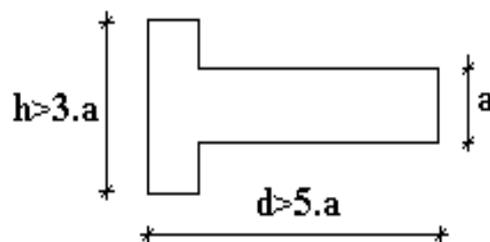


Figure V. 5: Définition de l'élément mur

b. Longueur de flambement : (mur non raidi latéralement)

Soit : l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le

plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V. 26: Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :^[11]

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota :

Les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir ^[8].

Tableau V. 27: Calcul de $\sigma_{u\ lim}$

	Notation	Unités	Voiles armées verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u\ lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

V.4.3. Exemple de calcul (voile V1) par la méthode des contraintes (annexe C.3)

$L = 4.8\ m$ (entre nue) ; $a = 0,2\ m$ (épaisseur) ; $h_e = 3.06\ m$ (hauteur d'étage)

Le voile est découpé en 3 mailles horizontales de même longueur $L^i = 1.05\ m$ et de section

$S_i = L^i \cdot (a)$.

1) Contraintes limites

Pour une hauteur d'étage de **3.06** d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3.06 - 0,45 = 2.61\ m$ (0,45m : hauteur de la poutre)

Tableau V. 28: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	0,9 x 2.61=2.34	0,85x 2.61=2.21
Elancement λ	/	$\frac{L_f \sqrt{12}}{0.2} = 40.52$	$\frac{L_f \sqrt{12}}{0.2} = 38.41$
Coefficient α	/	0,476	0,685
Section réduite B_r (par ml) Avec d = 1.00 m	m ²	(a-0,02).1 = (0,2-0,02).1 = 0.18 m ²	(a-0,02).1 = (0,2-0,02).1 = 0.18 m ²
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ Avec d = 1.05m	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0.476}{1.05 \times 0.2} \left[\frac{0.18 \times 30}{0.9 \times 1.15} \right]$ = 12.41 MPa	$\sigma_{ba} = \frac{0.685}{1.05 \times 0.2} \left[\frac{0.18 \times 30}{0.9 \times 1.15} + A_s \frac{500}{1} \right]$ $\sigma_{ba} = 18.21 \text{MPa}$

Remarque :

$\sigma_{ba} = 16.13 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0,2) (1,2) \text{ m}^2 \quad A_s = 2.4 \text{ cm}^2$$

Pour cette exemple $\sigma_{\text{compression}} = 1.3 \text{ MPa} < \sigma_{bna}$ donc on n'a pas besoin d'armatures de compression.

V.4.4. Armatures de traction

La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base de voile) est lue, directement à partir de l'interface graphique ; il s'agit des contraintes **S22** que nous avons noté dans la suite σ_j (j : pour le numéro de la maille).

-La lecture des contraintes tangentielles se fera de la même manière (**S12** ou τ)

Tableau V. 29: Calcul des armatures verticales de l'exemple

Maille (L _i =1 m)	1	2	3	4
Dimensions (m ²) (a*l) = S _j	0.2	0.2	0.2	0.2
Contrainte moyenne par maille σ _j (MPa)	10.5	6.3	6.4	10.2
Force de traction F _t (MN) = σ _j × S _j	2.1	1.26	1.28	2.04
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ Situation accidentelle γ _s = 1	42	25.2	25.6	40.8
1. Selon RPA : 0,2 % S _{béton}	4	4	4	4
Acier total (Sur deux faces en cm ²)	2*T20	2*T16	2*T16	2*T20
S _i : espacement (mm)	100	150	150	100
S ≤ (1.5a,30cm) S ≤ 30 cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.4.5. Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \max} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1.4(1.8)(200)(300)}{0.8 \times 500 \times 0.8} = 4.72 \text{ cm}^2$$

; A_v = {section d'acier vertical de la Maille la plus armé}

$$A_{h \min} = (0.15\%) \cdot a \cdot l = \left(\frac{0.15}{100}\right) \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 4.72 \text{ cm}^2$$

Soit : 2 × T12 =

Avec : S_t = 150 mm

On prend : S_t = 150 mm < S_{t max} = 300 mm.....**vérifié**

V.4.6. Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment étudié avec la méthode des contraintes

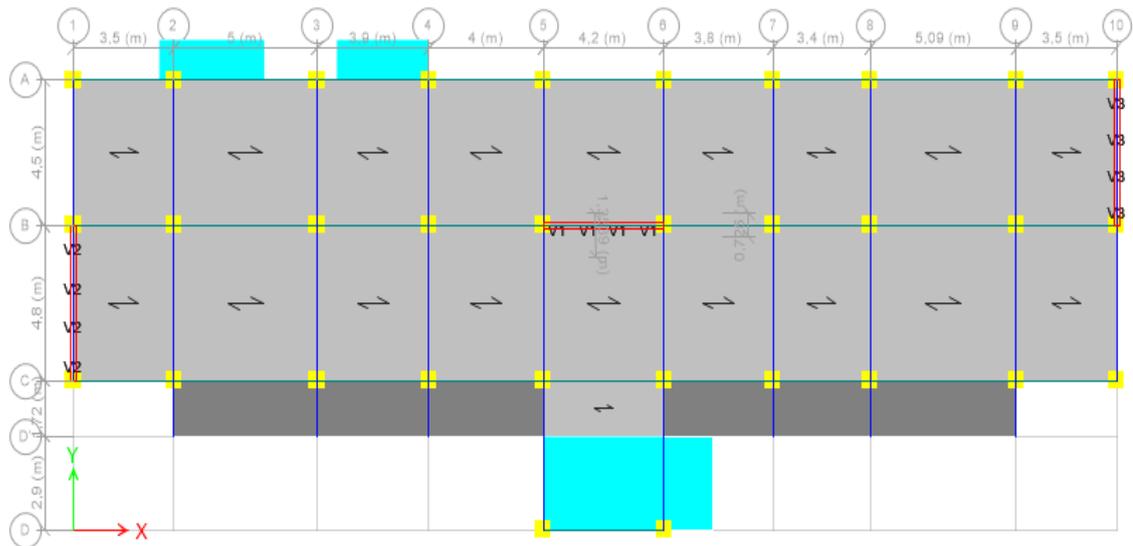


Figure V. 6: Plan de repérage des voiles

Note :

- Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge **G+Q+E**
- Dans ce qui suit on a : **e** : désigne l'épaisseur du voile
l_m : la longueur de chaque maille
 $\sigma_{\text{moy}} = S_{22}$ (lu au milieu de la maille)

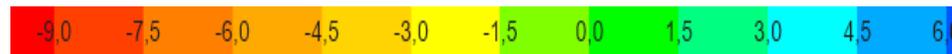
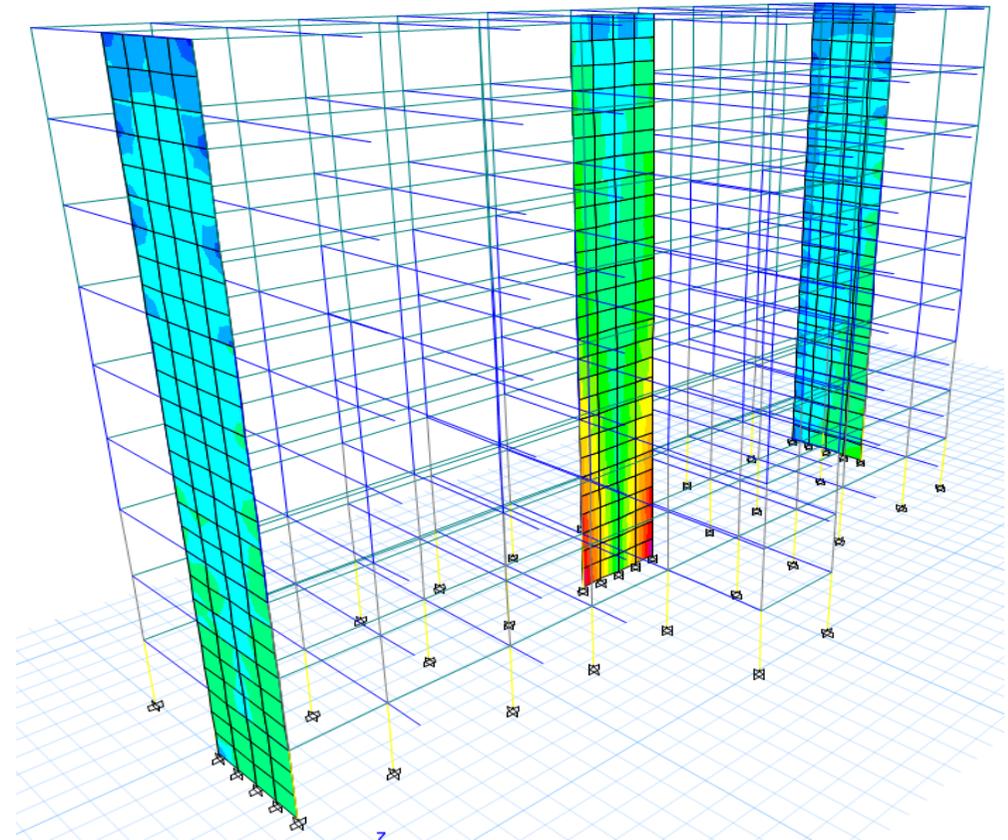
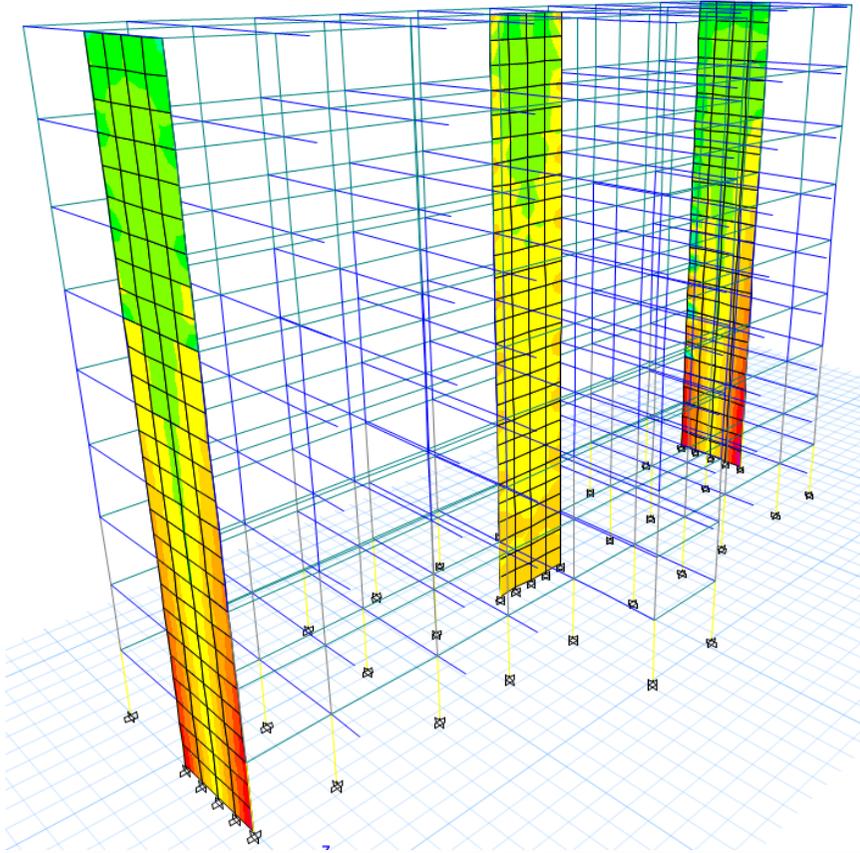
$$S_i = l_m \times e$$

Tel que

Si $\sigma < 0$	→	compression
Si $\sigma > 0$	→	traction

S_{22} Suivent (y-y) : $G+Q+E_y$

S_{22} Suivent (x-x) : $G+Q+E_x$



V.4.6.1. Armatures verticales de traction

1) Voile V2-V3 e = 20 cm ;

$l_m = 1$ m ;

$L_{\text{voile}} = 4.8$ m ; 4.5 m

Tableau V. 30: Calcul des armatures du voile (V2-V3)

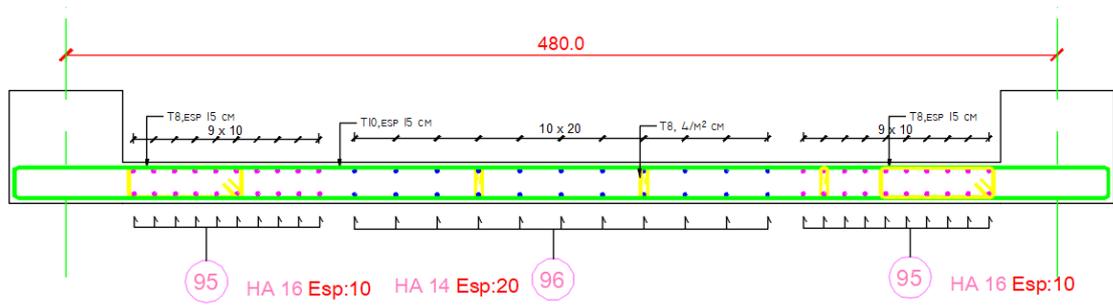
	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m ²)	σ_j (Mpa)	As (cm ²)	As min (cm ²)	choix	St adp (cm)
V2-V3	RDC au 3 ^{eme}	1	1	0,2	0,2	8,2	32,8	4	2xT16	10
		2	1	0,2	0,2	4,2	16,8	4	2xT14	20
		3	1	0,2	0,2	4,1	16,4	4	2xT14	20
		4	1	0,2	0,2	8,3	33,2	4	2xT16	10
	3 ^{eme} au 6 ^{eme}	1	1	0,2	0,2	5,1	20,4	4	2xT14	10
		2	1	0,2	0,2	3,2	12,8	4	2xT14	20
		3	1	0,2	0,2	2,4	9,6	4	2xT14	20
		4	1	0,2	0,2	3,02	12,08	4	2xT14	10
	6 ^{eme} au 8 ^{eme}	1	1	0,2	0,2	0,9	3,6	4	2xT12	10
		2	1	0,2	0,2	0,85	3,4	4	2xT12	20

		3	1	0,2	0,2	0,66	2,64	4	2xT12	20
		4	1	0,2	0,2	1,1	4,4	4	2xT12	10

V.4.6.2. Aciers horizontaux

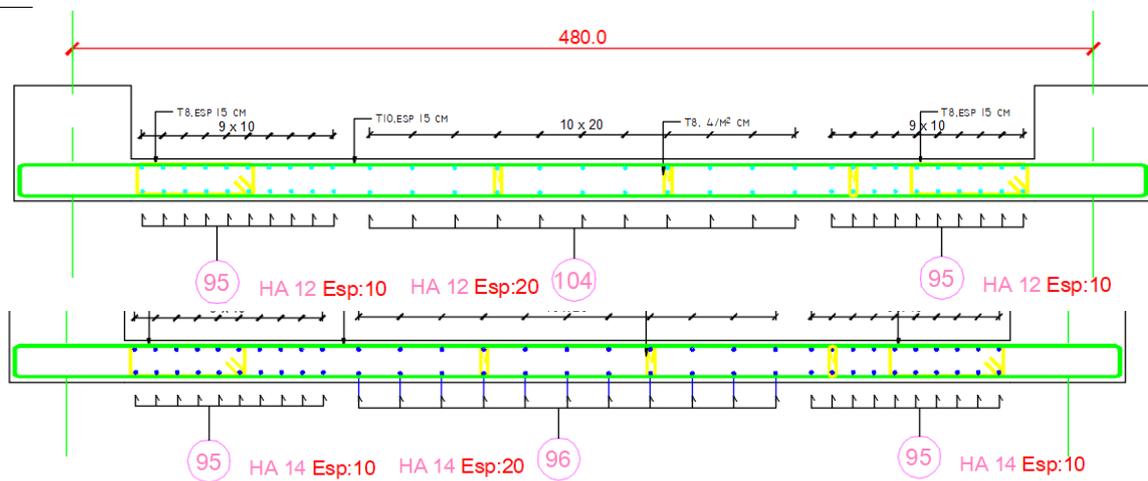
Tableau V. 31: Calcul des aciers horizontaux des voiles

	τ (MPa)	Ah ₁ (cm ²)	Ah min (cm ²)	Ah (cm ²)	Armature	Section (cm ²)	nbr d'armature	St (cm)	As (cm ²)
V1	2,94	5,51	3,06	5,51	T10	0,79	14	15	11,06
	2,34	4,39	3,06	4,39	T10	0,79	14	15	11,06
	1,12	2,1	3,06	3,06	T10	0,79	14	15	11,06
V2-V3	2,48	4,65	3,06	4,65	T10	0,79	14	15	11,06
	1,72	3,23	3,06	3,23	T10	0,79	14	15	11,06
	1,11	2,08	3,06	3,06	T10	0,79	14	15	11,06



FERRAILLAGE VOILE V2 1^{ER} AU 3^{ème}

FERRAILLAGE VOILE V2 3^{ER} AU 6^{ème}



FERRAILLAGE VOILE V2 6^{ème} AU 8^{ème}

Figure V. 7: Ferraillage voile

CHAPITRE VI

Fondation

VI.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

VI.2. Choix de type de fondation

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2.0 bars. (**Selon le rapport de sol**)

VI.3. Calcul des fondations

Afin de satisfaite la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.3.1. Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au

rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

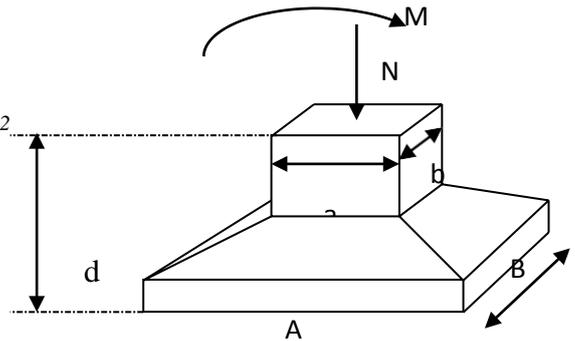


Figure VI. 1: Semelle isolée sous poteaux

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$ (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{Seml}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 2015,1924 \text{ kN}$$

$$D'où S \geq \frac{2015,1924}{200} \Rightarrow S = 10,08 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{10,08} = 3,17 \text{ m} \Rightarrow B = 3.5 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1.5xB$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{min} = 3,5 \text{ m} < 1,5 \times 3,5 = 5,25 \text{ m} \dots \dots \text{non vérifie}$

- Conclusion :

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

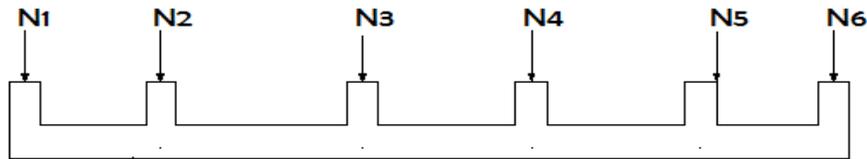
VI.3.2. Semelles filantes

Figure VI. 2: Semelles filantes

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Tableau VI. 1: Sections des semelles filantes

Files	$N(KN)$	$L(m)$	$B(m)$	$B^{choisie}(m)$	$S_{smll}(m^2)$
A-A	8389,5981	36,39	1,15	1,5	54,585
B-B	11579,1748	36,39	1,60	1,8	64,502
C-C	14926,3296	36,39	2,05	2,2	80,06
D-D	2155,5482	4,20	2,56	2,7	11,34

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $\frac{S(\text{semelles filants})}{S(\text{surface total})} \leq 50\%$

$$\frac{210,487}{405,08} = 51,96\% > 50\% \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

Conclusion :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture. Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

VI.3.3. Radier générale

VI.3.3.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

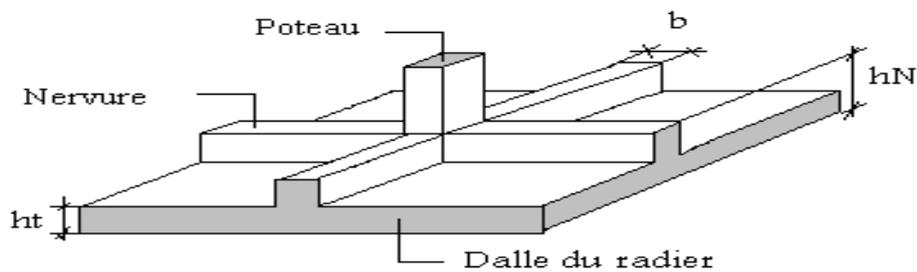


Figure VI. 3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.3.3.2. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: $\begin{cases} N = 42492,6241kN \\ \sigma_{sol} = 2.0bars \end{cases}$
 $S_{nec} \geq 212,46m^2$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage $S_b=405.08m^2 > S_{nec}$ (la surface a calculé par AUTOCAD).
- Débord de 50cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de : $S_{rad}=456.18m^2$

VI.3.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure

1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max}=5.09m \rightarrow h_1=25.5cm$$

On prend : **h=40 cm.**

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_u = 50440.17 \text{ KN}$$

$$L = 5.09m ; b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 10.42cm$$

$$\Rightarrow h_2 = 25 \text{ cm}$$

- **Conclusion :** $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 40 \text{ cm}$

Pour des raisons constructives on adopte $h = 40 \text{ cm}$.

2. Nervure :

a. La largeur des nervures :

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{509}{10} = 50.9 \text{ cm}$$

Donc :

$b = 60 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y).

b. La hauteur de nervure :

• **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 5.09\text{m}$

$\Rightarrow 33.9\text{cm} < h_{N1} < 50.9\text{cm}$ On prend : $h_{N1} = 50 \text{ cm}$.

• **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h_3 \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 2637.7 \text{ kN}$) poteau C20

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a,b = Dimensions du poteau du sous-sol (55x55).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$h_{N2} \geq 47.6 \text{ cm}$

• **Condition de rigidité :**

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 : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 11496.76 \text{ MPa}$).

b: Largeur de la semelle ($b = 60 \text{ cm}$).

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 :

Nous avons un sol de densité moyenne $\rightarrow K=4$ [kg/cm³].

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 5090}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq \mathbf{cm} \Rightarrow h_2 = 100\mathbf{cm}$$

Tableau VI. 2: Choix la hauteur de nervure.

H nervure	I nervure (m ⁴)	Le (m)	($\pi/2$) (Le + a) (m)	Vérificatio n	Observation
1	0.05	3.59	6.58	>5.09	vérifier

On prend : $h_n=1$ m

➤ **Résumé :**

-Epaisseur de la dalle du radier h = 40cm

- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 100\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \text{ sens } (x - x) \text{ et } (y - y) \end{cases}$

VI.3.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier

Tableau VI. 3: Caractéristiques géométriques du radier

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
x _G (m)	y _G (m)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)
18.95	4.52	6942.97	53389.56

a. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_s: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique.

M_R= \sum M₀+V₀h

M₀: Moment à la base de la structure.

V₀: L'effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0 , V_0 sont tirés à partir du fichier ETABS.

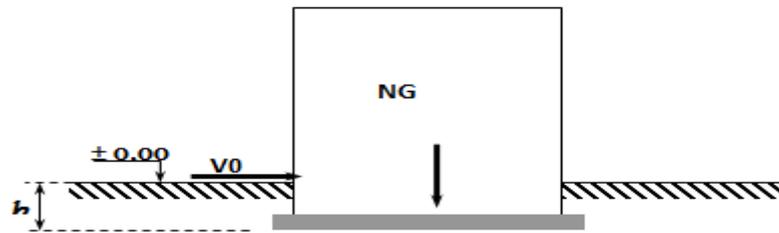


Figure VI. 4: Schéma statique du bâtiment.

- **Sens xx :**

$$M_0 = 153279.52 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 4227.37 \text{ KN}$$

$$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_{1ser} = 42492,6241 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 1 \times 481.41 = 12110.25 \text{ kN}$$

Donc :

$$N = 54602.87 \text{ KN.}$$

Profondeur de l'ouvrage de la structure : $h = 2.5 \text{ m.}$

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 153279.52 + (4227.35 \times 2.5) = 163847.89 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N \times x_G = 1034724.38 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 6.31 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Sens yy:**

$$M_0 = 41430.38 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 3933.80 \text{ KN}$$

Donc :

$$M_R = 51264.88 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \times y_G = 246804.97 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 4.82 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ;

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

b. Calcul des contraintes :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais

In-situ et au laboratoire : $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Les contraintes du sol sont données par :

1. Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{54602.87}{481.41} = 113.42 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 113.42 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Sollicitation du second genre:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{max}}{I}$$

Avec :

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

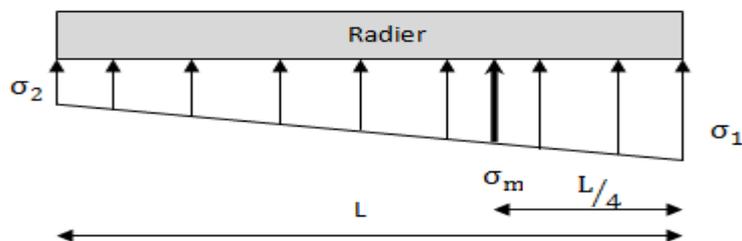


Figure VI. 5: Contraintes sous le radier.

Avec :

$$I_{xx} = 6942.97 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 53389.56 \text{ m}^4$$

• **ELU :**

$N_u = N_u$ (structure) + 1.35 x poids propre de radier nervuré + 1.35 x poids des terres
 $N_u = 55381,3584 + 1.35 \times 12110.25 + 1.35 \times 481.81 \times 2 \times 18$ h=profondeur des terres=2m
 $N_u = 95146.15$ KN gamma terres = 18kg/m³
 M : est le moment de renversement. $\bar{\sigma}_{sol} = 200$ kN/m²
 ($M_{Rx} = 163847.89$ KN.m ; $M_{Ry} = 55553.19653$ KN.m).

Tableau VI. 4: Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1(kN/m²)
Sens x-x	644.85
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$ n'est pas vérifier

➤ **On doit augmenter la surface du radier jusqu'à un débord de 3m pour qu'il soit stable. La nouvelle surface c'est 771.54 m²**

$N_u = N_u$ (structure) + 1.35 x poids propre de radier nervuré + 1.35 x poids des terres
 $N_u = 55381,3584 + 1.35 \times 19288.5 + 1.35 \times 771.54 \times 2 \times 18$ h=profondeur des terres=2m
 $N_u = 118917.66$ KN gamma terres = 18kg/m³
 M : est le moment de renversement. $\bar{\sigma}_{sol} = 200$ kN/m²
 ($M_{Rx} = 163847.89$ KN.m ; $M_{Ry} = 55553.19653$ KN.m).

	σ_1(kN/m²)	σ_2(kN/m²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right)$ (kN/m²)
Sens x-x	297.13	11.12	225.63
Sens y-y	159.07	149.18	156.6
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$ vérifier	$\sigma_2^{min} > 0$ vérifier	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

➤ **Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante :

- **ELU :** $\sigma_u = 225.63$ kN/m²

VI.3.3.5. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 40 cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 100 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau le plus défavorable.

a. Ferrailage de la table du Radier :**1. Détermination des efforts :**

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

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 : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appuis)} \end{cases}$

- **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis: $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \end{cases}$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a = 0,5M_0$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

2. Valeur de la pression sous radier :

- **ELU :** $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 225.63 \text{ kN/m}$

3. Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$) :

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec : $L_x = 4.8m$; $L_y = 5.09m$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.8}{5.09} = 0,94 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5: Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4.8	5.09	0.94	0.0419	0.8661	225.63	217.82	163.37	188.65	141.49	108.91

4. Calcul de 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

$f_{c28} = 30\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.4\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 17\text{MPa}$;

$f_e = 500\text{MPa}$; $\sigma_s = 435\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $h = 40\text{ cm}$;

$d = 0,9h = 36\text{ cm}$, fissuration non préjudiciable.

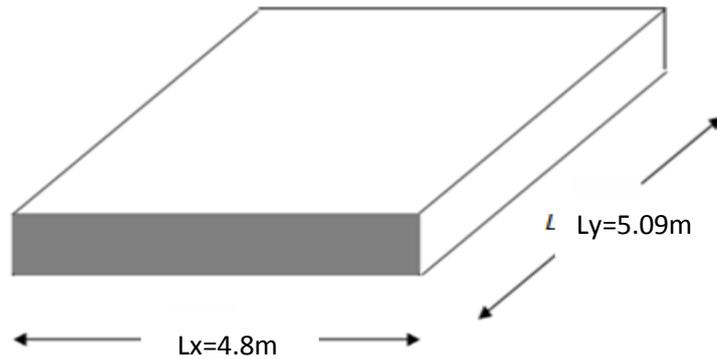


Figure VI. 6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité.

Tableau VI. 6: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t
Travée	x-x	163,37	0,075	0,098	34,59	10,86	6T16	12.06	15
	y-y	141,49	0,065	0,085	34,78	9,36	6T16	12.06	15
Appui	x-x	108,91	0,05	0,065	35,07	7,14	6T14	9.24	15
	y-y								

➤ **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

❖ **En travée :**

• **Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t=15$ cm.

• **Sens y-y :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=15$ cm

❖ **Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t=15$ cm.

5. Vérifications nécessaires :

➤ Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.97 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifier}$$

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m²**.

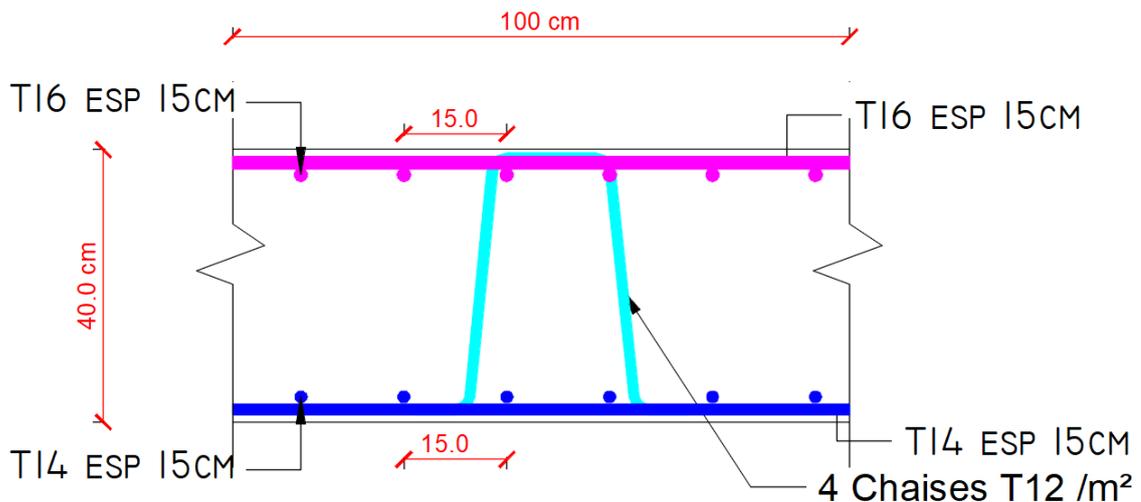


Figure VI. 7: Ferrailage de la Dalle du Radier.

b. Ferrailage des Nervures :

1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,5M_0$$

2. Calcul des armatures longitudinales :

$$b = 60\text{cm} ; h = 100\text{cm} ; d = 90\text{cm} .$$

Sens porteur (y-y) :

$$L = 5.09\text{m} ; q_u = 225.63 \text{ kN/ml} .$$

Tableau VI. 7: Ferrailage des nervures sens (y-y).

	M _u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	621,1	0,076	0,099	86,44	16,52	12T14	18.47
Appuis	365,35	0,045	0,058	87,92	9,56	12T12	13.57

• Sens non porteur (x-x) :

L = 4.8m ; q_u=225.63 kN/ml

Tableau VI. 8: Ferrailage des nervures sens (x-x)

	M _u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	552.34	0,067	0,087	86,87	14,62	12T14	18.47
Appuis	324.91	0,04	0,052	88,13	8,48	12T12	13.57

a. Vérifications nécessaires :

➤ Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.96 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Vérifier}$$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{225.63 \times 5.09}{2} = 574.23 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{574.23 \times 10^3}{600 \times 900} = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

➤ Armatures transversales :

• BAEL 91 modifié 99 :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l \right) = 14,4\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right) = 1,2\text{cm}$$

$f_c=500\text{MPa}$; $\tau_u=1,06\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $b=60\text{cm}$; $d=90\text{cm}$

On trouve :

- $S_t=15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$.
- $S_t=30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$.

$$A_t \geq 2,7\text{cm}^2$$

On prend : 6T8=3,02cm²

➤ **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures 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.

Leur section est au moins $3\text{cm}^2 / \text{ml}$ pour mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ($h=100\text{ cm}$).

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 0,5 = 1,5\text{cm}^2$$

On opte : 2T12 = 2,26cm²

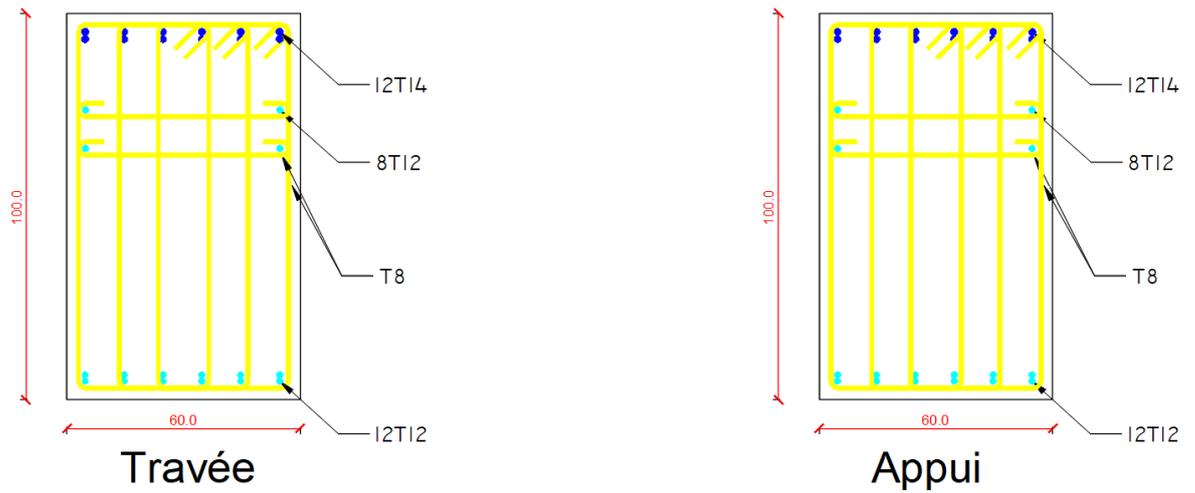


Figure VI. 8: Ferrailage des nervures du sens porteur.

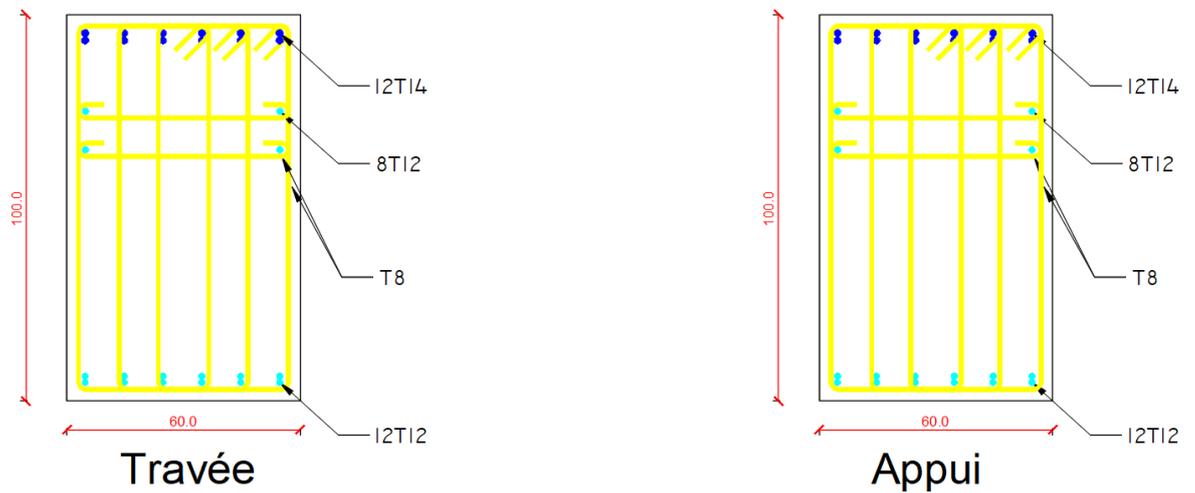


Figure VI. 9: Ferrailage des nervures du sens non porteur.

6. 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 préjudiciable.

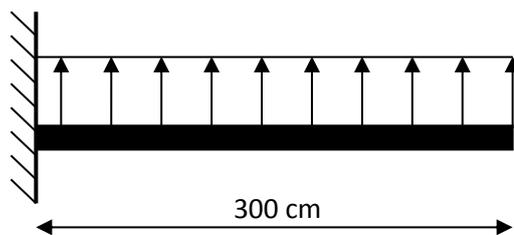


Figure VI. 10: Schéma statique du débord Figure VI. 11: Diagramme des Moments.

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

E.L.U : $q_u = 225.63 \text{ kN/ml} \longrightarrow$ Pour une bande de 1m.

➤ **Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

• **E.L.U :** $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 112.815 \text{ KN.m}$

$$T_u = -q_u \cdot L = -225.63 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 36 \text{ cm}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$.

Tableau VI. 9: Ferrailage du débord.

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
112.815	0,052	0,067	35,04	7,41	6T16	12.06

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.97 \text{ cm}^2 < 12.06 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Esp=15 cm.

➤ **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 3.015 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 6.03 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T12=5.65 cm²,

S_T=15cm.

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

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

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

$$T_u = q_u l = 225.63 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{225.63 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.63 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

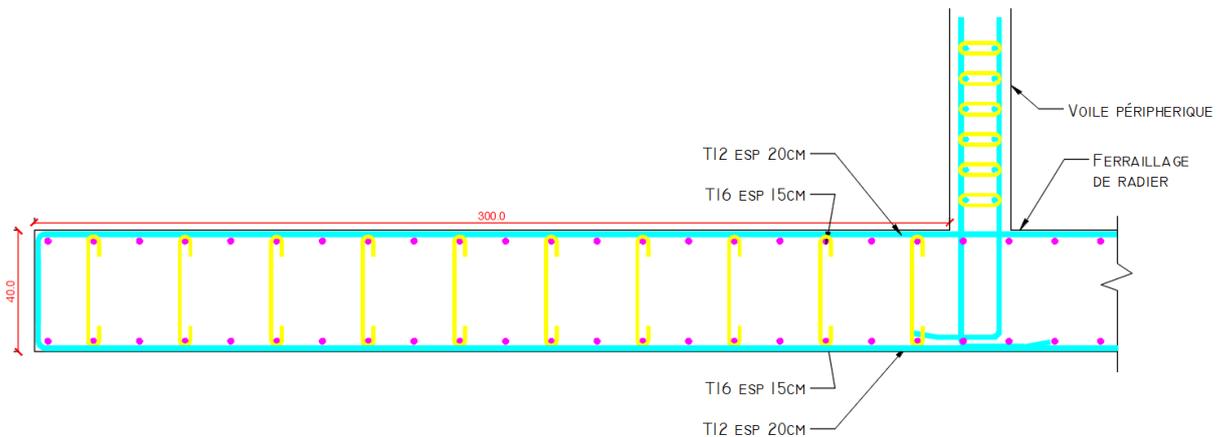


Figure VI. 12: Ferrailage du Débord.

VI.4. Etude du voile périphérique

VI.4.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.4.2. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15 \text{cm}$
 - ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ◆ La longueur de recouvrement est de $50\emptyset$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=20$ cm (Section du voile).

VI.4.3. Évaluation des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

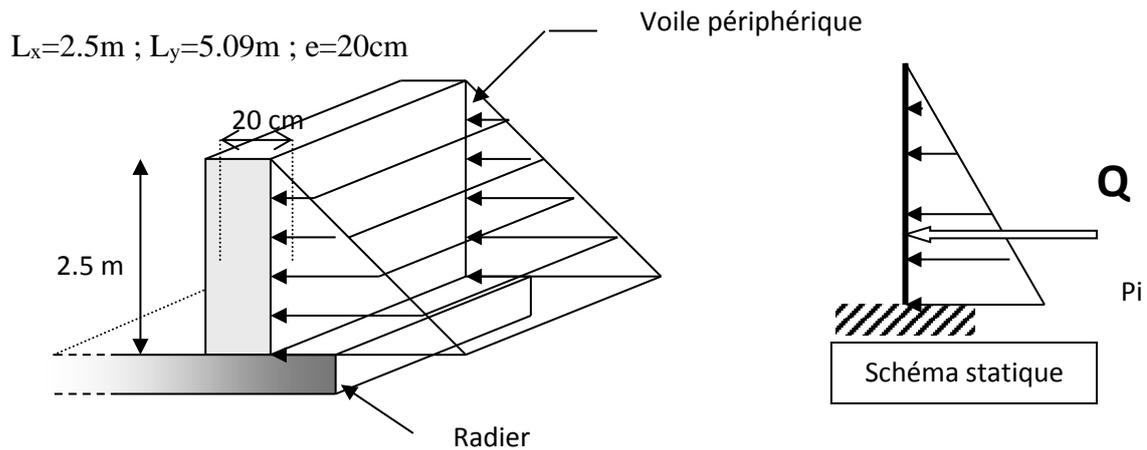


Figure VI. 13: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par

$$P_i = k_a \cdot \gamma_d \cdot H$$

Avec :

P_i = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

K_a = Coefficient de poussée = $tg^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]$.

γ_h = Poids spécifique des terres ($\gamma_h=21,4kN/m^3$).

φ : Angle de frottement interne du remblai = $40,6^\circ$.

$$\varphi = 40,6^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,2116$$

$$\text{Donc } P_i = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H = 11.32 \text{ KN/ml} \Rightarrow P_u = 1.35 P_i = 15.28 \text{ kN/ml}$$

3. Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,49 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0,098 ; \mu_y=0,25$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 9.36 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 2.34 \text{ kNm}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 7.02 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 1.75 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 4.68 \text{ kNm}$$

➤ **Calcul du Ferrailage :**

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=18\text{cm} ; \sigma_{bc}=17\text{MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 10: Ferrailage du Voile Périphérique.

	Sens	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t
Travée	x-x	7.02	0,013	0,017	17,88	0,91	6T12	6,79	15
	y-y	1.75	0,004	0,006	17,96	0,23	6T12	6,79	15
Appui	x-x	4.68	0,009	0,012	17,92	0,61	4T12	4,52	25
	y-y								

a. Condition de Non Fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,99 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

b. Condition exigée par le RPA99/version 2003 :

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{min} = 0,1\% \times 100 \times 18 = 1,8 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

c. Vérification de l'Effort Tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 19.27 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 12.71 \text{ kN}$$

$$T_u^{max(T_x; T_y)} = 19.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{19.27 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,107MPa < 1,5MPa.....Vérifier$$

d. Vérification à l'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,49 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 11.32 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,1013$$

$$\mu_y = 0,358$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 7.17 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 2.57 \text{ kNm}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 5.38 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 1.92 \text{ kNm}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 3.58 \text{ kN}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI. 11: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	5.38	6,79	1.33	15	71.9	250	verifier
	y-y	1.92	6,79	0.47	15	25.7	250	verifier
Appui	x-x	3.58	4,52	0.92	15	47.8	250	verifier
	y-y							

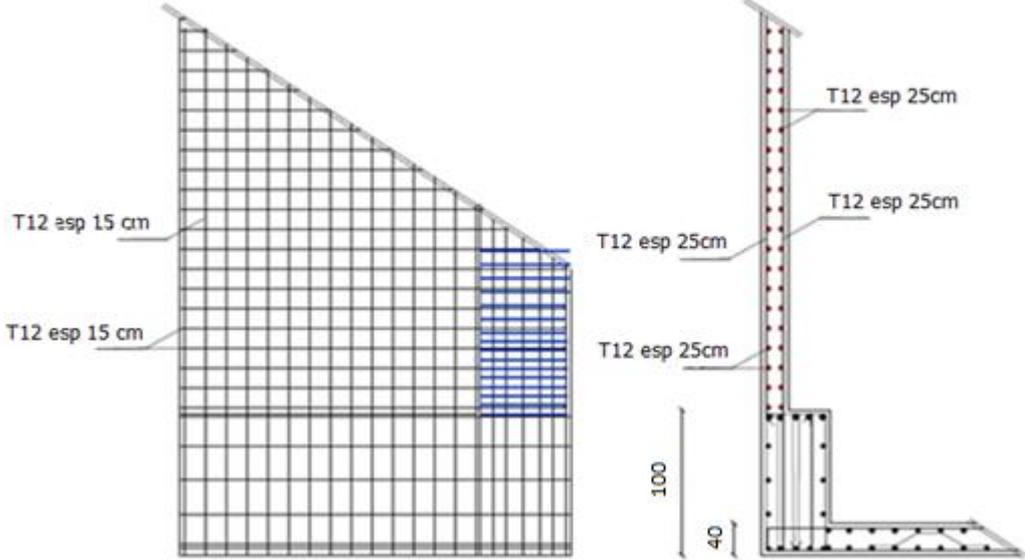


Figure VI. 14: Ferrailage du Voile Périphérique.

Conclusion générale :

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation.

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.