

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة سعد دحلب - البلدية 1 -

Université Saad Dahlab Blida 1



كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie



قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Matériaux

THÈME

ÉTUDE D'UN BATIMENT R+9 A USAGE D'HABITATION

Étudié et réaliser par

TRAD DOUNIA HADJER & ABDOUNI HAFSA

Devant le jury composé de :

Dr. HAMMAT. S

U. Saad Dahleb-Blida Président

Dr. DJAHRA. A

U. Saad Dahleb-Blida Examineur

Mr. MOUAICI Fethi

U. Saad Dahleb-Blida Promoteur

2022/ 2023

REMERCIEMENTS

Avant de commencer, nous remercions Dieu pour tout le courage, la foi, la force, la Volonté et la patience qu'il nous a accordée pour pouvoir achever ce travail.

Nous le remercions pour nos familles, qui nous ont toujours soutenus dans les bons comme dans

Les mauvais moments, ainsi nous le remercions pour nos chers amis qui nous ont Toujours encouragé.

Nos plus sincères remerciements vont à l'équipe pédagogique de l'université de Saad dahleb Blida « » à notre promoteur Mr. Mouaici fethi qui ont toujours été Là pour nous durant toute l'année, de nous avoir soutenu, épaulé, enseigné et de nous Avoir poussé au-delà de nos limites dans une année si difficile, où garder les étudiants Motivés n'était point une tâche facile. Merci Monsieur, Mes dames d'avoir cru en nous.

Nos remerciements vont également aux membres du jury, pour leur contribution Scientifique lors de l'évaluation de ce modeste travail.

Enfin, nous ne pouvons qu'être reconnaissantes à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à l'élaboration de ce travail.

DÉDICACES

Je tiens en premier lieu à remercier le bon dieu le tout puissant Allah qui nous a donné la force et le courage de mener à bien ce travail.

A mon cher papa (BACHIR), aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, Le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour toi. Rien au monde ne vaut les Efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.

A celle qui m'a transmis la vie, l'Amour, le courage, à toi chère maman (KHALIDA) Toute mes joies mon amour et ma considération pour tes sacrifices, j'espère que ta Bénédiction m'accompagne toujours, que ce modeste travail soit le fruit de tes Innombrables sacrifices, que dieu t'accorder santé et bonheur.

Mon cher mari (MOUHMED) Pour tout l'encouragement, le respect et l'amour que tu m'as offert, Je te dédis ce travail, qui n'aurait pas pu être achevé sans ton éternel soutien et optimisme.

A mes très chers RABAH, TAMER les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement et l'affection que je porte pour vous.

A mes chères sœurs MALAK, RANA, RAWAN, vous êtes présents dans Tout moment à mes côtés, je vous souhaite tout le bonheur du monde.

A Ma chère grand-mère A tous Mes chères tantes (Faiza, Safya, Radya, Fadhila, Hassiba) et tous ma famille .

A ma chère binôme « ABDOUNI HAFSA » pour les moments de découverte et pour notre sincère amitié

DOUNIA

DÉDICACES

c'est avec grand plaisir que je dédie ce modeste travail aux deux être qui m'ont plus précieux au monde : ma chère mère qui m'a fait ce que je suis et m'a tous donnée

A mon père pour son encouragement et bien vaillance.

Mes sœurs (**soraya , ahlem , , Hadjer**) qui m'ont soutenu et encouragé durant toutes mes années d'études ,et mes frères (**ayoub,rabah**) et a toute ma famille

Mes amies et mes camarades: (**imene , amina , chams ,hadjer , , Zohra , ,Nessrine et ...**) Et a tous mes amis sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon cœur Je suis reconnaissante à mon binôme **trad dounia hadjer** pour les moments de découverte et pour notre sincère amitié

hafsa

SOMMAIRE

RESUMEE	8
Introduction général	10
CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	11
I .1 Présentation de l'ouvrage	13
I .2 Conception de la structure	13
I .2.1 Ossature de l'ouvrage.....	13
I .2.2 Planchers	13
I .2.3 Poteaux.....	14
I .2.4 Poutres	14
I .3 Classification du bâtiment.....	14
I .3.1 Maçonnerie	15
I .3.2 Revêtement	15
I .3.3 Escaliers.....	15
I .4 Caractéristiques des matériaux.....	16
I .4.1 Le Béton	16
I .4.2 Acier	19
Chapitre II: PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX	21
II.1 Introduction	22
II.2 Pré dimensionnement des planchers	22
II.2.1 Plancher à Corps Creux	22
II.2.2 Balcon (dalle pleine)	23
II.3 Pré dimensionnement des poutres	23
II.3.1 Poutres principales	24
II.3.2 Poutres secondaires	24
II.4 Évaluation des charges et surcharge	25
II.4.1 Charge permanente.....	25
II.4.2 Charge d'exploitation	26
II.5 Surface d'influence du poteau.....	27
II.5.1 Le poteau central	27
II.5.2 Le poteau de rive.....	29
II.6 Dimensionnement des poteaux.....	32
II.6.1 Pour une section rectangulaire	32

II.6.2 Vérification à l'ELS	33
II.7 Pré dimensionnement des voiles	37
II.8 Conclusion	38
Chapitre III : calcul des éléments non structure.....	39
III.1 Introduction.....	40
III.2 BALCONS	40
III.2.1 Evaluation des charges	41
III.2.2 Calcul du ferrailage	42
III.2.3 Vérification de l'E.L.S.....	43
III.3 ETUDE DES PLANCHERS A CORPS CREUX.....	48
III.3.1 Calcul des poutrelles.....	53
III.3.2 Calcul des moments	54
III.3.3 Calcul du ferrailage	61
III.4 PLANCHER EN DALLE PLEINE	61
III.4.1 Evaluation des charges.....	62
III.4.2 Calcul des moments	63
III.4.3 Condition de non fragilité.....	64
III.4.4 Calcul des armatures transversales	64
III.4.5 Vérification à l'ELS	66
III.5 ESCALIER	67
III.5.1 Définition des éléments d'un escalier	68
III.5.2 Évaluation des charges.....	75
III.6 ACROTÈRE.....	76
III.6.1 Évaluation des charges.....	78
III.6.2 Calcul Des Efforts.....	78
III.6.3 Ferrailage De L'acrotère.....	84
Chapitre IV : Étude dynamique	85
IV.1. Introduction	85
IV.2. ÉTUDE dynamique	85
IV.2.1. Objectifs de l'étude dynamique	85
IV.2.2.Modélisation mathématique	86
IV.2.3 Caractéristiques dynamiques propres	87
IV.2.4 Modélisation de la structure	87

IV.2.4.1 Modélisation de la rigidité	88
IV.2.4.2. Modélisation de la masse	88
IV.3.Etude sismique	89
IV.3.1.Méthode dynamique modale spectrale	89
IV.3.2.Spectre de réponse.....	91
IV.3.3.Procédure de calcul	95
IV.3.4.Résultats de l'analyse dynamique	99
IV.4.Vérification spécifique aux sollicitations normales	99
IV.5 Conclusion	101
Chapitre 5 : ferrailage des éléments structures	102
V.1 Définitions	103
V.1.1 Eléments Structuraux	103
V.2 Ferrailage des portiques	103
V.2.1Combinaisons d'actions	103
V.3 Ferrailage des voiles.....	125
V.3.1 Détermination des contraintes	125
V.3.2 Calcul des armatures verticales.....	125
V.3.3 Le diamètre.....	125
V.3.4 L'espacement	126
V.3.5 Calcul des armatures horizontales	126
V.3.6 Calcul des armatures transversales.....	126
V.4 Conclusion	128
Chapitre 6 : Etude de l'infra structure	129
VI.1 Introduction	130
VI.2 Etude du mur voile périphérique	131
VI.2.1 Calcul de la poussée des terres	131
VI.2.2 Calcul des sollicitations	132
VI.2.3 Calcul du ferrailage	133
VI.3 ETUDE DU RADIER	136
VI.4 Ferrailage du radier	144
VI.5 Ferrailage des poutres de libages (nervure)	144
VI.6 Conclusion	149
Conclusion général.....	151
Bibliographie.....	152

Liste des tableaux.....	153
Liste des figures	155

الملخص

الغرض من هذا المشروع هو دراسة وتصميم هيكل مكون من طابق أرضي زائد تسع طوابق للاستخدام السكني المبنى سيتم انشاؤه بمنطقة أولاد يعيش بولاية البليدة المنطقة وفقا للوائح الزلازل الجزائرية (RPA 99 V 2003).

هذا العمل عبارة عن هيكل خرساني مسلح و قد تم اجراء التحجيم المسبق للعناصر الحاملة وفقا CBA93RPA2003

تم اجراء التحليل الزلزالي للهيكال باستخدام برنامج حساب بنية العناصر الدقيقة .

الكلمات المفتاحية البناء الخرسانة المسلحة RPA99, 2003 robot BAEL91modifié 99

Resumé :

Le but de ce projet est de faire l'étude et la conception d'une structure a usage d'habitations en (R +9) qui sera implantée wlad yaiche dans la wilaya de Blida classée en zone 3 selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 V 2003)

Cet ouvrage est une structure en béton armé le pré dimensionnement des éléments

Porteurs a été fait conformément au CBA 93 et RPA 99 version 2003

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel robot.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, robot, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Summary:

The pur pose of This Project Is to study and design a structure for residential use in (R +9) which Will be located in wlad yaiche the wilaya of Blida classified in zone 3According to the Algerian earthquake regulations (RPA 99 V 2003) This WorksIs a reinforced concrete structure the pre-sizing of the load –bearing elements Waa done in accordance with CBA 93 and RPA version 2003 the seismic analysis of the structure was carried out using the robot fine element

Key words: Building, Reinforced concrete, robot, RPA99 modified 2003, BAEL91 Modified 99. The column and beams were scaped with SOCOTEC software.

Introduction
general

Introduction general

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrage de la construction et d'infrastructure urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant les différentes factures tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 versions 2003 et les différents DTR.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans la wilaya Blida, classé par les règlements parasismiques algérien (RPA99/version 2003) comme une région de forte sismicité (zone III). Comportant un RDC+9 étages à usage habitation.

Le mémoire est constitué par six chapitres :

Le 1^{ère} chapitre consiste Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Le 2^{ème} chapitre est le prédimensionnement des éléments.

Le 3^{ème} chapitre calcul des éléments secondaire.

Le 4^{ème} chapitre Étude dynamique à la modélisation de la structure.

Le 5^{ème} chapitre Étude des éléments résistants (poteaux, poutre, voiles).

Le 6^{ème} chapitre consiste à calculer des fondations de ce projet et dimensionner et ferrailer les éléments de ce dernier.

Enfin, notre travail se termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I

***Présentation de l'ouvrage
et
caractéristique des matériaux***

Dans ce chapitre on va voir une description de notre projet ainsi que les diverses caractéristiques de notre bâtiment, sans oublier : les différentes hypothèses de calcul, règlements et normes utilisés.

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil L'ouvrage est composé d'un bâtiment en Rez-de-chaussée plus neuf (09) étages en béton armé avec une Terrasse inaccessible, plus 1 sous sols, à usage d'habitations situé à Ouled yaiche dans la wilaya de BLIDA, cette zone est de sismicité élevée (zone III), L'étude comporte trois grandes parties :

- Le pré dimensionnement et le calcul des éléments secondaires ;
- L'étude dynamique du bâtiment ;
- Le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles, fondations).

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 et CBA93 ;
- RPA99 version 2003.



Figure I. 1 : Plan de situation

DE L'OUVRAGE EN ÉLÉVATION

- Hauteur totale du bâtiment.....**H_T = 31,62m.**
- Hauteur rez-de-chaussée**H_{RDC} = 4,08m.**
- Hauteur de l'étage courant**H_e = 3,06 m.**

DIMENSIONS DE L'OUVRAGE EN PLAN

- Longueur totale en plan.....**L = 17,60m.**
- Largeur totale en plan.....**L = 12,30m.**

I.2. CONCEPTION DE LA STRUCTURE :**OSSATURE DE L'OUVRAGE**

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

PLANCHERS

On va travailler par 2 types de planchers:

- **Planchers corps creux**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de **60 cm** de corps creux (**hourdis**) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de **4 ou 5 cm**.

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

Facilité de réalisation.

-Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.

-Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

-Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

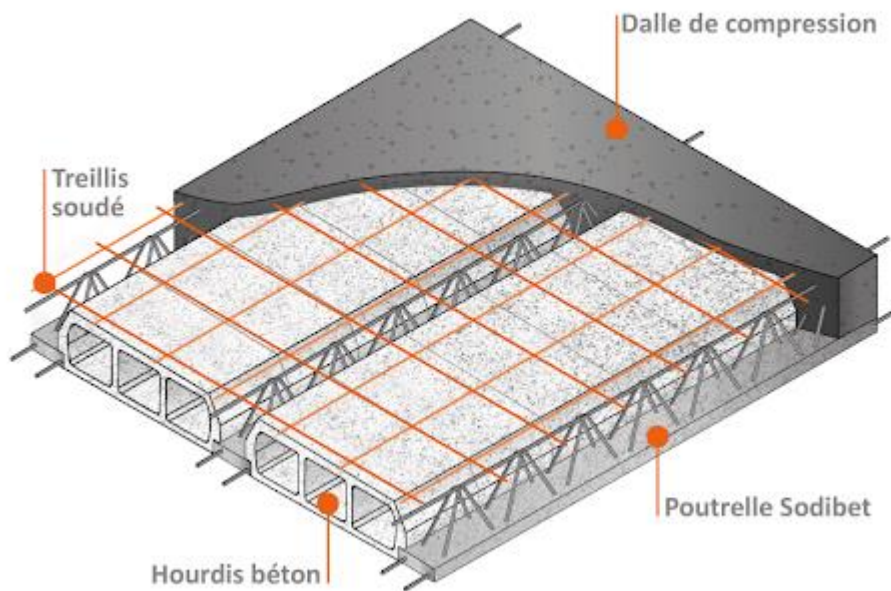


Figure I. 2: Schéma Plancher à corps creux

- **Planchers dalle pleine**

Sont des éléments horizontaux, généralement de forme rectangulaire en béton armé.

I .2.3 Poteaux

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

Dans notre cas on va travailler par 1 seul type de poteaux le poteau carré.

I .2.4 Poutres

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.

I .3 Classification du bâtiment

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le "**groupe 2**" selon le RPA, car il est à usage d'habitations et sa hauteur ne dépasse pas les **48 m**.

I .3.1 Maçonnerie

a. Murs extérieurs

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur avec une lame d'air de **5 cm** (**10+5+10**).

b. Murs intérieurs

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



Figure I. 3: **Brique creuse**

I .3.2 Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I .3.3 Escaliers

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

On a **1** type d'escalier :

- Escaliers à **2** volées.

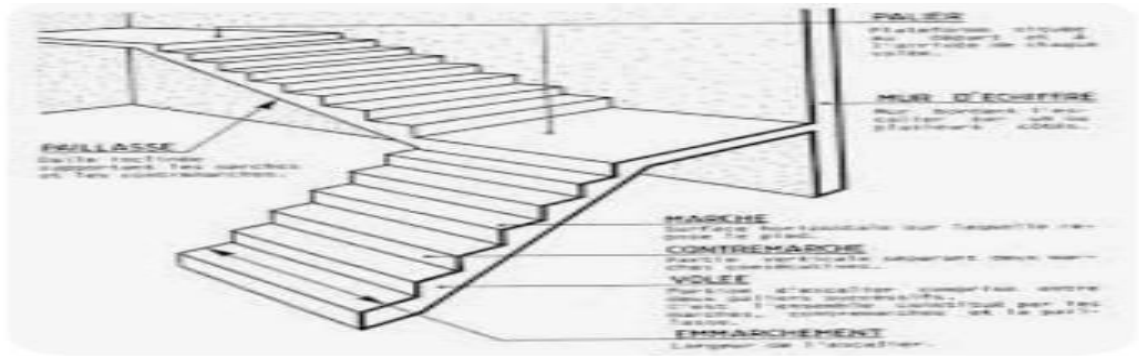


Figure I. 4: Escalier à 2 volées

CARACTERISTIQUE DU SOL

La structure est implantée sur **un sol meuble**, de contrainte admissible de **1,5bars**.

I.4 Caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **BAEL91/99**.

I.4.1 Le Béton

a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (**graviers, sable**) et de l'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

b. Résistances du béton

• Résistance à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours**. Cette dernière est notée par f_{c28}

$$j < 28 \text{ jours} : f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log } 10 (j + 1)$$

$$j > 28 \text{ jours} : f_{cj} = f_{c28} [1]$$

$$j \gg 28 \text{ jours} : f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$$

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre **16 cm** (section **200 cm²**) et de hauteur **32 cm**.

- **Résistance du béton à la traction**

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$- f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \text{ (MPa) [1]}$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$- f_{c28} = 30 \text{ MPa donc } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

- a. **Module de déformation longitudinale**

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

- **Module de déformation instantanée " E_{ij} "**

Pour des charges a courte durée :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \rightarrow E_{i28} = 32164,20 \text{ MPA}$$

- **Module de déformation longitudinale différée " E_{vj} "**

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{F_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10818,87 \text{ MPA}$$

- b. **Coefficient de Poisson**

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

- **ELU** : $\nu = 0$ Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **ELS** : $\nu = 0.2$ Calcul des déformations (béton non fissuré).

- c. **Poids volumique**

On adopte la valeur : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

• Les contraintes Limites

1. Les contraintes à l'Etat limitent ultime « E.L.U »

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times F_c j}{\gamma_b \times \theta} \quad [1]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires $f_{bu} = 14,17 \text{MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{MPa}$

Θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges :

- $\Theta = 1$, si la durée est supérieure à 24h.
- $\Theta = 0,9$ dans le cas contraire.

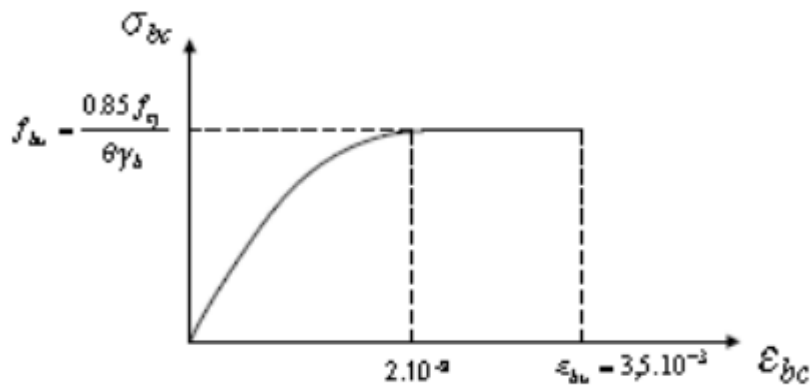


Figure I. 5: Diagramme Contraintes -Déformations du béton

2. Les contraintes à l'Etat limite de service « E.L.S »

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

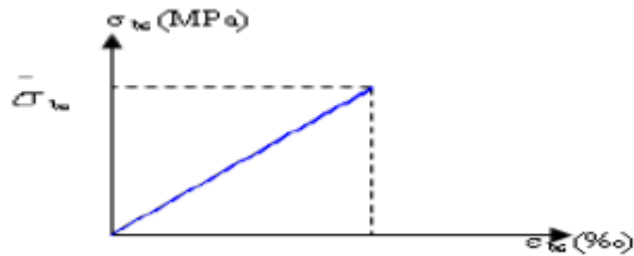


Figure I. 6: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

I .4.2 Acier

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

a. Les limites lisses (R.L)

- Barres à haute adhérence (H.A) : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (T.S) : $f_e = 520 \text{ MPa}$

b. Module d'élasticité des aciers

- Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.
- Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier. $E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$

c. Contrainte limite

• Etat limite ultime ELU

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation de la figure (I.8).

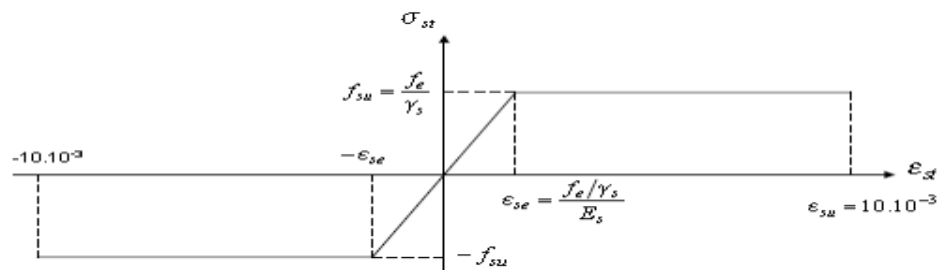


Figure I. 7: Diagramme contrainte déformation d'acier

Avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier. $\epsilon_s = \Delta L/L$

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

- **Etat limite de service ELS**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}} = \xi = \min (2/3 f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_t}))$.
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0,8 \xi$.
- η : Coefficient de fissuration.
- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (**HA**). Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

- d. Le coefficient d'équivalence**

Le coefficient d'équivalence noté **n** est le rapport : $n = \frac{\epsilon_b}{\epsilon_s} = 15$

- **n** : Le coefficient d'équivalence.
- ϵ_s : Module de déformation de l'acier.
- ϵ_b : Module de déformation de béton.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience ; il sera fait selon le rpa99 version 2003 et le bael91 m99. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2 Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Dalle pleine pour les balcons et certaine partie des planchers.

II.2.1 Plancher à Corps Creux

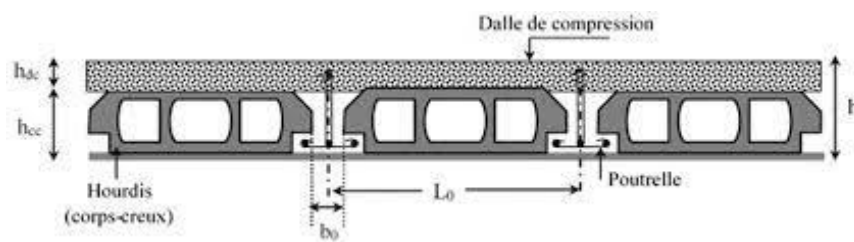


Figure II. 1: Schéma Plancher à corps creux

La hauteur du plancher h_t doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \quad (\text{condition de la flèche}) \quad [1]$$

Avec :

- L : longueur entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles
- H_t : hauteur totale planché

Dans notre projet le panneau le plus défavorable est de surface (3,30*4,80) cm².

L'entre axe verticale est de : 4,80 m

L'entre axe horizontale est de : 3,30 m

D'ici on peut constater le sens porteur des poutres il est dans le sens **vertical**

On aura alors :

$$L = 330$$

$$\frac{330}{25} = 13,2 \leq ht \leq \frac{330}{20} = 16,5$$

Conclusion

On va prendre l'épaisseur de 16+4

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

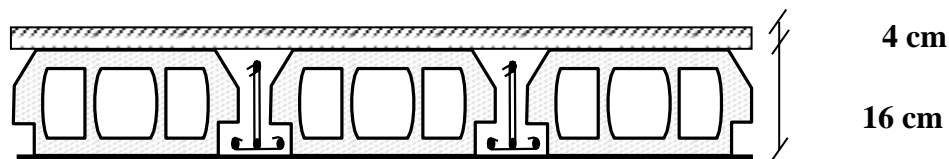


Figure II. 2: Schéma de la dalle

16 cm : hauteur du corps-creux.

4 cm hauteur de la dalle de compression.

II.2.2 Balcon (dalle pleine)

L'épaisseur de la dalle des balcons (qui est en console) est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

L : c'est la portée libre du balcon

Dans notre cas $L_0 = 1,40 \text{ m}$

$$e \geq (1,40 / 10) = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm} \text{ on va prendre } e = 15 \text{ cm}$$

II.3 Pré dimensionnement des poutres

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$L/15 \leq h \leq L/10 : \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

L : la plus grande portée des poutres. Tout en respectant les conditions du RPA99 modifié 2003 (**article 7.5.1**) relative au coffrage des poutres à savoir :

$$b \geq 20$$

$$H \geq 30$$

$$h/b \leq 3$$

II.3.1 Poutres principales

$$L_{\max} = 480 - 40 = 440$$

$$(440/15) \leq h \leq (440/10) \quad 29,33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

On va prendre **h = 40 cm**

La largeur sera donc $0,3 \cdot 40 \leq b \leq 0,7 \cdot 40$ $12,5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$

On va prendre **b = 30 cm**

II.3.2 Poutres secondaires

$$L_{\max} = 380 - 40 = 340$$

$$(340/15) \leq h \leq (340/10) \quad 22,67 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

On va prendre **h = 30 cm**

La largeur sera donc $0,3 \cdot 30 \leq b \leq 0,7 \cdot 30$ $9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$

On va prendre **b = 30 cm**

Tableau . 1: Vérification selon le RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaire	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$h = 30 \text{ cm}$	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	Vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{h}{b} = 1,50$	$\frac{h}{b} = 1$	Vérifiée

- **Conclusion**

On va opter pour la section $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ pour les poutres principales

On va opter pour la section $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ pour les poutres secondaire

II.4 Évaluation des charges et surcharge

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPA}$$

II.4.1 Charge permanente

- Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau . 2: Charge de plancher terrasse

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (kN/m^2)
Protection en gravier	18	0,05	0,90
Étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Isolant thermique	4	0,04	0,16
Forme en pente	22	0,10	2,2
Planche en corps creux	/	0,20	2,80
Enduit plâtre	10	0,02	0,2
			$G_t = 6,38kN/m^3$

La charge permanente totale qu'on a est $G = 6,38kN/m^2$

- Plancher étage

Tableau 3: Charge de plancher pour chaque étage.

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (kN/m^2)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,03	0,54
Plancher en corps creux	/	0,20	2,8
Enduit plâtre	10	0,02	0,2
Cloisons de séparation	10	0,1	1
			$G_t = 5,34kN/m^3$

La charge permanente totale qu'on a est $G= 5,34\text{kN/m}^2$.

- **Mur extérieur**

Tableau 4: Charge du mur extérieur

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (kN/m^2)
Enduit de plâtre	10	0.02	0,2
Briques creuses	09	0.15	1,35
Briques creuses	09	0,1	0,9
Enduit de ciment	18	0.02	0,36
Lame d'air	/	0,1	0,00
			$G_t = 2,81 \text{ kN/m}^3$

La charge permanente totale qu'on a est $G= 2.81 \text{ kN/m}^2$.

- **Dalle pleine (balcon)**

Tableau. 5: Charge de la dalle pleine (balcon)

Désignation des éléments	Poids volumiques γ (kN/m^3)	e (m)	Poids (kN/m^2)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en ciment	12	0,02	0,24
Cloisons de séparation	10	0,1	1
			$G_t = 6,15\text{kN/m}^2$

La charge permanente totale qu'on a est $G=6,15\text{kN/m}^2$.

II.4.2 Charge d'exploitation

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse accessible est $Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$.

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse accessible et d'étage à usage d'habitation $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

- **Descente decharges**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

- **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 identiques à chaque étage de 10% jusqu'à $0,5Q$. [3]

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Q : Charge d'exploitation.

n : nombre d'étage.

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

- **Calcul de la descente de charges**

On doit tout d'abord choisir le poteau le **plus sollicité** poteaux :

- Poteau centrale
- Poteau d'angle
- Poteau Rive

II.5 Surface d'influence du poteau

II.5.1 Le poteau central

Le poteau le plus sollicité reprend une surface $S = 8,61 \text{ m}^2$

a) **Charge permanente revenant à chaque plancher**

Plancher terrasse : $G = 6,38 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage, RDC et enter sol : $G = 5,38 \text{ kN/m}^2$

b) **Poids de chaque plancher**

Plancher terrasse : $P = 6,38 * 8,61 = 54,93 \text{ kN}$

Plancher étage, RDC : $P = 5,34 * 8,61 = 45,98 \text{ kN}$

a) Poids de chaque poutre

Poutre principale : $P = (0,30 * 0,40) * 25 * 3,25 = 9,75 \text{ kN}$

Poutre secondaire : $P = (0,30 * 0,30) * 25 * 2,65 = 5,96 \text{ kN}$

Poids totales des poutres : $P_t = (9,75 + 5,96) = 15,71 \text{ kN}$

b) Surcharges d'exploitations Q

$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 8,61) = 8,61 \text{ kN}$

$Q_{\text{(Etage d'habitation)}} = (1,5 * 8,61) = 12,915 \text{ kN}$

e) Poids des poteaux

On doit d'abord fixer leurs dimensions minimales selon le **R.P.A** et le **B.A.E.L** :

➤ D'après le **B.A.E.L**, on a :

$$0 < \lambda < 70 \quad \text{on prend } \lambda = 35$$

$$a = \frac{\sqrt{12} \cdot l_f}{35} = \frac{l_f}{10} : \text{on prend } a = \frac{l_f}{10} ; l_f = 0,7l$$

On a alors :

$$l = 408 \text{ cm} ; l_f = 0,7 * 408 = 285,6 \text{ cm}$$

$$a = \frac{285,6}{10} = 28,56 \text{ cm}$$

➤ **R.P.A 2003** exige :

$\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$ en zone **IIb** et **III**

On a la wilaya de Blida située dans la zone **III**

$$a = b = 30 \text{ cm}$$

On a alors

Donc on propose les dimensions suivantes :

a = 30cm; b = 30 cm

$G_{\text{Poteau (RDC, enter sol)}} = (0,30 * 0,30) * 4,08 * 25 = 9,18 \text{ kN}$

$G_{\text{Poteau (Etage)}} = (0,30 * 0,30) * 3,06 * 25 = 6,885 \text{ kN}$

Tableau. 6: Charge et surcharge de chaque étage (poteau central)

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
9 ^{ème} ETAGE	N10	Poids du plancher terrasse Poids des Poutres PP+PS Poids de Poteau	54,93 15,71 6,885 77,53	8,61
8 ^{ème} ETAGES	N9	N10+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	146,10	21,53
7 ^{ème} ETAGES	N8	N9+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	214,68	33,15
6 ^{ème} ETAGES	N7	N8+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	283,25	43,48
5 ^{ème} ETAGES	N6	N7+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	351,83	52,52
4 ^{ème} ETAGES	N5	N6+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	420,40	60,27
3 ^{ème} ETAGES	N4	N5+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	488,98	66,73
2 ^{ème} ETAGES	N3	N4+Poids du plancher étage service des Poutres PP+PS Poids de Poteau	557,55	73,16
1 ^{er} ETAGES	N2	N3+Poids du plancher étage service des Poutres PP+PS Poids de Poteau	626,13	79,90
RDC	N1	N2+Poids du plancher RDC Poutres PP+PS Poids de Poteau	697,00	100,91
TOTAL			<u>797,91</u>	<u>100,91</u>

II.5.2 Le poteau de rive

Le poteau le plus sollicité reprend une surface $S = 7,67 \text{ m}^2$

a) Charge permanente revenant à chaque plancher

Plancher terrasse : $G = 6,38 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage, RDC et enter sol : $G = 5,38 \text{ kN/m}^2$

b) Poids de chaque plancher

Plancher terrasse : $P = 6,38 * 7,67 = 48,93 \text{ kN}$

Plancher étage, RDC et enter sol : $P = 5,34 * 7,67 = 40,96 \text{ kN}$

c) Poids de chaque poutre

Poutre principale : $P = (0,30 * 0,40) * 25 * 4,64 = 13,95 \text{ kN}$

Poutre secondaire : $P = (0,30 * 0,30) * 25 * 1,65 = 3,71 \text{ kN}$

Poids totales des poutres : $P_t = (13,95+3,71) = 17,66 \text{ kN}$

d) Surcharges d'exploitations Q

$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 7,67) = 7,67 \text{ kN}$

$Q_{\text{(Etage d'habitation)}} = (1,5 * 7,67) = 11,505 \text{ kN}$

Tableau 7: **Charger et surcharge de chaque étage (poteau de rive)**

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
9 ^{ème} ETAGE	N10	Poids du plancher terrasse Poids des Poutres PP+PS Poids de Poteau	48,93 17,66 6,885 73,48	7,67
8 ^{ème} ETAGES	N9	N10+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	138,98	19,18
7 ^{ème} ETAGES	N8	N9+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	204,49	29,53
6 ^{ème} ETAGES	N7	N8+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	269,99	38,73
5 ^{ème} ETAGES	N6	N7+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	335,49	46,79
4 ^{ème} ETAGES	N5	N6+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	400,99	53,69
3 ^{ème} ETAGES	N4	N5+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	466,50	59,44
2 ^{ème} ETAGES	N3	N4+Poids du plancher étage service des Poutres PP+PS Poids de Poteau	532,00	65,17
1 ^{er} ETAGES	N2	N3+Poids du plancher étage service des Poutres PP+PS Poids de Poteau	597,50	71,18
RDC	N1	N2+Poids du plancher RDC Poutres PP+PS Poids de Poteau	665,30	82,18
TOTAL			<u>733,10</u>	<u>89,89</u>

A. Le poteau d'angle :

Le poteau le plus sollicité reprend une surface **S = 4,21 m²**

a) Charge permanente revenant à chaque plancher

Plancher terrasse : $G = 6,38 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage, RDC et enter sol : $G = 5,38 \text{ kN/m}^2$

b) Poids de chaque plancher

Plancher terrasse : $P = 6,38 * 4,21 = 26,86 \text{ kN}$

Plancher étage, RDC et enter sol : $P = 5,34 * 4,21 = 22,48 \text{ kN}$

c) Poids de chaque poutre

Poutre principale : $P = (0,30 * 0,40) * 25 * 2,25 = 6,75 \text{ kN}$

Poutre secondaire : $P = (0,30 * 0,30) * 25 * 1,60 = 3,60 \text{ kN}$

Poids totales des poutres : $P_t = (6,75 + 3,60) = 10,35 \text{ kN}$

d) Surcharges d'exploitations Q

$Q_{\text{terrasse}} = (1 * 4,21) = 4,21 \text{ kN}$

$Q_{\text{(Etage d'habitation)}} = (1,5 * 4,21) = 6,315 \text{ kN}$

Tableau 8: Charger et surcharge de chaque étage (poteau Dangle)

ETAGES	Niveau	DESIGNATION DES ELEMENTS	G (kN)	Q (kN)
9 ^{ème} ETAGE	N10	Poids du plancher terrasse Poids des Poutres PP+PS Poids de Poteau	26,86 10,35 6,885 44,09	4,21
8 ^{ème} ETAGES	N9	N10+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	83,81	10,53
7 ^{ème} ETAGES	N8	N9+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	123,53	16,21
6 ^{ème} ETAGES	N7	N8+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	163,24	21,26
5 ^{ème} ETAGES	N6	N7+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	202,96	25,68
4 ^{ème} ETAGES	N5	N6+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	242,68	29,47
3 ^{ème} ETAGES	N4	N5+Poids du plancher étage Poutres PP+PS Poids de Poteau	282,39	32,63
2 ^{ème} ETAGES	N3	N4+Poids du plancher étage service des Poutres PP+PS Poids de Poteau	322,11	35,77
1 ^{er} ETAGES	N2	N3+Poids du plancher étage service des Poutres PP+PS Poids de Poteau	361,83	39,07
RDC	N1	N2+Poids du plancher RDC Poutres PP+PS Poids de Poteau	403,84	45,11
TOTAL			<u>445,85</u>	<u>49,34</u>

II.6 Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$Nu(p) \leq \alpha \left[\frac{Br \times Fc\ 28}{0.9 \gamma b} + As \times \frac{fe}{\gamma s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

Nu: effort normal ultime (compression) = 1.35G+1.5Q

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(2))

λ : élancement d'EULER

i : rayon de giration

l f : longueur de flambement

I: moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

B : surface de la section du béton

γ b: coefficient de sécurité pour le béton γ b = 1.5 (situation durable)

γ s: coefficient de sécurité pour l'acier γ s = 1.15 (situation durable)

f e: limite élastique de l'acier (f e = 500 MPa);

f c28: contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f c28 = 25 MPa)

As : section d'acier comprimée

B r : section réduite d'un poteau. Obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

II.6.1 Pour une section rectangulaire

- moment d'inertie $I = hb^3/12$

- section du béton $B = a \times b$

- section réduite $B r = ((a - 0.02) \times (b - 0.02))$

Selon le « BAEL 99 ^[2] » $0,2\% \leq As / B \leq 0,5\%$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad si \quad \lambda = 50 \\ \bullet \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad si \quad 50 < \lambda < 100 \end{array} \right.$$

Pour les poteaux. Il est préférable de prendre **λ = 35** et **α = 0,708**

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B \times \gamma_s} \right)} = 0,0652 N_u$$

Pour une zone sismique **III**. On doit avoir au minimum :

$$\text{Min (a ; b)} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min (a ; b)} > h_e/20$$

$$1/4 < a/b < 4$$

Avec :

- (a ; b) : dimensions de la section.
- h_e : hauteur d'étage.

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

II.6.2 Vérification à l'ELS

La vérification de la section à l'ELS est selon la formule suivante :

$$\sigma_{ser} = N_{ser}/(B + \eta A)_s \leq 0.6 f_{c28}$$

Avec :

- **N_{ser}** : Effort normal à l'ELS.
- **B** : Section de béton du poteau.
- **As** : Section des armatures (**As=1%B**).
- **η** : Coefficient d'équivalence (**η = E_s/ E_b = 15**).
- **σ_{ser}** : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation les différents termes par leur valeur, on obtient :

$$\sigma_{ser} = N_{ser} / 1.15B \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Les Poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central **S = 8,61 m²**
- Poteau de rive **S = 7,67 m²**
- Poteau de d'angle **S = 4,21 m²**

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

A. Le poteau central :

Tableau 9 : **Choix des sections des poteaux centraux**

Niveaux	Ng (KN)	Nq (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b	RPA	Le choix
9 ^{ème} étage	77,53	8,61	117,57	7,67	4,77	30x30	30x30
8 ^{ème} étage	146,10	21,53	229,52	14,96	5,87	30x30	30x30
7 ^{ème} étage	214,68	33,15	339,53	22,14	6,71	30x30	30x30
6 ^{ème} étage	283,25	43,48	447,61	29,18	7,40	30x30	30x30
5 ^{ème} étage	351,83	52,52	553,75	36,10	8,01	30x30	30x30
4 ^{ème} étage	420,40	60,27	657,95	42,90	8,55	30x30	30x30
3 ^{ème} étage	488,98	66,73	760,21	49,57	9,04	30x30	30x30
2 ^{ème} étage	557,55	73,16	862,43	56,23	9,50	30x30	30x30
1 ^{er} étage	632,41	85,23	1035,33	64,75	10,50	35x35	35x35
RDC	710,10	96,76	1143,65	73,87	11,70	35x35	35x35

Vérification de critère de résistance : $Nu/B \leq f_u = 14,17\text{Mpa}$

Tableau 10 : **Vérification de critère de résistance**

Etages	Nu (KN)	B (cm ²)	Nu/B	f _{bu} (MPa)	Vérification	Le choix
9 ^{ème} étage	117,57	900	1,31	14,17	Vérifiée	30x30
8 ^{ème} étage	229,52	900	2,55	14,17	Vérifiée	30x30
7 ^{ème} étage	339,53	900	3,77	14,17	Vérifiée	30x30
6 ^{ème} étage	447,61	900	4,97	14,17	Vérifiée	30x30
5 ^{ème} étage	553,75	900	6,15	14,17	Vérifiée	30x30
4 ^{ème} étage	657,95	900	7,31	14,17	Vérifiée	30x30
3 ^{ème} étage	760,21	900	8,45	14,17	Vérifiée	30x30
2 ^{ème} étage	862,43	900	9,58	14,17	Vérifiée	30x30
1 ^{er} étage	1035,33	900	11,50	14,17	Vérifiée	35x35
RDC	1134,65	900	12,60	14,17	Vérifiée	35x35

A. Le poteau de rive :

Tableau 11 : Choix des sections des poteaux de rive

Niveaux	Ng (KN)	Nq (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b	RPA	Le choix
9 ^{ème} étage	73,48	7,67	110,70	7,22	4,69	30x30	30x30
8 ^{ème} étage	138,98	19,18	216,39	14,11	5,76	30x30	30x30
7 ^{ème} étage	204,49	29,53	320,35	20,89	6,57	30x30	30x30
6 ^{ème} étage	269,99	38,73	422,58	27,55	7,25	30x30	30x30
5 ^{ème} étage	335,49	46,79	523,09	34,11	7,84	30x30	30x30
4 ^{ème} étage	400,99	53,69	621,88	40,55	8,37	30x30	30x30
3 ^{ème} étage	466,50	59,44	718,93	46,87	8,85	30x30	30x30
2 ^{ème} étage	532,00	65,17	815,96	53,20	9,29	30x30	30x30
1 ^{er} étage	600,50	73,02	940,37	62,32	10,89	35x35	35x35
RDC	678,45	84,65	1189,52	70,25	11,90	35x35	35x35

Vérification de critère de résistance : $Nu/B \leq f_u = 14,17\text{Mpa}$

Tableau 12 : Vérification de critère de résistance

Etages	Nu (KN)	B (cm ²)	Nu/B	f _{bu} (MPa)	Vérification	Le choix
9 ^{ème} étage	110,70	900	1,23	14,17	Vérifiée	30x30
8 ^{ème} étage	216,39	900	2,40	14,17	Vérifiée	30x30
7 ^{ème} étage	320,35	900	3,56	14,17	Vérifiée	30x30
6 ^{ème} étage	422,58	900	4,70	14,17	Vérifiée	30x30
5 ^{ème} étage	523,09	900	5,81	14,17	Vérifiée	30x30
4 ^{ème} étage	621,88	900	6,91	14,17	Vérifiée	30x30
3 ^{ème} étage	718,93	900	7,99	14,17	Vérifiée	30x30
2 ^{ème} étage	815,96	900	9,07	14,17	Vérifiée	30x30
1 ^{er} étage	940,37	900	10,50	14,17	Vérifiée	35x35
RDC	1189,52	900	13,21	14,17	Vérifiée	35x35

B. Poteaux d'angle:

Tableau 13 : Choix des sections des poteaux d'angle

Niveaux	Ng (KN)	Nq (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b	RPA	Le choix
9 ^{ème} étage	44,09	4,21	65,84	4,29	4,07	30x30	30x30
8 ^{ème} étage	83,81	10,53	128,93	8,41	4,90	30x30	30x30
7 ^{ème} étage	123,53	16,21	191,08	12,46	5,53	30x30	30x30
6 ^{ème} étage	163,24	21,26	252,27	16,45	6,06	30x30	30x30
5 ^{ème} étage	202,96	25,68	312,52	20,38	6,51	30x30	30x30
4 ^{ème} étage	242,68	29,47	371,82	24,24	6,92	30x30	30x30
3 ^{ème} étage	282,39	32,63	430,17	28,05	7,30	30x30	30x30
2 ^{ème} étage	322,11	35,77	488,51	31,85	7,64	30x30	30x30
1 ^{er} étage	361,83	39,07	547,07	35,67	7,97	30x30	30x30
RDC	403,84	45,11	612,85	39,96	8,32	30x30	30x30

Vérification de critère de résistance : $Nu/B \leq f_u = 14,17\text{Mpa}$

Tableau 14 : Vérification de critère de résistance

Étages	Nu (KN)	B (cm ²)	Nu/B	f _{bu} (MPa)	Vérification	Le choix
9 ^{ème} étage	65,84	900	0,73	14,17	Vérifiée	30x30
8 ^{ème} étage	128,93	900	1,43	14,17	Vérifiée	30x30
7 ^{ème} étage	191,08	900	2,12	14,17	Vérifiée	30x30
6 ^{ème} étage	252,27	900	2,80	14,17	Vérifiée	30x30
5 ^{ème} étage	312,52	900	3,47	14,17	Vérifiée	30x30
4 ^{ème} étage	371,82	900	4,13	14,17	Vérifiée	30x30
3 ^{ème} étage	430,17	900	4,78	14,17	Vérifiée	30x30
2 ^{ème} étage	488,51	900	5,43	14,17	Vérifiée	30x30
1 ^{er} étage	547,07	900	6,08	14,17	Vérifiée	30x30
RDC	612,85	900	6,81	14,17	Vérifiée	30x30

II.7 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15\right) \text{ cm} \quad e \geq \frac{h_e}{20} \quad e \geq \frac{408 - 20}{20}$$

$$e \geq 19,40 \text{ cm} \quad \text{alors } e_{\min} = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4e \quad L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Avec :

L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

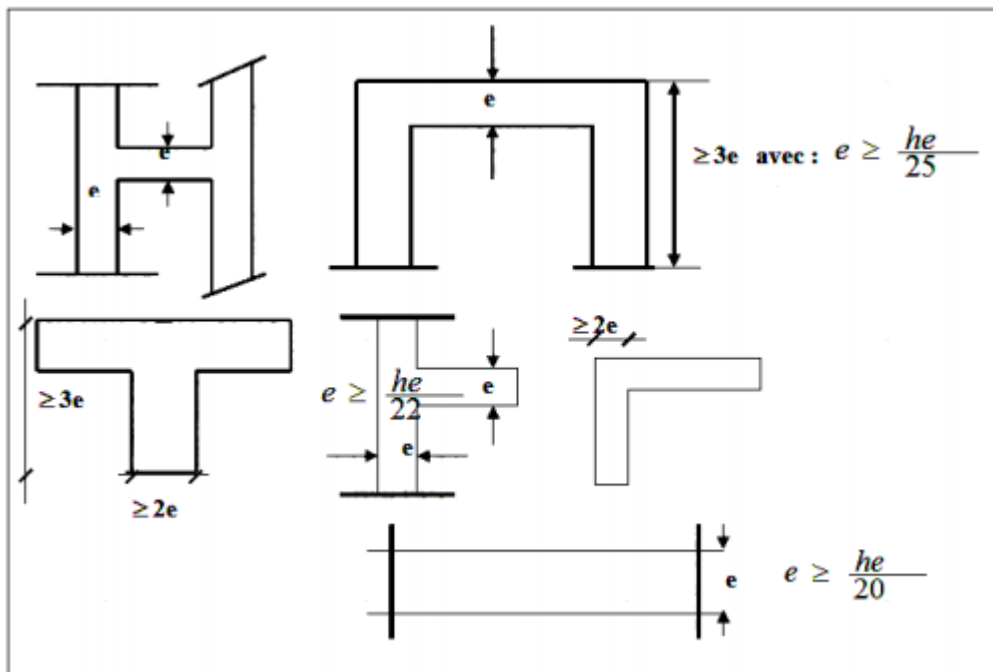


Figure II. 3: Coupes de voiles en plan (RPA 99 V 2003)

II.8 Conclusion

➤ Tableau récapitulatif:

Tableau15 : Dimensions des éléments porteurs

Niveaux	Section de poteau	Section de poutre principale	Section de poutre secondaire	Epaisseur des voiles
Sous-sol → 9 ^{ème} étage	30x30	30x40	30x30	20

Chapitre III :
**Calcul des éléments non
structure**

III.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de, l'ossature. Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de, l'ossature.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99** » en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 version 2003** ».

III.2 BALCONS

3.2.1 Introduction :

Les balcons sont des éléments de structure qui vont subir des charges particulières, ils sont également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales. Dans notre cas ces derniers seront réalisés en dalle pleine, ils sont calculés comme des consoles encastrees dans la poutre de rive.

Soumis à :

- son poids propres.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde -corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

1.1.1. Balcon 1 : L= 1.2 m :

. L'Epaisseur de balcon

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12cm$$

On prend: e=15cm

III.2.1 Evaluation des charges

- Charge permanente:

$$G= 5.56 \text{ kN/m}^2$$

- Charge d'exploitation:

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

- Charge concentrée "F":

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²
- Maçonnerie (ép = 10 cm) 0,90 kN/m²
- Enduit au ciment 0,36 kN/m²

$$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

Moment du à la main courante :

$$M_{mc} =Q' \times L=1 \times 1 \times 1= 1 \text{ kN.m}$$

1.3. Schéma statique:

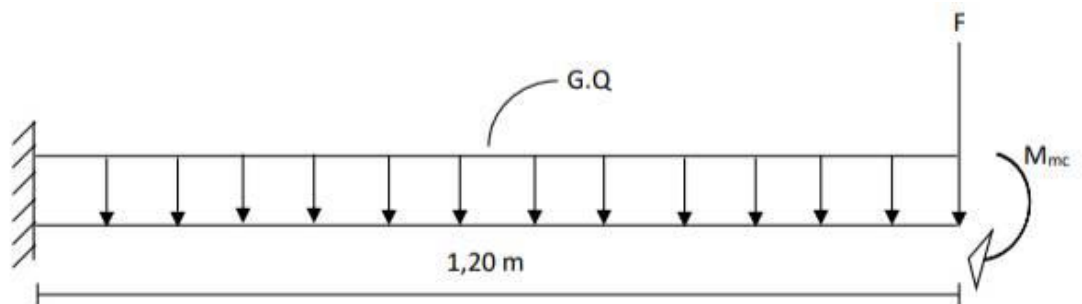


Figure III. 1 : Schéma statique du balcon

1.4. Combinaison des charges

	ELU	ELS
q(kN/ml)	12.75	9.06
F(kN)	2,19	1,62
M_{mc}	1,50	1,00

Tableau.16 : Combinaison des charges

3.2.3 Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant:** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + Mmc\right)$
- **Effort tranchant:** $T(x) = (qx + F)$

	ELU	ELS
M (kNm)	13.3	9.49
T (kN)	17.49	12.52

Tableau.17: Calcul des efforts internes

III.2.2 Calcul du ferrailage

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

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=12,5\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

$M_u(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm^2)	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A^{adp}_s (cm^2)	Esp (cm)
13.35	0,0516	Oui	0	0,0664	13.14	2.9	5T10	3.93	20

Tableau.18 : Ferrailage du balcon

Espacement:

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Armatures de répartitions:

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.98\text{cm}^2 \leq A_r \leq 1.96\text{cm}^2$$

Le choix est de: 3T8/ml = 1.51cm² avec: S_t=20cm

Vérifications

a. Condition de non fragilité:

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

$$A_s = 5,65\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant:

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{17,49 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,13\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

III.2.3 Vérification de l'E.L.S

On considère que la fissuration est préjudiciable.

Vérification des contraintes:

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

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

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

Avec: $n=15$; $c'=5\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 15\eta\right) = 201,6\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

$M_{ser}(kNm)$	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
9,49	3.93	3.44	7322.87	3.61	vérifiée	187.31	vérifiée

Tableau.19 : Vérification des contraintes du balcon

Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{125} = 0,125 > 0,0625 \dots\dots\dots$ vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{5.65}{100 \times 13,5} = 0,0029 < 0,0105 \dots$ vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,125 \geq 0,1 \dots\dots\dots$ vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

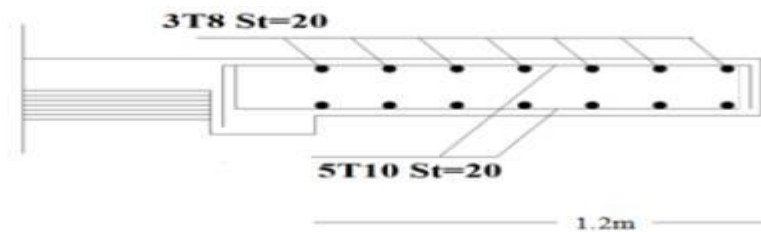


Figure III.2 : ferrailage du balcon

1.2.Balcon 2 : L= 1.6 m :

. L'Epaisseur de balcon :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{160}{10} = 16cm$$

On prend: e=20cm

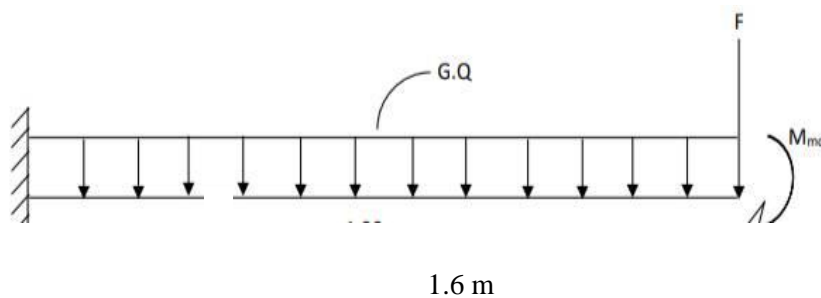


Figure III.3: schéma statique du balcon

2.2. Evaluation des charges

- Charge permanente:

$$G = 7,3 \text{ kN/m}^2$$

- Charge d'exploitation:

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

- Charge concentrée "F":

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²

- Maçonnerie (ép = 10 cm) 0,90 kN/m²

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²

$$F = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

Moment du à la main courante :

$$M_{mc} = Q \cdot x \cdot L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN.m}$$

2.4. Combinaison des charges

	ELU	ELS
q(kN/ml)	15.11	10.8
F(kN)	2,19	1,62
M _{mc}	1,50	1,00

Tableau.20 : Combinaison des charges

2.5. Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- Moment fléchissant: $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + M_{mc}\right)$

- Effort tranchant: $T(x) = (qx + F)$

	ELU	ELS
M (kNm)	24,35	17.42
T (kN)	26,37	19,44

Tableau.21: Calcul des efforts internes

2.6. Calcul du ferrailage :

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

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

$M_u(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm^2)	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A^{adp}_s (cm^2)	Esp (cm)
24.35	0,053	Oui	0	0,132	17.04	3.28	5T10	3.93	20

Tableau.22: Ferrailage du balcon

Espacement:

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Armatures de répartitions:

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.98\text{cm}^2 \leq A_r \leq 1.96\text{cm}^2$$

Le choix est de: 3T8/ml=1.51cm² avec: S_t=20cm

Vérifications

c. Condition de non fragilité:

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

$$A_s = 3.93\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,99\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Vérification de l'effort tranchant:

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{26.37.10^3}{1000 \times 180} = 0,146.\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3.7. Vérification de l'E.L.S:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

Vérification des contraintes:

- Position de l'axe neutre "y":

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie "I":

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

Avec: n=15 ; c'=5cm ; d=18cm ; b=100cm ; A'_s=0

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; 15\eta\right) = 201.6MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
17.42	3.93	4.05	13686.16	5.15	vérifiée	198.31	vérifiée

Tableau.23 : Vérification des contraintes du balcon

Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{160} = 0,125 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{3.93}{100 \times 13,5} = 0,0029 < 0,0105 \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,125 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

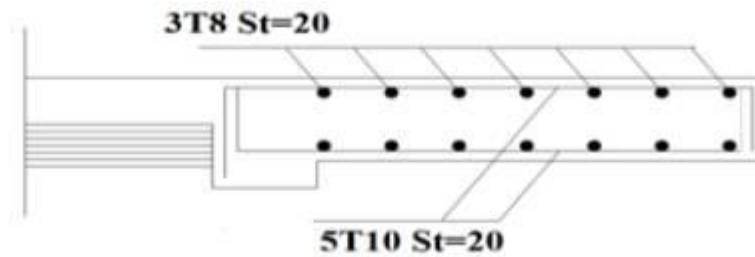


Figure III.4 : ferrailage du balcon

III.3 ETUDE DES PLANCHERS A CORPS CREUX

1.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers en corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension $(20 \times 16 \times 60) \text{ cm}^3$, avec une table de compression de 4 cm d'épaisseur. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle;
- La table de compression.

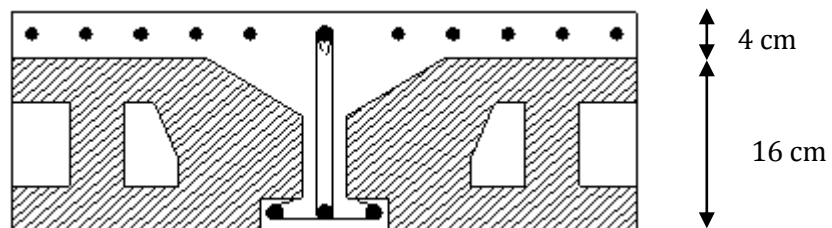


Figure III.5 : Coupe du plancher en corps creux

III.3.1 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas: $L_{\max} = 3.3 \text{ m}$) et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Pour notre ouvrage on a quatre (04) types de poutrelle:

- Poutrelle à 02 travées
- Poutrelle à 04 travées

- Poutrelle à 05 travées
- Poutrelle à 07 travées

En va étude la poutre la plus sollicités

1.3. Dimensions des poutrelles :

On a: $h_t = 20$ cm; avec $h_0 = 4$ cm; $h=16$ cm

On a: $b_0 = 12$ cm, $b=65$ cm

$c = (b-b_0) / 2 = 26,5$ cm

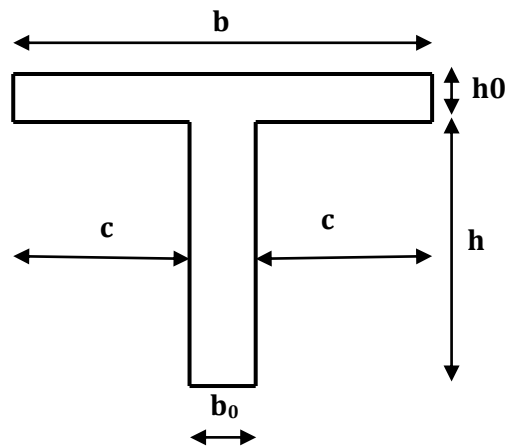


Figure.III.6 : Dimensions De La Poutrelle.

1.4. 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

a) 1^{ère} étape de calcul (avant coulage) :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ❖ Son poids propre
- ❖ Le corps creux
- ❖ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

III.3.2 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 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 :**

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{Appuis de rive.}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} \quad \text{Appuis intermédiaire.}$$

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

➤ **Moment en travée :**
$$M_t(x) = M_0 + \left(\frac{M_w - M_e}{2} \right) + \frac{(M_w - M_e)}{16M_0}$$

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'appui considérée ;
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque coté de l'appui, 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.

1.6. Etapes de calcul des poutrelles :

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

- Poutrelle de travée $L=3. m$
- 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 et surcharges :

• Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

$$G = 1,82 \text{ kN/ml}$$

• Charges d'exploitation:

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

❖ Combinaison des charges:

$$\underline{E.L.U.} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3.43 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 2.47 \text{ kN/ml}$$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3.43 \times 3.3^2}{8} = 4.66 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2.47 \times 3.3^2}{8} = 3.36 \text{ kNm}$$

Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U $M_u=4.66 \text{ kNm}$; $b=12\text{cm}$; $d=4.5\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17 \text{ Mpa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 2.16 > \mu_R \text{ Sachant qu'impossible d'avoir } \mu > 1$$

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 étalements 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 »

➤ **Evaluation Des Charges :**

Elu $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $p_u = 0.65 q_u$

Els $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 q_s$

Les résultats sont au tableau dessus

niveau	G	Q	ELU		ELS	
			q _u	p _u	q _s	p _s
terrasse	6.38	1	10.11	6.57	7.38	4.79
Etage habitant	5.34	1.5	9.46	6.15	6.84	4.45

Tableau.24 : Evaluation Des Charges

➤ **Conclusion :**

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

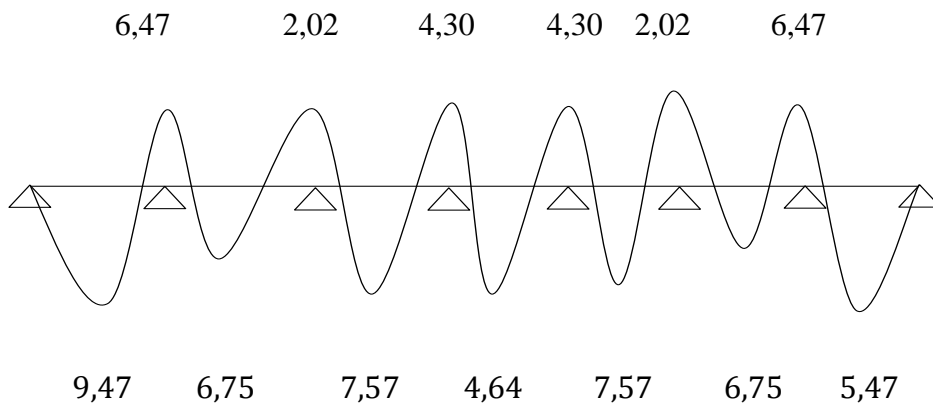
Calcul des efforts internes :

a- Poutrelle à (07) travées :

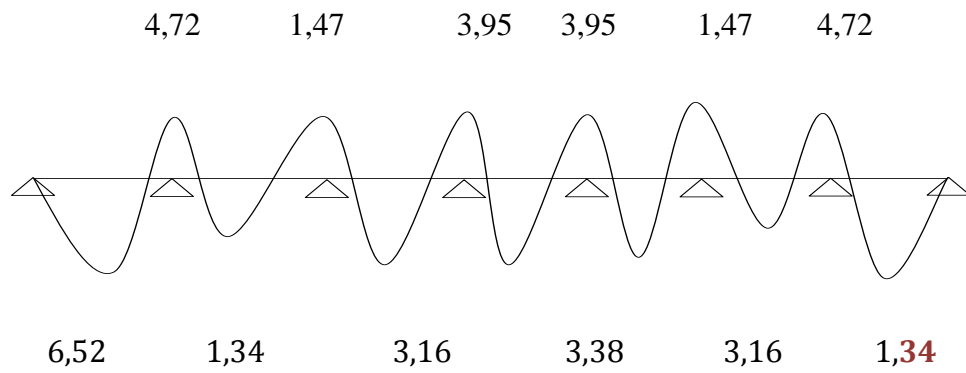
Déterminera des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.(3,3m – 1,5m – 2,3m – 3,00m – 2,3m – 1,5m – 3,3m).

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

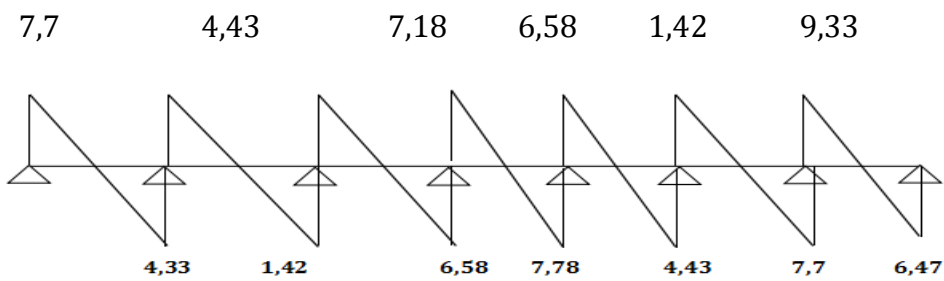


ELS :



Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



ELS:

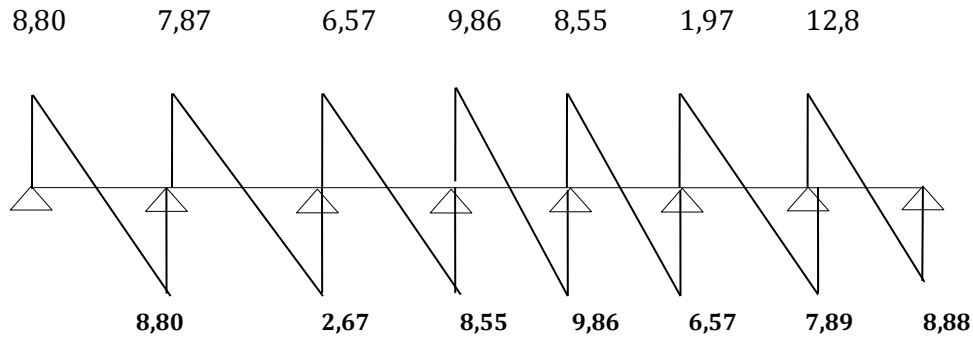


Figure.III.11 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 07 travées.

III.3.3 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 :

E.L.U : $M_{tu}^{max} = 09,47 \text{ KNm}$

$M_{au}^{max} = 12.8 \text{ KNm}$

E.L.S: $M_{tser}^{max} = 6,52 \text{ KNm}$

$M_{aser}^{max} = 4.72 \text{ KNm}$

Ferraillage en travée :

$h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

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.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 58,94. \text{kNm}$$

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 :

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s' (\text{cm}^2)$	A	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
9,47	0,032	Oui	0	0,0406	17,70	Oui	10‰	435	1,60

Tableau.25 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

Condition de non fragilité :

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

$$A_s = \text{Max} \{ 1,41 \text{ cm}^2 ; 1,60 \text{ cm}^2 \} = 1,60 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2,355 \text{ cm}^2$)

Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } M_{au}^{\max} = 12,80 \text{ kNm} < M_{tab} = 58,94 \text{ kNm}$$

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

$M_{Ua}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s' (\text{cm}^2)$	A	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
12,80	0,26	Oui	0	0,383	15,23	Non	8,53	435	2,79

Tableau.26: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{cm}^2$$

$$A_s = 2,79 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14 ($A_s = 3,07 \text{ cm}^2$)

➤ **Vérifications:**

Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 19,51 \text{ kN}$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,903 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

• **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton ^[1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 12,10 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{12,10 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,6 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales ^[1] :**

$$A_s = 3,07 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression ^[1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{19,5 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,003 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales ^[1] :**

$$A_s = 3,07 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -2,06 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'E.L.S :

La fissuration étant peu nuisible, 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 ^[1] :

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

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 : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

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

- 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 :

$$\begin{cases} \frac{b}{2}y^2 - (b-b_0) \cdot \frac{(y-h_0)^2}{2} + \eta A_s' \cdot (y-c') - \eta A_s \cdot (d-y) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 - (b-b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + \eta A_s' \cdot (y-c')^2 + \eta A_s (d-Y)^2. \end{cases}$$

Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ • $\frac{h}{L} = 0,060 < 0,0625 \dots \dots \dots non\ vérifiée$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ • $\frac{A_s}{b_0 d} \Rightarrow 0,014 > \dots 0,0105 \dots \dots \dots non; vérifiée$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ • $\frac{h}{L} = 0,060 < 0,125 \dots \dots \dots non\ vérifiée$

Avec :

$h=20\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18,0\text{cm}$; $L=3.30\text{ m}$; $M_{tser}=6.52\text{ kNm}$; $A_s=3,39\text{cm}^2$; $f_e=500\text{MPa}$.

Alors:

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

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

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,66\text{cm}$ ($L < 5\text{m}$)

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 » [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 » [1] :

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

- 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 :

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

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

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

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

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 :

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
6,52	3,07	7.33	0,014 2	126.31	2,8 9	1,15 8	0,39 6	21259.03	10904, 91	14575,27

Tableau27: calcul de la flèche

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,31.cm \quad (L = 3.30.m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,714.cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,404.cm < \bar{f} = 0,8.cm \dots\dots\dots vérifiée$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

Selon [1] :

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

Selon [2] :

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

Avec:

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0.6cm ; 1cm ; 0,65cm) = 0,57cm$$

On adopte : $\phi_t = 6mm$

Donc :

Choix des armatures :

$$\text{On adopte : } A_t = 2\phi_6 = 0,57cm^2$$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \Rightarrow S_t \leq 15,55cm$$

Donc : $\begin{cases} S_t = 5cm \dots\dots\dots Zone\ nodale \\ S_t = 10cm \dots\dots\dots Zone\ courante \end{cases}$

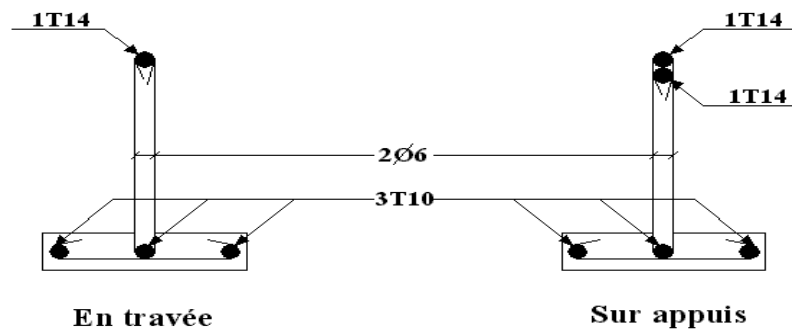


Figure.III.7 : ferrailage de balcon

III.4 PLANCHER EN DALLE PLEINE

Les dalles sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, supposés infiniment rigides dans leur plan, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

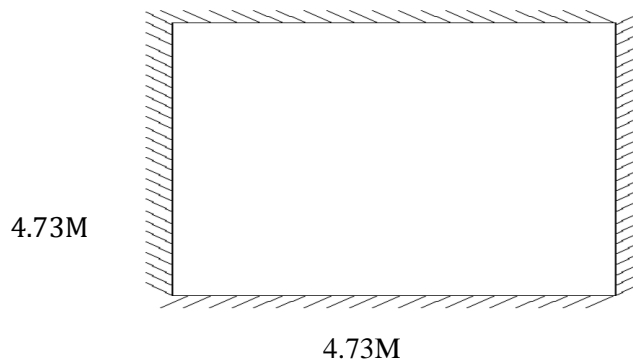


Figure .III.8 : schéma de la dalle plein

III.4.1 Evaluation des charges

Plancher	G (KN/m)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
1 ^{er} S.S	7.33	1.5	12.14	8.33

Tableau .28 : Evaluation des charges

a. Exemple de calcul

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.73}{4.73} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.4.2 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 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 rectangulaire.

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.03689 \\ \mu_y = 0,1 \end{cases}$$

Moments en travées

$$M_{lx} = 0,85 M_x = 10.0 \text{ KN.m}$$

$$M_{ly} = 0,85 M_y = 1.0 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis

$$M_{ay} = -0,5 M_x = -7.06 \text{ KN.m}$$

a. ferrailage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	8.5	0.018	0	1.09	4T10	3,14

	y-y	8.5	0.018	0	1.09	4T10	3.14
Appui	x-x	5	0.011	0	0.65	4T10	3.14
	y-y						

Tableau .29 : Ferrailage de la dalle pleine

Espacement

Travée

Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25.cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifier$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25.cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifier$

Appuis

Sens x-x :

$esp = \frac{100}{4} = 25.cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifier$

Sens y-y :

$esp = \frac{100}{4} = 25.cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifier$

III.4.3 Condition de non fragilité

$h=e=20cm; b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,20.cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.20cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,6\%_0 & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \end{cases}$

Travée

Sens x-x : $A_x = 3,14cm^2 > A_s^{min} = 1,20cm^2Vérifiée$

Sens y-y : $A_y = 3.14cm^2 > A_s^{min} = 1,20cm^2vérifiée$

AppuisSens x-x :

$$A_x = 3.14 \text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,20 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y :

$$A_y = 3.14 \text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,20 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.4.4 Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12.44 \times 4.73 \times 4.73}{2 \times 4.73 + 4.73} = 1914. \text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 19.14 \text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 19,14 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{19,14 \cdot 10^3}{1000 \times 144} = 0,11 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

III.4.5 Vérification à l'ELS**e.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 0,1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 8.71. \text{kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 0.87. \text{kNm} \end{cases}$$

➤ Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7.4 \text{KNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0.74 \text{kNm}$$

➤ Moments sur appuis

$$M_{ax} = -0,5 M_x = 4.36 \text{KNm.}$$

b. 2. Vérification des contraintes

e.2.1. Béton : nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15MPa.$$

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

- y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b.y^2}{2} - 15.A_s.(d - y) + 15A'_s(y - d') = 0$$

- I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

e.2.2. Acier : nous devons vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right) = 240 MPa.$$

Avec : $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} . (d - y).$

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa	Vér	σ _s MPa	σ _s MPa	Vér
Travée	x-x	7.4	3,14	3,77	12568.06	1.67	15	OK	100.94	240	OUI
	y-y	0.74	3.14	3.77	12568.06	1.24	15	OK	75.11	240	OUI
appui	x-x	4.36	3.14	3.77	12568.06	0.98	15	OK	59.4	240	OUI
	y-y										

Tableau .30 : Ferrailage de la dalle pleine

e.3a . Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} 1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ 2. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,044 < 0,0424 \dots \dots \dots \text{Non} \dots \text{vérifier} \\ 0,044 > 0,037 \text{ à } 0,028 \dots \dots \dots \text{Non vérifier} \\ 1.6610^{-3} > 4.10^{-3} \dots \dots \dots \text{Non vérifier} \end{cases}$$

On remarque que trois conditions ne sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

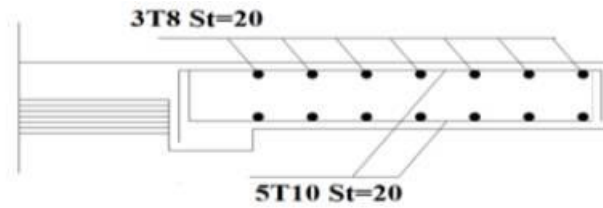


Figure .III.9 : Ferrailage de la dalle pleine

III.5 ESCALIER

3.5.1. Introduction

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

Notre bâtiment comporte 3 types d'escalier. L'escalier de 2 volets a été choisi comme exemple de calcul.

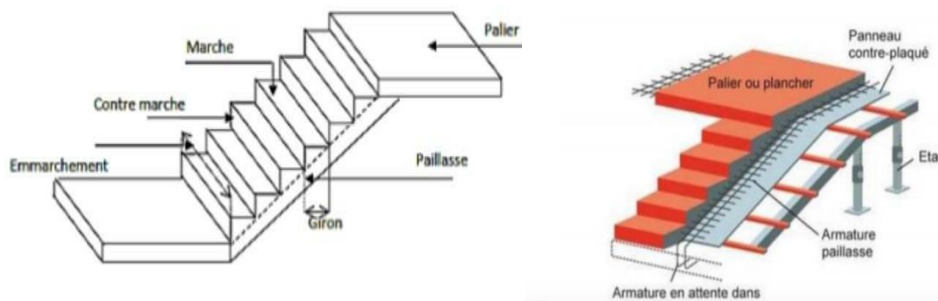


Figure .III.10 : schéma d'escalier

III.5.1 Définition des éléments d'un escalier

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

5.2. Définition des éléments d'un escalier

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ($C.M$) de ces gradins.

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

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 :

- $2h+g=64$ (1)

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

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

Avec :

- n : Le nombre de contre marche
- $(n-1)$: Le nombre de marche

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

$H=156\text{cm}$ $L=240\text{cm}$

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

- n : La racine de l'équation
- $64n^2 - 610n + 306=0$

Solution :

$n_1=0.53$refusée.

$n_2=9.03$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n=9$
- le nombre de marche $n-1=8$

Alors :

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

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

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)\text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18)\text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33)\text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2h + g = 64\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{array} \right. \text{ Vérifiée}$$

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 20.13 \leq e \leq 30.2 \text{ cm}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,6 + 1,6 = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} + 1,9 + 1,3 = 6.04 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur $e = 25 \text{ cm}$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse

c. Angle d'inclinaison de la paillasse

$$\text{arctg } \alpha = \frac{H}{L} = 28.65$$

3.5.3. Évaluation des charges*évaluation des charges***a. Palier****a. 1. Charges permanentes**

<i>Matière</i>	<i>Épaisseur (cm)</i>	<i>ρ (kN/m²)</i>
1- Carrelage	2	0.50
2- Mortier de pose	2	0.40
3- Lit de sable	3	0.54
4- Dalle pleine	15	4.75
5- Enduit en ciment	2	0.36

G=

6.55 kN/m²

a. 2. Charge d'exploitation

Q₁ = 2,50 kN/m²

b. Paillasse

b. 1. Charge permanentes

Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,22}{\cos 28.65} \right) = \dots\dots\dots 7.12 \text{ kN/m}^2$

Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,14}{2} = \dots\dots\dots 1.75 \text{ kN/m}$

<i>Matière</i>	<i>Épaisseur (cm)</i>	<i>ρ (kN/m²)</i>
1- Carrelage	2	0,50
2- Mortier de pose	2	0,40
4- Enduit en ciment	2	0,36
5- Garde corps	2	1,00
G=		11.53 kN/m²

b.2. Charge d'exploitation $Q_2=2,50 \text{ kN/m}^2$

Schéma statique :

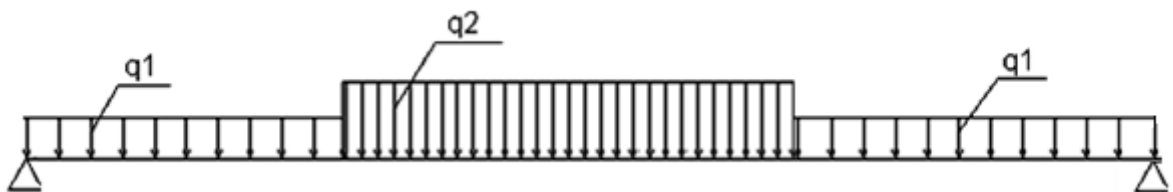


Figure .III.11 :schéma statique de l'escalier

3.5.4. Combinaison des charges

E.L.U

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_1$$

$$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_2$$

E.L.S

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

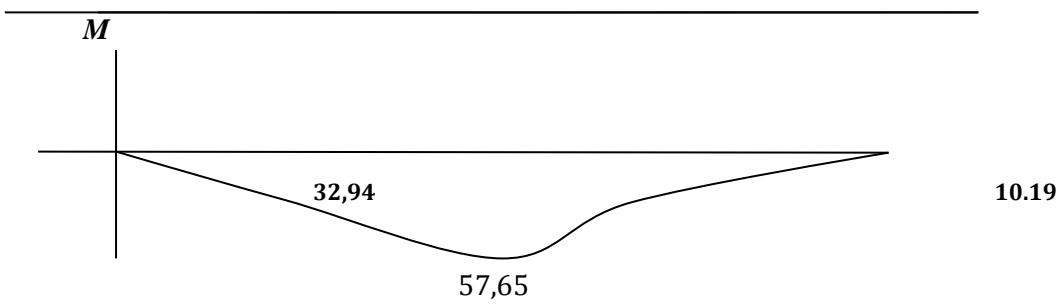
	q_1 (kN/ml)	q_2 (kN/ml)
ELU	12.95	18,77
ELS	9.05	13,63

Tableau .33 :Charges à l'ELU et l'ELS.

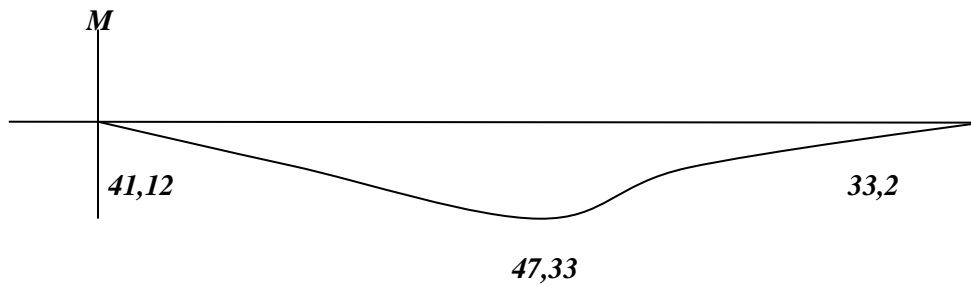
Diagramme des efforts internes

Moment fléchissant.

ELU :

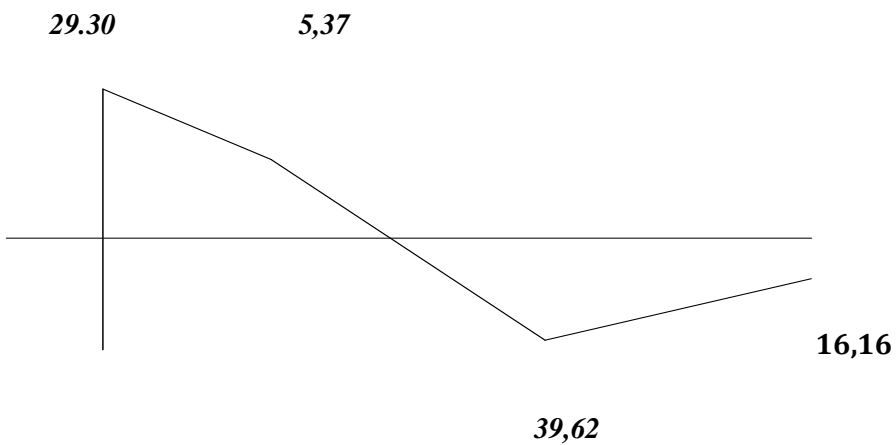


ELS :

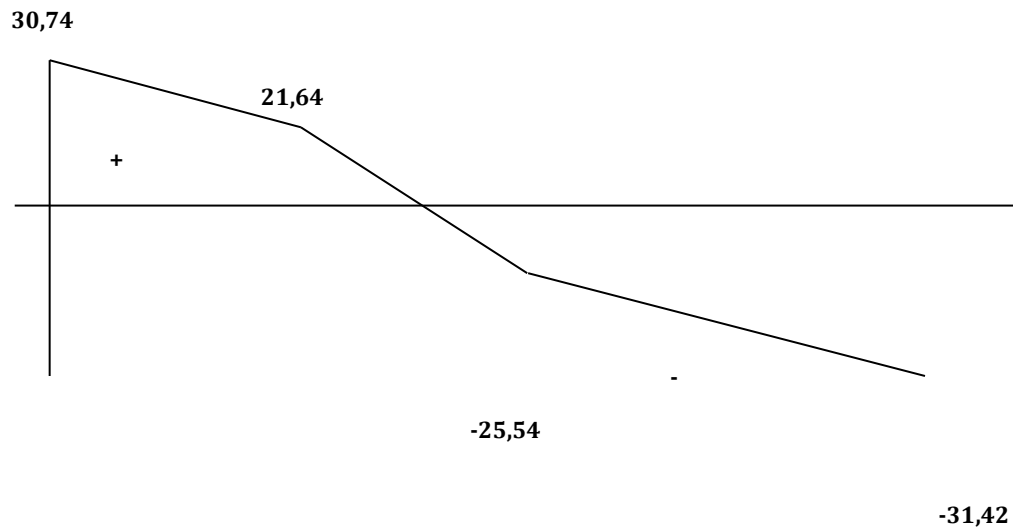


Effort tranchant :

ELU :



ELS:



Calcul des armatures :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)

Tel que : $b=100cm$; $h=20cm$

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{bc} = 14,17MPa$; $f_{t28} = 2,10MPa$; $\gamma_b = 1,5$; $d=0,9h=18cm$

$\sigma_s = 435MPa$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e=500MPa$

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	28.78	0.06	Oui	0	0.077	17.44	3.79	4T12	4.52
Appuis	48.92	0,106	Oui	0	0,15	16.99	6.61	6T12	6.79

Tableau .34: **Ferraillage de l'escalier.**

Espacement

➤ En travée $esp \leq \frac{100}{6} = 16,67\text{cm}$

On prend : $esp=17\text{cm}$

➤ Sur appui $esp \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

On prend : $esp=25\text{cm}$

Armatures de répartition

➤ En travée $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.70.\text{cm}^2 / ml \leq A_r \leq 3,40\text{cm}^2 / ml$

Le choix est de $4T12=4.52\text{cm}^2$

➤ Sur appui $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.13.\text{cm}^2 / ml \leq A_r \leq 2.20\text{cm}^2 / ml$

Le choix est de $4T12=4,52\text{cm}^2$

5.7. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.82\text{cm}^2$$

En travée : $A_s = 6,79\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.82\text{cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 4.52\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.82\text{cm}^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots(\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{53,13 \times 10^3}{1000 \times 198} = 0,268.MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa.....v\u00e9rifi\u00e9e$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (v\u00e9rification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inf\u00e9rieures doivent \u00eatre ancr\u00e9es au-del\u00e0 de l'appui, pour \u00e9quilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises \u00e0 aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 39.66.10^3 - \frac{28.78.10^6}{0,9 \times 180} = -137994.30 < 0$$

Les armatures ne sont soumises \u00e0 aucun effort de traction.

➤ **V\u00e9rification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,2.MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25MPa.....v\u00e9rifi\u00e9e$$

Donc les armatures transversales ne sont pas n\u00e9cessaires

c. V\u00e9rification \u00e0 l'E.L.S

La fissuration est consid\u00e9r\u00e9e comme peu nuisible, donc il n'est pas n\u00e9cessaire de v\u00e9rifier la contrainte des armatures tendues.

c. 1. V\u00e9rification des contraintes du b\u00e9ton

-Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

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

Avec :

$$n=15 ; c'=5cm ; d=18cm ; b=100cm ; A_s'=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	47.33	6,79	3,47	22895,39	7,17	Vérifiée
Appui	31.42	4,52	3,81	15495,48	7,72	Vérifiée

Tableau .35: **Vérification à l'E.L.S.**

c. 2. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,16}{5,6} = 0,028 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{6,79}{100 \times 18} = 0,0037 < 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,028 > \frac{48,92}{10 * 57,56} = 0,084 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad L=5.6m > 5m \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \end{array} \right.$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 44318,33.Cm^4$$

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

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = 5,68 \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = 2,27 \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0037 \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} = 0,5306 \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 387,25 \text{Mpa} \end{cases}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10818,87MPa

- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
47,33	6,79	0,0037	387,25	5,68	2,27	0,530	44318,33	12157,15	22159,17

Tableau .36: Vérification de la flèche de l'escalier

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,69 \text{cm} \\ f_v = 1,44 \text{cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,75 \text{cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{100} = 0,5 + \frac{585}{1000} = 1,085 \text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,75 \text{cm} < \bar{f} = 1,085 \text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.6 ACROTÈRE

3.6.1 Introduction :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée 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 propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante Q=1kN/ml.

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

- Largeur b=100 cm
- Hauteur H=60 cm
- Epaisseur e=10 cm

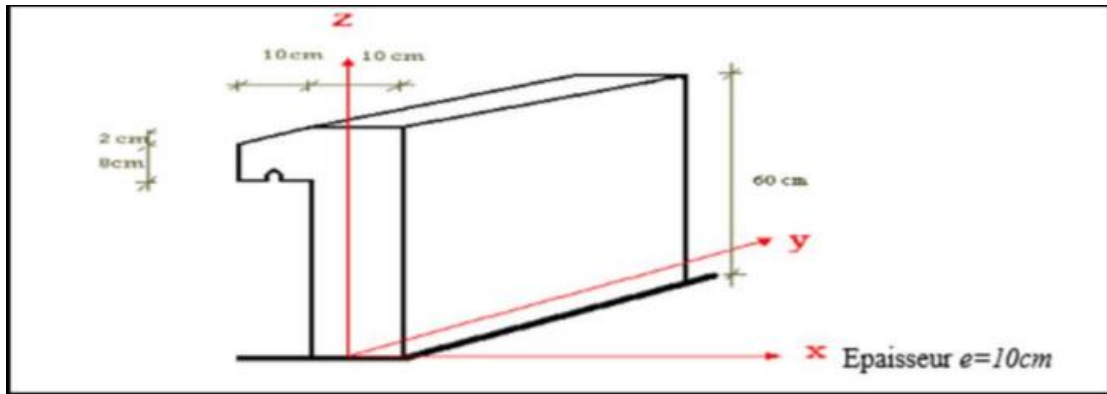


Figure .III.12 : Dimensions de l'acrotère

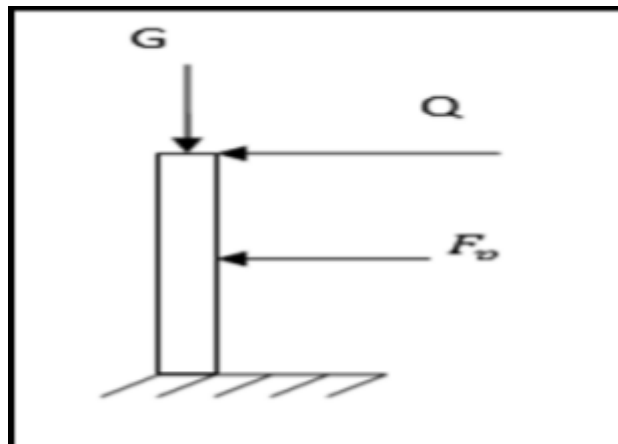


Figure .III.13 : coupe transversale de l'acrotère

III.6.1 Évaluation des charges

a-Charges permanentes :

Surface de l'acrotère : $S = [(0.1 \cdot 0.6) + (0.1 \cdot 0.08) + [(0.1 \cdot 0.02) / 2]] = 0.069 \text{ cm}^2$

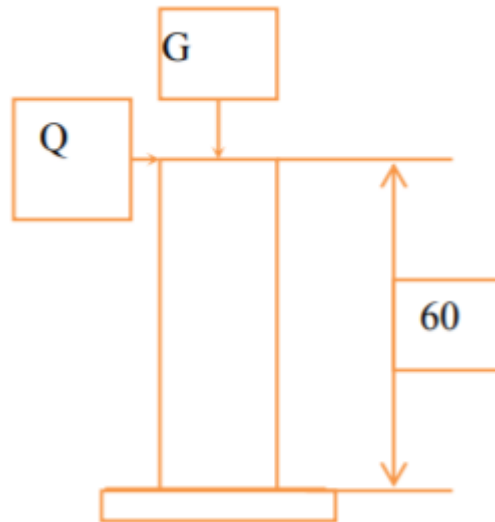


Figure.III. 14 : Schéma statique de l'acrotère

1/Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$

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

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

$G = 2,145 \text{ kN/ml}$

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 $= 2,145 \text{ kN}$.

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

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

$F_p = 1,716 \text{ kN}$

$1,5Q = 1,5 \times 1,0 = 1,5 \text{ kN}$ donc $Q_u = F_p = 1,716 \text{ kN}$.

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$G = 2,145 \text{ kN/ml}$ et $Q = 1,716 \text{ kN/ml}$

III.6.2 Calcul Des Efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

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

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

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

E.L.S :

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

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

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

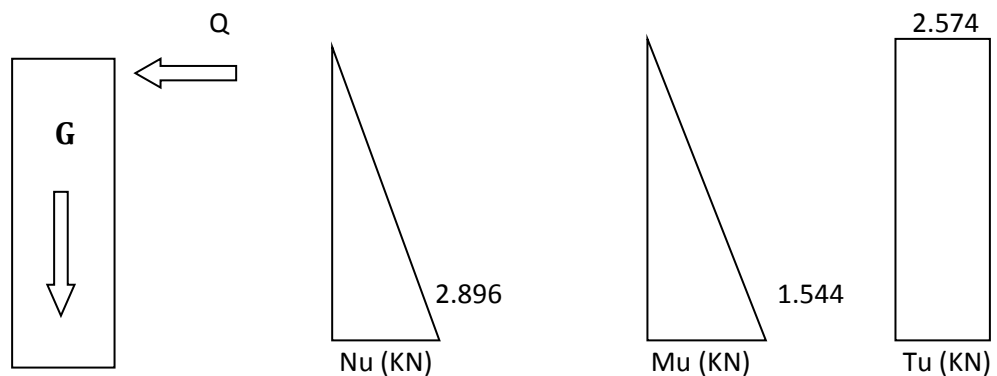


Figure III.15 : Diagrammes des efforts à l'ELU

III.6.3 Ferrailage De L'acrotère

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2,5\text{cm}$; $F_e = 500\text{MPa}$.

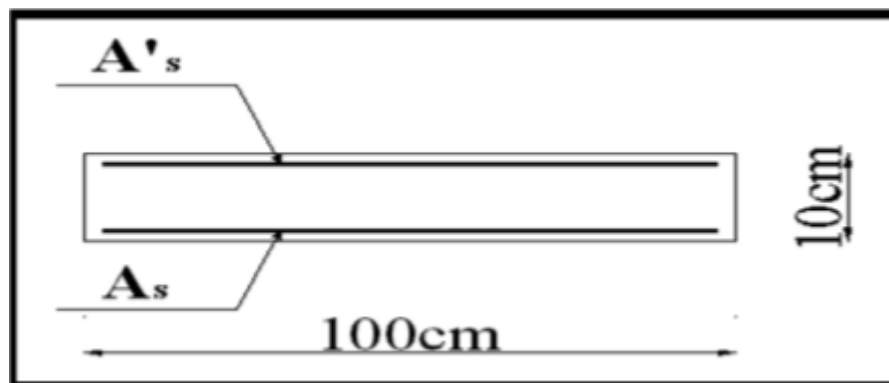


Figure III. 16 : Ferrailage De L'acrotère

- Calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.69}{3.01} = 56.15 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 10/2 - 2 = 3 \text{ cm}$$

On a $e_0 = 56.15 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

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 .

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1.78. \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,019$$

D'après l'organigramme: $M = M_F = 1.78 \text{ kNm}$

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

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,025$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7.92 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,019 \leq 0.186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_s = 100,72 \text{ mm}$$

D'où

$$A_1 = A_s' = 0 \quad \text{et}$$

$$A_2 = A_s - \frac{N}{\sigma_s} = 44.74 \text{ mm}$$

On obtient : $A_1 = 0$ et $A_2 = 0,45 \text{ cm}^2$

Selon BAEL 91 MODIFIE 99 [3] :

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

$$A_s \geq \text{Max} \left\{ bh/1000; 0.23bd f_{t28}/f_e \right\}$$

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

$A_{s\text{ min}} \geq \text{Max} \{ 1\text{cm} ; 0,77\text{cm} \} = 1\text{ cm}$

➤ **Vérification de La section d'acier**

Selon BAEL 91 MODIFIE 99 [3]

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

$$A_{s\text{ min}} \geq \text{Max} \{ bh/1000; 0,23 bd (f_{t28} / f_e) \}$$

Avec :

$F_{t28} = 2.1\text{ Mpa}$, $F_e = 500\text{ Mpa}$, $b=100\text{ cm}$, $d= 8\text{cm}$

On prend $A_s = \text{max} (1\text{cm}^2 ; 0,77\text{cm}^2) = 1,08\text{ cm}^2$.

La section choisie est 4T6 avec $A_s = 1,13\text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25\text{ cm}$

Donc : on opte finalement pour 5T8=2.51 cm^2

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

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$t_{\text{ min}} (2h ; 25)$

$S_t \text{ min} (20 ; 25)$ on prend $S_t = 20\text{ cm}$.

Armatures de Répartitions :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow A_r > 0,627\text{ cm}^2$$

On choisit 4T8=2.01 cm^2 avec un espacement $S_t = 60-5/2=27.5\text{ cm}$

On prend $S_t = 25\text{ cm}$

Vérification à L ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = M_{\text{ser}}/N_{\text{ser}} = 50.40\text{ cm}.$$

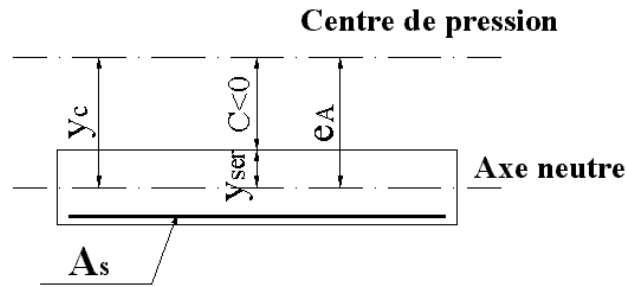


Figure.III. 17 : Ferrailage De L'acrotère

On a : $e_0 \leq h/2 - c'$ La section est partiellement comprimée (SPC).

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

$$C = d - e_A$$

Avec : $e_A = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 53.4 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 53.4 \text{ cm} \Rightarrow C = -45,4 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le «BAEL 91 modifié 99» [1], On résous l'équation du troisième degré :

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

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

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -6062.85 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 180171.65 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -3.59.108$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,94 \Rightarrow \varphi = 171.89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 89.91$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -89.81 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 29,43 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 19,54 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 48,58 \text{ cm}$

Car : $y_{ser} > 0$ et $y_{ser} = (y_c + c) < d$

D'où $y_{ser} = 48,58 - 45,4 = 3,18 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,18 \text{ cm} \\ y_c = 48,58 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 1946,61 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

2.5. Vérification Des Contraintes

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,52.10^3 \times 29,43.10}{3836,50.10^4} \right) \times 47,3 = 1,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

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

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

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

$$\sigma_s = 40,24 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 9,85 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

1.6. Vérification De L'effort Tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{3,024 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,035 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

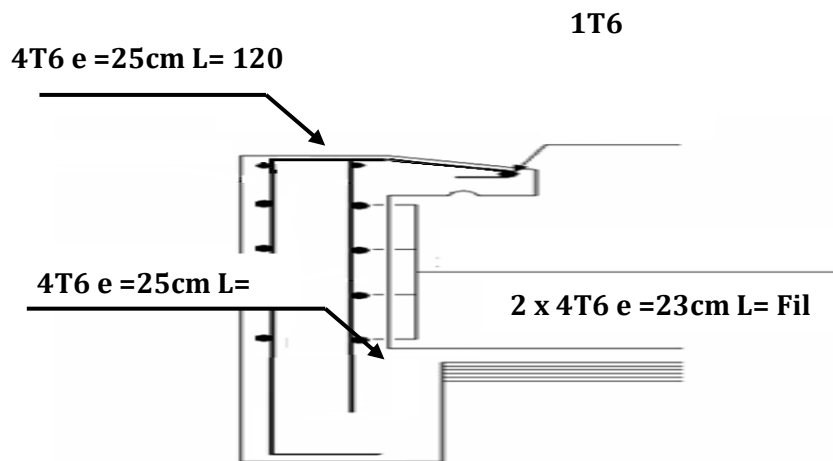


Figure .III. 17 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV :

Étude dynamique

IV.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre. Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est une construction adéquate se basant sur des règlements parasismiques.

L'objectif de ce chapitre est de donner un modèle de structure qui vérifie les critères de sécurité imposés par le règlement parasismique Algérien **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ROBOT**.

IV.2. Etude dynamique :

IV.2.1. Objectifs de l'étude dynamique :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est faite par le logiciel ROBOT (ver 16.0.2) moyennant la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2.2. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L.) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement [6].

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.2.3. Caractéristiques dynamiques propres :

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

- [M] : Matrice de masse de la structure.
- [K] : Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{X}\}, \{X\}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et les modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre, ce qui est donné par :

$$\{X(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

- $\{A\}$: Vecteur des amplitudes.
- ω : Fréquence de vibration.
- φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]]\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]]\{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_{\omega} = |[K] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "Equation caractéristique".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω²).

Les (n) solutions (ω₁², ω₂², ω₃², ... ω_n²) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω₁ et il est appelé mode fondamental

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 \dots < \omega_n$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A_i}_i ou forme modale (modal Shape).

IV.2.4. Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années, il s'agit du ROBOT (ver 16.0.2).

IV.2.4.1 Modélisation de la rigidité :

On considère que notre structure a p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à n , dans le cas général il existe six DDL par nœud, le nombre n 'a donc pour valeur : $n=6*p$.

a. Les éléments de portique :

Chaque poutre et chaque poteau de la structure à été modélisé par un élément 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 $i+1$).

b. Les voiles :

Les voiles ont été modélisés par des éléments coque (Shell éléments) à 04 nœuds, Leur rôle :

- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales
- Raidir la structure.

IV.2.4.2. Modélisation de la masse :

- La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le "RPA 99 v 2003".
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.
- La masse des planchers a été répartie sur les poutres.
- En choisissant l'option (Mass source / Fromloads), ROBOT calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, en utilisant la formule $(G+\beta Q)$ imposée par le « RPA99 v2003 ».
- Tel que : $\beta=0,2$ (bâtiment d'usage habitation).

IV.2.4.3. Conception du contreventement vertical :

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.

- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.3. Etude sismique :

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- **Analyse temporelle :**

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

- **Analyse modale spectrale :**

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

- **Calcul statique équivalent :**

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

IV.3.1. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

L'analyse modale est basée sur les observations suivantes :

- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage de certaines fréquences de résonance.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- Le comportement global peut être considéré comme la combinaison des contributions des différents modes.

L'analyse dynamique – méthode modale spectrale – peut être appliquée pour tout type de structure (bâtiments irréguliers, ouvrages à risque spécial qu'ils soient réguliers ou irréguliers).

D'après le **RPAv2003[2]**, la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable car la structure est en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

IV.3.2. Spectre de réponse [2] :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

g : accélération de la pesanteur, (g =9,81N).

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

- La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la 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).

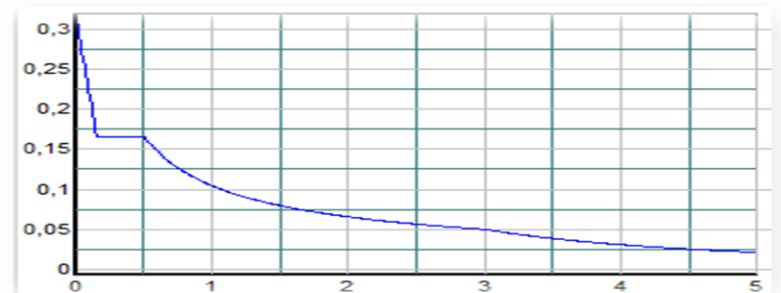


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

IV.3.3. Procédure de calcul :

a. Calcul de la force sismique totale (statique équivalente) :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

- ❖ **Coefficient d'accélération de zone A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau IV.1 selon la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau 37: Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
IA	0,15	0,25	0,30	0,40
IB	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Dans notre cas : on a un bâtiment d'habitation collective, sa hauteur ne dépasse pas 48m, donc il est de Groupe 2 (ouvrage d'importance moyenne). Ce qui implique A=0,25.

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

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

- La catégorie de site est : sol meuble S3 : $\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$
- Le facteur de correction d'amortissement est fonction du pourcentage critique ξ où: $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,88$$

- La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le « **RPA 99 v2003** » :

- Soit : $T_f = C_T (h_N)^{3/4}$

h_N : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a : $C_T = 0,05$.

$$T_f = 0,050 (31.62)^{3/4} = 0,66 * 1.3 = 0.86 \text{ s.}$$

- Par ailleurs : $T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$

Avec :

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

- Suivant la direction (x - x) : $T_{fx} = \frac{0,09 \times 31.62}{\sqrt{17,20}} = 0,68 * 1.3 = 0,889s.$
- Suivant la direction (y - y) : $T_{fy} = \frac{0,09 \times 31.62}{\sqrt{12,30}} = 0,81 * 1.3 = 1,05s.$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(0,86 ; 0,88) = 0,86 \\ T_y = \min(0,86 ; 1,05) = 1,05 \end{cases}$$

$$D'où : D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta(T2/T)^{\frac{2}{3}} & T2 \leq T \leq 3,0s \\ 2.5\eta(T2/T)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots\dots [2]$$

$$\Rightarrow \begin{cases} Dx = 2,5 * 0,88 * (\frac{0,5}{0,66})^{\frac{2}{3}} = 1,828 \\ Dy = 2,5 * 0,88 * (\frac{0,5}{0,66})^{\frac{2}{3}} = 1,828 \end{cases}$$

❖ **Facteur de qualité Q :**

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

Le tableau suivant présente les pénalités à retenir selon le tableau 4.4 du **RPA99 ver 2003**

Tableau 38 : Valeurs de pénalités « P_q ».

Critère de qualité' ‘‘q’’	Observer	Pénalités
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,05
2. Redondance en plan	Non	0,05
3. Régularité en plan	Oui	0
4. Régularité en élévation	Oui	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	Non	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	Non	0,1
Total		0,25

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,25 \text{ Et } Q_y = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,25$$

❖ **Le poids total de la structure :**

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Où :

β : est la valeur du coefficient de pondération, selon le tableau 4.5 **RPA99 ver 2003** notre structure est classée dans le cas 1 : Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés donc $\beta=0,2$.

❖ **Coefficient de comportement R:**

Il est en fonction du système de contreventement, on prendra : $R = 4$ (Mixte portique /voile avec interaction). Il faut justifier cette valeur en fin de chapitre

$$V = \begin{cases} V_x = \frac{(0,25)(1,882)(1,25)}{4} W & \rightarrow V_x = 0,1428 W \\ V_y = \frac{(0,25)(1,882)(1,25)}{4} W & \rightarrow V_y = 0,1428 W \end{cases}$$

b. Résultante des forces sismiques (de calcul):

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le « **RPA99 v 2003** » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » 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,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

c. Vérification des déplacements inter étage :

On doit vérifier que :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\text{Où } \bar{\Delta} = 0.01h_e$$

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \text{ et } \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \text{ et } \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_k^y).
- δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y).

Si Les déplacements inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut:

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable.

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.3.4. Résultats de l'analyse dynamique :

- **Model initial :**

- a. **Résultats de l'analyse modale :**

Tableau 39 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.

Mode	Facteur de participation massique (%)						
	Période	Ux	Uy	Uz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Uz
1	1,45	0,1	8,81	0	0,1	8,81	0
2	1,34	73,29	9,28	0	73,19	0,47	0
3	1,01	73,79	72,41	0	0,5	63012	0
4	0,52	73,89	73,68	0	0,1	1,27	0
5	0,4	88,83	73,82	0	14,94	0,14	0
6	0,3	88,87	73,82	0	0,04	0,01	0
7	0,29	88,94	89,83	0	0,07	16,01	0
8	0,21	89,06	89,9	0	0,12	0,07	0
9	0,2	93,82	90,15	0	4,77	0,25	0
10	0,16	93,84	90,26	0	0,02	0,11	0

Remarque : Les résultats du tableau précédent correspondent à la structure initiale comportant uniquement les voiles de la cage d'escalier.

- b. **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 1,45$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de rotation.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x.
- Le troisième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y.

- c. **Résultantes des forces sismiques :**

- $W = 30810.33\text{kN}$
- $V^x = 4090.71\text{kN}$
- $V^y = 3866.85\text{kN}$
- $\Rightarrow 0,8V^x = 3272.57\text{kN}$ et $0,8V^y = 3093.48\text{kN}$
- $F_1 = V_t^x = 2264.61\text{kN}$ et $F_2 = V_t^y = 2535.70\text{kN}$.

$$V_t^x < 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1.45 \quad \text{et} \quad V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,22$$

Les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 40 : Récapitulatif des calculs.

<i>Sens</i>	<i>A</i>	<i>D</i>	<i>Q</i>	<i>R</i>	<i>W (KN)</i>	<i>V (KN)</i>	<i>0,8V (KN)</i>	<i>V_i (KN)</i>	<i>R</i>
X-X	0,25	1,882	1,10	4	30810.33	4090.71	3272.57	2264.61	1,45
Y-Y	0,25	1,882	1,15	4	30810.33	3866.85	3093.48	2535.70	1,22

• **Remarque :**

D'après l'RPA99 v2003... [2]. On doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x (ou r_y) selon la direction.

d. Vérification des Déplacements inter étage :

$r_x = 1,27 ; r_y = 1,15$

Tableau 41 : Vérification des déplacements latéraux inters étage du modèle initial.

<i>Etage(m)</i>	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	<i>Observation</i>	
1	1,6	1,3	4,08	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
2	2,2	1,4	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
3	2,4	1,7	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
4	2,7	2,0	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
5	2,8	2,0	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
6	2,9	2,1	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
7	2,8	2,1	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
8	2,7	2,1	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
9	2,5	1,9	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
10	2,3	1,8	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

• **Conclusion :**

Les déplacements latéraux inter étage vérifient mais la force sismique à la base ne vérifie pas, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on doit ajouter des voiles :

- De manière symétrique.
- Rajouter des voiles dans la structure.

Le plus éloigné possible du centre de rigidité

- **Modèle finale :**

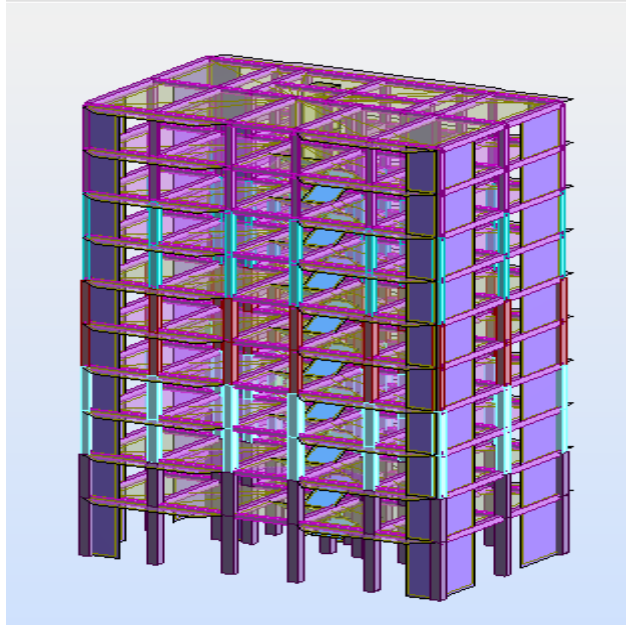


Figure IV.2 : modélisation 3D du bâtiment

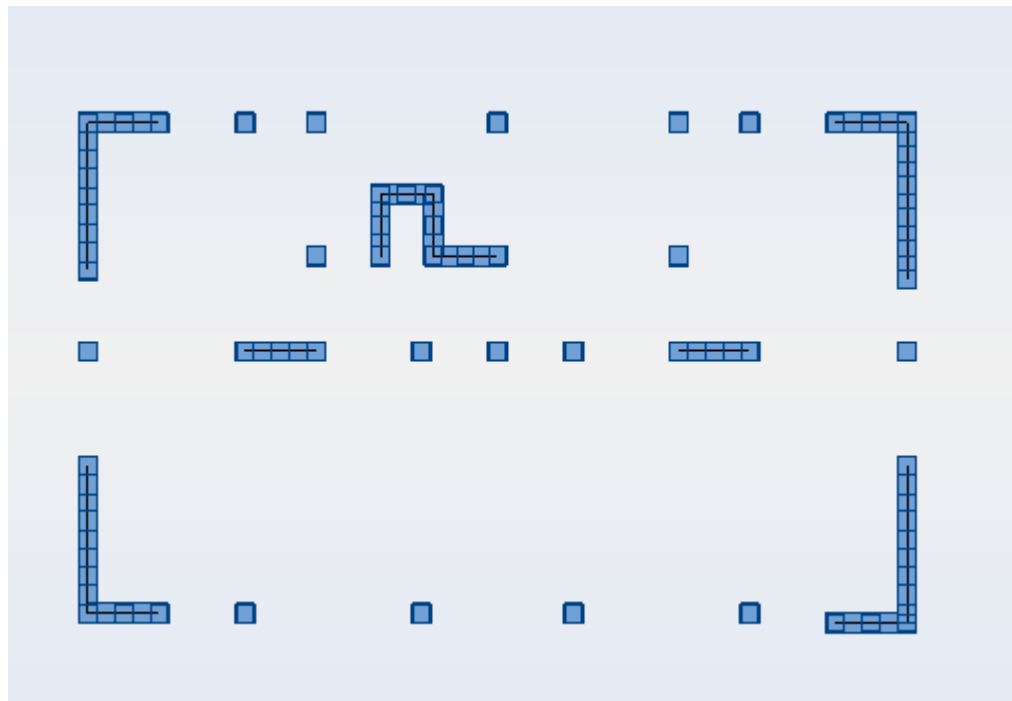


Figure IV.3 : Disposition des voiles de modèle finale.

Vérification de rotation de la structure :

La vérification est spécialement pour le **mode 1** et **mode 2** avec une rotation au mode 3 (il faut existe seule une translation horizontale suivent les repères XX et YY et pas rotation.

Pour notre projet :

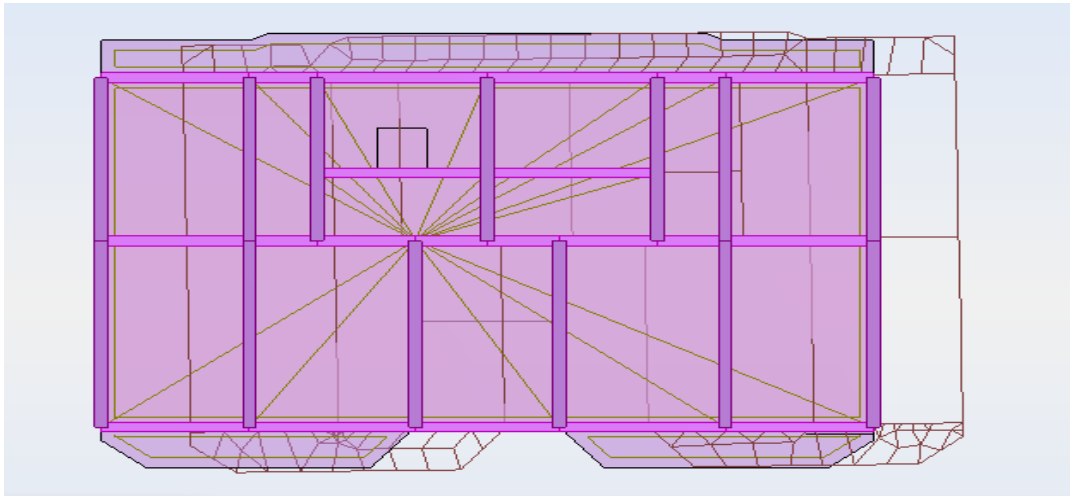


Figure IV.4 : déformé de mode 1 : translation selon X

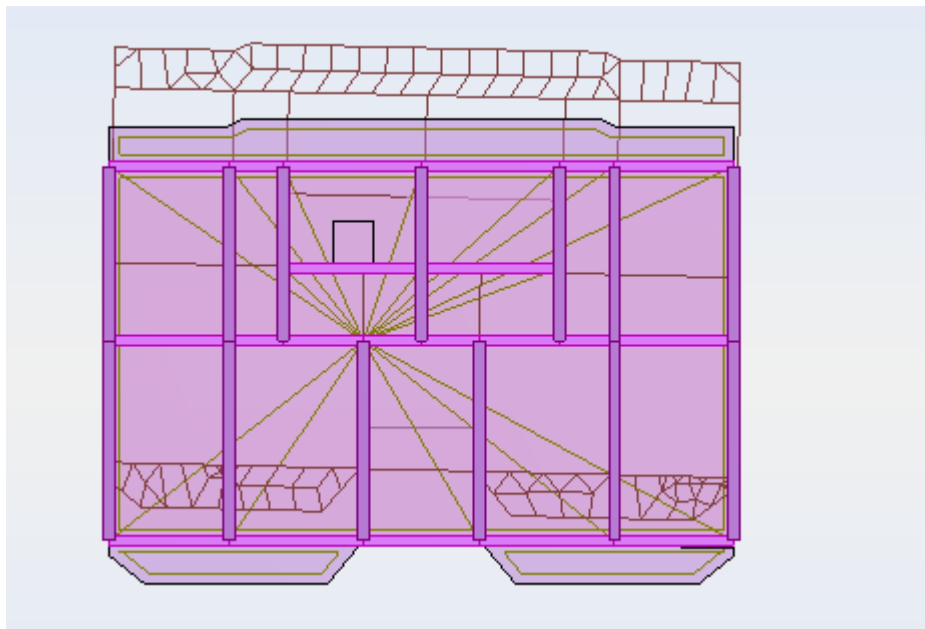


Figure IV. 5 : déformé de mode 2 : translation selon Y

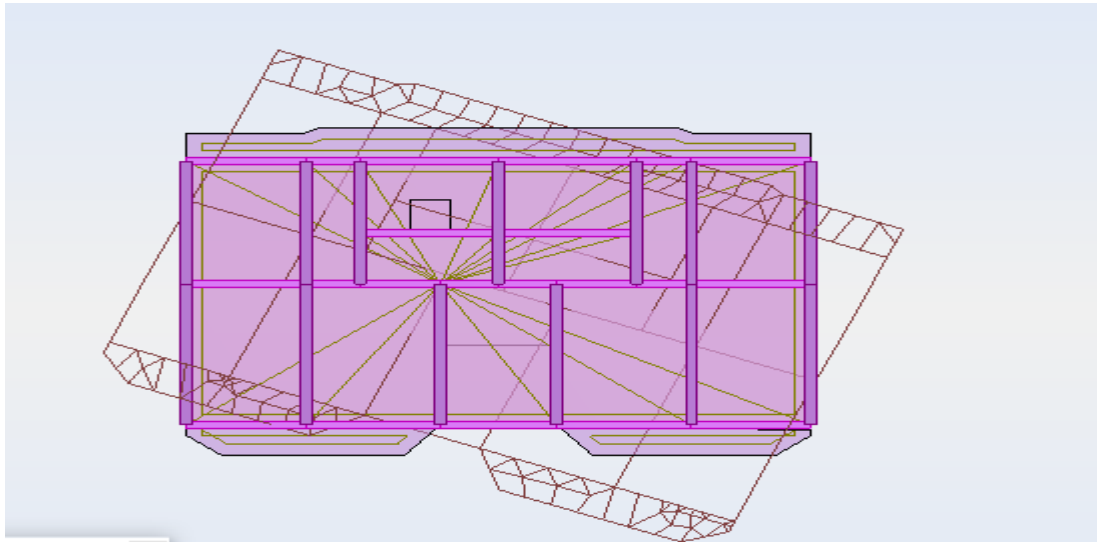


Figure IV. 6 : déformé de mode 3 : torsion

a. Résultats de l'analyse modale :

Tableau 42 :Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
7/ 1	1.24	0.81	70.12	0.01	0.0	70.12	0.01
7/ 2	1.65	0.60	70.14	68.14	0.0	0.01	68.13
7/ 3	2.14	0.47	70.42	68.64	0.0	0.29	0.50
7/ 4	4.35	0.23	85.19	68.64	0.0	14.77	0.00
7/ 5	6.49	0.15	85.19	85.76	0.0	0.00	17.13
7/ 6	8.61	0.12	85.22	85.94	0.0	0.03	0.18
7/ 7	9.31	0.11	91.04	85.94	0.0	5.82	0.00
7/ 8	13.06	0.08	91.10	85.94	0.0	0.05	0.00
7/ 9	14.90	0.07	91.19	91.95	0.0	0.10	6.01
7/ 10	15.26	0.07	93.78	92.21	0.0	2.58	0.26

• Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 0,81$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

b. Résultantes des forces sismiques :

Les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 43 :Récapitulatif des calculs.

Sens	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)	0,8V (KN)	V _t (KN)
X-X	0,25	1,882	1,25	4	16601,38	2370,68	1896,54	1897,29
Y-Y	0,25	1,882	1,25	4	16601,38	4870,68	1896,54	2225,45

c. Vérification des Déplacements inter étage :

Tableau 44: Vérification des déplacements latéraux inters étage.

Etage(m)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation	
1	0.7	0.4	4,08	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
2	1.1	0.6	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
3	1.3	0.8	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
4	1.5	1.0	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
5	1.6	1.1	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
6	1.6	1.1	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
7	1.6	1.1	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
8	1.5	1.1	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
9	1.4	1.1	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>
10	1.3	1.1	3,06	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

• Conclusion :

- Les déplacements latéraux inter-étage et la force sismique a la base sont vérifiés.

IV.4. Vérification spécifique aux sollicitations normales :

a. Vérification effort normal réduit :

Les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \dots \dots \dots [2].$$

Avec :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA)

Tableau 45: Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.

Niveau	Section cm^2	Nd (KN)	F_{c28}	Résultat	<	Condition
RDC+1^{er} étage	50 × 50	1161,93	25	0,19	0.3	Vérifier
(2+3) étage	45 × 45	895,39	25	0,18	0.3	Vérifier
(4+5) étage	40 × 40	629,43	25	0,16	0.3	Vérifier
(6+7) étage	35 × 35	397,84	25	0,13	0.3	Vérifier
(8+9) étage	30 × 30	235,98	25	0,10	0.3	Vérifier

IV.6. Justification vis à vis de l'effet P-Δ : [2]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2] (5.6)}$$

P_K: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K: Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K: Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K: Hauteur de l'étage "K"

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 46: Calcul de θ_x et θ_y.

Niveaux	P _K (kN)	V _{Kx} (kN)	V _{Ky} (kN)	Δ _x (m)	Δ _y (m)	h _K (m)	θ _x	θ _y	θ(x,y) ≤ 0,1
RDC	1436.887	1630	1820.22	0.7	0.4	0.001512	0.000774	1436.887	OK
1 ^{ème}	1640.507	1865	2190.84	1.1	0.6	0.003162	0.001468	1640.507	OK
2 ^{ème}	1549.614	1797.63	2117.92	1.3	0.8	0.003662	0.001913	1549.614	OK
3 ^{ème}	1549.614	1706.57	2017.3	1.5	1	0.004451	0.00251	1549.614	OK
4 ^{ème}	1468.288	1593.3	1892.46	1.6	1.1	0.004819	0.002789	1468.288	OK
5 ^{ème}	1468.288	1460.16	1741.06	1.6	1.1	0.005258	0.003032	1468.288	OK
6 ^{ème}	1396.53	1307.78	1559.11	1.6	1.1	0.005584	0.00322	1396.53	OK
7 ^{ème}	1396.53	1135.3	1352.38	1.5	1.1	0.00603	0.003712	1396.53	OK
8 ^{ème}	2190.809	934.76	1112.82	1.4	1.1	0.010723	0.007077	2190.809	OK
9 ^{ème}	2339.393	540.7	631.98	1.3	1.1	0.018381	0.013307	2339.393	OK

- **Conclusion :**
- Dans ce chapitre nous avons effectué l'étude sismique en utilisant le logiciel «Robot»
- Pour la rapidité des calculs.
- Ceci nous a permis d'acquérir des connaissances sur la manipulation du logiciel ainsi que sur
- l'interprétation des résultats et leur vérification avec les règles et les normes du RPA 99 version 2003.

Chapiter V : ferailage des elements structures

V.1 Définitions

V.1.1 Eléments Structuraux

Sont des éléments porteurs qui constituent l'ensemble du bâtiment et qui reçoivent la totalité des charges horizontales et verticales, en les transmettant par l'intermédiaire des fondations jusqu'au sol qui est considéré comme un absorbant des charges.

• **Portiques** : C'est un assemblage de poteaux et poutres.

- a- **Poutres** : Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, leur rôle est de résister aux charges transmises par les planchers et de le transmettre à leur tour aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.
- b- **Poteaux** : ce sont des éléments porteurs verticales en béton armé, leur rôle est de résister aux efforts horizontaux (vent, séisme, ...), et aux efforts amenés par les poutres, en les transmettent aux fondations .Ils sont sollicités en flexion composé ou compression simple.

V.2 Ferraillage des portiques

V.2.1 Combinaisons d'actions

LES COMBINAISONS D' ACTIONS SISMIQUES ET LES ACTIONS DUE AUX CHARGES SPECIFIEES DOIVENT SATISFAIRE LES CONDITIONS DE RPA 99 V.2003 ET BAEL 91 M 99.

TABLEAU 44: LES DIFFÉRENTES COMBINAISONS.

	Combinaisons fondamentales		Combinaisons accidentelles
	ELS	ELU	
Poutres	G +q	1,35G +1,5q	G+q± E
Poteaux	G +q	1,35G +1,5q	G +q± E ; 0,8G ± E
	BAEL 91	BAEL 91	RPA 99

Avec :

G : charges permanentes.

q : charges d'exploitations.

E : effet de séisme.

Les efforts ont été calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide de logiciel de **ROBOT**.

a- Ferraillage des poutres

La section d'armatures imposées par **RPA99 V.2003** :

1-Armatures longitudinales

$A_{\min} = 5\%$ de la section de béton.

$A_{\max} = 4\%$ en zone courante.

$A_{\max} = 6\%$ en zone de recouvrement.

• La longueur minimale de recouvrement est de :

40. ϕ en zone I et II.

50. ϕ en zone III.

2- Armatures transversales

$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$.

Avec:

b : la largeur de la section.

S : espacement des armatures transversales.

• D'après RPA 99 V.2003:

$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_l\right)$. Dans la zone nodale.

Avec:

ϕ_l : le plus diamètre des armatures longitudinal

$S \leq \frac{h}{2}$: En dehors de la zone nodale.

h : la hauteur de la section.

• Evaluation des moments pour les différents types des poutres:

✚ Type des poutres:

On distingue les types des poutres suivantes:

* **Poutre principale:** PP (30 x 40) cm^2

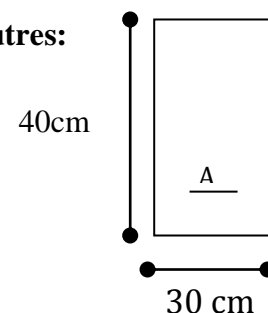


Figure (V-1): Section de calcul de la poutre

* Poutre secondaire: PS (30 x 30) cm²

• Les moments au niveau des travées et les appuis des poutres:

Les poutres principales de section (30 x 40) cm²

* En travée :

$$M_u^t = 77,87KN.m \quad M_s^t = 56,97KN.m \quad M_{acc}^t = 161,85KN.m.$$

* Enappuis :

$$M_u^a = 111,25KN.m \quad M_s^a = 81,30KN.m \quad M_{acc}^a = 161,45KN.m.$$

L'effort tranchants $T_{max} = 117,10KN$ pour les poutres principales.

• Ferraillage des poutres principales:

* En travée:

1-ELU:

$$M_u^t = 77,87KN.m.$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{77,87 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0,14$$

⇒ Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,19 \leq 0,2593 \rightarrow \text{c v} . \text{ Donc } \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,92$$

$$A_{cal} = \frac{M_{uf}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{77,87 \times 10^3}{348 \times 0,92 \times 36} = 6,73cm^2$$

• Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1^2}{400} = 1,30cm^2$$

• Les armatures minimales imposées par RPA99 sont :

$$A_{RPA} = 0,5 \% \cdot b \times h = 0,5 \times \frac{30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max (A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 6,73 \text{ cm}^2$$

Le choix : (6T12). $A_s = 6,78 \text{ cm}^2$.

2-ELS : La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{- section rectangulaire.} \\ \text{- fissuration peu nuisible.} \\ \text{- flexion simple.} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

- Acier FE 400.

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{77,87}{56,97} = 1,37$$

$$\alpha = 0,19 \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \text{ Condition vérifiée } \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}.$$

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

* **En appuis :**

1-ELU :

$$M_u^a = 111,25 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{111,25 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times 36^2} = 0,20$$

\Rightarrow Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,29$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,89$$

$$A_{cal} = \frac{M_{uf}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{111,25 \times 10^3}{348 \times 0,89 \times 36} = 10,02 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1^2}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,5 \% \cdot b \times h = 0,5 \times \frac{30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA}) = 10,02 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Le choix : (6T14+2T12). } A_s = 11,50 \text{ cm}^2.$$

2-ELS: La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left. \begin{array}{l} \text{- section rectangulaire.} \\ \text{- fissuration peu nuisible.} \\ \text{- flexion simple.} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

- Acier FE 400 .

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{111,25}{81,30} = 1,37$$

$$\alpha = 0,29 \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \text{ Condition vérifiée } \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}.$$

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

• **Ferrailage des poutres principales:**

* **En travée:**

1-ACC:

$$M_{acc}^t = 161,85 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{161,85 \times 10^3}{18,47 \times 30 \times 36^2} = 0,23$$

⇒ Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,32 \leq 0,392 \rightarrow \text{c v. Donc} \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,87$$

$$A_{cal} = \frac{M_{acct}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{161,85 \times 10^3}{400 \times 0,87 \times 36} = 12,91 \text{cm}^2$$

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1^2}{400} = 1,30 \text{cm}^2$$

• **Les armatures minimales imposées par RPA99 sont :**

$$A_{RPA} = 0,5 \% \cdot b \times h = 0,5 \times \frac{30 \times 40}{100} = 6 \text{cm}^2.$$

$$A_s = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA}) = 12,91 \text{cm}^2.$$

Le choix : (9T14). $A_s = 13,86 \text{cm}^2$.

2-ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{- section rectangulaire.} \\ \text{- fissuration peu nuisible.} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

- flexion simple.

- Acier FE 400 .

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{142,90}{97,78} = 1,46$$

$$\alpha = 0,174 \leq \frac{1,46-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48 \text{ Condition vérifiée } \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} .$$

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

*** En appuis :**

1-ACC :

$$M_{acc}^a = 161,45 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{161,45 \times 10^3}{18,47 \times 30 \times 36^2} = 0,22$$

\Rightarrow Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,32$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,87$$

$$A_{cal} = \frac{M_{uf}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{161,45 \times 10^3}{400 \times 0,87 \times 36} = 12,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1^2}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,5 \% \cdot b \times h = 0,5 \times \frac{30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA}) = 12,87 \text{ cm}^2.$$

Le choix : (9T14). $A_s = 13,86 \text{ m}^2$.

2-ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{section rectangulaire.} \\ - \text{fissuration peu nuisible.} \\ - \text{flexion simple.} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

- Acier FE 400 .

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{161,45}{81,30} = 1,98.$$

$$\alpha = 0,32 \leq \frac{1,98-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,74 \text{ Condition vérifiée } \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b.$$

Donc les armatures calculées à *ELU* sont maintenues.

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

c- à- d $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{117,10 \times 10^3}{300 \times 360} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

• Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (1,14 ; 1,4 ; 3).$$

On prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

Le choix : $4\phi 8 \Rightarrow A_t^{cal} = 2.01 \text{ cm}^2$.

• **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

1- D'après BAEL 91 :

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

$$-\delta_{t1} \leq \frac{0,9A_t \times f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0,3f_{t28} \cdot K)} = \frac{0,9 \times 2,1 \times 235 \times (1+0)}{30 \times 1,15 \times (1,08 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 35,03 \text{ cm} ; K=1$$

-flexion simple

$$-\delta_{t2} = \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 45; 40 \text{ cm}) = \min(40,5; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}.$$

$$-\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{2 \times 235}{0,4 \times 30 \times 1} = 39,16 \text{ cm}.$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}.$$

2- D'après RPA 99 V.2003 :

$$*\text{-Dans la zone nodale : } \left\{ S \leq \min\left(\frac{50}{4}; 14,4\right) = 12,5 \text{ cm} \Rightarrow S = 10 \text{ cm} \right. \longrightarrow \text{Pour : } h=40 \text{ cm}.$$

$$*\text{-Dans la zone courant : } \left\{ S \leq \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \right. \longrightarrow S = 15 \text{ cm} \longrightarrow \text{Pour } h=40 \text{ cm}.$$

• **Armatures transversales imposées par RPA99 V.2003:**

$$A_t = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

• **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_{rec} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm. Zone IIa. Pour : } \phi = 1,6 \text{ cm}.$$

$$L_{rec} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm. Zone IIa. Pour : } \phi = 1,6 \text{ cm}.$$

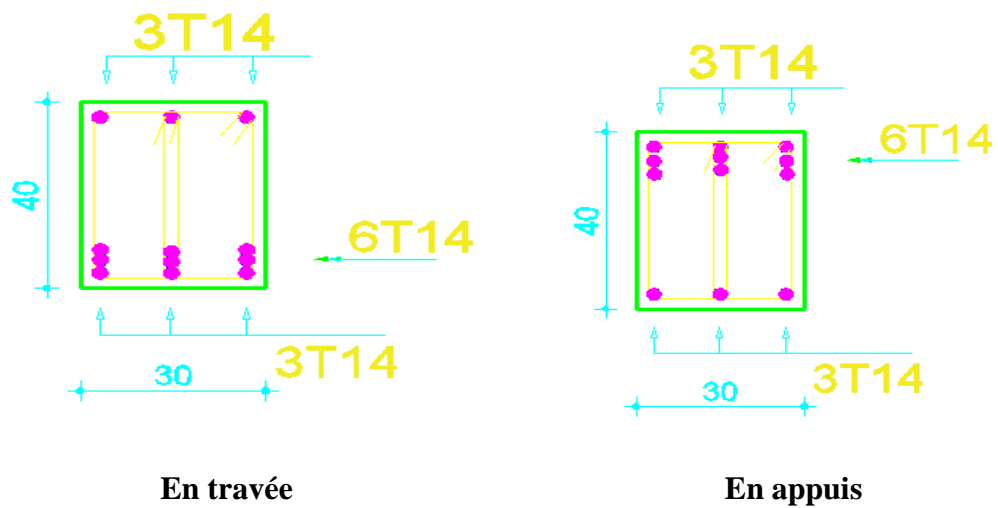


Figure.V.2 : Shéma de ferraillage de poutre principale.

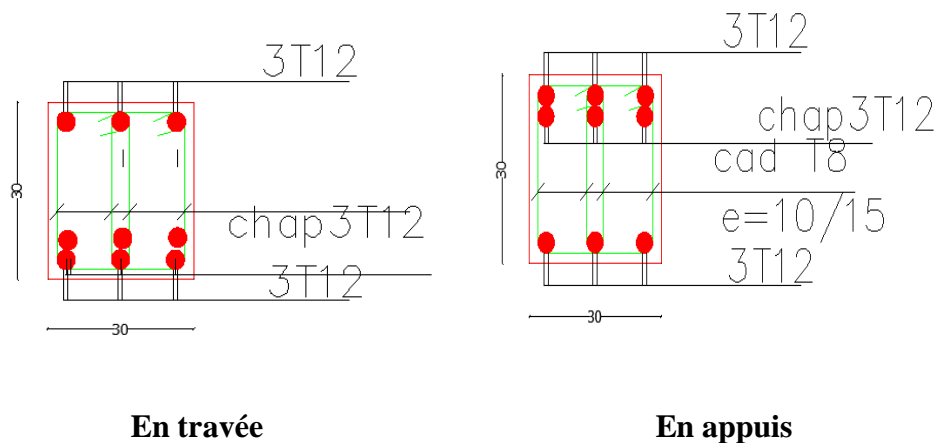


Figure.V.3. : Schéma de ferraillage de poutre secondaire

b- Ferraillage des poteaux

La section d'armatures imposées par **RPA99 V.2003**

1-Armatures longitudinales

$A_{min} = 7\%$ de la section de béton en zone I.

$A_{min} = 8\%$ en zone II.

$A_{min} = 9\%$ en zone III.

$A_{max} = 4\%$ en zone courante.

$A_{max} = 6\%$ en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :

40. ϕ en zone I et II.

50. ϕ en zone III.

• La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25 cm en zone I et II.

20cm en zone III.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barre qui y concourent..

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans le la figure :

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60cm\right).$$

$b_1 = h_1 = 40cm$. La section de poteau.

$h_e = 3,06m$

$$h' = \max\left(\frac{306}{6}; 50; 50; 60cm\right).$$

$h' = 60cm$.

$\bar{l} = 2h = 100cm$; pour $h = 50cm$.

$\bar{l} = 2h = 100 cm$; pour $h = 50cm$.

2- Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (**RPA99**) :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \longrightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 3,75 & \longrightarrow \text{Si } \lambda_g \leq 5. \end{cases}$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau. = $\left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$.

t : l'espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale : $\begin{cases} t \leq \min(10.\phi_l; 115\text{cm}) & \longrightarrow \text{en zone I et II.} \\ t \leq 10\text{cm.} & \longrightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$

Dans la zone courante : $\begin{cases} t' \leq 15.\phi_l & \longrightarrow \text{en zone I et II.} \\ t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right) & \longrightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$

-la quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit :

Si - $\lambda_g \geq 5$ 0,3 %.

Si - $\lambda_g \leq 3$ 0,8 %.

Si - $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

• Evaluation des sollicitations pour les poteaux :

TABLEAU 45: TABLEAUX DES SOLLICITATIONS POUR LES DIFFERENTES POUTRES.

Les sections.		50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
ELU	N_{\max}	1141.50	893.57	664.99	456.42	281.19
	M_{22}^{corr}	17.20	18.66	22.99	25.35	24.89
	M_{33}^{corr}	-33.64	-28.18	-30.68	-30.14	50.79
	T_{\max}	19.73	17.64	16.67	15.84	17.50
ELS	N_{\max}	825.85	646.27	480.84	329.95	204.51
	M_{22}^{corr}	12.36	13.43	16.56	18.28	17.96
	M_{33}^{corr}	-24.35	-20.05	-21.85	-21.47	37.09
G + P ± E 0,8G ± E	N_{corr}	1722.01	895.39	625.03	408.54	235.98
	M_{22}^{\max}	98.58	-105.93	-99.17	77.60	58.21
	M_{33}^{\max}	-125.18	-160.53	-151.24	-115.37	74.63
	T_{\max}	105.70	75.29	70.35	58.07	52.77

• Calcul de ferraillage :

✚ Pour poteau : (50x50) cm².

1-ELU :

$$N_{\max} = 1141,50\text{KN} \quad ; M_{\text{corr}} = 33,64\text{KN.m.}$$

1-1)-l'excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_a + e_2.$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{33,64}{1141,50} = 0,029\text{m.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2\text{cm}; \frac{306}{250} \right\} = \max \{ 2\text{cm}; 1,22\text{cm} \} = 2\text{cm.}$$

$$e_2 = \frac{3.L_f^3}{10000.h} (2 + \alpha.\phi) ; L_f = 2,14\text{m} ; \text{et } \phi = 2. \text{ et } \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_s} \right) = 10 \left(1 - \frac{33,64}{1.5 \times 24,35} \right) = 0,79.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,14}{10000 \times 0,6} (2 + (2 \times 0,79)) = 0,0056.$$

$$e_t = e_1 + e_a + e_2 = (0,029 + 0,02 + 0,0056) = 0,055 \text{ m.}$$

1-2)-L'effort de compression centré maximal supporté par le béton :

$$N_{b \max} = b \times h \times f_{bc} = 50 \times 50 \times 14,17 = 3542500 \text{ N.}$$

1-3)-Coefficient de remplissage: Ψ_1 :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{N_{b \max}} = \frac{1141,50 \times 10^3}{3542500} = 0,32$$

$$\Psi_1 < 0,32 \text{ et } \Psi_1 < 2/3 \Rightarrow \text{on calcul } e_{NC} ?$$

$$e_{NC} = \xi \times h$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \Psi}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times \Psi_1})} ; \xi : \text{L'excentricité critique relative.}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,32}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,32})} = 0,155. e_{NC} = 0,155 \times 0,50 = 0,078. :$$

$$M_{ufictif} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 33,64 + 1141,50 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2}\right) = 261,94 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{fictif} = \frac{M_{ufictif}}{b \times (d)^2 \times f_{bc}} = \frac{261,94 \times 10^6}{500 \times 450^2 \times 14,20} = 0,183 < \mu_{limite} = 0,392.$$

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

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,90$$

$$A_{cal} = \frac{M_{uf}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{261,94 \times 10^3}{348 \times 0,90 \times 45} = 18,62 \text{ cm}^2$$

On prend alors comme section A_s la section minimale imposée par la condition suivante:

$$A_s \geq \text{Max} \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \geq \text{Max} \{3,025; 3,29\} \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2,72 \text{ cm}^2.$$

3-Combinaisons accidentelles :**Calcul de ferraillage :**

$$M_{22}^{\max} = 125.18 \text{KN.m}; N_{\text{corr}} = 1722.01 \text{KN}.$$

1-1)-l'excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_a + e_2.$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{125,18}{1722,01} = 0,073 \text{m}.$$

$$e_t = e_1 + e_a + e_2 = (0,073 + 0,02 + 0,0056) = 0,099 \text{m}.$$

1-2)-L'effort de compression centré maximal supporté par le béton :

$$N_{b \max} = b \times h \times f_{bc} = 500 \times 500 \times 14,17 = 3542500 \text{N}.$$

1-3)-Coefficient de remplissage: Ψ_1 :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{N_{b \max}} = \frac{1722,01 \times 10^3}{3542500} = 0,49$$

$$\Psi_1 < 0,49 \text{ et } \Psi_1 < 2/3 \Rightarrow \text{on calcul } e_{NC} ?$$

$$e_{NC} = \xi \times h$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,49}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,49})} = 0,15 \quad ; \xi : \text{l'excentricité critique relative.}$$

$$e_{NC} = 0,15 \times 0,50 = 0,073.$$

$$e_t = 0,099 > e_{NC} = 0,073 \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Donc on calcul la section à la flexion simple sous un moment fictif suivant :

$$M_{\text{fictif}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 125,18 + 1722,01 \times (0,45 - 0,50/2) = 469,58 \text{KN.m}.$$

$$\mu_{\text{fictif}} = \frac{M_{\text{fictif}}}{b \times (d)^2 \times f_{bc}} = \frac{469,58 \times 10^6}{500 \times 450^2 \times 14,17} = 0,327 < \mu_{\text{limite}} = 0,392$$

⇒ Les armatures comprimées n'existent pas.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,52$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,79$$

$$A = \frac{M_{uf}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{469,58 \times 10^3}{348 \times 0,79 \times 45} = 37,77 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Sfictif} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 37,77 \times 10^2 - \left(\frac{1722,01 \times 10^3}{348} \right). \quad A_s = -1171,3 \text{ cm}^2 < 0$$

On prend alors comme section A_s la section minimale imposée par la condition suivante:

$$A_s \geq \text{Max} \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \geq \text{Max} \{2,5; 2,72\} \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 3,28 \text{ cm}^2.$$

• Calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s).$$

$$S = (50 \times 50) + 15(37,77) = 3066,55 \text{ cm}^2.$$

• La position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance X_G au – dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)} = 15 \cdot \frac{37,77 \cdot \left(\frac{50}{2} - 5 \right)}{3066,55} = 3,70 \text{ cm}.$$

• Inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \left[A'_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \cdot \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right].$$

$$I = \frac{50^4}{12} + (50^2 \times 3,70^2) + 15[37,77 \cdot (45 - 25 - 3,70)^2] = 705585 \text{ cm}^4.$$

- Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} = \frac{825,85 \times 10^3}{2500 \times 10^2} + \frac{825,85 \times 10^3 \cdot (49 - 37) \cdot (250 - 37)}{705585 \times 10^4}$$

$$\sigma_{sup} = 5,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} = \frac{825,85 \times 10^3}{2500 \times 10^2} - \frac{825,85 \times 10^3 \cdot (49 - 37) \cdot (250 - 37)}{705585 \times 10^4} \quad inf$$

$$\sigma_{inf} = 6,70 \text{ MPa}$$

$$\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) = 6,70 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

TABLEAU 41: TABLEAUX DE FERRAILLAGE DES POTEAUX.

Section	Types	As (RPA)	Choix	As (min)
	50×50	22.5	12T20	2.72
	45×45	18.23	8T16+4T14	2.20
	40×40	14.4	8T16	1.74
	35×35	11.03	8T14	1.33
	30×30	8.1	8T12	0.98

L'espaceur des armatures transversales des poteaux :

Zone sismique III.

1-Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10 \cdot 1,4 ; 115 \text{ cm}) = 14 \text{ cm.}$$

$t \leq 14 \text{ cm.}$ on prend : $t = 10 \text{ cm.}$

2-Dans la zone courante :

$$t \leq 15 \cdot 1,4 = 21 \text{ cm.} \quad \text{on prend : } t = 15 \text{ cm.}$$

• **L'espace des armatures longitudinales des poteaux :**

Pour les sections rectangulaires ($a \leq b$) la distance maximale « C » de deux barres voisines doit respecter :

$$C \leq \{(a + 10); 50cm\} \Rightarrow C \leq \{(50 + 10); 40cm\} \Rightarrow C \leq 40cm.$$

• **La section des armatures transversales des poteaux :**

D'après la relation suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} \quad (1)$$

a- **L'élancement géométrique : λ_g**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{2,142}{0,50} = 4,28 < 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5.$$

b- **L'effort tranchant max : V_u**

$$V_u = 105,70 \text{ KN.m}$$

c- **L'espace des armatures transversales : t**

$$t = 10 \text{ cm}$$

d- **Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale f_e :**

$$f_e = 235 \text{ MPa.}$$

e- **Hauteur totale de la section brute : h_1**

$$h_1 = 400 \text{ mm.}$$

En remplace ($V_u, h_1, f_e, t, \lambda_g$) dans (1) :

$$\Rightarrow A_t = \frac{25 \times 105,70 \times 10^3 \times 100}{500 \times 235} = 22,49 \text{ mm}^2 = 0,2249 \text{ cm}^2.$$

soit : $\phi 8$.

Le choix : $4\phi 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{105,70 \times 10^3}{500 \times 450} = 0,47$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right\} = \{4,16; 5\text{Mpa}\} \Rightarrow \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = 4,16\text{Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$.
Pas de reprise de bétonage } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

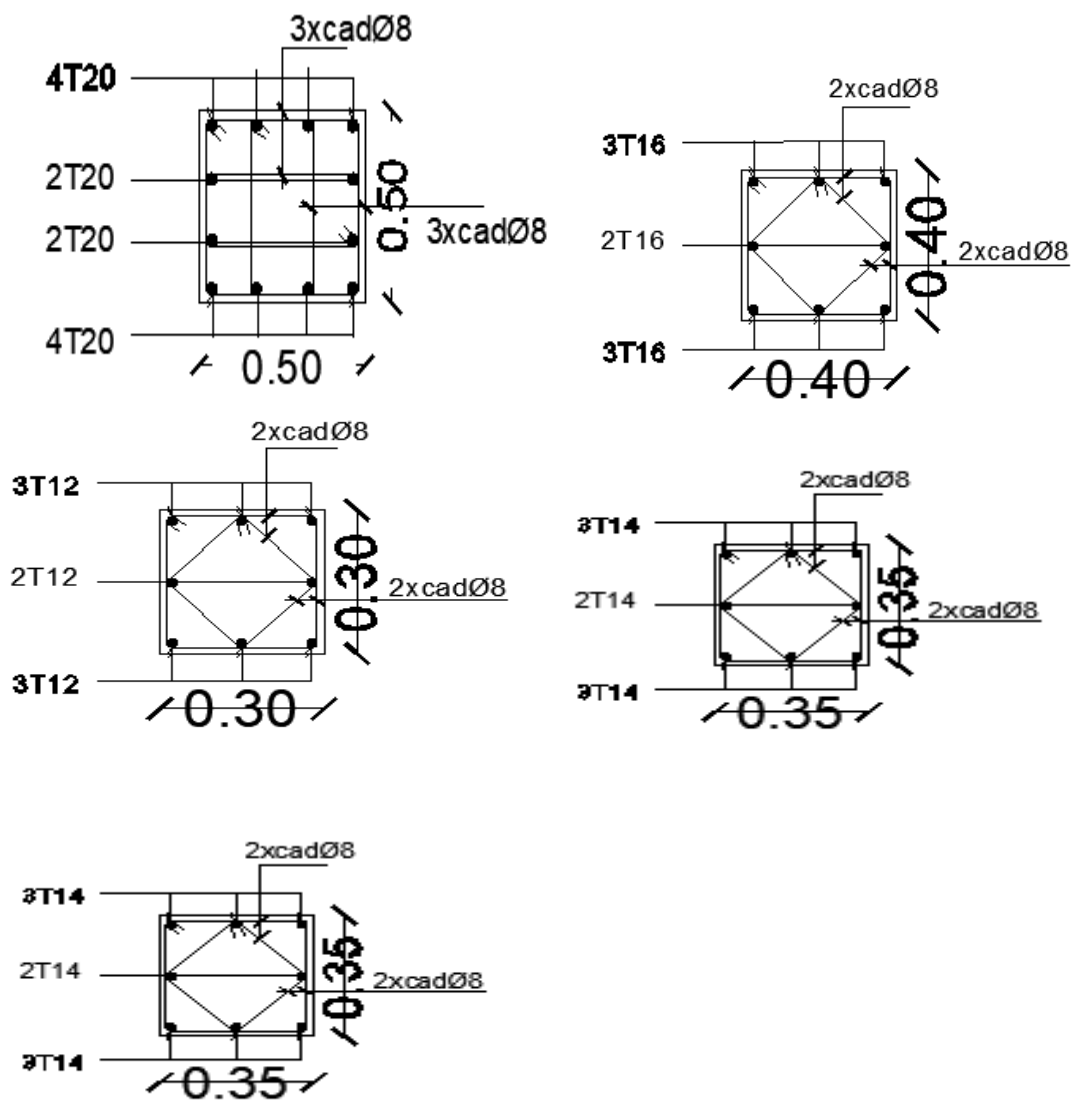


Figure.V.4. : Schéma de ferraillage des poteaux.

V.3 Étude des voiles

V.3.1 INTRODUCTION

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

V.3.2 Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

1. Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

2. Calcul

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

3. principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99 version 2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

4. La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue "

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales $A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v

3^{eme} cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

a. Armatures verticales

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferraillage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

b. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%

- En zone courante 0,10 %

c. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas ou les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

V.3 Ferraillage des voiles

- Exemple de calcul

- a. Voile intermédiaire

$$A = 0,2 \text{ m}^2$$

$$I = 0,001 \text{ m}^4$$

$$V = 0,5 \text{ m}$$

$$N = 1902,90 \text{ KN}$$

$$M = 23,53 \text{ KN.m}$$

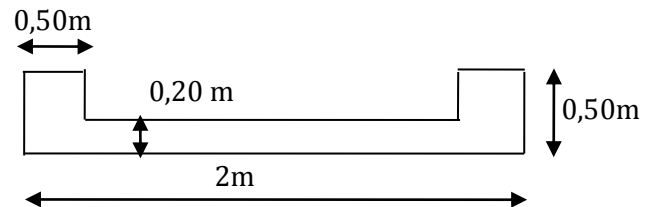


Figure.V. 5: Dimensions de voile

V.3.1 Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{1902,90}{0,2} + \frac{23,53 \times 0,5}{0,001}$$

$$\sigma_1 = 212,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = -22,51 \text{ MPa}$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

V.3.2 Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% .a.L$$

On calcul le ferraillage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

V.3.3 Le diamètre

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

V.3.4 L'espaceur

-Selon le BAEL 91 M.99, on a :

$$St \leq \min\{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} - \text{Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a:}$$

$$St \leq \min\{1,5 \times a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \text{ Donc : } St \leq \min\{St_{\text{BAEL}}; St_{\text{R.P.A 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espaceur de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

V.3.5 Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 version 2003, on adopte le même ferraillage que les armatures verticales soit $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espaceur de 20 cm

V.3.6 Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc $4\phi 6$ par m^2 .

b. Disposition des armatures

1. Armatures verticales

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espaceur des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espaceur d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

On a $St=20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$ vérifiée

$L=370 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 37 \text{ cm}$

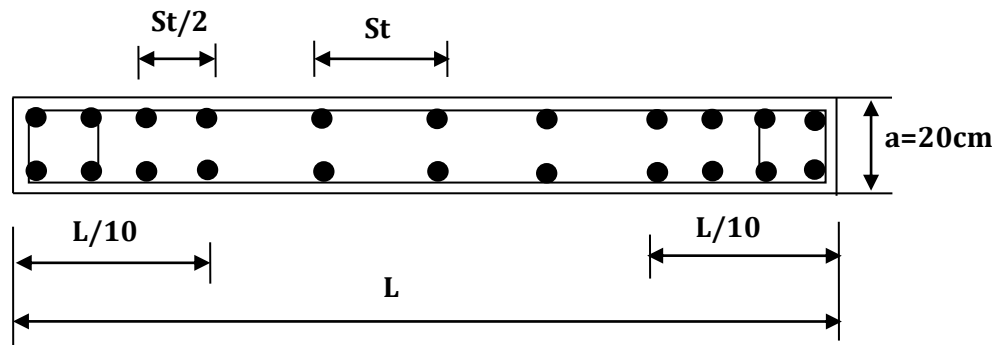


FIGURE .V.6 : DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALES DANS LES VOILES

2. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

3. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

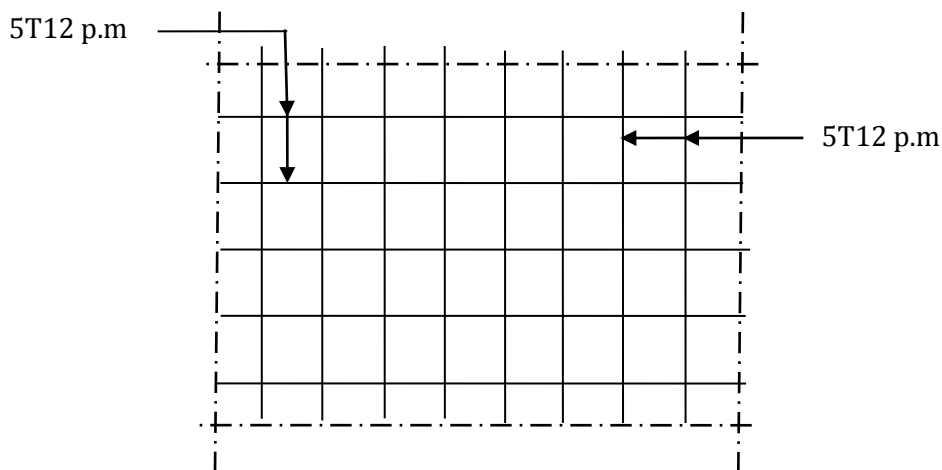


FIGURE (V-7) : DISPOSITION DU FERRAILLAGE

V.4 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait l'étude portique pour les éléments structuraux, on na calculées le ferraillage des poteaux et les poutres, et nous avons le vérifies avec les règles de BAEL99 M.99, et RPA99 version 2003.

Chapitre VI :

Etude de l'infra structure

VI.1 Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges qui proviennent de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique et sismique. Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de sol de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Choix d'une solution technico-économique.

Avec une capacité portante du terrain égale à 2bars pour un ancrage de 3,06 m a partir du terrain naturel, la première approche de semelle filante croisées nous conduit a des dimensions très importantes (largeur de semelle) favorisant ainsi le chevauchement des bulbes des pression sous semelles voisines engendrant inévitablement l'instabilité de l'ouvrage

Notre choix portera sur un radier nervuré, qui est un système de fondation composé d'une dalle occupant la totalité de la surface de l'emprise de la structure et des nervures, il présente les avantages suivants :

- Une bonne répartition des charges
- Evité les tassements différentiels importants
- Facilité le coffrage et de mise en œuvre du béton
- Rapidité d'exécution

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques de sol
- Le type de la structure
- Les charges transmises au sol
- L'aspect économique

Confirmation de choix :

Si nous proposons en premier lieu de semelles filantes, la surface minimale nécessaire pour que celle-ci transmettent au sol une contrainte inferieure à la contrainte admissible :

$$S_S \geq \frac{N_{Ser}}{\sigma_S}$$

Avec :

S_S : est la surface des semelles .

σ_{sol} : contrainte admissible du sol .

Calcul de la surface S_S

La somme des efforts normaux apportés par poteaux et voiles à la base à l'ELS $\langle\langle N_{ser} \rangle\rangle$

$$N_{ser} = 18372.45 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kn/m}^2 \rightarrow S_S = \frac{18372.45}{200} = 91,86 \text{ m}^2$$

Le rapport entre S_S et S_t (surface totale du bâtiment) est déterminant pour le choix du type de fondation.

$$\frac{S_S}{S_t} = \frac{91,86}{177,16} \times 100 = 51,85\% \rightarrow \text{Donc : il serait plus intéressant d'orienter notre choix sur un radier général.}$$

VI.2 Etude du mur voile périphérique

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, en d'autres termes, c'est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres. [1]

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres. Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation et le niveau (± 00). D'après le (RPA99 Version 2003), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens horizontal et vertical.

Epaisseur du mur :

L'épaisseur du mur sera donnée par la condition suivante.

$$\text{hauteur du mur: } h_e = 3,20 - 0,40 = 2,80 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq \frac{280}{25} \rightarrow e \geq 11,2 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte pour une épaisseur: } e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,80}{4,80} = 0,58 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

VI.2.1 Calcul de la poussée des terres

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes) : On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension $(2,62 \times 5,45) \text{ m}^2$. La contrainte engendrée par la poussée des terres est notée par "q" dû au poids volumique des terres est exprimée comme suit : $q = \gamma \cdot h_e \cdot A$

Où γ : poids volumique des terres $\rightarrow \gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

A: coefficient de poussée $\rightarrow A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow \varphi$: angle de frottement de la terre.

Et pour un terrain de gros éléments sans limons et argiles $\rightarrow \varphi = 35^\circ$

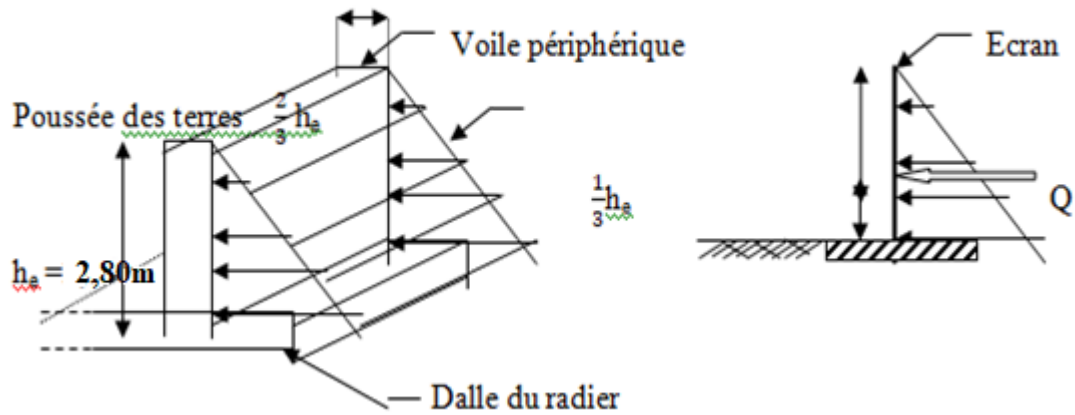


Figure VI. 1: schéma statique d'un voile périphérique.

$$A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow A = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2}\right) \rightarrow A = 0,27$$

VI.2.2 Calcul des sollicitations

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

En travée : $M_{tx} = 0,75 M_{0x} M_{ty} = 0,75 M_{0y}$

En appui : $M_{ax} = -0,5 M_{0x} M_{ay} = -0,5 M_{0x}$

Combinaison fondamentale :

E.LU : $q_u = (1,35 \cdot \gamma \cdot h_e \cdot A) \cdot 1m \rightarrow q_u = 1,35 \times 18 \times 2,80 \times 0,27 \times 1 = 18,37 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = (\gamma \cdot h_e \cdot A) \cdot 1m = 18 \times 2,80 \times 0,27 \times 1 = 13,61 \text{ KN/m}$

-Calcul des moments :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableaux 47 :Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.

Le panneau considéré		E.L.U	E.L.S
Lx (m)		2,80	2,80
Ly (m)		4,80	4,80
ρ		0,58	0,58
μ_x		0,0838	0,0885
μ_y		0,279	0,453
Moments Isostatiques	M_{0x} (KN.m)	12,07	8,75
	M_{0y} (KN.m)	3,37	3,96
Moments A en travée	M_{tx} (KN.m)	9,05	6,56
	M_{ty} (KN.m)	2,53	2,97
Moment en appui	M_{ax} (KN.m)	6,03	4,37
	M_{ay} (KN.m)	1,68	1,98

VI.2.3 Calcul du ferrailage

E.L.U :

Le sens X :

a) -En travée :

Calcul d'une section rectangulaire (b×e) avec b=100cm et e=20cm.

$$M_{ux}^t = 9,05 \times 10^3 \text{ N.m} ; d = 0,9x = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa} ; \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,05 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,020$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0 \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,020}) = 0,025 ; \beta = 1 - 0,4 \times 0,025 = 0,99$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9,05 \times 10^3}{348 \times 0,99 \times 18} = 1,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 6T12 \text{ esp } 15 \quad A_s = 6,78 \text{ cm}^2$$

b) -En appui :

$$M_{ux}^a = 6,03 \cdot 10^3 \text{ N.md} = 0,9 \times h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}; \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,03 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,013$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,013}) = 0,017; \beta = 1 - 0,4 \times 0,017 = 0,99$$

$$A_u^a = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6,03 \times 10^3}{348 \times 0,99 \times 18} = 0,97/\text{ml}$$

Le sens Y :

Le ferrailage sera identique que le sens x

E.L.S : vérification des contraintes comme l'acrotère

On doit vérifier les contraintes c'est -à-dire :

$$\sigma_{bc} = k \times y \leq \sigma_{bc} \rightarrow \text{les contraintes de béton .}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) \leq \sigma_s \rightarrow \text{les contraintes de l'acier .}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé au intempérie \Rightarrow la fissuration est préjudiciable .

$$\sigma_s = \min [2/3 * f_e ; \max (0,5 * f_e ; 110 * \sqrt{\eta * f_{t28}})]$$

$$\text{Pour } \eta = 1,6; \quad f_e = 400 \text{ MPa}; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

On opte :

$$\sigma_s = \min [266,66 ; \max (200 ; 201,63)] \Rightarrow \sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- **Centre de gravité :**

$$y = \frac{15 \times (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A_s + d' \times A'_s)}{7,5 \times (A_s + A'_s)}} - 1 \right]$$

$$\text{Pour } A_s = 6,78 \text{ cm}^2; A'_s = 0$$

$$y = \frac{15 \times 6,78}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 18}{7,5 \times 6,78}} - 1 \right] \Rightarrow y = 5,12 \text{ cm}$$

➤ **L'inertie:**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times (5,12)^3}{3} + 15 \times 6,78 \times (18 - 5,12)^2 \Rightarrow I = 21345,38 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a^s}{I} = \frac{6,56 \cdot 10^3}{21345,38 \cdot 10} = 0,031 N / mm^3$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,031 \cdot 51,2 = 1,57 MPa.$$

$$\text{On à } \sigma_{bc} = 1,57 MPa < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \times 25 = 15 MPa$$

Choix des sections commerciales (les armatures tendus) 4T8 $\Rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

Les armatures de répartition 0,503 cm² 4T6 $\Rightarrow A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d-y) = 15 \times 0,031 \times (18-5,12)$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 5,94 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1,57 \leq \sigma_{bc} = 15 MPa$$

$$\sigma_s = 5,94 \leq \sigma_{bs} = 201,63 MPa.$$

Armatures minimales :

$$\text{R.P.A: } A_{\min} = 0,1\% \cdot b \cdot h = 0,1\% \times 100 \times 20 = A_{\min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{B.A.E.L: } A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \left(0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right) \rightarrow A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix d'armatures :

« Sens X » :

$$\text{En travée : } A_x^t = \max(A_u; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}}) = \max(0,928; 2,17; 2)$$

$$A_x^t = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra : 6T12/ml = 6,78 cm²/ml $\rightarrow St = 15 \text{ cm}$

$$\text{En appui : } A_x^a = \max(A_u; A_{\text{ser}}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}}) = \max(0,619; 2,17; 2)$$

$$A_x^a = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra: 6T12/ml = 6,78 cm²/ ml $\rightarrow St = 15 \text{ cm}.$

Sens Y :

Le ferrailage sera identique que le sens x.

Tableaux 48: Évaluation des sections d'armatures longitudinales du voile périphérique.

Le sens	Ferrailage						
	Appuis			Travées			
	Armatures calculées		Armatures adaptées	Armatures calculées			Armatures adaptées
A_u^a (cm ²)	A_{min}^a (cm ²)	A^a	A_u^t (cm ²)	A_{ser}^t (cm ²)	A_{min}^t (cm ²)	A^t	
Sens X	0,97	2,17	6T12 e = 15 cm	1,46	2	2,17	6T12 e = 15 cm
Sens Y	0,27	2,17	6T12 e = 15 cm	0,41	2	2,17	6T12 e = 15 cm

VI.3 ETUDE DU RADIER

Combinaison d'actions :

Les combinaisons d'action à prendre en compte lors du calcul des poteaux sont :

- 1,35G+1,5Q ELU
- G+Q ELS
- G+Q+EX
- G+Q+EY
- 0,8G±EX
- 0,8G±EY

VI.3.1 PRÉ-DIMENSIONNEMENT DU RADIER

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité.
- Condition forfaitaire.
- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnement.

VI.3.1.1 CONDITION DE RIGIDITÉ

$$\text{radier rigide} \Rightarrow L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$$L_e = 4 \cdot \sqrt{\frac{4xExI}{Kxb}}$$

L_e : est la longueur élastique.

L_{max} : la plus grande distance entre deux files parallèles = 5,45 m.

b : largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation = $3,2 \cdot 10^6$ t/ml

I : inertie d'une bande de 1m du radier $I = \frac{b \cdot h_r^3}{12}$

h_r : Hauteur du radier.

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen.

$K = 40$ MN/m²

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{max}^4}{E \cdot \pi^4}} \rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 4,80^4 \times 10^2}{3,2 \times 10^6 \times \pi^4}} \rightarrow h_r \geq 0,46 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

VI.3.1.2 CONDITION FORFAITAIRE

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{4,80}{8} \leq h_r \leq \frac{4,80}{5} \rightarrow 0,60 \leq h_r \leq 0,96(m) \dots \dots \dots (2)$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 0,80$ m

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S' = S_1 + D \times 2 \times (L_x + L_y)_1$$

L_x : Largeur en plan

L_y : Longueur en plan

-Calcul du débordement « D » :

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) \text{ où : } h_r = 50 \text{ cm}$$

On prend $D = 50$ cm alors l'emprise total avec D est

$$S' = 206,66\text{cm}^2$$

VI.3.1.3 CONDITION DE NON CISAILLEMENT

D'après le BAEL 91 : Pour le panneau le plus défavorable : [2]

On a: $L_x = 3,80$ m et $L_y = 4,50$ m

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

avec: $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times 0,9 \times h_r}$ et $T_{\max} = \max(T_x; T_y)$

la fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,80}{4,50} = 0,84 > 0,4 \rightarrow \text{ladalletravailledanslesdeuxdirections.}$$

Donc : $T_x = q \cdot \frac{L_x \cdot L_y}{(2 \cdot L_y + L_x)}$ et $T_y = q \cdot \frac{L_x}{3}$

q : charge répartie sur la dalle de radier :

$$q = \frac{N}{S_t} = \frac{28539,29}{206,66} = 138,10 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 138,10 \cdot \frac{3,80 \times 4,50}{(2 \times 4,50 + 3,80)} \rightarrow T_x = 184,49 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 138,10 \cdot \frac{3,80}{3} \rightarrow T_y = 174,92 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y) \rightarrow T_{\max} = \max(184,49 ; 174,92) \rightarrow T_{\max} = 184,49 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot \bar{\tau}_u} \rightarrow h_r \geq \frac{184,49}{1 \times 0,9 \times 3,33} \rightarrow h_r = 61,56 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

VI.3.1.4 CONDITION DE NON POINÇONNEMENT

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec : $\rightarrow U_c$: périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \cdot (a_1 + b_1)$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2 \cdot (a + b + 2h_r)$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculé à l'E.L.U.R.

Pour notre structure $N_{u\max} = 1644,73 \text{ KN}$ appliqué sur un poteau de section rectangulaire de dimension $a = 50 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$.

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} \rightarrow N_u \leq 0,045 \cdot f_{c28} \cdot 2 \cdot (a + b + 2h_r)h_r$$

$$N_u \leq 2,25 \times (1 + 2h_r) \times h_r$$

$$N_u \leq 4,5h_r^2 + 2,475h_r$$

$$4,5h_r^2 + 2,475h_r - 1644,73 \geq 0$$

$$h_r \geq 20,23 \text{ cm}$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 100\text{cm}$

Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

Hauteur de la nervure (h_n) :

$$h_n \geq \frac{L}{10} \rightarrow h_n \geq \frac{450}{10} \rightarrow h_n \geq \frac{4,50}{10} \rightarrow 0,45 \text{ m} \rightarrow h_n = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_n = 60 \text{ cm}$$

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} \rightarrow e \geq \frac{4,50}{20} \rightarrow e \geq 0,225\text{m} \rightarrow e \geq 22,50 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } e = 40 \text{ cm}$$

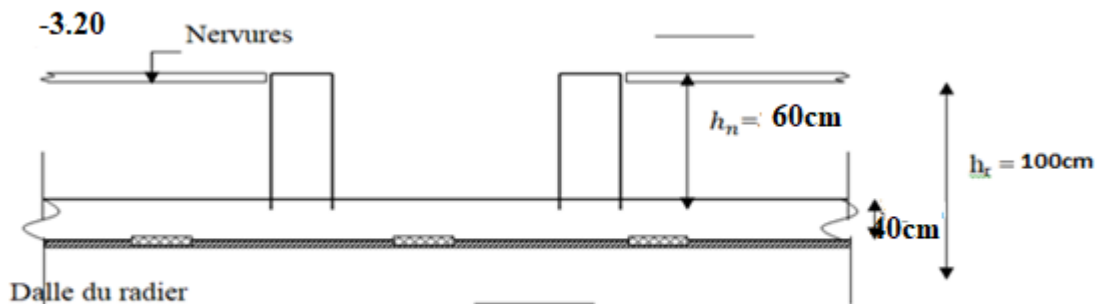


Figure VI. 2: Dimension du radier.

VI.3.2) DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS :

Caractéristiques du radier : $h = 100\text{cm}$; $e = 30 \text{ cm}$. Surface du radier : $S = 206,66 \text{ m}^2$

-Centre de gravité de la section du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i} = 8,57 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i} = 5,55\text{m}.$$

$$I_{xx} = 16640,14\text{m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 19572,63\text{m}^4.$$

Calcul du poids propre du radier :

Poids du radier sans nervures :

$$G_{\text{radier}} = S \cdot e \cdot \gamma_b \rightarrow G_{\text{radier}} = 206,66 \times 0,40 \times 25 \rightarrow G_{\text{radier}} = 2066,6\text{KN}.$$

Poids des poutres principales :

La longueur totale des poutres principales : $L_{pp} = 4,50\text{m}$

$$G_{pp} = h_n \cdot b_0 \cdot L_{pp} \cdot \gamma_b = 1 \times 0,40 \times 4,50 \times 25 \rightarrow G_{radier} = 45 \text{ KN.}$$

Poids propre des poutres secondaires :

La longueur totale des poutres secondaires : $L_{ps} = 3,80 \text{ m}$

$$G_{ps} = h_n \cdot b_0 \cdot L_{ps} \cdot \gamma_b = 1 \times 0,4 \times 3,80 \times 25 \rightarrow G_{radier} = 38\text{KN.}$$

Donc le poids total du radier $\rightarrow P_r = G_{radier} + G_{pp} + G_{ps} \rightarrow P_r = 2149,6\text{KN}$

Charge d'exploitation :

$$Q_{radier} = S \times 2,5 \rightarrow Q_{radier} = 206,66 \times 2,5 = 516,65\text{KN.}$$

-Sollicitation du radier d'après robot

Tableaux 49: les différentes sollicitations sur le radier

	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
E.L.U	2222,04	30,49	52,57
E.L.S	1640,5	22,29	38,72

VI.3.3 COMBINAISON D'ACTION

Situation durable ou transitoire :

$$\text{E.L.U:}(1,35G + 1,5p) + (1,35P_r + 1,5Q)$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

N_u^1 : la somme algébrique de toutes les réactions sur le radier.

N_u^2 : poids du radier en tenant compte des nervures et surcharges d'exploitation.

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 2222,04 + (1,35 \times 2149,6 + 1,5 \times 516,65) \rightarrow N_u = 5898,98\text{KN.} \\ M_x = 30,49\text{KN. m} \\ M_y = 52,57\text{KN. m} \end{array} \right.$$

$$\text{E.L.S :}(G + p) + (P_r + Q)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = 1640,5 + (2149,6 + 516,65) \rightarrow N_{ser} = 4306,75 \text{ KN.} \\ M_x = 22,29 \text{ KN. m} \\ M_y = 38,72 \text{ KN. m} \end{array} \right.$$

VI.3.4) VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS RADIER :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad \text{et} \quad \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec ; v: ordonnée du centre de gravité

a-Situation durable et transitoire :

ELU :

Sens X-X :

$$\sigma_{1;2} = \left[\frac{5898,98}{206,66} \pm \frac{30,49}{16640,14} \times 8,57 \right] \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 28,56 \text{ KN /m}^2 \\ \sigma_2 = 28,53 \text{ KN /m}^2 \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 28,55 \text{ KN /m}^2.$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1;2} = \left[\frac{5898,98}{206,66} \pm \frac{52,57}{19572,63} \times 5,55 \right] \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 28,56 \text{ KN /m}^2 \\ \sigma_2 = 28,53 \text{ KN /m}^2 \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 28,55 \text{ KN /m}^2.$$

ELS :

Sens X-X :

$$\sigma_{1;2} = \left[\frac{4306,75}{206,66} \pm \frac{22,29}{16640,14} \times 8,57 \right] \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 20,85 \text{ KN /m}^2 \\ \sigma_2 = 20,82 \text{ KN /m}^2 \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 20,84 \text{ KN /m}^2.$$

Sens Y-Y :

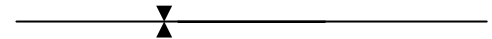
$$\sigma_{1;2} = \left[\frac{4306,75}{206,66} \pm \frac{38,72}{19572,63} \times 5,55 \right] \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 20,85 \text{ KN /m}^2 \\ \sigma_2 = 20,82 \text{ KN /m}^2 \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 20,84 \text{ KN /m}^2$$

Remarque :

Les contraintes calculées sous le radier sont inférieures a la contrainte admissible du sol avec $(\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}) \bar{\sigma}_{sol} \geq \sigma_m$

5-Vérification de l'effet de sous pression :

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :



$$P > 1,5.S. \gamma .Z$$

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

$$Z = 3,20\text{m}$$

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

Figure VI. 3: **Encrage de la structure**

$$P = 14411,66 > 1,5 \times 206,66 \times 10 \times 3,20 = 9919,68 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Donc notre structure ne risque pas de se soulever sous l'effet de la pression hydrostatique ; notre bâtiment est stable.

VI.3 ETUDE DU RADIER

$$\rho = L_x/L_y = 5,40/5,45=0,99$$

La dalle travaille dans les deux directions. Le calcul se fera pour une bande de 1 m. La fissuration est considérée comme préjudiciable.

VI.4.1) DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS :

Tous les panneaux portent dans les deux sens :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

En travée : $M_{tx} = 0,75 M_{0x}$ En appui : $M_{ax} = -0,5 M_{0x}$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} \quad M_{ay} = -0,5 M_{0y}$$

Considérant le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 5,40m \text{ et } L_y = 5,45 m$$

$$\begin{cases} q_u = \sigma_m \cdot 1m \rightarrow q_u = 28,55 \times 1 \rightarrow q_u = 28,55 \text{ KN/ml} \\ q_{ser} = \sigma_m \cdot 1m \rightarrow q_{ser} = 20,82 \times 1 \rightarrow q_u = 20,82 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

VI.4.2) CALCUL DES MOMENTS :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 50 : Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.

Le panneau considéré		E.L.U.R	E.L.S
Lx (m)		3,80	3,80
Ly (m)		4,50	4,50
ρ		0,84	0,84
μ_x		0,0520	0,0589
μ_y		0,667	0,764
Moments Isostatiques	M_{0x} (kN.m)	21,44	17,71
	M_{0y} (KN.m)	14,30	13,53
Moments en travée	M_{tx} (KN.m)	16,08	13,28
	M_{ty} (KN.m)	10,72	10,14
Moment en appui	M_{ax} (KN.m)	10,72	8,85
	M_{ay} (KN.m)	7,15	6,76

VI.4.3) CALCUL DES ARMATURES :

Sens x-x :

- En travée (ELU) :

$$M_u = 16,08KN.m \quad d = 0,9 \times h \rightarrow d = 0,9 \times 40 \rightarrow d = 36cm.$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{16,08 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,009 \quad \mu < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; } \dot{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa ; } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,009}) = 0,011 ; \beta = 1 - 0,4 \times 0,011 = 0,99 ;$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{16,08 \times 10^3}{348 \times 0,99 \times 36} = 1,29 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 4,35 \text{ cm}^2$$

Le choix 6T12.

- **En appui (ELU) :**

$$M_u = 10,72 \text{ KN.m} \quad d = 0,9 \times h \rightarrow d = 0,9 \times 40 \rightarrow d = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10,72 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,006 \mu < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; } \dot{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa ; } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006}) = 0,007 ; \beta = 1 - 0,4 \times 0,007 = 0,99 ;$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10,72 \times 10^3}{348 \times 0,99 \times 36} = 0,86 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **En travée (ELS) :**

$$M_{\text{ser}} = 16,08 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{16,08}{13,28} = 1,21$$

$$\alpha = 0,011 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,36$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-**En appui (ELS) :**

$$M_{\text{ser}} = 10,72 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{10,72}{8,85} = 1,21$$

$$\alpha = 0,007 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,36$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Condition de non fragilité: } A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Armatures finales : } A_{r \text{ xx}}^t = \max(A_u^t ; A_{\min}) = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

→Le choix 6T12

On donne dans ce qui suit, un tableau de ferrailage du radier

Tableaux51: Tableau de ferrailage du radier

	ELS	Travée	Appui
Sens XX	M (KN.m)	16,08	10,72
	A _{min} (cm ²)	4,35	4,35
	A _{adaptée} (cm ²)	6T12	6T12
Sens YY	M (KN.m)	10,72	7,15
	A _{min} (cm ²)	4,35	4,35
	A _{adaptée} (cm ²)	6T12	6T12

VI.4 Ferrailage du radier

Le rapport $\alpha \leq \frac{L_x}{L_y} > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise des charge trapézoïdales et des charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

Sens longitudinal (y) :



Figure VI. 4: Répartition des charges sur les poutres

VI.5 Ferrailage des poutres de libages (nervure)

Il existe deux types de poutres :

1. Poutres principales : supportent les charges trapézoïdales.
2. Poutres secondaires : supportent les charges triangulaires.

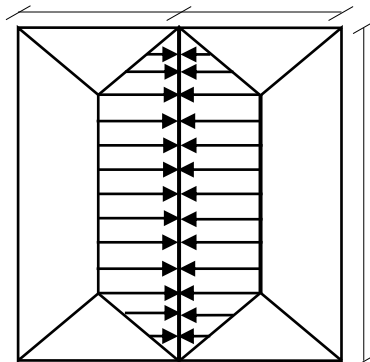


Figure VI. 5: Distribution des charges sur la poutre principale.

-Ferrailage :

Armatures minimales selon B.A.E.L.91 :

$$A_{min} = 0,23. b. d. \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 40 \times 100 \times \frac{2,1}{400} = 4,83\text{cm}^2$$

Armatures minimales selon B.A.E.L.91 :

$$A_{min} = 0,5\%. b. h \rightarrow 0,5\%. 40 \times 100 \rightarrow A_{min} = 20\text{cm}^2$$

A partir du logiciel robot 2015, les valeurs des moments en travées et en appuis des poutres principales et poutres secondaires sont données dans les deux tableaux ci-dessous :

a) -Poutres principales :

Tableau des sollicitations et de ferrailage :

Tableux 52: valeurs des sollicitations et de ferrailage poutres principales.

Sollicitation et ferrailage des poutres principales		ELU	ELS
Moment en travée	KN.m	92,37	67,49
Moment en appui	KN.m	164,11	119,83
Effort tranchant	KN	115,87	

b) -Poutres secondaires :

Tableau des sollicitations et de ferrailage

Tableux 53: valeurs des sollicitations et de ferrailage poutres secondaires.

Sollicitation et ferrailage des poutres secondaires		ELU	ELS
Moment en travée	KN.m	76,96	56,27
Moment en appui	KN.m	57,37	41,83
Effort tranchant	KN	112,66	

Ferrailage :

❖ **Poutre principale :**

En travée:

E L U :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times b \times d} = \frac{92,37.10^3}{14,17 \times 40 \times 90^2} = 0,02 \leq \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 0,025 \quad \beta = 0,99$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{92,37.10^3}{348 \times 0,99 \times 90} = 2,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times d \times b \times (f_{tj} / FeE400) = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,1\% \times b \times h = 0,1 \times \frac{40 \times 100}{100} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_{RPA}) = 4,35 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6T16 $\rightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2$

E L S :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 3,62$$

$$E = 2 \times d \times D = 651,24 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 22,16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 1013917 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{as}}{I} = \frac{56,27 \cdot 10^3}{1013917} = 0,055$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 12,30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 122,73 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \sigma_s \leq \min (2/3 f_c ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}) = 201,63 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{c v.}$

Donc les armatures calculées à E L U conviennent à E L S.

En appuis:

E L U :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{164,11 \cdot 10^3}{14,17 \times 40 \times 90^2} = 0,036 \leq \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 0,046 \beta = 0,98$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{164,11 \times 10^3}{348 \times 0,98 \times 90} = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 d \times b \times (f_{tj} / FeE400) = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,1\% \cdot b \cdot h = 0,1 \times \frac{40 \times 100}{100} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_{RPA}) = 5,34 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6T16 $\rightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2$

$$\tau_{lu} = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$T_{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{28,55 \times 4,50}{2}$$

$$T_{\max} = 64,24 \text{ KN}$$

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \tau_1 = \min (0,2 f_c ; 4\text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{64,24}{40 \times 90} = 0,02 \text{ MPa} .$$

$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

E L S :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 3,62$$

$$E = 2 \times d \times D = 651,24 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 22,16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 1013917 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{as}}{I} = \frac{119,83.10^3}{1013917} = 0,012$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 2,62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 122,73 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_c ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}) = 201,63 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow$ c v.

Donc les armatures calculées à E L U conviennent à E L S

❖ **Poutre secondaire :**

En appuis :

E L U :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times b \times d} = \frac{57,37.10^3}{14,17 \times 40 \times 90^2} = 0,012 \leq \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 0,016\beta = 0,99$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{57,37.10^3}{348 \times 0,99 \times 90} = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times d \times b \times (f_{tj} / \text{FeE400}) = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h = 0,1 \times \frac{40 \times 100}{100} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_{\text{RPA}}) = 4,35 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6T16 $\rightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2$

E L S :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 3,62$$

$$E = 2 \times d \times D = 651,24 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 22,16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 1013917 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{as}}{I} = \frac{41,83 \cdot 10^3}{1013917} = 0,041$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 9,14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 122,73 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_c ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}) = 202 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{c v.}$$

Donc les armatures calculées à E L U conviennent à E L S.

En travée :**E L U :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{76,96 \cdot 10^3}{14,17 \times 40 \times 90^2} = 0,017 \leq \mu_1 = 0,392$$

$$\alpha = 0,021 \beta = 0,99$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \times b \times d} = \frac{76,96 \times 10^3}{348 \times 0,99 \times 90} = 2,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 d \times b \times (f_{tj} / FeE400) = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,1\% \cdot b \cdot h = 0,1 \times \frac{40 \times 100}{100} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_{RPA}) = 4,35 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6T16 $\rightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2$

E L S :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 3,62$$

$$E = 2 \times d \times D = 651,24 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 22,16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 1013917 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{as}}{I} = \frac{56,27 \cdot 10^3}{1013917} = 0,055$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 12,30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 122,73 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}) = 202 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{c v.}$$

Donc les armatures calculées à E L U conviennent à E L S

• **Vérification de l'effort tranchant :**

❖ **Poutres principales :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{avec: } \tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{115,87 \times 10^3}{40 \times 90 \times 100} = 0,32 \text{ MPa}$$

la fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa. } \tau_u = 0,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ **Poutres secondaires :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{avec: } \tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{112,66 \times 10^3}{40 \times 90 \times 100} = 0,31 \text{ MPa}$$

la fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa. } \tau_u = 0,31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E L U conviennent à E L S.

VI.6 Conclusion

Dans ce dernier chapitre non avons calculé le ferrailage du voile périphérique selon les règlements (RPA – BAEL). Nous avons aussi calculé et ferrailage les fondations après vérification entre les types de fondation, nous avons opté pour un radier général car c'était la solution le plus économique.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré- dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces derniers ont été ferrillés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal.
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé

Livre :

1. BAEL 91 modifié 99 et de DTU associés jean -pierre Mougi
2. Cours de béton arme BAEI 91 (calcul des éléments simples et des structures).
3. calcul pratique des tours en béton arme M.DIVERS.
4. tables pour le calcul des dalles et des paroisRichard.

Règlements :

1. B.C.2.2 : document technique règlementaire (charges et Surcharges)
 2. DTR B.C.2.42 : document technique réglementaires (règles de Conception et de calcul des parois et murs en béton banche)
 3. RPA99V2003 : règlement parasitisme algérienne.
 4. CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- CPT : calcul des planchers techniques.□

Cours :

Béton armé 3 ème et 4 ème année (BA I□&BA II).

Matériaux de constructions3 ème année (MC)

Mécanique des sols 4 ème année (MDS2).

Résistance des matériaux (RDM).

Thèse de PFE « Instituté de Génie civil de Blida », 2014-2015

Liste des tableaux

Tableau . 8: Vérification selon le RPA	24
Tableau . 9: Charge de plancher terrasse	25
Tableau 10: Charge de plancher pour chaque étage	25
Tableau 11: Charge du mur extérieur	26
Tableau. 12: Charge de la dalle pleine (balcon)	26
Tableau . 13: Charge et surcharge de chaque étage (poteau central)	29
Tableau 14: Charge et surcharge de chaque étage (poteau de rive)	30
Tableau 8:	31
Tableau 9: Choix des sections des poteaux centraux	34
Tableau 10: Vérification de critère de résistance	34
Tableau 11: Choix des sections des poteaux de rives	35
Tableau 12: Vérification de critère de résistance	35
Tableau 13: Choix des sections des poteaux d'angle	36
Tableau 14: Vérification de critère de résistance.....	36
Tableau15: Dimensions des éléments porteurs	38
Tableau.16 : Combinaison des charges.....	41
Tableau.17: Calcul des efforts internes.....	42
Tableau.18 : Ferrailage du balcon	42
Tableau.19 : Vérification des contraintes du balcon	44
Tableau.20 : Combinaison des charges	45
Tableau.21: Calcul des efforts internes.....	45
Tableau.22: Ferrailage du balcon	46
Tableau.23 : Vérification des contraintes du balcon	47
Tableau.24 : evaluation des charges	52
Tableau.25 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.	55
Tableau.26: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.	55
Tableau27: calcul de la flèche	59
Tableau .28 : Evaluation des charges	61
Tableau .29 : Ferrailage de la dalle pleine	63
Tableau .30 : Ferrailage de la dalle pleine	65
Tableau .31 :	69

Tableau .32 : charges parmanent	69
Tableau .33 :Charges à l'ELU et l'ELS.	70
Tableau .34: Ferrailage de l'escalier.	72
Tableau .35: Vérification à l'E.L.S.	74
Tableau .36: Vérification de la flèche de l'escalier	75
<u>Tableau 37</u> : Coefficient d'accélération de zone A.	91
<u>Tableau 38</u> : Valeurs de pénalités « P _q ».	93
<u>Tableau 39</u> :Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle finale.	98
<u>Tableau 40</u> :Récapitulatif des calculs.	98
<u>Tableau 41</u> :Vérification des déplacements latéraux inters étage.	99
<u>Tableau 42</u> :Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux.	100
<u>Tableau 43</u> :Calcul de θ_x et θ_y	101
Tableau 44: Les différentes combinaisons.	103
Tableau 45: Tableaux des sollicitations pour les différentes poutres.	115
Tableau 46: Tableaux de ferrailage des poteaux.	119
Tableux 47 :Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.	133
Tableux 48: Évaluation des sections d'armatures longitudinales du voile périphérique.	136
Tableux 49: les différentes sollicitations sur le radier	140
Tableau 50 : Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.	152
Tableux 51: Tableau de ferrailage du radier	144
Tableux 52: valeurs des sollicitions et de ferrailage poutres principales.	145
Tableux 53: valeurs des sollicitions et de ferrailage poutres secondaires.	145

Liste des figures

Figure I. 8 : Plan de situation	12
Figure I. 9: Schéma Plancher à corps creux	14
Figure I. 10: Brique creuse	15
Figure I. 11: Escalier à 2 volées	16
Figure I. 12: Diagramme Contraintes -Déformations du béton	18
Figure I. 13: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	19
Figure I. 14: Diagramme contrainte déformation d'acier	19
Figure II. 4: Schéma Plancher à corps creux	22
Figure II. 5: Schéma de la dalle	23
Figure II. 6: Coupes de voiles en plan (RPA 99 V 2003)	37
Figure III.1 : Schéma statique du balcon	41
Figure III.2 : ferrailage du balcon	44
Figure III.3: schéma statique du balcon	44
Figure III.4 : ferrailage du balcon	48
Figure .III.5 : Coupe du plancher en corps creux	48
Figure.III.6 : Dimensions De La Poutrelle.	49
Figure.III.7 :	61
Figure .III.8 : schéma de la dalle plein	61
Figure .III.9 : Ferrailage de la dalle pleine	66
Figure .III.10 :	66
Figure .III.11 :schéma statique de l'escalier	69
Figure .III.12 : Dimensions de l'acrotère	76
Figure .III.13 : coupe transversale de l'acrotère	76
Figure .III.14 : Schéma statique de l'acrotère	77
Figure .III. 15 : Diagrammes des efforts à l'ELU	78
Figure .III. 16 :	78
Figure .III. 17 :	83
Figure .III. 18 : schéma de ferrailage de l'acrotère.	90
Figure IV.1 :Spectre de réponse.	95
Figure IV.2 :Modèle finale.	96
Figure IV.3 : Disposition des voiles de modèle finale.	96
figure IV.4 : déformé de mode 1 : translation selon X	97

figure IV. 5:déformé de mode 2 : translation selon Y	97
figure IV. 6:déformé de mode 3 : torsion	104
Figure .V.1: Section de calcul de la poutre	112
Figure .V.2 :Schéma de ferrailage de poutre principale.	112
Figure .V.3. : Schéma de ferrailage de poutre secondaire	121
Figure .V.4. : Schéma de ferrailage des poteaux.	125
Figure .V. 5: Dimensions de voile	127
Figure .V.6 : Disposition des armatures verticales dans.....	127
Figure VI. 6: schéma statique d'un voile périphérique.	132
Figure VI. 7: Dimension du radier.	139
Figure VI. 8: Encrage de la structure	144
Figure VI. 9: Répartition des charges sur les poutres	144
Figure VI. 10: Distribution des charges sur la poutre principale.	144