

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET  
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA**

**FACULTE DES TECHNOLOGIES**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

***Mémoire de fin d'étude***

En vue de l'obtention du diplôme de master 2 en génie civil

*Option : matériaux*

***Etude d'un hôtel (R+8+SOUS SOL) à usage  
d'habitation contreventé par un système  
mixte (voiles-portiques)***

**Réalisé par :**

**LARID FETHI**

**MAHDI MOHAMED**

**Encadré par :**

**Mme HALFAYA**

**2020/2021**

# Dédicace

Je dédie ce travail au premier lieu à mes chers parents, qui je ne remercierai jamais assez pour tous ce qu'ils ont fait pour moi et sans eux je ne serai pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui.

A Mes frères que j'aime beaucoup. Mon binôme fethi , avec qui j'ai partagé de merveilleux moments. A tous mes amis, tous ceux qui mon soutenue, ma famille paternelle et maternelle et aussi à tous ceux qui ont partagé ma joie.

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite. Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Mohamed

Je dédie ce travail au premier lieu à mes chers parents, qui je ne remercierai jamais assez pour tous ce qu'ils ont fait pour moi et sans eux je ne serai pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui.

A Mes frères que j'aime beaucoup. Mon binôme Mohamed, avec qui j'ai partagé de merveilleux moments. A tous mes amis, tous ceux qui mon soutenue, ma famille paternelle et maternelle et aussi à tous ceux qui ont partagé ma joie.

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite. Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

fethi

# Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre  
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous  
avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus  
durant toutes nos études.*

*A MME HALFAYA : notre promotrice, pour avoir accepté de  
nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation  
de ce mémoire.*

*Fethi et Mohamed*

## RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un rez de chaussée plus 8 étages plus entre- sol à usage habitation. Sa structure est en implantée a Jijel. Cette région est classée en zone IIa Selon le règlement parasismique Algérien. Cette étude se compose de quatre parties :

- **La première partie** : c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments, Ensuite le pré dimensionnement des éléments et enfin la descente des charges.
- **La deuxième partie** : a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, poutre palière et l'acrotère).
- **L'étude dynamique de la structure** : a été entamée dans la troisième partie à l'aide du logiciel (AUTO DISQUE ROBOT STRUCTURE ANALYSE PROFESSIONAL 2019) .et afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements.
- **La dernière partie** : comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres, voiles). Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

## ملخص

يعرض هذا المشروع دراسة تفصيلية للمبنى الذي يتألف من طابق أرضي زائد ثمانية طوابق زائد أرضية للاستخدام السكني، يتم انشاء هيكلها في ولاية جيجل، وهذه المنطقة مصنفة كمنطقة ثانية من حيث النشاط الزلزالي وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء

**الجزء الأول:** الوصف العام للمشروع مع عرض المخطط المعماري ثم مرحلة ما قبل تنصيب العناصر وأخيرا تخفيض التكاليف.

**الجزء الثاني:** خصص للعناصر الثانوية (الدرج، والمتراس).

**الجزء الثالث:** بداية الهندسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث مع برنامج

( AUTO DISQUE ROBOT STRUCTURE ANALYSE PROFESSIONAL 2019)

لتحديد ضغوط مختلفة بسبب التكاليف (التكاليف الدائمة والاستغلالو تحميلا لزلالية)

الجزء الأخير: يتألف من تعزيز عناصر العناصر المقاومة المختلفة من الهيكل (الأساسات، والأعمدة والكمرات).

BAEL91 99 هذا مع الأخذ بعين الاعتبار توصيات

## Summary

This Project presents a detailed study of a building consisting of a ground floor plus 8 floors plus basements used for dwelling. This structure is located in Jijel. This region is classified in zone IIa according to the Algerian seismic regulations. This study consists of four parts:

- **The first part:** it is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the elements, then the pre-dimensioning of the elements and finally the descent of the loads.
- **The second part:** was devoted to the secondary elements (staircase, joists, balcony beam and acroter).
- **The dynamic study of the structure:** was started in the third part using the software (AUTO DISQUE ROBOT STRUCTURE ANALYSE PROFESSIONAL 2019) and to determine the different loading loads (permanent, operating and seismic loads).
- **The last part:** includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, posts, beams). This, taking into account the recommendations of the revised BAEL91 99 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2

# Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Remerciements

Dédicace

Résumé

Introduction générale

## Chapitre I : recherche bibliographique

▪ Introduction .....	2
▪ les différents types d'isolant utilisables.....	3
▪ Les isolants naturels .....	3
▪ Les isolants minéraux .....	10
▪ Les isolants synthétiques .....	19
▪ Définition du pont thermique .....	25
▪ Types de ponts thermiques .....	26
▪ Mode de transfert de chaleur .....	28
▪ Les apports d'énergie dans les bâtiments .....	29
▪ La déperdition thermique .....	30
▪ Conclusion.....	33

## Chapitre II : présentation de l'ouvrage

▪ Introduction .....	34
▪ Présentation de l'ouvrage .....	34
▪ Caractéristique Géométriques .....	34
▪ Caractéristiques mécanique et massique des matériaux.....	35
▪ Classification de la structure .....	35
▪ Les contraintes limites .....	37
▪ Conclusion.....	40

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments secondaire

▪ Introduction .....	41
▪ Pré dimensionnement des planchers.....	41
▪ Evaluation des charges et surcharges .....	44
▪ L'acrotère .....	44

▪ Maçonnerie.....	44
▪ Plancher en corps creux (20+5).....	45
▪ Plancher Dalle Pleine .....	47
▪ Les voiles.....	47
▪ Les poutres .....	48
▪ Les poteaux.....	59
▪ Conclusion.....	67

#### **Chapitre IV : calcul des éléments secondaires**

▪ Introduction .....	68
▪ Ferrailage de l'acrotère.....	68
▪ Planchers à corps creux .....	77
▪ Escaliers.....	90
▪ Poutres de Palière .....	100
▪ Conclusion.....	108

#### **Chapitre V : Etude dynamique**

▪ Introduction .....	109
▪ Etude dynamique .....	109
▪ Modalisation mathématique .....	109
▪ Caractéristique dynamique propres .....	109
▪ Modalisation de la structure .....	111
▪ Modalisation de la rigidité.....	111
▪ Modalisation de la masse .....	111
▪ Etude sismique .....	112
▪ Model initial .....	118
▪ Model final .....	122
▪ Conclusion.....	129

#### **Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux**

▪ Introduction .....	130
▪ Ferrailage des poteaux.....	130
▪ Ferrailage des poutres.....	143
▪ Ferrailage des voiles.....	150
▪ Conclusion.....	163

▪

## **Chapitre VII : Etude de fondation**

▪ Introduction .....	167
▪ Choix du typedesfondations .....	167
▪ Calcule des fondations.....	167
▪ Semelles filantes.....	168
▪ Radiers nervuré.....	169
▪ Pré dimensionnement du radier nervuré.....	170
▪ Ferrailage de la dalle du radier .....	175
▪ Ferrailage des nervures.....	180
▪ Conclusion.....	183
 <b>Conclusion générale.....</b>	 <b>184</b>





## **Introduction**

Le génie civil représente toutes les technologies liées à la construction civile. Les ingénieurs civils sont responsables de la conception, de la construction, de l'exploitation et de la restauration des projets de construction et des infrastructures urbaines qu'ils gèrent pour répondre aux besoins sociaux tout en assurant la sécurité publique et la protection de l'environnement.

Lors de l'analyse approfondie des structures affectées par les tremblements de terre, nous mentionnons souvent les mêmes raisons, qui sont principalement dues à des dispositions de construction inappropriées ou à une mauvaise fabrication évidente et généralisée.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique. Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix du système de support dépend de certaines considérations : la hauteur du bâtiment, son objectif et la capacité portante de la fondation. L'ingénieur dispose actuellement d'une variété d'outils informatiques et de logiciels de calcul, saisissant rapidement et avec précision la technologie des éléments finis utilisée en ingénierie civile, et calculant diverses structures en un temps plus court.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+8 + sous sol) à usage d'hôtel - contreventement mixte, en plus du calcul statique, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ROBOT 2019.

L'isolation thermique permet à la fois de réduire les consommations d'énergie de chauffage et / ou de climatisation et d'accroître le confort.

L'isolation est également bénéfique pour l'environnement car, en réduisant les consommations, elle permet de préserver les ressources énergétiques et de limiter les émissions de gaz à effet de serre.

Ainsi, l'isolation thermique est intéressante en termes de protection de l'environnement, de confort et d'économies financières.

## II.1 INTRODUCTION

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

## II.2 PRÉSENTATION DEL'OUVRAGE

L'ouvrage est un hôtel constitué d'un seul bloc, de forme régulière en plan, il est composé d'un entre sol comme salle des fêtes et réfectoire, le rez-de-chaussée a usage commerciale, et le reste des étages sont à usage d'habitations

Le terrain est situé sur le territoire de la wilaya de **Jijel** qui est classé en (**zone IIa**), d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003).

Celui-ci est projeté, à savoir ; Immeuble en en (**R+8+entre sol**) à usage Habitation, est classé d'après [1] dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

## II.3 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

### ✓ Dimensions en élévation

Hauteur totale de la structure.....	32,13m
Hauteur d'entre-de-chaussée .....	3,57m
Hauteur de l'étage courant.....	3,57 m
Hauteur Del 'entre sol	
.....	5,20m

### ✓ Dimensions en plan

Longueur totale en plan.....	50,01m
Largeur totale en plan	
.....	18,10m

La structure de notre ouvrage est constituée par un système portique en béton armé et voiles

## II.4 CLASSIFICATION DE LA STRUCTURE SELON [1]

La structure est un ouvrage classé dans le « **groupe 2** », car elle est à usage d'habitation de dont la hauteur ne dépasse pas **48 m**.

### II.4.1 PLANCHER

Vu la forme géométrique de la structure et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de planchers

- ✓ Plancher en corps creux.
- ✓ Plancher en dalle pleine.

### II.4.2 ESCALIER

La structure comporte quatre cages d'escalier dont une cage commencée de l'entre sol au RDC, deux cages et du RDC au la terrasse et l'autre, de l'entre sol au **8<sup>ème</sup>** étage.

### II.4.3 ASCENSEURS

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage.

### II.4.4 MAÇONNERIES

La maçonnerie de la structure est réalisée en briques creuses dont Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques **10cm** et **15cm** D'épaisseur, séparées par une âme d'air de **5 cm** d'épaisseur.

Murs intérieurs constitué par une seule paroi de brique de **10 cm** d'épaisseur.

## II.5 CARACTERISTIQUES MECANIQUES ET MASSIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé [2] et à la réglementation parasismique Algérien [1] [3].

### II.5.1 Le Béton :

Le choix de la qualité du béton, doit répondre aux conditions suivantes :

Le béton doit être plutôt ductile, ce qui conduit à ne choisir que des bétons à résistance élevée. Pour éviter que des désordres ou des endommagements ne se produisent trop facilement, il est recommandé de ne pas utiliser des bétons de trop faible résistance ( $\geq 22$  MPA).

Les formes de coffrages et les dispositions du ferrailage seront conçues de façon à faciliter la mise en place du béton, particulièrement dans les nœuds d'ossature et les éléments verticaux. Donc, on choisira de préférence un béton de bonne qualité, facile à mettre en œuvre, sans chercher de performances exceptionnelles.

En exécution, il conviendra de veiller à respecter la constance des propriétés du béton.

### II.5.1.1 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.

La composition courante de 1m<sup>3</sup> de béton est :

- 350 Kg de ciment CPA,
- 400 litres de sable  $D_g \leq 5 \text{ mm}$ ,
- 800 litres de gravillons  $5\text{mm} \leq D_g \leq 25 \text{ mm}$ ,
- 175 l d'eau de gâchage propre.

Soit alors un poids volumique de :

$$\rho = 25 \text{ kN/m}^3 \text{ pour le béton armé}$$

$$\rho = 22 \text{ à } 23 \text{ kN/m}^3 \text{ pour le béton non armé}$$

### II.5.1.2 Résistance à la compression :

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

$$\text{Pour : } \begin{cases} j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log}_{10}(j + 1) \\ j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = f_{c28} \\ j \gg 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \end{cases}$$

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 cm<sup>2</sup>) et de hauteur 32cm [2].

### II.5.1.3 Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPA)} \dots \dots \dots (1)$$

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 :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \text{ donc } f_{t28} = 2,1 \text{ MPA.}$$

**II.5.1.4 Module de déformation longitudinale :**

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

**II.5.1.5 Module de déformation instantanée :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures [2]

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad D'où \text{ on a } E_{i_{28}} = 32164,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots (2)$$

**II.5.1.6 Module de déformation longitudinale différée :**

Pour des charges de longue durée d'application, on a [2] :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad D'où \text{ on a } E_{v_{28}} = 10818,87 \text{ MPa} \dots\dots\dots (3)$$

**II.5.1.7 La masse volumique du béton armé**

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

**II.5.1.8 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 :

$$\nu = 0 \quad \Leftrightarrow \text{Béton fissuré à L'E.L. U}$$

$$\nu = 0,2 \quad \Leftrightarrow \text{Béton non fissuré à L'E.L. S}$$

**II.5.1.9 Les Contrainte Limites**

En se référant au règlement [2], on distingue deux états limites :

✓ **Etat limite ultime « E.L.U »**

Dans le cas d'une vérification à l'E.L. U, on devra justifier :

- la résistance de tous les éléments de la construction
- la stabilité de ces éléments compte tenu des effets du 2ème ordre.
- l'équilibre statique de l'ouvrage.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(4)$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_b = 1,5 \text{ Cas des actions courantes transitoires}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ Cas des actions accidentelles}$$

Le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique.

✓ **Etat limite de service « E.L.S »**

C'est un état au-delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus :

- Le confort
- Et/ou la durabilité
- La contrainte limite de service est donnée par [2] :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots \dots (5)$$

## II.5.2 L'acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Pour assurer une réserve de déformation plastique des éléments de structure, il est recommandé d'avoir un écart suffisant entre la contrainte de rupture et la limite élastique. Le règlement demande donc que l'allongement minimal garanti soit  $\geq 5\%$  hors la zone de striction. Il y a lieu d'éviter les barres lisses

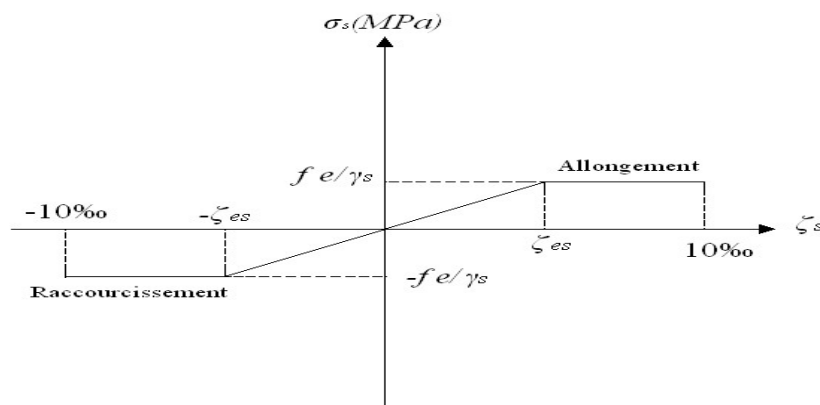
Les armatures pour le béton armé se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

Dans notre projet on opte pour des armatures à haute adhérence (HA) : FeE400.

### II.5.2.1 Contrainte limite de l'acier

✓ **Etat Limite Ultime « E.L.U »**

On adopte le diagramme contrainte déformation suivant avec : [2]



**Figure 24** : Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.

Avec :

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ cas d'actions courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ cas d'actions accidentelles.} \\ \varepsilon_s \quad : \text{Allongement relatif de l'acier : } \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L} \end{array} \right.$$

✓ **Etat limite de service « E.L.S »**

Fissuration peu nuisible, pas de vérification

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

$\eta$ : Coefficient de fissuration tels que

$\eta = 1$  pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$  pour des aciers de H.A.

### II.5.2.2 Module d'Elasticité de l'Acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à :  $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{MPa}$

### II.5.2.3 Hypothèse de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

Les sections droites restent planes après déformation. Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.

Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.

Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.

L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée " $\sigma_s$ " et qui est définie par la relation  $\frac{f_e}{\sigma_s}$  est égale à

$$\text{Haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 435 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

Allongement de rupture :  $\zeta_s = 10\%$ .



## II.6 Conclusion

Le béton utilisé a une résistance caractéristique ( $f_{c28}$ ) de 25 (MPa), une contrainte limite à l'ELU dans une situation durable égale à 14.16 (MPa) et dans une situation accidentelle égale à 18.48 (MPa) et une contrainte limite à l'ELS ( $\alpha_{bc}$ ) égale à 15 (MPa) alors que son module de déformation longitudinale instantanée  $E_{ij}$  est à 32164.2 (MPa) et son module de déformation longitudinale différée  $E_{vj}$  est à 10818.8 (MPa).

L'acier utilisé a une limite d'élasticité  $F_e$  égale à 400 (MPa), un module d'élasticité égal à  $2 \cdot 10^5$  (MPa)

Son contrainte de calcul à l'ELU dans une situation accidentelle égale à 400 (MPa) et dans une situation courante égale à 348 (MPa) et son contrainte à l'ELS : FPN FN (201.63 MPa) FTN (164.97)

### II.1 Introduction

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Pour le pré dimensionnement des éléments, on tient compte des prescriptions réglementaires données par :

- BAEL 91 [2]
- Les règlements parasismiques algériens 99 /version 2003 [1]
- DTR charges permanentes et surcharges d'exploitations [4]

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges permanents et charges d'exploitation. Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

### II.2 Pré dimensionnement du Planchers

Pour notre projet on a utilisé deux types de planchers :

- Plancher à corpscreux.
- Plancher à dallepleine.

#### III.2.1 Planchers à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher, on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \dots \dots \dots (7)$$

Avec : L : la portée de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

$$L = 5.50 \text{ m} \quad \frac{550}{25} \leq h_t \leq \frac{550}{20} \rightarrow 22 \text{ cm} \leq h_t \leq 27.5 \text{ cm on choisit } h_t = 25 \text{ cm}$$

**D= 20 cm** (hauteur de corps creux).

**e=5 cm** (hauteur de la dalle de compression).

On trouve **ht = (20+5) cm**

**Condition d'isolation acoustique :**

$H m_{in} \geq 16 \text{ cm}$ , d'où on a  $25 \text{ cm} > 16 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$

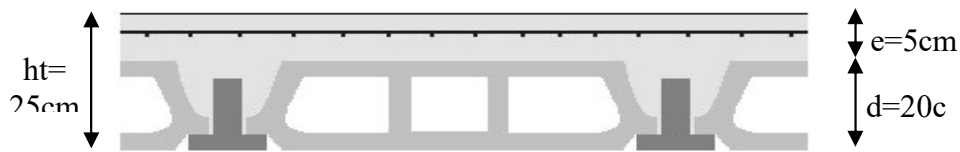


Figure 25 : Plancher à corps creux avec une dalle de compression.

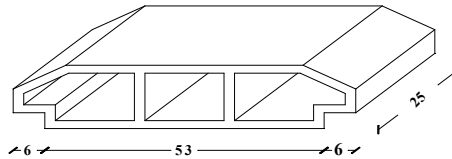


Figure 26 : Dimensions du corps creux.

### III.2.2 Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

#### ✓ Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

#### ✓ Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression:

$$\frac{b \times b_0}{2} \leq \text{Min}\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L}{10}\right)$$

$b_0 = 10\text{cm}$  largeur de la nervure

$L_x = 55\text{cm}$  distance entre nus des poutrelles.

$L_y = 310\text{cm}$  distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles.

$h_0 = 5\text{cm}$  épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 20\text{cm}$  hauteur totale de la poutrelle

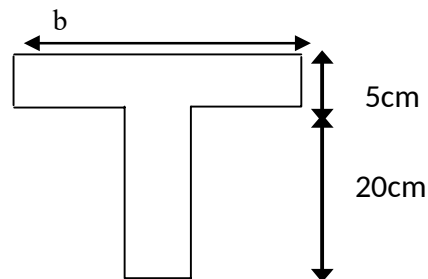


Figure 27 : Dimensions de la poutrelle.

### III.2.3 Dalle pleine (ESCALIR)

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

#### III.2.3.1 Résistance au feu :

$e=7,0\text{cm}$  ..... Pour une heure de coupe-feu

$e=11\text{cm}$ ..... Pour deux heures de coupe-feu

D'où :  $e = 11\text{cm}$ .

#### III.2.3.2 Isolation phonique

Selon les règles techniques [3] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm

#### III.2.3.3 Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes [2] :

-Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$  (8)

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$  (9)

Avec :

$e$  : Epaisseur de la dalle pleine.

$L_x$  : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$L_x = 4.95\text{ m}$

Pour notre cas La dalle pleine (**caged'escalier**) repose sur quatre appuis,

On aura donc :  $9.9\text{ (cm)} \leq e \leq 12.375\text{ (cm)}$ .

On admet :  **$e = 11\text{ cm}$**

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$e \geq \max. (11; 15; 11)\text{ cm}$        **$e = 15\text{ cm}$** .

### III.3 Evaluation des charges et surcharges [4]

#### III.3.1L'acrotère

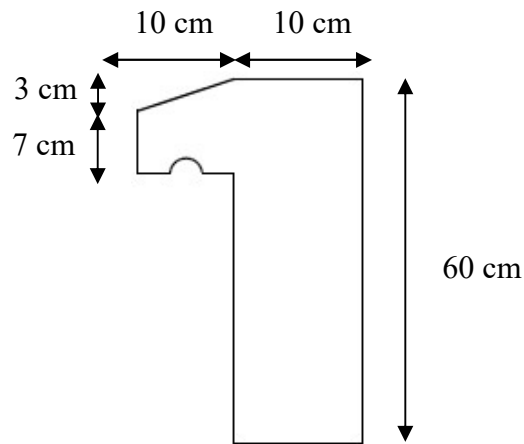


Figure 28 : Dimensions de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de :  $G = \rho \times S$

- S : la surface transversale totale de l'acrotère.
- $\rho$  : le poids volumique tel que  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ .

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,07 \times 0,10) + 0,10 \times \frac{0,03}{2} = 0,0685 \text{ m}^2$$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé :

$$G_1 = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ kN/ml}$$

Le poids du revêtement :

$$G_2 = 2 \times 0,015 \times 0,6 \times 18 = 0,324 \text{ kN/ml}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,04 \text{ kN/ml}$$

Les charges d'exploitations : 1,0 kN/ml

#### III.3.2Maçonnerie

##### ✓ Murs intérieurs (simple cloison)

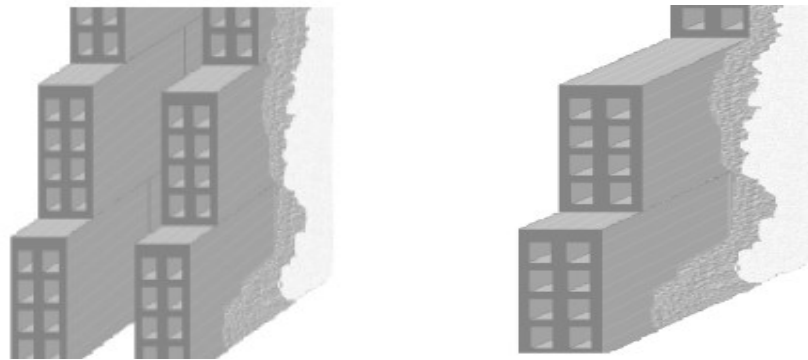
Tableau.1 : Charges permanentes des murs intérieurs.

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids volumiques (KN/m3)</i>	<i>Poids surfaciques (KN/m2)</i>
<i>1</i>	<i>Enduit en ciment</i>	<i>0,02</i>	<i>0,18</i>	<i>0,36</i>
<i>2</i>	<i>Brique creuse</i>	<i>0,10</i>	<i>0,90</i>	<i>0,90</i>
<i>3</i>	<i>Enduit en ciment</i>	<i>0,02</i>	<i>0,18</i>	<i>0,36</i>
<b>Total</b>				<b>1,62</b>

✓ **Murs extérieurs (double cloison)**

**Tableau.2** :Charges permanentes des murs extérieurs

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids volumiques (KN/m3)</i>	<i>Poids surfaciques (KN/m2)</i>
1	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
2	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
3	Lame d'aire	0,05	-	-
4	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
<b>Total</b>				<b>2,52</b>

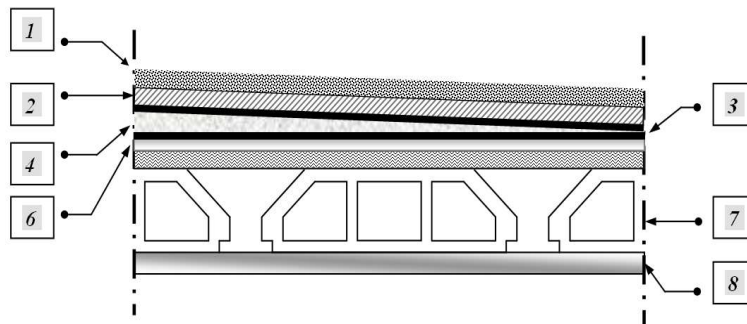


**Figure 29** : Mur simple et double cloison.

**III.3.3Plancher en corps creux (20+5)**

**III.3.3.1 Terrasse**

La terrasse est inaccessible en dalle en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.



**Figure 30** : Composants d'un plancher terrasse.

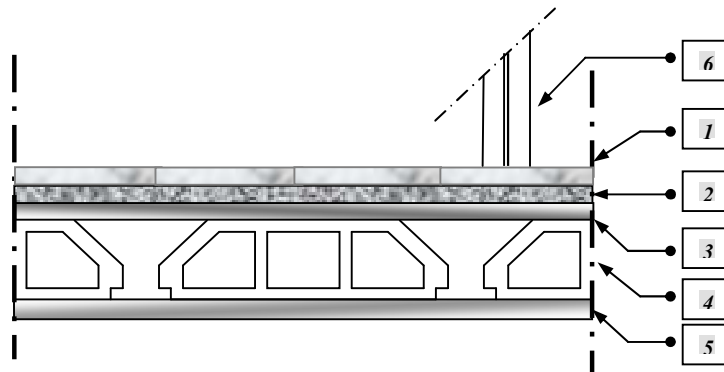
✓ Charges permanentes

**Tableau.3** : Charge permanente du plancher terrasse corps creux (20+5).

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur r (m)</i>	<i>Poids volumiques (KN/m3)</i>	<i>Poids surfaiques (KN/m2)</i>
1	Gravillon roulé 8/15	0,05	18,00	0,90
2	Étanchéité multicouche	0,02	6,00	0,12
3	Papier kraft	-	-	0,05
4	Forme de pente 1 %	0,10	22,00	2,20
5	Polyane	-	-	0,05
6	Plaque de liège	0,04	4,00	0,16
7	Par vapeur	0,01	6,00	0,06
8	Plancher corps creux (20+5)	0,25	14	3,50
9	Enduit en plâtre	0,01	10,00	0,10
<b>Total</b>				<b>7.14</b>

✓ Surcharges d'exploitation =  $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

III.3.3.2 Etage courant :



**Figure 31** : Composants d'un plancher courant.

✓ Charges permanentes :

**Tableau.4** : Charge permanente du plancher courant.

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids volumiques (KN/m3)</i>	<i>Poids surfaique (KN/m2)</i>
1	Carrelage	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,03	18,00	0,54
4	Planche corps creux (20+4)	0,24	14	3,50
5	Enduit de plâtre	0,01	10,00	0,10
6	Cloisons légères	0,10	10,00	1,00
<b>Total</b>				<b>5,98</b>

✓ Surcharges d'exploitation :  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

### III.3.4 Plancher Dalle Pleine (ESCALES)

#### III.3.4.1 Terrasse :

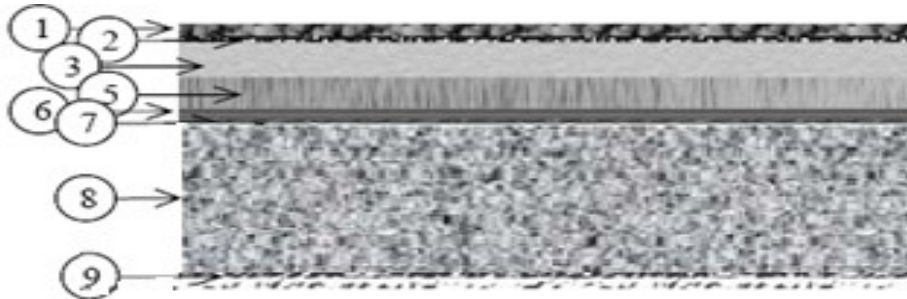


Figure 32 : Composants de la dalle de la terrasse.

#### ✓ Charges permanentes

Tableau.5 : Charge permanente terrasse.

<i>N</i>	<i>Composants</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids volumiques (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids surfaciques (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<i>1</i>	Gravillon roulé (25/40)	0.05	18,00	0.90
<i>2</i>	Étanchéité multicouche	0.02	6,00	0.12
<i>3</i>	Papier Kraft	-	-	0.05
<i>4</i>	Forme de pente	0.10	22,00	2.20
<i>5</i>	Film polyane	-	-	0.05
<i>6</i>	Liège (isolant thermique)	0.04	4,00	0.16
<i>7</i>	Pare vapeur	0.01	6,00	0.06
<i>8</i>	Dalle pleine	0.15	25,00	3.75
<i>9</i>	Enduit de plâtre	0.01	10,00	0.10
<i>total</i>				<b>7.39</b>

#### ✓ Surcharges d'exploitation

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

#### II.4 Les voiles

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, son épaisseur est donnée par les conditions du [1] suivantes :

- $e \leq h_e/20$  pour les voiles simples, et  $h_e$ : hauteur libre d'étage;
- $e \leq 15\text{cmU}$
- $h_e = 3.57\text{m}$

D'où:

$$e \leq 357/20 = 17.85 \text{ CM}$$

Soit :  $e = 20\text{cm}$ .



### III.5 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

#### III.5.1 Les poutres principales (P.P)

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du [2] suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots(9)$$

$$0.4h_{pp} \leq b \leq 0.7h_{pp}$$

**Avec :**

$L_{max}$ : portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 5.5 \text{ m}$$

a)  $550/15 < h_{pp} < 550/10$  36.6 cm  $< h_{pp} < 55$  CM

b)  $18 \leq b \leq 31.5$

Soit : **h= 45cm et b = 30 cm.**

❖ Vérifications des conditions du [1]:

- $b \geq 20cm$  Condition vérifiée
- $h \geq 30cm$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4$  Condition vérifiée

#### III.5.2 Les poutres secondaires (P.S)

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont pré dimensionnement selon la condition de flèche du [2].

Dans ce sens  $L_{max} = 5$  m donc

$$\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots(9)$$

$$0.4h_{pp} \leq b \leq 0.7h_{pp}$$

•  $500/15 < h_{pp} < 500/10$  33.3 cm  $< h_{pp} < 50$  CM

•  $16 \leq b \leq 28$

Soit : h = 40cm                      b = 30 cm

❖ Vérifications des conditions du [1]:

- $b \geq 20cm$  Condition vérifiée
- $h \geq 30cm$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$  Condition vérifiée

### III.6 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

- Les poteaux sont près-dimensionnés en compression simple en choisissant 3 types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.
- Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

#### III.6.1 Prédimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- Vérifier la section à l'ELS.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions [1].
- Vérification de critère de résistance.

#### III.6.2 Dimensionnement des poteaux

##### ✓ Etat limite de service

Vérifier la section à l'ELS, selon l'équation suivante :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B+n A_s} \leq 0,6 \times f_{c28} \dots\dots\dots(10)$$

Avec :

- $N_{ser}$  : effort normal pondéré à ELS tel que :  $N_{ser} = G + Q$
- $B$  : section de béton du poteau.
- $n$  : coefficient d'équivalence :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- $A_s$  : section des armatures ( $A_s = 1\%B$ ),
- $\sigma_{ser}$  : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (10), on aura :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B+n A_s} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Pour une zone sismique **IIa**, on doit avoir au minimum [1]:

## Chapitre II Pré dimensionnement

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$
- $A_S \text{ min} = 0,8\% B$

Avec :

- $b, h$  : dimensions de la section, dans notre cas ( $b=30, h=40$ ).
- $h_e$  : la hauteur de l'étage.

### ✓ Etat limite ultime

Le prédimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante [2] :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (11)$$

Avec :

- \*  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que  $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire.
- \*  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que  $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire.
- \*  $N_u$  : effort normal ultime =  $1,35 (G + G_{\text{poteau}}) + 1,5 Q$ 
  - $G_{\text{poteau}}$  : poids propre du poteau pré-dimensionné.
  - $G$  : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.
  - $Q$  : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.
- \*  $\alpha$  : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle ( $\alpha = f(\lambda)$ )
  - $\lambda$  : L'élanement d'EULER du poteau considéré  $\lambda = \frac{L_f}{i}$  ; on prend  $L_f=0,7L_0=0,7h_e$
  - $L_f$  : longueur de flambement.
  - $i$  : rayon de giration de la section du béton seul avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- \*  $I$  : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.
- \*  $B$  : aire totale de la section du poteau.
- \*  $A_S$  : section d'acier minimale.
- \*  $f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours ( $f_{c28}= 25 \text{ MPa}$ )

## Chapitre II Pré dimensionnement

\*  $f_c$  : contrainte limite élastique des aciers ( $f_e = 400$  MPa)

\*  $B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

○ Poteaux rectangulaire .....  $B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$  [cm<sup>2</sup>]

Min (b, h)  $\geq$  25cm

Les exigences de :

$$\text{Min (b, h)} \geq \frac{e}{20}$$

✓ **Selon le règlement [2]**

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \dots \dots \dots (12)$$

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

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

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

On tire de l'équation (11) la valeur de  $B_r$  :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{C28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} = 0,66 N_u$$

### III.6.3 Calcul des poteaux

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central.
- Poteau de rive.
- Poteau d'angle.

Selon [1] en zone II.a :

$$0,25 < \frac{b}{h} < 4$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du [1] citées ci-dessus.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

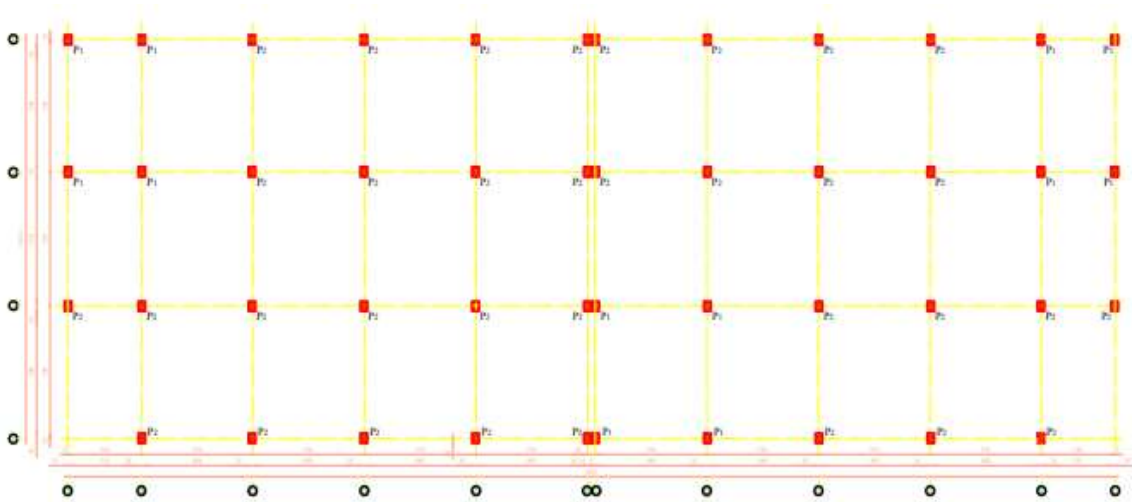


Figure 33 : Distributions des poteaux en plan.

Tableau. 6 : Surface reprise par Chaque Poteau.

Type de poteau	Axes	Surface (m <sup>2</sup> )
Poteau de rive	<u>Axe B1</u>	12.95
	<u>Axe D4</u>	15.72
	<u>Axe A2</u>	10.32
Poteau central	<u>Axe D3</u>	30.74
	<u>Axe B3</u>	25.90
Poteau d'angle	<u>Axe A1</u>	5.41

### III.6.4 Evaluation de l'effort normal ultime

#### 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.[4]

$Q$  : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \dots\dots\dots(13)$$

Avec :

- $n$  : 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.

### III.6.5 Poteau central

Surface reprise :  $31.27 \text{ m}^2$

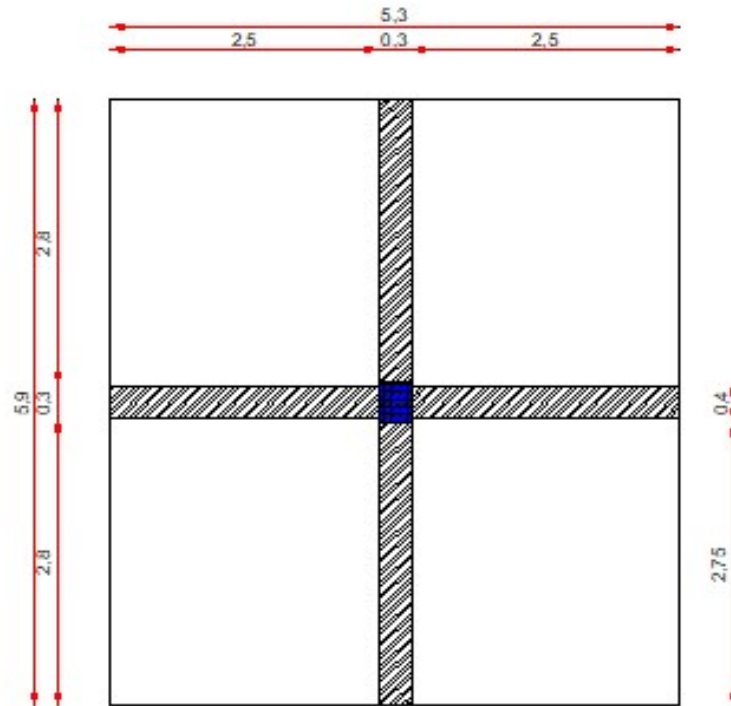


Figure 34 : Surface reprise par poteau central

#### III.6.5.1 Détermination des charges

##### ➤ Surcharge d'exploitation

En appliquant la loi de dégression, on trouve :

$$Q \text{ cumulée} = (\sum \text{surcharge}) \times \text{Surface reprise}$$

Tableau.7 : Loi de dégression.

Niveau des planchers	Surcharge	$\sum \text{surcharge}$	$\sum \text{surcharge}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	Q cumulée (kN)
8	$Q_0$	$\sum_0 = Q_0$	1	31.27
7	$Q_1$	$\sum_1 = Q_0 + Q_1$	2,5	78.175
6	$Q_2$	$\sum_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85	120.38
5	$Q_3$	$\sum_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05	157.91
4	$Q_4$	$\sum_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,1	190.75
3	$Q_5$	$\sum_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7	218.89
2	$Q_6$	$\sum_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75	242.34
1	$Q_7$	$\sum_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	8,5	265.79
RDC	$Q_8$	$\sum_8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_8)$	9,28	290.18
Entresol	$Q_9$	$\sum_9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + \dots + Q_9)$	10,05	314.26

### III.6.5.2 Calcul des différents poids

- **Poids d'une poutre**

Poids des poutres principales :  $(0.30 \times 0,45 \times 2.6 \times 25) + (0.30 \times 0,45 \times 2.7 \times 25) = 17.88$  KN.

Poids des poutres secondaires :  $(0,30 \times 0,40 \times 2.475 \times 25) + (0,30 \times 0,40 \times 2.475 \times 25) = 14.85$  KN.

- **Poids d'un poteau**

- Poids de poteau des RDC et étages courants :  $3,57 \times 25 \times 0,25 \times 0,25 = 5.57$  KN.

- Poids de poteau E.S :  $5,2 \times 25 \times 0,25 \times 0,25 = 8.12$  KN.

➤ **Charge permanente**

**Tableau 8 : Descente de charge pour poteau central.**

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)
8 <sup>eme</sup>	N1	Poids du plancher terrasse corps creux	223.26
		Poids des poutres	32.73
		Poids de poteau de l'étage courant	5.57
		<b>Total</b>	<b>= 261.56</b>
7 <sup>eme</sup>	N2	N1	261.56
		Poids du plancher corps creux	186.99
		Poids des poutres	32.73
		Poids de poteau de l'étage courant	5.57
} g			<b>= 481.85</b>
6 <sup>eme</sup>	N3	N2	481.85
		g	225.29
<b>Total</b>			<b>= 707.14</b>
5 <sup>eme</sup>	N4	N3	707.14
		g	225.29
<b>Total</b>			<b>= 932.43</b>
4 <sup>eme</sup>	N5	N4	932.43
		g	225.29
<b>Total</b>			<b>= 1157.72</b>
3 <sup>eme</sup>	N6	N5	1157.72
		g	225.29
<b>Total</b>			<b>= 1383.01</b>
2 <sup>eme</sup>	N7	N6	1383.01
		g	225.29
<b>Total</b>			<b>= 1608.3</b>
1 <sup>eme</sup>	N8	N7	1608.3
		g	225.29
<b>Total</b>			<b>= 1833.59</b>
RDC	N9	N8	1833.59
		g	225.29
<b>Total</b>			<b>= 2058.88</b>
Sous-sol	N10	N9	2284.17
		Poids du plancher corps creux	186.99
		Poids des poutres	32.73
		Poids de poteau E.S	8.12
<b>Total</b>			<b>= 2284.17</b>

**Tableau 8 : Descente de charge pour poteau central.**

### III.6.5.3 Choix des sections des poteaux centraux

✓ **Etat limite de service**

On a récapitulé les résultats dans le tableau comme suit :

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

Poteau	Etage	G (kN)	Q (kN)	Nser (kN)	RPA (cm <sup>2</sup> )	σser (MPa)	<0.6fc28	Observation
Central	8 <sup>eme</sup>	261.56	31.27	292.83	25*25	3.5	15	Ok
	7 <sup>eme</sup>	481.85	78.175	560.025	25*25	7.6		Ok
	6 <sup>eme</sup>	707.14	120.38	827.52	25*25	11.19		Ok
	5 <sup>eme</sup>	932.43	157.91	1090.34	25*25	14.71		Ok
	4 <sup>eme</sup>	1157.72	190.75	1348.47	25*25	18.17		Non vérifiée
	3 <sup>eme</sup>	1383.01	218.89	1601.9	25*25	21.57		Non vérifiée
	2 <sup>eme</sup>	1608.3	242.34	1850.64	25*25	24.9		Non vérifiée
	1 <sup>eme</sup>	1833.59	265.79	2099.38	25*25	28.23		Non vérifiée
	RDC	2058.88	290.18	2349.06	25*25	31.57		Non vérifiée
	Sous-sol	2284.17	314.26	2598.43	25*25	43.91		Non vérifiée

- Les contraintes de compression ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section des poteaux, les résultats présentés dans le tableau suivant :

**Tableau .10 :** Choix des sections des poteaux centraux après la correction

Poteau	Etage	G (kN)	Q (kN)	Nser (kN)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Le choix (cm <sup>2</sup> )	σser (MPa)	<0.6fc28	Observation
Central	8 <sup>eme</sup>	261.56	31.27	292.83	25*25	30*30	3.5	15	Ok
	7 <sup>eme</sup>	481.85	78.175	560.025	25*25	30*30	7.6		Ok
	6 <sup>eme</sup>	707.14	120.38	827.52	25*25	30*30	11.19		Ok
	5 <sup>eme</sup>	932.43	157.91	1090.34	25*25	30*30	14.71		Ok
	4 <sup>eme</sup>	1157.72	190.75	1348.47	25*25	30*30	12.62		Ok
	3 <sup>eme</sup>	1383.01	218.89	1601.9	25*25	30*30	14.98		Ok
	2 <sup>eme</sup>	1608.3	242.34	1850.64	25*25	35*35	12.7		Ok
	1 <sup>eme</sup>	1833.59	265.79	2099.38	25*25	35*35	14.4		Ok
	RDC	2058.88	290.18	2349.06	25*25	40*40	12.33		Ok
	Sous-sol	2284.17	314.26	2598.43	25*25	40*40	13.63		Ok



✓ **Etat limite ultime**

On a récapitulé les résultats dans le tableau comme suit :

**Tableau .11 : Choix des sections des poteaux centraux.**

Poteau	Etage	G(kN)	Q(kN)	Nu(kN)	Br(cm <sup>2</sup> )	RPA (cm <sup>2</sup> )
	8 <sup>eme</sup>	261.56	31.27	400.01	264	25*25
	7 <sup>eme</sup>	481.85	78.175	767.76	506.72	25*25
	6 <sup>eme</sup>	707.14	120.38	1135.20	749.23	25*25
	5 <sup>eme</sup>	932.43	157.91	1495.64	987.12	25*25
	4 <sup>eme</sup>	1157.72	190.75	1849.04	1220.37	25*25
	3 <sup>eme</sup>	1383.01	218.89	2195.39	1448.96	25*25
	2 <sup>eme</sup>	1608.3	242.34	2534.71	1672.91	25*25
	1 <sup>eme</sup>	1833.59	265.79	2874.03	1896.86	25*25
	RDC	2058.88	290.18	3214.75	2121.74	25*25
	Entresol	2284.17	314.26	3555.01	2346.31	25*25

**III.6.5.4 Vérification de critère de résistance**

Le calcul de la vérification de critère de résistance est le suivant :

$$\frac{Nu}{B} \leq fbc = 14,2\text{nMPa}$$

**Tableau .12 : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux.**

Poteau	Etage	Nu(kN)	B (cm <sup>2</sup> )	Nu/B (MPa)	fbc (MPa)	Observation
	8 <sup>eme</sup>	400.01	625	6.19	14,2	Ok
	7 <sup>eme</sup>	767.76	625	11.98	14,2	Ok
	6 <sup>eme</sup>	1135.20	749.23	15.15	14,2	Non vérifiée
	5 <sup>eme</sup>	1495.64	987.12	15.15	14,2	Non vérifiée
	4 <sup>eme</sup>	1849.04	1220.37	15.15	14,2	Non vérifiée
	3 <sup>eme</sup>	2195.39	1448.96	15.15	14,2	Non vérifiée
	2 <sup>eme</sup>	2534.71	1672.91	15,15	14,2	Non vérifiée
	1 <sup>eme</sup>	2874.03	1896.86	15,15	14,2	Non vérifiée
	RDC	3214.75	2121.74	15,15	14,2	Non vérifiée
	Entresol	3555.01	2346.31	15,15	14,2	Non vérifiée

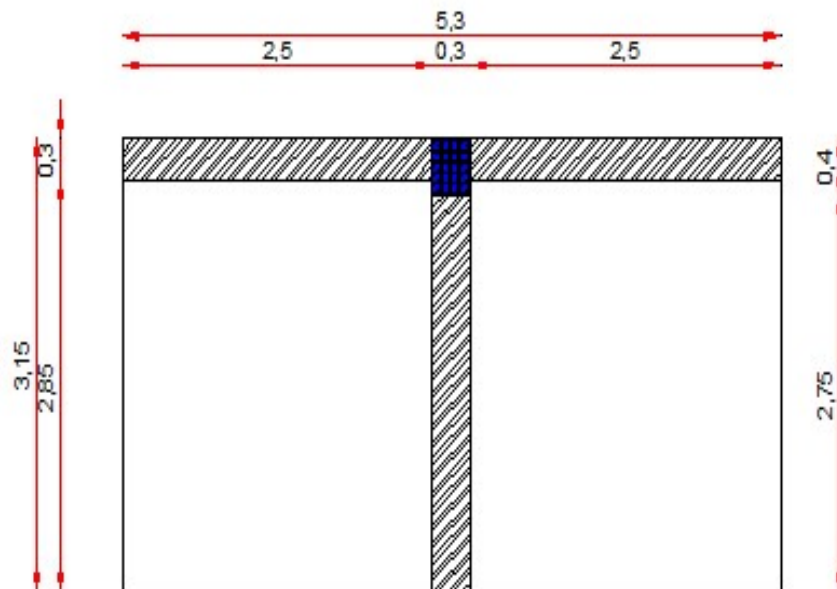
La condition de résistance n'est pas vérifiée pour certains étages, donc il faut corriger les sections des poteaux.

**Tableau .13** : Vérification de critère de résistance des poteaux centraux après la correction.

Poteau	Etage	Nu(kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	Le choix (cm <sup>2</sup> )	Nu/B (MPa)	Fbc (MPa)	Observation
	8 <sup>eme</sup>	400.01	900	30*30	4.4	14,2	Ok
	7 <sup>eme</sup>	767.76	900	30*30	8.53	14,2	Ok
	6 <sup>eme</sup>	1135.20	900	30*30	12.6	14,2	Ok
	5 <sup>eme</sup>	1495.64	1600	40*40	9.3	14,2	Ok
	4 <sup>eme</sup>	1849.04	1600	40*40	11.5	14,2	Ok
	3 <sup>eme</sup>	2195.39	1600	40*40	13.7	14,2	Ok
	2 <sup>eme</sup>	2534.71	2025	45*45	12.5	14,2	Ok
	1 <sup>eme</sup>	2874.03	2025	45*45	14.1	14,2	Ok
	RDC	3214.75	2500	50*50	12.8	14,2	Ok
	Entre-sol	3555.01	2500	50*50	14.2	14,2	Ok

### III.6.6 Poteau de rive

Surface reprise :  $16.69m^2$



**Figure 35** : Surface reprise par poteau de rive

### III.6.6.1 Détermination des charges

#### ✓ Surcharge d'exploitation

En appliquant la loi de dégression, on trouve :

Q cumulée = ( $\Sigma$ surcharge)  $\times$  Surface reprise

**Tableau.14:** Loi de dégression.

Niveau des planchers	Surcharge	$\Sigma$ surcharge	$\Sigma$ surcharge (kN/m <sup>2</sup> )	Q cumulée (kN)
Terrasse	$Q_0$	$\Sigma_0=Q_0$	1	16.69
8	$Q_1$	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5	41.72
7	$Q_2$	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85	64.25
6	$Q_3$	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05	84.28
5	$Q_4$	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1	101.80
4	$Q_5$	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7	116.83
3	$Q_6$	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75	129.01
2	$Q_7$	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	8,5	141.86
1	$Q_8$	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	9,28	154.88
RDC	$Q_9$	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)$	10,05	167.73
Enter Sol	$Q_{10}$	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	11.40	190.26

### III.6.6.2 Calcul des différents poids

#### ▪ Poids d'une poutre

Poids des poutres principales :  $0,30 \times 0,45 \times 2,75 \times 25 = 9,28$  KN.

Poids des poutres secondaires :  $(0,30 \times 0,40 \times 2,5 \times 25) + (0,30 \times 0,40 \times 2,5 \times 25) = 15$ KN.

#### ▪ Poids d'un poteau

– Poids de poteau des RDC et étages courants :  $3,57 \times 25 \times 0,25 \times 0,25 = 5,57$  KN.

– Poids de poteau E.S :  $5,2 \times 25 \times 0,25 \times 0,25 = 8,12$  KN.

#### ▪ Poids de l'acrotère

–  $2,04 \times 5,3 = 10,81$  kN

#### ▪ Poids de mur extérieur

– Etage Courant et RDC :  $2,52 \times (5) \times (3,57-0,4) = 39,94$ Kn

✓ Charge permanente

Tableau .15 : Descente de charge pour poteau de rive

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)
TERASSE	N1	Poids du plancher terrasse corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Poids de l'acrotère <b>Total</b>	119.16 24.28 5.57 10.81 <b>= 159.82</b>
8 <sup>eme</sup>	N2	N1 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Poids du mur extérieur d'étage courant <b>Total</b>	159.82 99.8 24.28 5.57 39.94 <b>= 329.41</b>
7 <sup>eme</sup>	N3	N2 g <b>Total</b>	329.41 169.59 <b>= 499</b>
6 <sup>eme</sup>	N4	N3 g <b>Total</b>	499 169.59 <b>= 668.59</b>
5 <sup>eme</sup>	N5	N4 g <b>Total</b>	668.59 169.59 <b>= 838.18</b>
4 <sup>eme</sup>	N6	N5 g <b>Total</b>	838.18 169.59 <b>=1007.77</b>
3 <sup>eme</sup>	N7	N6 g <b>Total</b>	1007.77 169.59 <b>= 1177.36</b>
2 <sup>eme</sup>	N8	N7 g <b>Total</b>	1177.36 169.59 <b>= 1346.95</b>
1 <sup>eme</sup>	N9	N8 g <b>Total</b>	1346.95 169.59 <b>= 1516.54</b>
Sous-sol	N10	N19 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage E.S <b>Total</b>	<b>1516.54</b> 99.8 24.28 8.12 <b>= 1686.54</b>

### III.6.6.3 Choix des sections des poteaux de rives

✓ Etat limite de service

On a récapitulé les résultats dans le tableau comme suit :

**Tableau.16 : Choix des sections des poteaux de rives**

Poteau	Etage	G (kN)	Q (kN)	Nser (KN)	RPA (cm <sup>2</sup> )	σser (MPa)	<0.6fc28	Observation
Rive	8	159.82	16.69	176.51	25*25	2.4	15	Ok
	7	329.41	41.72	371.13	25*25	5.16		Ok
	6	499	64.25	563.25	25*25	7.83		Ok
	5	668.59	84.28	752.87	25*25	10.47		Ok
	4	838.18	101.80	939.98	25*25	13.07		Ok
	3	1007.77	116.83	1124.6	25*25	15.64		Non vérifiée
	2	1177.36	129.01	1306.37	25*25	18.17		Non vérifiée
	1	1346.95	141.86	1488.81	25*25	20.71		Non vérifiée
	RDC	1576.54	154.88	1731.42	25*25	24.08		Non vérifiée
	Sous-sol	1686.13	167.73	1853.86	25*25	25.79		Non vérifiée

Les contraintes de compression ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section des poteaux, les résultats présentés dans le tableau suivant :

**Tableau .17 : Vérification de critère de résistance des poteaux de rives après la correction**

Poteau	Etage	G (kN)	Q (kN)	Nser (KN)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Le choix (cm <sup>2</sup> )	σser (MPa)	<0.6fc28	Observation
Rive	8	159.82	16.69	176.51	25*25	30*30	1.65	15	Ok
	7	329.41	41.72	371.13	25*25	30*30	3.4		Ok
	6	499	64.25	563.25	25*25	30*30	5.29		Ok
	5	668.59	84.28	752.87	25*25	30*30	7.08		Ok
	4	838.18	101.80	939.98	25*25	30*30	8.83		Ok
	3	1007.77	116.83	1124.6	25*25	30*30	10.57		Ok
	2	1177.36	129.01	1306.37	25*25	30*30	12.28		Ok
	1	1346.95	141.86	1488.81	25*25	30*30	13.99		Ok
	RDC	1576.54	154.88	1731.42	25*25	35*35	11.54		Ok
	Sous-sol	1686.13	167.73	1853.86	25*25	35*35	13.84		Ok

✓ **Etat limite ultime**

On a récapitulé les résultats dans le tableau comme suit :

**Tableau .18 : Choix des sections des poteaux de rives**

Poteau	Etage	G(kN)	Q(kN)	Nu(kN)	Br(cm <sup>2</sup> )	RPA (cm <sup>2</sup> )
Rive	8	159.82	16.69	240.79	158.92	25*25
	7	329.41	41.72	507.28	334.80	25*25
	6	499	64.25	770.02	508.21	25*25
	5	668.59	84.28	1029.01	679.15	25*25
	4	838.18	101.80	1284.24	847.60	25*25
	3	1007.77	116.83	1535.73	1013.5	25*25
	2	1177.36	129.01	1782.95	1176.74	25*25
	1	1346.95	141.86	2031.17	1340.57	25*25
	RDC	1576.54	154.88	2360.64	1558.02	25*25
	Sous-sol	1686.13	167.73	2527.87	1668.39	25*25

**III.6.6.4 Vérification de critère de résistance**

Le calcul de la vérification de critère de résistance est le suivant :

$$\frac{Nu}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ nMPa}$$

**Tableau .19 : Vérification de critère de résistance des poteaux de rive**

Poteau	Etage	Nu(kN)	B (cm <sup>2</sup> )	Nu/B (MPa)	f <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Rive	8	240.79	625	3.85	14,2	Ok
	7	507.28	625	8.11	14,2	Ok
	6	770.02	625	12.32	14,2	Ok
	5	1029.01	679.15	15.15	14,2	Non vérifiée
	4	1284.24	847.60	15.15	14,2	Non vérifiée
	3	1535.73	1013.5	15,15	14,2	Non vérifiée
	2	1782.95	1176.74	15,15	14,2	Non vérifiée
	1	2031.17	1340.57	15,15	14,2	Non vérifiée
	RDC	2360.64	1558.02	15,15	14,2	Non vérifiée
	Entre Sol	2527.87	1668.39	15,15	14,2	Non vérifiée

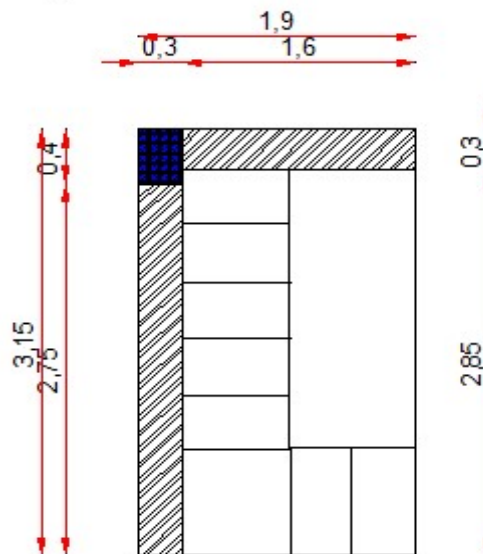
La condition de résistance n'est pas vérifiée pour certains étages, donc il faut corriger les sections des poteaux.

**Tableau .20** : Vérification de critère de résistance des poteaux de rives après la correction.

Poteau	Etage	Nu(kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	Le choix (cm <sup>2</sup> )	Nu/B (MPa)	Fbc (MPa)	Observation
	8	240.79	900	30*30	2.6	14,2	Ok
	7	507.28	900	30*30	5.6	14,2	Ok
	6	770.02	900	30*30	8.5	14,2	Ok
	5	1029.01	900	30*30	11.4	14,2	Ok
	4	1284.24	900	30*30	12.1	14,2	Ok
	3	1535.73	1225	35*35	12.5	14,2	Ok
	2	1782.95	1225	35*35	13.6	14,2	Ok
	1	2031.17	1600	40*40	12.6	14,2	Ok
	RDC	2360.64	1600	40*40	13.8	14,2	Ok
	Sous-sol	2527.87	2025	45*45	12.4	14,2	Ok

### III.6.7 Poteau d'angle

Surface reprise :  $5.98m^2$



**Figure 36** : Surface reprise par poteau d'angle.

#### III.6.7.1 Détermination des charges

##### ✓ Surcharge d'exploitation

En appliquant la loi de dégression, on trouve :

$$Q \text{ cumulée} = (\sum \text{surcharge}) \times \text{Surface reprise}$$

$$Q1 = Qesc$$

**Tableau.21** : Loi de dégression.

Niveau des planchers	Surcharge	$\Sigma$ surcharge	$\Sigma$ surcharge (kN/m <sup>2</sup> )	Q cumulée (kN)
Terrasse	$Q_0$	$\Sigma_0=Q_0$	1	5.98
8	$Q_1$	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	3.5	20.93
7	$Q_2$	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	5.75	34.38
6	$Q_3$	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	7.75	46.34
5	$Q_4$	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	9.5	56.81
4	$Q_5$	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	11	65.78
3	$Q_6$	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	12.25	73.25
2	$Q_7$	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	13.495	80.67
1	$Q_8$	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	14.8	88.5
RDC	$Q_9$	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)$	16.07	96.09
Sous-sol	$Q_{10}$	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	17.25	103.15

### III.6.7.2 Calcul des différents poids

- **Poids d'une poutre**

- Poids des poutres principales :  $0.30 \times 0,45 \times 2.75 \times 25 = 9.28$  KN.
- Poids des poutres secondaires :  $0,30 \times 0,40 \times 1.6 \times 25 = 4.8$  KN.

- **Poids d'un poteau**

- Poids de poteau des RDC et étages courants :  $3,57 \times 25 \times 0,25 \times 0,25 = 5.57$  KN.
- Poids de poteau E.S :  $5,2 \times 25 \times 0,25 \times 0,25 = 8.12$  KN.

**Poids d'escalier :**

Poids d'escalier : 31.32 kN

- **Poids de l'acrotère**

- $(2,04 \times 1.9) + (2.04 \times 3.15) = 10.29$  kN

- **Poids de mur extérieur**

Etage Courant et RDC :  $2,52 \times [(2.75) \times (3.57-0.45) + (1.6) \times (3.57- 0.4)] = 35.83$  kN



**III.6.7.3 Charge permanente**

**Tableau .22 :Descente de charge pour poteau d'angle**

<b>Etages</b>	<b>Niveau</b>	<b>Désignation des éléments</b>	<b>G(KN)</b>
TERASSE	N1	Poids du plancher terrasse (16+4) Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant <b>Total</b>	42.69 14.08 5.57 <b>= 63.06</b>
8 <sup>eme</sup>	N2	N1 Poids d'escalier Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Poids de mur extérieur <b>Total</b>	63.06 31.32 14.08 5.57 35.83 <b>= 149.86</b>
7 <sup>eme</sup>	N3	N2 g <b>Total</b>	149.86 86.8 <b>= 236.66</b>
6 <sup>eme</sup>	N4	N3 g <b>Total</b>	236.66 86.8 <b>= 323.46</b>
5 <sup>eme</sup>	N5	N4 g <b>Total</b>	323.46 86.8 <b>= 410.26</b>
4 <sup>eme</sup>	N6	N5 g <b>Total</b>	410.26 86.8 <b>= 497.06</b>
3 <sup>eme</sup>	N7	N6 g <b>Total</b>	497.06 86.8 <b>=583.86</b>
2 <sup>eme</sup>	N8	N7 g <b>Total</b>	583.86 86.8 <b>= 670.66</b>
1 <sup>eme</sup>	N9	N8 g <b>Total</b>	670.66 86.8 <b>= 757.46</b>
RDC	N10	N10 g <b>Total</b>	757.46 86.8 <b>= 844.26</b>
Sous-sol	N11	N11 Poids d'escalier Poids des poutres Poids de poteau E.S <b>Total</b>	844.26 31.32 14.08 8.12 <b>= 897.78</b>

### III.6.7.4 Choix des sections des poteaux d'angle

✓ **Etat limite de service**

on a récapitulé les résultats dans le tableau comme suit :

**Tableau .23 : Choix des sections des poteaux d'angle**

Poteau	Etage	G (kN)	Q (kN)	Nser (kN)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Le choix (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ser}$ (MPa)	<0.6fc28	Observation
Angle	Terrasse	63.06	5.98	69.04	25*25	30*30	0.9	15	Ok
	8	149.86	20.93	170.79	25*25	30*30	2.3		Ok
	7	236.66	34.38	271.04	25*25	30*30	3.7		Ok
	6	323.46	46.34	369.8	25*25	30*30	5.1		Ok
	5	410.26	56.81	467.07	25*25	30*30	6.4		Ok
	4	497.06	65.78	562.84	25*25	30*30	7.8		Ok
	3	583.86	73.25	657.11	25*25	30*30	9.1		Ok
	2	670.66	80.67	751.33	25*25	30*30	10.4		Ok
	1	757.46	88.5	845.96	25*25	30*30	11.7		Ok
	RDC	844.26	96.09	940.35	25*25	30*30	13		Ok
Sous-sol	897.78	103.15	1000.93	25*25	30*30	13.9	Ok		

-Les contraintes de compression sont vérifiées.

✓ **Etat limite ultime**

On a récapitulé les résultats dans le tableau comme suit :

**Tableau .24 : Choix des sections des poteaux d'angle**

Poteau	Etage	G(kN)	Q(kN)	Nu(kN)	Br(cm <sup>2</sup> )	RPA (cm <sup>2</sup> )
	Terrasse	63.06	5.98	94.10	62.1	25*25
	8	149.86	20.93	233.70	154.2	25*25
	7	236.66	34.38	371.06	244.8	25*25
	6	323.46	46.34	506.18	334.07	25*25
	5	410.26	56.81	639.06	421.77	25*25
	4	497.06	65.78	769.70	508	25*25
	3	583.86	73.25	898.08	592.73	25*25
	2	670.66	80.67	1026.39	677.41	25*25
	1	757.46	88.5	1155.32	762.51	25*25
	RDC	844.26	96.09	1283.88	847.36	25*25
	Sous-sol	897.78	103.15	1366.72	902.03	25*25

### III.6.7.5 Vérification de critère de résistance

Le calcul de la vérification de critère de résistance est le suivant :

$$\frac{Nu}{B} \leq fbc = 14,2 \text{ nMPa}$$

**Tableau .25 :** Vérification de critère de résistance des poteaux d'angle

Poteau	Etage	Nu(kN)	B (cm <sup>2</sup> )	Nu/B (MPa)	fbc (MPa)	Observation
	Terrasse	94.10	625	1.5	14,2	Ok
	8	233.70	625	3.7		Ok
	7	371.06	625	5.9		Ok
	6	506.18	625	8.09		Ok
	5	639.06	625	10.2		Ok
	4	769.70	625	12.3		Ok
	3	898.08	592.73	15.15		Non vérifiée
	2	1026.39	677.41	15.15		Non vérifiée
	1	1155.32	762.51	15.15		Non vérifiée
	RDC	1283.88	847.36	15.15		Non vérifiée
Sous-sol	1366.72	902.03	15.15	Non vérifiée		

La condition de résistance n'est pas vérifiée pour certains étages, donc il faut corriger les sections des poteaux.

**Tableau .26 :** Vérification de critère de résistance des poteaux d'angle après la correction.

Poteau	Etage	Nu(kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	Le choix (cm <sup>2</sup> )	Nu/B (MPa)	Fbc (MPa)	Observation
	Terrasse	94.10	900	30*30	1.04	14,2	Ok
	8	233.70	900	30*30	2.5		Ok
	7	371.06	900	30*30	4.1		Ok
	6	506.18	900	30*30	5.6		Ok
	5	639.06	900	30*30	7.1		Ok
	4	769.70	900	30*30	8.5		Ok
	3	898.08	900	30*30	9.9		Ok
	2	1026.39	900	30*30	11.4		Ok
	1	1155.32	900	30*30	12.8		Ok
	RDC	1283.88	1225	35*35	10.48		Ok
Sous-sol	1366.72	1225	35*35	11.15	Ok		

### III.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pré-dimensionnés les planchers, les poutres et les poteaux Nous allons présenter les résultats comme suit :

- ✓ Nous adopterons pour les planchers corps creux une épaisseur = **25 cm, (20+5) cm.**
- ✓ Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de **15 cm.**

Le choix des sections des poutres est le suivant :

- ✓ Poutres principales **(30×45) cm<sup>2</sup>.**
- ✓ Poutres secondaires **(30×40) cm<sup>2</sup>.**

L'épaisseur des voiles est fixée à :

- ✓ **e = 20 cm.**

Enfin, Le choix des sections des poteaux centraux est le suivant :

- ✓ **5<sup>-ème</sup> étage 8<sup>-ème</sup> étage (30×30) cm<sup>2</sup>.**
- ✓ **3<sup>-ème</sup> étage 5<sup>-ème</sup> étage : (40×40) cm<sup>2</sup>.**
- ✓ **1<sup>er</sup> étage 2<sup>-ème</sup> étage : (45×45) cm<sup>2</sup>.**
- ✓ **RDC et sous-sol: (50× 50) cm<sup>2</sup>.**

### III.1 Introduction

Nous présentons dans ce chapitre l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les balcons, les planchers (corps creux et dalle pleine) et les escaliers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

### III.2 Ferrailage de Acrotère

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

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

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

#### III.2.1 Calcul des charges sollicitant l'acrotère

##### III.2.1.1 Charge permanente

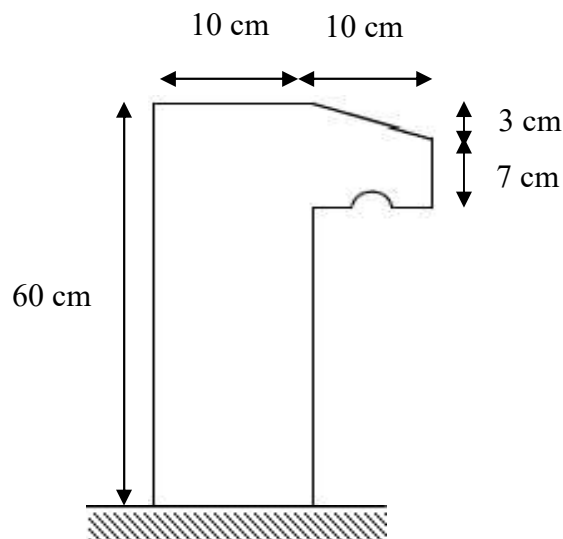


Figure 37 : Dimensions de l'acrotère.

- **Surface de l'acrotère :**

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,07 \times 0,10) + \frac{(0,10 \times 0,03)}{2} = 0,0685 \text{ m}^2$$

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ kN/ml.}$$

- **Revêtement en ciment :**

$$G = 18 \times 2 \times 0,015 \times 0,6 = 0,324 \text{ kN/ml.}$$

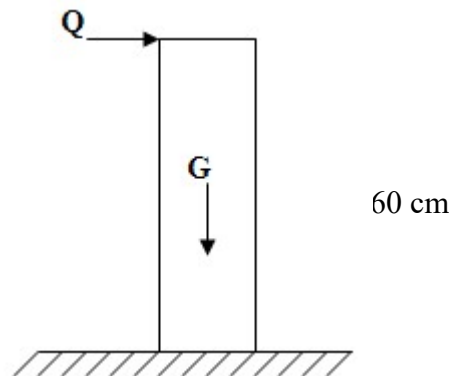
- **Le poids total de l'acrotère :**

$$G_{\text{tot}} = 1,7125 + 0,324 = 2,04 \text{ kN/ml} \quad \Rightarrow \quad \boxed{G_{\text{tot}} = 2,04 \text{ kN/ml}}$$

#### IV.2.1.2 Charge d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courante :

$$- \quad Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$$



**Figure 38 :** Sollicitation de l'acrotère.

#### IV.2.1.3 Calcul de la force sismique $Q_h$ : ( $F_p$ )

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique  $F_p$  appliqué à sa partie supérieure. Si  $F_p > 1,5 Q$  ; on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage [1].

On a:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots (14)$$

Avec :

- $F_p$  : Force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.
- $A$  : Coefficient d'accélération pour **la zone IIa, groupe 2,  $A = 0,15$**

–  $C_P$  : Facteur des forces horizontales ( $C_P = 0,8$ ) élément consol.

–  $W_P$  : Poids de l'acrotère :  $W_P = 2,04$  kN/ml

$$F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,04 = 0,9792 \text{ kN/ml.}$$

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

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

$$F_P = 0,9792 < 1,5 \Rightarrow Q_h = 1,5 \text{ kN/ml.}$$

• Pour une bande de 1m de largeur :  $G = 2,04$  kN/ml.  
 $Q_h = 1,5$  kN/ml.

#### IV.2.2 Détermination des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

##### ✓ Calcul des efforts à L'ELU

- $N_u = 1,35. G = 1,35 \times 2,04 = 2,754$  kN
- $M_u = 1,5. Q_h. h = 15 \times 1,5 \times 0,6 = 1,35$  kN.m.
- $T_u = 1,5. Q_h = 2,25$  kN.

##### ✓ Calcul des efforts à L'ELS

- $N_{ser} = G = 2,04$  kN.
- $M_{ser} = Q_h. h = 0,9$  kN.m.
- $T_{ser} = Q_h = 1,5$  kN.

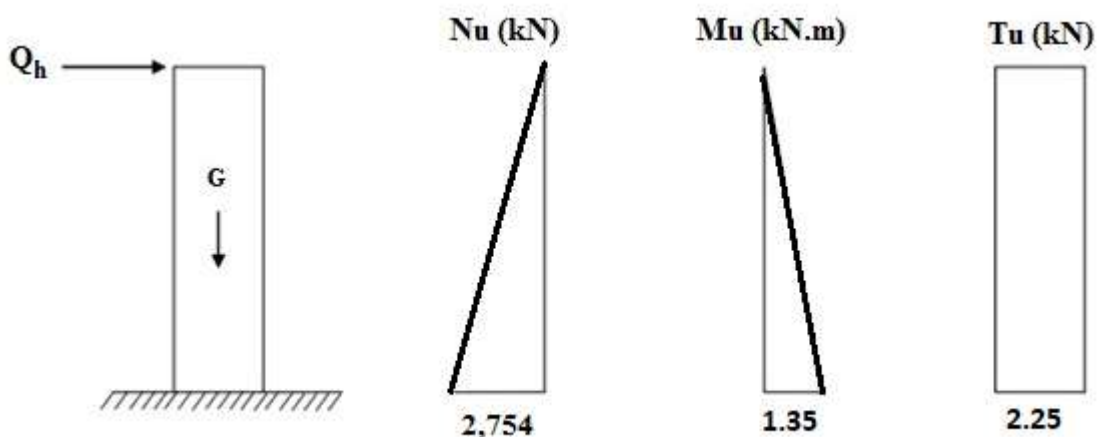


Figure 39 : Diagramme des efforts à l'ELU.

### IV.2.3 Ferrailage de la section de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à L'ELU.

Données :  $h = 10\text{cm}$ ;  $b = 100\text{cm}$ ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ ;  $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$ ;  $f_e = 400\text{MPa}$ ;

$M_U = 1,35\text{ kN.m}$ ,  $N_U = 2,754\text{ kN}$ ;  $d = 0,9 h = 9\text{ cm}$ .

#### IV.2.3.1 Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,35}{2,754} = 49,01\text{ cm} \quad \text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} e_0 = 49,01\text{ cm} \\ (h/2) - c' = 3\text{ cm} \end{array} \right. \quad e_0 > (h/2) - c'$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{ cm} \quad (h/2) - c' = 3\text{ cm}$$

Alors la section partiellement comprimée (SPC).

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  $M_f$ .

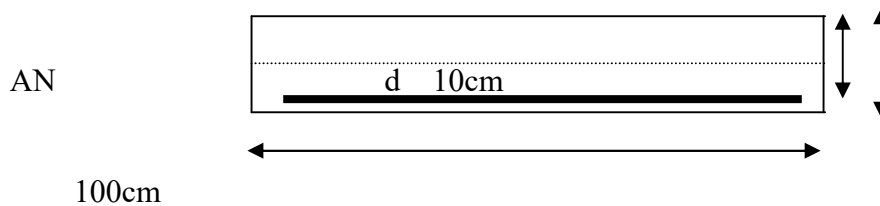


Figure 40 :Distance de l'axe neutre.

#### IV.2.3.2 Calcul du moment fictif " $M_f$ "

$$M_f = M_U + N_U (h/2 - c')$$

$$M_f = 1,35 + 2,754 (0,1/2 - 0,02) = 1,48\text{ kN.m}$$

$$\text{D'où : } M_f = 1,48\text{ kN.m}$$

$$\text{D'après l'organigramme : } M = M_f = 1,48\text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,0128 < \mu_R = 0,392 ; A_s' = 0 \text{ (pas d'acier comprimés)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0161$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 89,42\text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z\sigma_s} \Rightarrow A_s = 47,56\text{ mm}^2$$

{



D'où :  $A_1 = A_s' = 0$

$$A_2 = A_s - (Nu/\sigma_s) = 47.56 - \frac{2,754 \times 10^3}{348} = 39.64 \text{ mm}^2$$

On obtient:  $A_f = 0 \text{ cm}^2$   
 $A_2 = 0,39 \text{ cm}^2$

#### IV.2.3.3 Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 90 \times (2,1/400) = 1,086 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_s \geq \max (A_2 ; A_s^{\min}) = 1,086 \text{ cm}^2$

La section choisie est **6T6** avec  $A_s = 1.7 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$

#### IV.2.3.4 Armatures de répartitions

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,425 \leq A_r \leq 0,85 \text{ cm}^2 [5]$$

La section choisie est  $A_r = \mathbf{4T6} = 1,13 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 15 \text{ cm}$ .

#### IV.2.4 Vérification

- $N_{ser} = 2,04 \text{ kN}$ .
- $M_{ser} = 0,9 \text{ kN.m}$ .

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

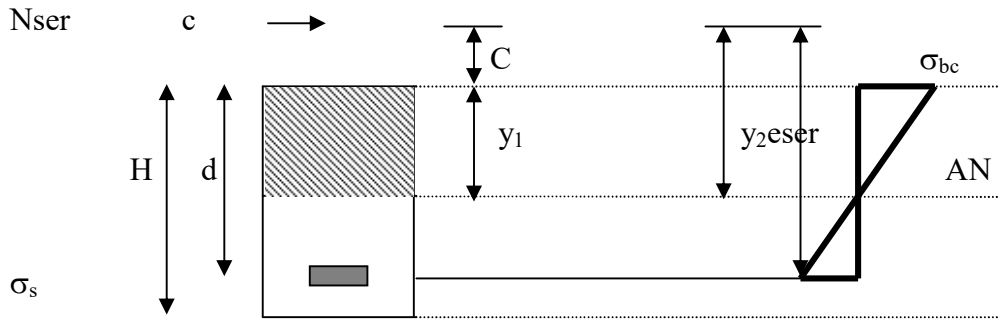
$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,9}{2,04} = 0,44 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend } e_0 = 44 \text{ cm}.$$

$$\frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm}.$$

On a :  $e_0 = 44 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm} \Rightarrow$  Section Partiellement Comprimée (SPC).

On doit vérifier le béton et l'acier

#### IV.2.4.1 Position de l'axe neutre



**Figure 41** : Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.

On a :  $y_1 = y_c + C$  .....(15)

C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$C = e - h / 2 = 44 - 10/2 = 39 \text{ cm}$

$eser = [ C + (d - h/2) ] \Rightarrow eser = 43 \text{ cm}$

$C = d - eser = 9 - 43 = -34\text{cm} (c < 0)$

On doit résoudre l'équation suivante [2]:

$y_2^3 + Py_2 + q = 0$  .....(16)

Avec :

- $y_c$  : la distance entre le centre de pression et l'axe neutre.
- $n = 15$ .

$$\begin{cases} P = -3c^2 - \frac{90A_s'(c-c')}{b} + \frac{90A_s(d-c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s (d-c) \\ q = -2c^3 - \frac{90A_s'(c-c')^2}{b} - \frac{90A_s(d-c)^2}{b} = -2c^3 - \frac{90}{b} A_s (d-c)^2 \end{cases}$$

Avec :  $A_s' = 0 \Rightarrow \begin{cases} P = -3402.21 \text{ cm}^2 \\ q = 75779.03 \text{ cm}^3 \end{cases}$

D'où l'équation (16) devient :

$y_2^3 - 3402.21 y_2 + 75779.03 = 0$

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

$\Delta = q^2 + 4p^3 / 27 = -0.917 \times 10^8 > 0$

D'où :  $\text{Cos } \varphi = \left[ \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0,992$

$\text{Cos } \varphi = -0,99 \Rightarrow \varphi = 172,74^\circ$

•  $Y_1 = a \cos (\varphi / 3) = 36,10 \text{ cm}$

- $Y_2 = a \cos (\varphi/3 + 240^\circ) = 31,18 \text{ cm}$
- $Y_3 = a \cos (\varphi/3 + 120^\circ) = - 67,28 \text{ cm}$

Avec :  $a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 67,35$

La solution qui convient :  $y_c = 36.10 \text{ cm}$ .

Car :  $0 < y_{ser} = y_c + c < h$  avec  $y_1 = y_c + c = 36.10 - 34 = 2,1 \text{ cm}$

Alors : la position de l'axe neutre est :  $y_1 = 2,1 \text{ cm}$ .

#### IV.2.4.2 Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2] = 1522.75 \text{ cm}^4 ; n = 15$$

$$\Rightarrow I = 1522.75 \text{ cm}^4$$

#### IV.2.4.3 Vérification des contraintes

- **Contrainte de béton**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = 2,04 \text{ kN.} \\ \sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \left( \frac{2,04 \times 10^3}{1522,75 \times 10^4} \times 36,1 \times 10 \right) \times 2,1 \times 10 = 1,015 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu} \\ \sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé} \\ \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right) = 201,63 \text{ Mpa} \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA}) \end{array} \right.$$

- **Contraintes de l'acier**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 15 \left( \frac{2,04 \times 10^3}{1522,75 \times 10^4} \times 36,1 \times 10 \right) \times (90 - 21,3) = 49,83 \text{ Mpa} < 201,63 \text{ Mpa} \\ \sigma'_s = 15 \left( \frac{2,04 \times 10^3}{1522,75 \times 10^4} \times 36,1 \times 10 \right) \times (21,3 - 20) = 0,94 \text{ Mpa} < 201,63 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

#### IV.2.4.4 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_{u=\overline{m\overline{m}}(0,1f_{c28}; 4Mpa) = 2,5Mpa}$$

$$\tau_u = 2,448 KN$$

$$\tau_u = \frac{2,448 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,0272 Mpa < 2,5 Mpa ==> \text{vérifiée}$$

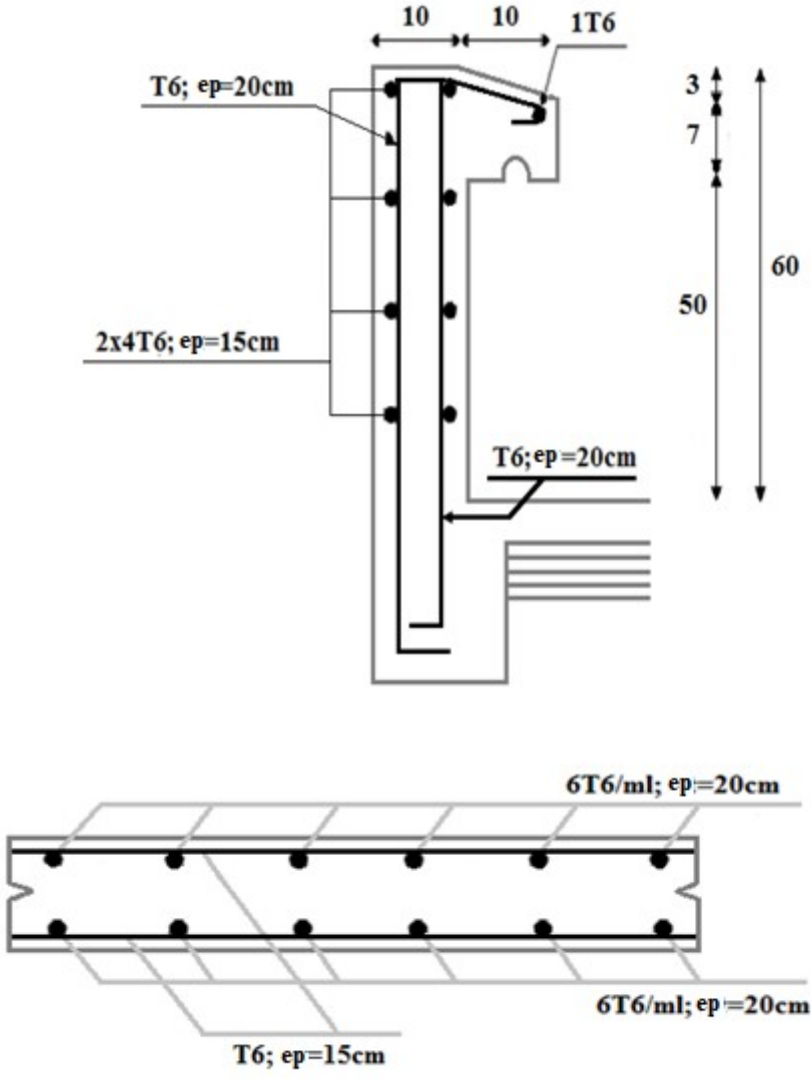


Figure 42 :Disposition des armatures dans l’acrotère.

### IV.3 Planchers

Les planchers rencontrés dans les bâtiments de destinations diverses ou dans les constructions industrielles, doivent supporter leurs poids propres, les charges permanentes et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs ; d'autre part ils doivent isoler les différents étages du point de vue acoustique.

Dans notre bâtiment, on adopte un type de plancher :

Plancher à corps creux.

Ce type de plancher est constitué de deux systèmes :

- Systèmes porteurs c'est à dire les poutrelles et la table de compression de 5 cm.
- Système coffrant c'est à dire les corps creux de dimensions  $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$

#### IV.3.1 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ; leur calcul est associé à celui d'une poutre semi encastrée aux poutres de rives. Dans notre cas nous avons plusieurs types constituant notre bâtiment. Le calcul se fait en deux étapes :

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

#### IV.3.2 Dimensions de la poutrelle

Nous avons comme données :  $h_t = 25 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 5 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ,  $b = 65 \text{ cm}$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

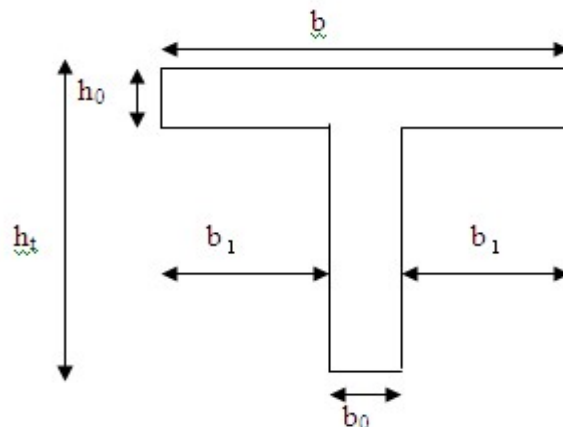


Figure 43 : Dimensions de la poutrelle.

#### IV.3.2.1 1<sup>ère</sup> phase de calcul (avant le coulage) :

Poutrelle de travée  $L_{\max} = 5 \text{ m}$

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
  - Poids du corps creux.
  - Surcharge due à l'ouvrier  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ .
- ✓ **Charge permanente**
- Poids propre de la poutrelle :  $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/m}$
  - Poids propre du corps creux :  $0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82 \text{ kN/m}$

$G_T = 1.97 \text{ kN/m}$
---------------------------

✓ **Charge d'exploitation**

- $Q = 0,65 \times 1 = 0.65 \text{ kN/m}$

#### IV.3.2.2 Les combinaisons les plus sollicitées :

- **ELU** :  $1,35 G + 1,5 Q$ .
- **ELS** :  $G + Q$ .

✓ **Plancher le plus sollicité (terrasse)**

$$q_u = 1,35 \times 1.97 + 1,5 \times 0.65 = 3,756 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 1.97 + 0,65 = 2.62 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{3,756 \times 4.95^2}{8} = 11,5 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{2.62 \times 4.95^2}{8} = 8 \text{ kN.m}$$

#### IV.3.2.3 Ferrailage

La poutrelle travaille en flexion simple, et les dimensions sont :

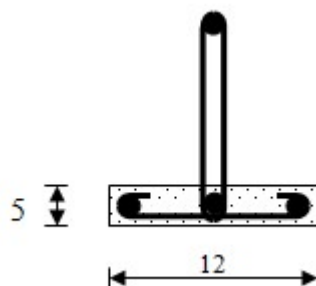


Figure 44 : Exemple d'une poutrelle préfabriquée.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 5 \text{ cm} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 4,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \mu = \frac{M_U}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{11,5 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 14,17} = 3,34 > 0,392 \Rightarrow A_s' \neq 0. \end{array} \right.$$

- 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 étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

#### IV.3.3 2<sup>ème</sup> phase de calcul (après le coulage)

Après le coulage et après durcissement de la table de compression, la poutrelle est assimilée à une poutre continue travaillera comme une poutrelle en « Té »

##### IV.3.3.1 Evaluation des charges et surcharges

**Tableau .27 :** Evaluation des charges et surcharges.

	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	6,38	1,0
Plancher courant	5,39	1,5

**Tableau .28 :** Charge permanente et d'exploitation.

	Charge permanentes 'G' (KN/ml)	Surcharges d'exploitation 'Q' (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	6,38 x 0,65 = 4,14	1 x 0,65 = 0,65
Plancher courant	5,39 x 0,65 = 3,5	1,5 x 0,65 = 0,97

##### IV.3.3.2 Combinaison des charges

D'après l'évaluation des charges, surcharge et le calcul des charges permanentes et d'exploitation, on a trouvé comme résultats de combinaison dans le tableau suivant :

**Tableau .29 :** Combinaison des charges des planchers.

	E.L.U (kN/ml)	E.L.S (kN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	qu = 1,35G + 1,5Q = 6,56	qser = G + Q = 4,79
Plancher courant	qu = 1,35G + 1,5Q = 6,18	qser = G + Q = 4,47

#### IV.3.3.3 Méthode de calcul

##### ✓ Le Calcul des moments

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront par la méthode des éléments finis.

##### ✓ Méthode des éléments finis

Les moments, et les efforts tranchants seront calculés à l'aide du logiciel [6]

##### ✓ Calcul des efforts internes

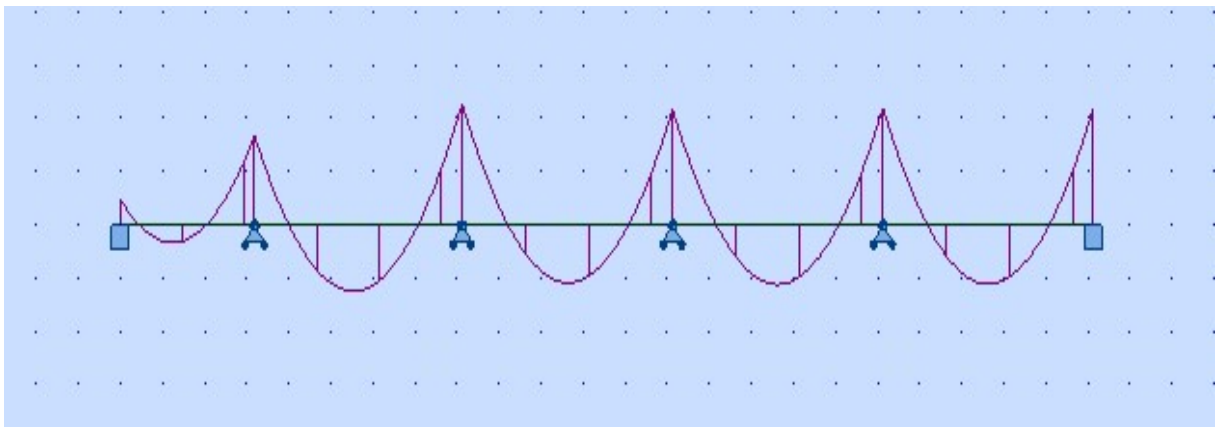
Dans notre structure, on a (02) types de poutrelle :

- Poutrelle à 05 travées
- Poutrelle à 04 travées

#### IV.3.3.4 Type 1 : Poutrelle à 5 travées

Récapitulation des moments sur appuis et en travées et l'effort tranchant de la poutrelle, (3.2m – 4.93m – 5m – 5m – 5m )

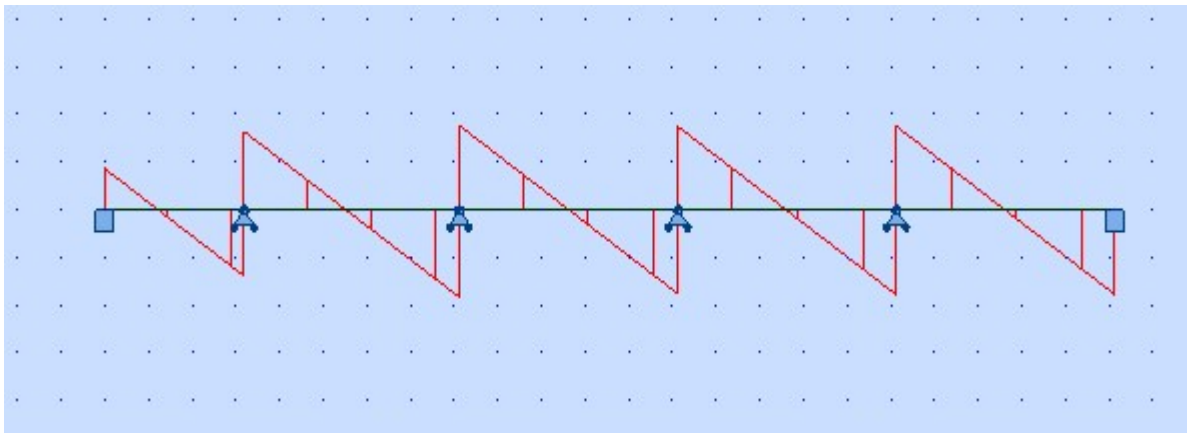
##### ✓ Diagrammes des moments à ELU



**Figure45** : Diagrammes des moments d'une poutrelle à 5 travées à l'ELU.



✓ **Diagrammes des efforts tranchant à ELU**



**Figure 46:** Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 5 travées à l'ELU.

- **E.L.U**
  - $M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 10.42 \text{ kNm}$
  - $M_{\text{appuis}}^{\text{max}} = 17.98 \text{ kNm}$
  - $T_u^{\text{max}} = 19.61 \text{ kN}$
- **E.L.S**
  - $M_{\text{travée}}^{\text{max}} = 7.61 \text{ kNm}$
  - $M_{\text{appuis}}^{\text{max}} = 13.13 \text{ kNm}$

**IV.3.4 Ferrailage en travée**

Les données :  $h = 21 \text{ cm}$ ;  $h_0 = 5 \text{ cm}$ ;  $b = 65 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ;  $d = 0,9h = 18,9 \text{ cm}$ ;  $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

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

$$M_{\text{tab}} = bh_0\sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,53 \text{ kN.m}$$

On a :  $M_{tu} < M_{\text{tab}} \rightarrow M_{tu}^{\text{max}} = 10.42 \text{ kNm} < M_{\text{tab}} = 75.53 \text{ kNm}$ .

- 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.

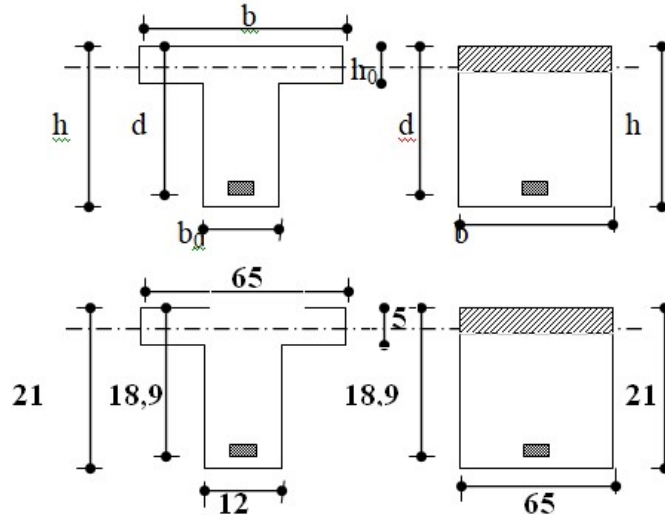


Figure46: Coupe de section rectangulaire et section en T.

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

Tableau 30. Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{tu}(kNm)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	$\alpha$	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
10.42	0,043	Oui	0	0,055	18.48	Oui	10‰	348	2,23

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48cm^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,48 cm^2 ; 2,23 cm^2\} = 2,23 cm^2$$

Choix : 3T12 ( $A_s=3,39 cm^2$ )

**IV.3.5 Ferrailage sur appuis**

On a :  $M_{au}^{max} = 17.98kNm < M_{tab} = 75.53 kNm$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) en flexion simple.

Tableau 31. Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{Ua}(kNm)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	$\alpha$	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
17.98	0.054	Oui	0	0.070	18.36	Oui	10‰	348	2.8

✓ **Condition de non fragilité**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2 \\ A_s = 2,8 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,27 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Choix : 2T14 ( $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$ )

**IV.3.6 Vérifications**

**IV.3.6.1 Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable

c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 19.61 \text{ kN}$ .

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

$$\text{Tel que : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \left\{ \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible.} \right. \\ \tau_u = \left\{ \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{20.44 \times 10^3}{120 \times 189} = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \right. \end{array} \right.$$

**IV.3.6.1.1 Appuis de rives**

✓ **Vérification de la compression du béton [2]**

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

Avec :  $T_u = 14,70 \text{ kN}$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{14.70 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,72 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.69 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée .}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales [2]**

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \geq T_u / \frac{f_e}{\gamma_s} = 0,042 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**IV.3.6.1.2 Appuis intermédiaires**

✓ **Vérification de la contrainte de compression [2]**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0.9b_0d} = \frac{19.61 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 189} = 0.96 < 0.4 \frac{f_{28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales [2]**

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{au}}{0,9d}}{\sigma_s} = -2,14 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**IV.3.7 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.

**IV.3.7.1 Vérification des contraintes du béton [2]**

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

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

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

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

**IV.3.7.2 Détermination de l'axe neutre**

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

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

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ ;  $b = 65 \text{ cm}$  (travée);  $b_0 = 12 \text{ cm}$  (appuis);  $h = 21 \text{ cm}$ ;  $h_0 = 5 \text{ cm}$ ;  $d = 0,9h = 18,9 \text{ cm}$

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

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{b}{2} y^2 + n (A_s + A'_s) y - n (A_s \cdot d + A'_s \cdot c') &= 0 \\ I &= \frac{b}{3} \cdot Y^3 + n \cdot A'_s \cdot (Y - c')^2 - n \cdot A_s \cdot (d - Y)^2 \end{aligned} \right.$$

- Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée.
- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\left\{ \begin{aligned} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)] y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] &= 0 \\ I &= \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \end{aligned} \right.$$

**IV.3.7.3 Exemple de calcul**

✓ Travée :  $65/2 y^2 + 15 \times 3,39 y - 15 ( 3,39 \times 18,9 ) = 0$

$32,5 y^2 + 50,85 y - 961,1 = 0$

$\sqrt{\Delta} = b^2 - 4ac = 357,11 \implies \mathbf{Y1 = 4,71 \text{ cm}}$  ,  $Y2 = - 6,27$

✓ **Le moment d’inertie “ I ”**

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

$65/3 \times 4,71^3 + 15 \times 3,39 (18,9 - 4,71)^2 = 0 \implies \mathbf{I = 12502,84 \text{ cm}^4}$

✓ **Appuis :**

$65/2 y^2 + 15 \times 3,08 y - 15 ( 3,08 \times 18,9 ) = 0$

$32,5 y^2 + 46,2 y - 873,18 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 340,1 \implies \mathbf{Y1 = 4,52 \text{ cm}}$  ,  $Y2 = - 5,94$

✓ **Le moment d’inertie “ I ”**

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

$65/3 \times 4,52^3 + 15 \times 3,08 (18,9 - 4,52)^2 = 0 \implies \mathbf{I = 11554,25 \text{ cm}^4}$

**Tableau 32. Vérification à l’ELS.**

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
<b>Travée</b>	7.61	3,39	4,71	12502,84	3.94	Vérifiée
<b>Appuis</b>	13.13	3,08	4,52	11554,25	5.13	Vérifiée

**IV.3.8 Vérification de la flèche**

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

Les conditions à vérifier [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{L} = 0,042 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \frac{A_s}{b_0 d} = 0,0149 > 0,0105 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \frac{h}{L} = 0,041 < 0,126 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

- Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  Avec  $f = \frac{M_{Ser}^{max} \cdot L^2}{10E_i I_F}$

- Tel que :  $\left\{ \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L > 5,00 \text{ m} \right.$

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

- Tel que :  $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1.52 \quad L > 5,00 \text{ m} = 5.10 \text{ m}$

- $f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$ : La flèche due aux charges de longue durée.

**IV.3.8.1 Position de l'axe neutre "y<sub>1</sub>"**

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

**IV.3.8.2 Moment d'inertie de la section totale homogène "I<sub>0</sub>" [2]**

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

**IV.3.8.3 Calcul des moments d'inerties fictifs [2]**

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

Avec :

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

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

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

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

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau 33.** Récapitulatif du calcul de la flèche.

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_1$ (cm)	$\Delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
7.61	3,39	7,52	0,0149	163.56	2,75	1,103	0,72	25314,34	9344,219	14109,29

#### IV.3.8.4 Calcul des modules de déformation

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

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

#### IV.3.8.5 Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,906\text{cm} \quad (L=5.10\text{m})$$

#### IV.3.8.6 Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,80\text{cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,90\text{cm} < \bar{f} = 1.52\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

#### IV.3.9 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 le règlement [2]

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

➤ **Selon le règlement [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\varphi_1 \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

**Avec :**

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10} \right)$$

- $\varnothing_1$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.
- $\varnothing_t \leq \text{Min}(0,60\text{cm} ; 1,2\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,60\text{cm}$

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

➤ **Selon la référence [2]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 1,4 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \\ S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 2,17 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Selon la référence [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ S_t \leq 5,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq 10,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

✓ **Choix des armatures**

On adopte :  $A_t = 2T6 = 0,57\text{cm}^2$

✓ **Choix des espacements**

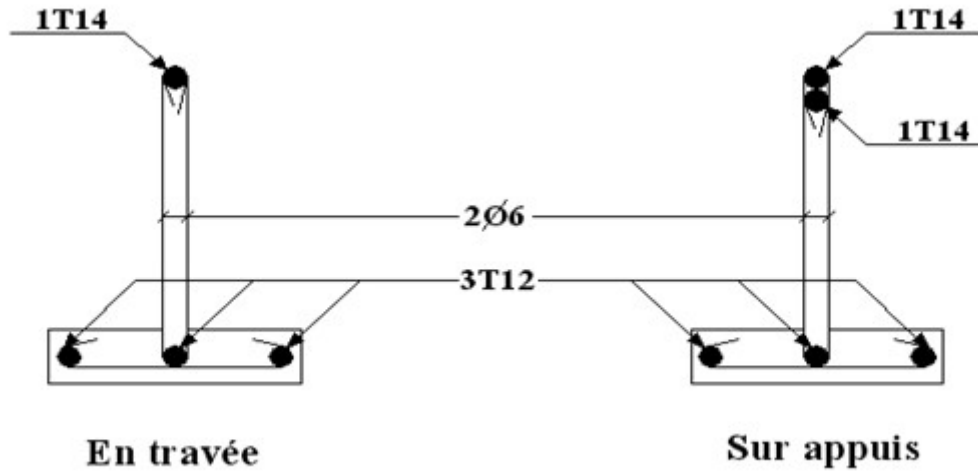
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm} \\ S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

**Remarque :** Le ferrailage des poutrelles sont regroupés dans les tableaux suivants :



**Tableau 34.**Ferraillages des poutrelles.

Ferrailage longitudinale			Ferrailage Transversal		
Poutrelle	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )	Barres	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)	
				Z .nodale	Z .courante
Plancher en corps creux	Travée	3,39	2T6	5	10
	Appuis	3,08			



**Figure 47 :** Ferraillage des poutrelles en travée et en appuis.

#### IV.4 Escalier

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction. La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

**NB :** dans notre cas nous avons deux types d'escalier :

- Escalier à 3 volées et à deux paliers intermédiaires.
- Escalier à 2 volées et à 1 seul palier intermédiaire.
- Escalier à 4 volées et 4 paliers intermédiaires.

##### IV.4.1 Composition D'un Escalier

Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- Le contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'emmarchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

##### IV.4.2 Dimensionnement d'escalier

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

- h : hauteur de contre marche,
- H : hauteur d'un demi-étage,
- g : largeur de la marche,
- n : nombre de contre marches,
- n-1 : nombre de marches,
- L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 2h+g= 64 \dots\dots\dots (1) \\ n \times h = H \dots\dots\dots(2) \\ (n-1) g= L \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

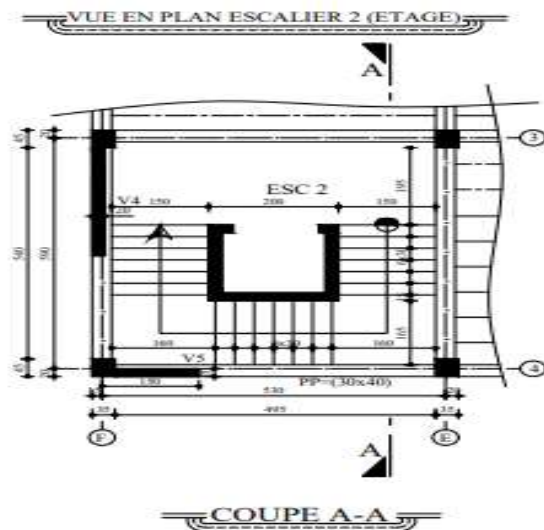
En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

- $64n^2 - (64+2H+L)n + 2H = 0 \dots\dots\dots (17)$

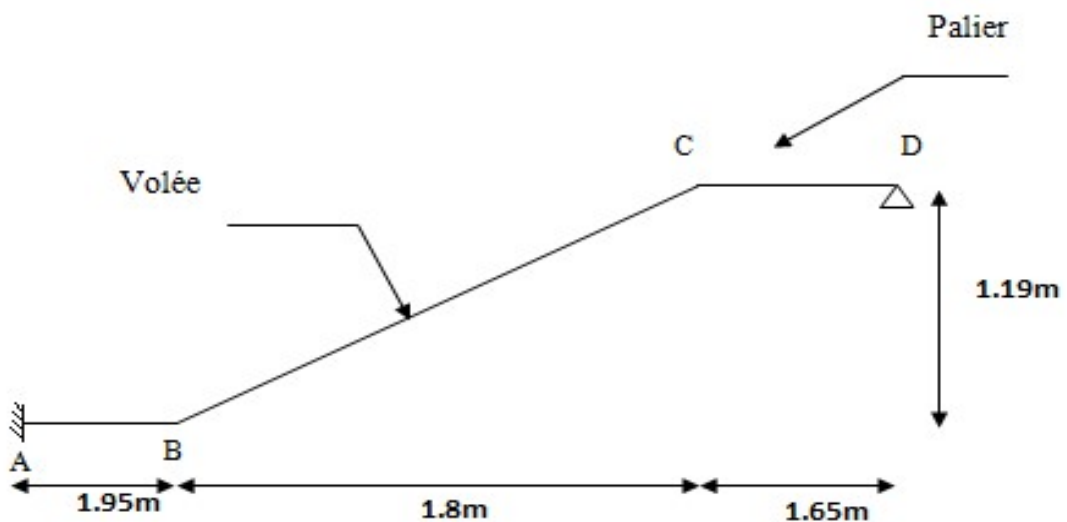
Avec :

– n : La racine de l'équation

**IV.4.3 Escalier à 3 volées et à deux paliers intermédiaires :**



**Figure 47 :** Vue en plan de l'escalier.



**Figure 48 :** Schéma statique de l'escalier.

D'après (17) on aura :  $64n^2 - 482n + 238 = 0$

• **Solution**

- $n_1 = -0.53$  ..... refusée
- $n_2 = 7$ .

On prend :

- Le nombre de contre marche .....  $n=7$
- Le nombre des marches .....  $n-1=6$
- Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = 0,17\text{m} \rightarrow \text{en prend } h = 17\text{cm} \\ g = \frac{L}{n-1} = 0,30\text{m} = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

**IV.4.3.1 Vérification de l'équation de "BLONDEL"**

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

**IV.4.3.2 Détermination de l'épaisseur de la paillasse**

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.40 = \sqrt{(1.8)^2 + (1.19)^2} + 1.40 = 3.55 \text{ m}$$

$$11.83\text{cm} \leq e \leq 17.75$$

On prend donc l'épaisseur :  $e = 16 \text{ cm}$

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

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

Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.2}{1.8} = 0.67 \Rightarrow \alpha = 33.9^\circ$$

#### IV.4.4 Palier

##### IV.4.4.1 Evaluation des charges

Tableau .30 : Les charges de palier.

Désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1- Dalle Peine	25	0,15	3,75
2- Béton décoratif	17	0,015	0,25
3- Revêtement	22	0,02	0,44
4- Enduit de plâtre	10	0,015	0,15
$\Sigma$	/	/	4,59

- Charges permanentes
  - $G = 4,59 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation
  - $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

#### IV.4.5 Paillasse (volée)

Tableau .31 : Les charges de la volée.

Désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1- Paillasse	25	$0,15/\cos 33,69$	4,5
2- Marches	25	0,17/2	2,12
3- Revêtement	22	0,02	0,44
4- Mortier de pose	20	0,02	0,4
5- Enduit de plâtre	10	0,015	0,15
6- Garde de corps	/	/	1,0
$\Sigma$	/	/	8,51

- Charges permanentes
  - $G = 8,51 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation
  - $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

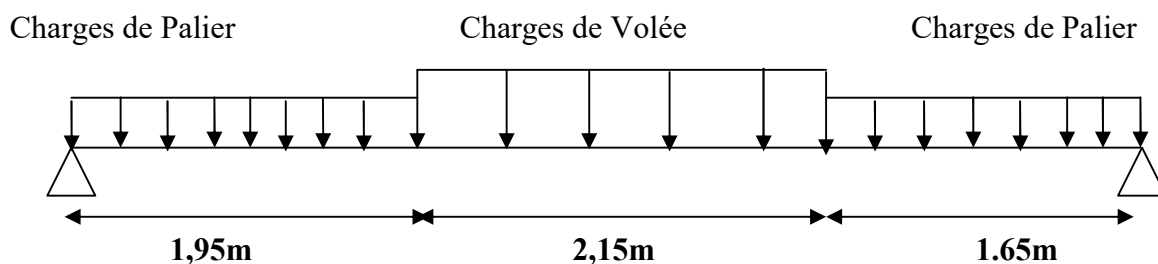


Figure 49 : Schéma de chargement de l'escalier.

**IV.4.5.1 Combinaison des charges**

**Tableau .32 :** Récapitulation les résultats de combinaison des charges.

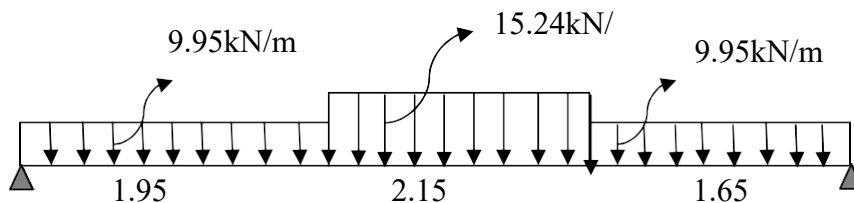
	<b>Volée</b>	<b>Palier</b>
<b>E.L.U</b> : $N_u=1,35G+1,5Q$ (kN/ml)	$N_u=1,35 \times 8,51+1,5 \times 2,50= 15,24$	$N_u=1,35 \times 4,59+1,5 \times 2,50=9,95$
<b>E.L.S</b> : $N_s=G+ Q$ (kN/ml)	$N_s= 8,51+2,5=11,01$	$N_s = 4,59+2,5 = 7,1$

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

**Tableau .33 :** Calcul des sollicitations d’escalier

<b>Combinaison</b>	<b>Volée (KN/ml)</b>	<b>Palier (KN/ml)</b>
<b>E.L. U</b>	15.24	9.95
<b>E.L. S</b>	11,01	7.1

**IV.4.5.2 Calcul à l’ELU**



**Figure50 :** schéma statique du chargement de l’escalier à l’ELU

Réactions d’appuis :

RA	34 kN/m
RB	34.58N/m

✓ **Effort tranchants**

**Tableau .34 :** Calcul des efforts tranchants.

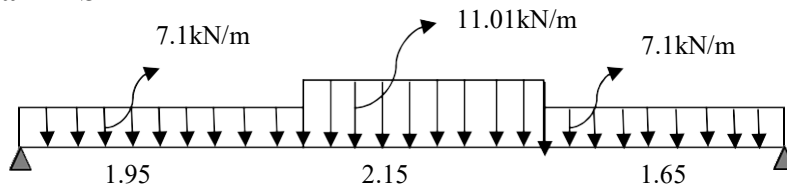
tronçons	Expressions	X(m)	T(x) kN
$0 \leq x \leq 1.95$	$T(x)=34-9.95x$	X=0	T=34
		X=1.95	T=14.6
$1.95 \leq x \leq 4.1$	$T(x)=44.31-15.24x$	X=1.95	T=14.59
		X=4.1	T=-18.17
$0 \leq x \leq 1.65$	$T(x)=-34.58+9.95x$	X=0	T=-34.58
		X=1.65	T=-18.16

✓ **Lemomentfléchissant**

**Tableau .35 :** Calculles moments fléchissant.

tronçons	Expression s	X(m)	M(x) kNm
$0 \leq x \leq 1.95$	$M_z = 34x - 4.97x^2$	X=0	M=0
		X=1.95	M=47.31
$1.95 \leq x \leq 4.1$	$M_z = -7.62x^2 + 44.3x - 10.5$	X=1.95	M=47.4
		X=4.1	M=43.04
$0 \leq x \leq 1.65$	$M_z = 34.58x - 4.97x^2$	X=0	M=0
		X=1.65	M=43.52

**IV.4.5.3 Calculàl'ELS**



**Figure 52:** Schémastatique du chargement à l'ELS

Réactions d'appuis :

RA	24.4 kN/m
RB	24.82 kN/m

✓ **Effortstranchants**

**Tableau .36 :** Calcul des effortstranchants.

tronçons	Expressions	X(m)	T(x) kN
$0 \leq x \leq 1.95$	$T(x) = 24.4 - 7.1x$	X=0	T=24.4
		X=1.95	T=10.55
$1.95 \leq x \leq 4.1$	$T(x) = 32.02 - 11.01x$	X=1.95	T= 10.55
		X=4.1	T=-13.12
$0 \leq x \leq 1.65$	$T(x) = -24.82 + 7.1x$	X=0	T=-24.82
		X=1.65	T=13.1

✓ **Lemomentfléchissant**

**Tableau .37 :** Calculles moments fléchissant.

tronçons	Expressions	X(m)	M(x) kNm
$0 \leq x \leq 1.95$	$M_z = 24.4x - 3.55x^2$	X=0	M=0
		X=1.95	M=34.09
$1.95 \leq x \leq 4.1$	$M_z = -5.5x^2 + 32.02x - 7.43$	X=1.95	M=34.09
		X=4.1	M=31.3
$0 \leq x \leq 1.65$	$M_z = 24.82x - 3.55x^2$	X=0	M=0
		X=1.65	M=31.29

$$\frac{dM_{ux}}{dx} = \frac{d(-5.5x^2 + 32.02x - 7.43)}{dx} = -11x + 32.02 = 0 \Rightarrow x = 2.91 \text{ m}$$

$$M_z^{max} = 39.17 \text{ KNm}$$

✓ Aux appuis:  $M_{sa} = -0.3 M_z^{max} = -11.75 \text{ KNm}$

✓ Entravées:  $M_{st} = 0.85 M_z^{max} = 33.29 \text{ KNm}$

#### IV.4.6 Ferrailage de l'escalier :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que : b=100cm ; h=16cm.

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

On a comme données :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 14,4 \text{ cm}$$

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

Tableau .38 : Ferrailage de l'escalier.

	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (Cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (Cm)	$A_s^{cal}/ml$ (Cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}/ml$ (Cm <sup>2</sup> )
Travée	45.8	0.125	Oui	0	0,167	14.93	8.81	8T12	9.04
Appuis	16.16	0.044	Oui	0	0.056	15.64	2.96	6T12	6.78

#### IV.4.6.1 Vérifications :

##### ✓ Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{min} = 0,23 \times 1000 \times 144 \times \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} \geq A_{min} \\ A_{sa} \geq A_{min} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

##### ✓ Espacement

- En travée :  $esp \leq \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm}$
- Sur appui :  $esp \leq \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$



✓ **Armature de répartition**

- **En travée :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T10=3.14cm<sup>2</sup> avec S<sub>r</sub>=25cm

- **Sur appui :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8=2.01cm<sup>2</sup> avec S<sub>r</sub>=25cm

Esp < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée

**IV.4.6.2 Vérification au cisaillement**

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{34.58 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.24 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**IV.4.6.3 Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = 0.21 \text{MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**IV.4.6.4 Vérification à l'ELS**

Il faut vérifier les contraintes du béton et acier :

✓ **Position de l'axe neutre**

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

✓ **Moment d'inertie**

$$\implies I = \frac{b}{3} y^3 + n A'_s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Avec :

$$n = 15; d = 14,4 \text{cm}; b = 100 \text{cm}; A'_s = 0$$

✓ **Béton**

Nous devons vérifier que :

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

✓ **Acier**

Nous devons vérifier que :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_t j}) \right) = 201,63 \text{MPa}$$

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

**Tableau .39 : Vérification à l'E.L.S.**

	$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	$Y$ (Cm)	$I$ (Cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
<b>Travée</b>	33.29	9.04	5.03	16147.36	10.37	Vérifiée	194.33	201,63	Vérifié
<b>Appui</b>	11.75	6.78	4.48	13005.10	3.66	Vérifiée	159.6	201,63	Vérifié

**IV.6.5 Vérification de la flèche**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{150} = 0.113 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{9.04}{100 \times 14.4} = 0.00627 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0.113 \geq \frac{33.29}{10 \times 11.75} = 0.28 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Une condition ne peut pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

✓ **Moment d'inertie de la section homogène I<sub>0</sub>**

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

Moment d'inertie fictive :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{array} \right.$$

Avec :

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

E<sub>i</sub>= 32164,20MPa ; E<sub>v</sub>= 10721,40MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau .40** : Vérification de la flèche de l'escalier.

M <sub>ser</sub> (K Nm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> 10 <sup>3</sup> ×(cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> 10 <sup>3</sup> ×(cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> 10 <sup>3</sup> ×(cm <sup>4</sup> )
33.29	9.04	0,0027	169,77	3,38	1.35	0.41	39.68	18.30	25,54

Le résultat final de la flèche :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,084\text{cm} \\ f_v = 0,181\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,097\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{150}{500} = 0,30\text{cm}$$

⇒ Δf<sub>T</sub> = 0,096cm <  $\bar{f}$  = 0,30cm.....vérifiée.

Le résultat du ferrailage des escaliers est regroupé dans les tableaux suivants :

**Tableau 41 : Ferrailage des escaliers**

Ferrailage longitudinale				Ferrailage transversale		
Escalier a 3 Volés	A <sub>adp</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Barres	S <sub>t</sub> (Cm)	A <sub>adp</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Barres	S <sub>t</sub> (Cm)
Travée	9.04	8T12	10	3.14	4T10	25
Appui	6.78	6T12	15	2.01	4T8	25

#### IV.6.6 La poutre palière

##### IV.6.6.1 Pré dimensionnement de la poutre palière

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

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

Avec :

- L<sub>MAX</sub> : La plus grande portée entre nus d'appuis.
- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.

##### ✓ Selon le règlement

- La hauteur h de la poutre doit être :  $h \geq 30\text{cm}$
- La largeur b de la poutre doit être :  $b \geq 20\text{cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être :  $h / b \leq 4$

On a : L = 540cm

- $(36 \leq h \leq 54)$  cm  $\Rightarrow$  on prend: h = 35cm.
- $(12 \leq b \leq 28)$  cm  $\Rightarrow$  on prend : b = 25 cm.

##### ✓ Vérification selon[1] pour la zone IIa

$$\begin{array}{l}
 b \geq 20 \text{ cm} \quad \xrightarrow{\quad 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \text{vérifiée.}} \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 h \geq 30 \text{ cm} \quad \xrightarrow{\quad 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \text{vérifiée.}} \\
 h/b < 4 \quad \xrightarrow{\quad 35/25 = 1,4 < 4 \dots \text{vérifiée}}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

✓ **Conclusion**

Le choix final des sections de la poutre plaire :

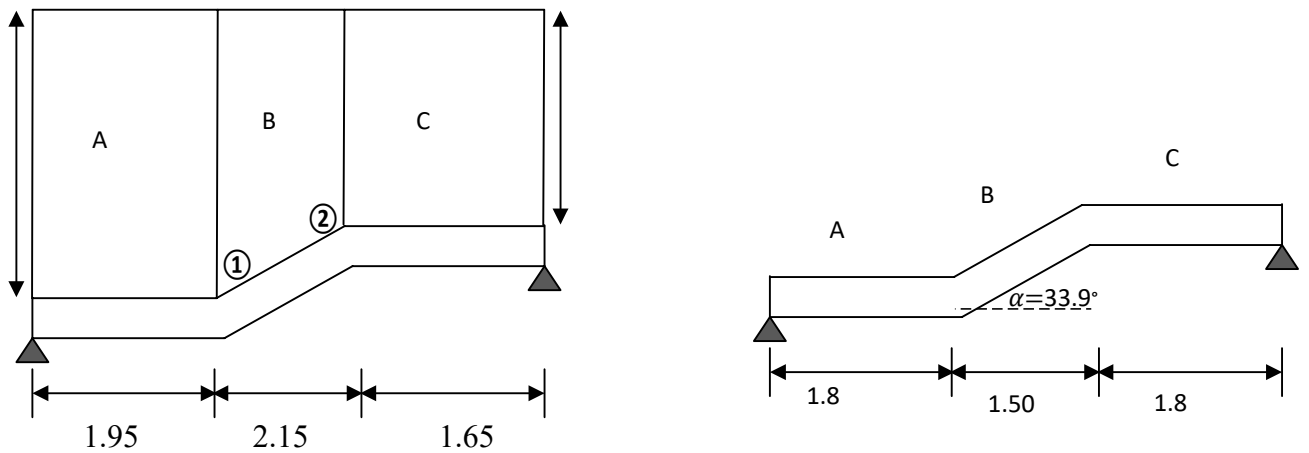
- Poutres palière (b×h) = (30×40) cm<sup>2</sup>

**IV.6.6.2 Détermination des Charges et surcharges**

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et au poids du mur intérieur ( $G_{mi}=1.3\text{kN/m}^2$ ):

**Tableau .42 : Charges et surcharges**

	A (kN/ml)	C (kN/ml)	B(kN/ml)	
			Pt 1	Pt 2
Poids propre de la poutre	$G=0.3 \times 0.4 \times 25=3$	$G=0.3 \times 0.4 \times 25=3$	$G=0.3 \times 0.4 \times 25 \times \frac{1}{\cos 33.9^\circ}=3.6$	
Chargement dû aux réactions du palier	$T_U=34.58$	$T_U=34.58$	$T_U=0$	
Chargement dû au poids du mur intérieur	$G=1.3 \times 1.59=2.07$	$G=1.3 \times 0.57=0.74$	$G=2.07$	$G=0.74$



**Figure 53:** Schéma statique déterminant les dimensions de la poutre palière

**IV.6.6.3 Calcul des efforts internes**

✓ **Combinaison de charges à l'ELU**

**Tableau .43 : Combinaison de charges à l'ELU**

Partie A	$q_u=1.35(3+2.07)+34.58=41.42\text{kN/ml}$	
Partie C	$q_u=1.35(3+0.74)+34.58=39.62\text{kN/ml}$	
Partie B	PT1	$q_u=1.35(3.61+2.07)+0=7.66\text{kN/ml}$
	PT2	$q_u=1.35(3.61+0.74)+0=5.87\text{kN/ml}$

✓ **Calcul des réactions d'appuis**

RA	81.92kN
RB	76.38kN

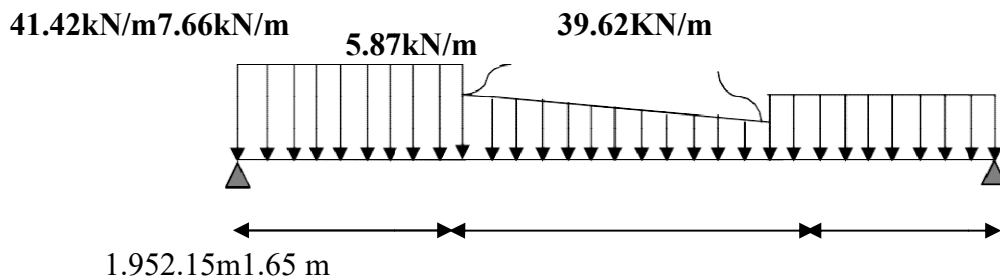


Figure 54: Schémastatique de la poutre.

✓ **Effort tranchants**

Tableau .44: Effort tranchants

tronçons	Expressions	X(m)	T(x)(kN)
$0 \leq x \leq 1.95$	$T(x) = 81.92 - 40.64x$	X=0	T=81.92
		X=1.95	T=2.67
$1.95 \leq x \leq 4.1$	$T(x) = 27.14 - 10.66x$	X=1.95	T=6.35
		X=4.1	T=-16.56
$0 \leq x \leq 1.65$	$T(x) = -76.38 + 39.5x$	X=0	T=-76.38
		X=1.65	T=-11.2

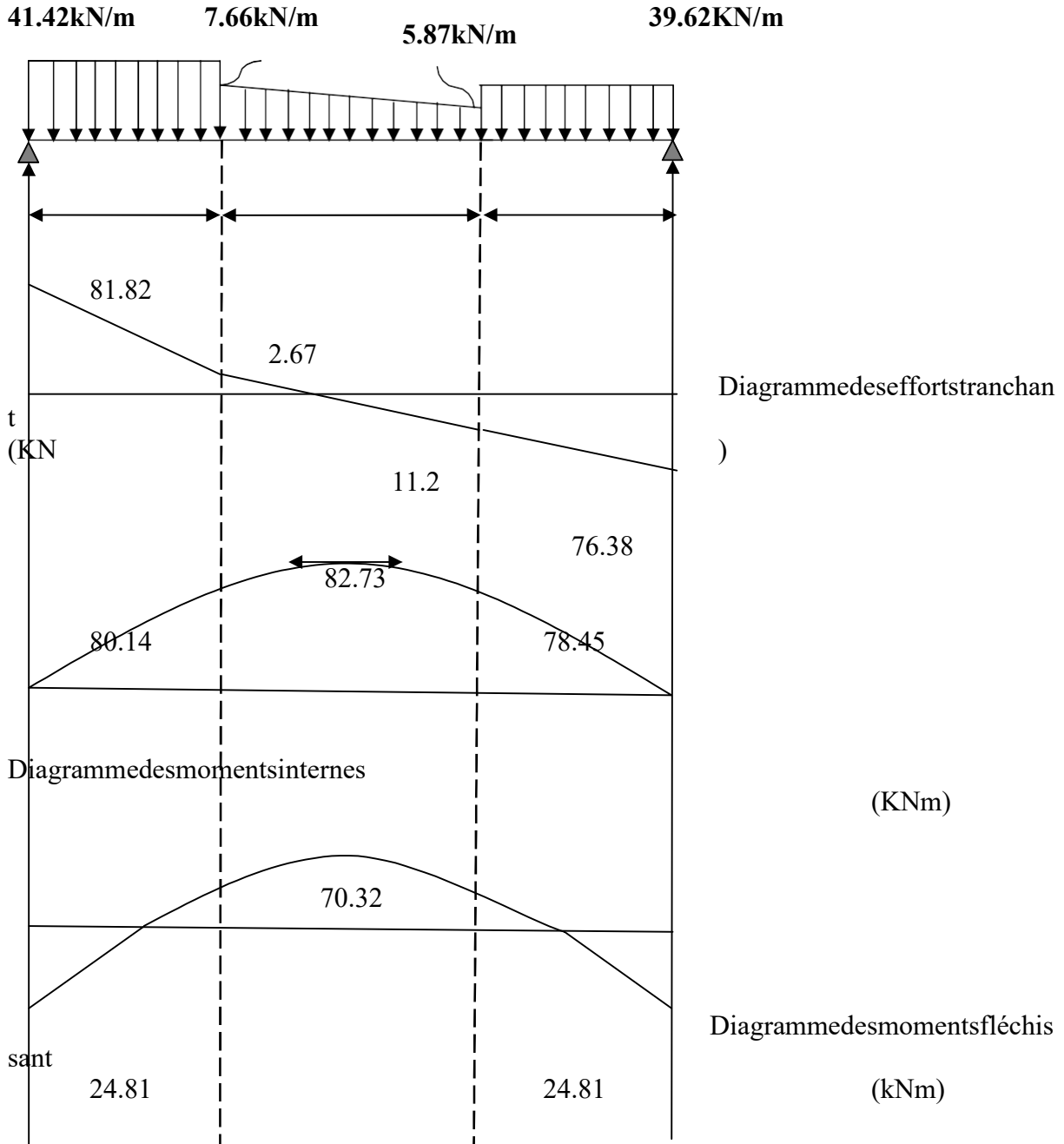
tronçons	Expressions	X(m)	M(x) kNm
$0 \leq x \leq 1.95$	$M_z = 81.1x - 20.32x^2$	X=0	M=0
		X=1.95	M=80.14
$1.95 \leq x \leq 4.1$	$M_z = -6.01x^2 + 29.59x + 46.36$	X=1.95	M=80.14
		X=4.1	M=78.56
$0 \leq x \leq 1.65$	$M_z = 79.1x - 19.73x^2$	X=0	M=0
		X=1.65	M=78.45

**Remarque**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M^{\max}$  par des Coefficients réducteurs

$$\frac{dM_{u_x}}{du} = \frac{-6.01x^2 + 29.59x + 46.36}{du}$$

$$= 12.02x + 29.59 = 0 \longrightarrow X = 2.56$$



**Figure 55:** Diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELU

$$M_z^{max} = 82.73 \text{ kNm}$$

- ✓ Aux appuis:  $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -24.81 \text{ kNm}$
- ✓ Entravées:  $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 70.32 \text{ kNm}$

#### IV.6.6.4 Calcul de la poutre palière ELS

✓ **Détermination des Charges et surcharges**

**Tableau .45 : Charges et surcharges**

	A (kN/ml)	C (kN/ml)	B(kN/ml)	
			Pt 1	
Poids propre de la poutre	$G=0.3 \times 0.4 \times 25=3$	$G=0.3 \times 0.4 \times 25=3$	$G=0.3 \times 0.4 \times 25 \times 1 / (\cos 33.9^\circ)=3.61$	
Chargement dû aux réactions Dupalier	$T_U=34.58$	$T_U=34.58$	$T_U=0$	
Chargement dû au poids du Mur intérieur	$G=1.3 \times 1.59=2.07$	$G=1.3 \times 0.57=0.74$	$G=2.07$	$G=0.74$

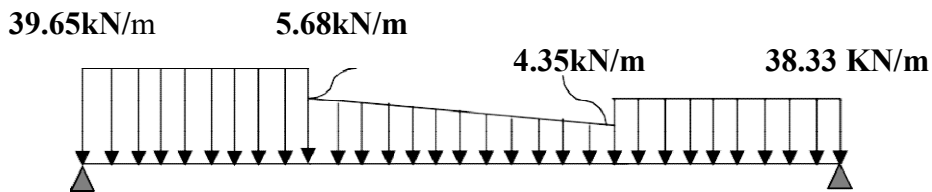
✓ **Combinaison de charges à L'ELS**

**Tableau .46: Combinaison de charges à l'ELS**

Partie A	$q_u=(3+2.07) +34.58=39.65 \text{ kN/ml}$	
Partie C	$q_u=(3 +0.74)+34.58=38.33 \text{ kN/ml}$	
Partie B	PT1	$q_u=(3.61+2.07)+0=5.68 \text{ kN/ml}$
	PT2	$q_u=(3.61+0.74)+0=4.35 \text{ kN/ml}$

✓ **Calcul des réactions d'appuis :**

RA	58.79 kN/m
RB	56.79 kN/m



✓ **Effort tranchants :**

**Tableau .47 : Effort tranchants.**

Tronçons	Expressions	X(m)	T(x)kN
$0 \leq x \leq 1.95$	$T(x)=58.79 - 29.48x$	X=0	T=58.79
		X=1.95	T=1.31
$1.95 \leq x \leq 4.1$	$T(x)=-7.92x + 19.89$	X=1.95	T=4.44
		X=4.1	T=-12.58
$0 \leq x \leq 1.65$	$T(x)=-56.79 + 28.15x$	X=0	T=-56.79
		X=1.65	T=-10.34

✓ **Le moment fléchissant :**



**Tableau .48:** Lemomentfléchissant.

tronçons	Expression s	X(m)	M(x)kNm
0≤x≤1.95	$M_z=58.79x-14.74x^2$	X=0	M=0
		X=1.95	M=58.1
1.95≤x≤4.1	$M_z=-4.43x^2+21.79x+33.34$	X=1.95	M=58.1
		X=4.1	M=56.7
0≤x≤1.65	$M_z=56.79x-14.07x^2$	X=0	M=0
		X=1.65	M=56.63

**Remarque**

Afindetenircomptede l’encastrementpartielaux extrémités, on multiplieM<sup>max</sup>pardes Coefficientsréducteurs

$$\frac{dM_u}{dx} = -4.43x^2 + 21.79x + 33.34$$

$$\frac{dM_u}{dx} = 0$$

$$= 8.86x + 21.79 = 0 \longrightarrow X = 2.45$$

$$M_z^{max} = 60.13 \text{ kNm}$$

- ✓ Auxappuis:  $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -18.04 \text{ kNm}$
- ✓ Entravées:  $M_{ue} = 0.85 M_z^{max} = 51.11 \text{ kNm}$

**IV.6.6.5 Ferrailage de la poutre palière**

Les efforts et les moments maximaux sont calculés avec :

**Tableau .49 :** Les efforts et les moments maximaux de la poutre palière.

E.L. U		E.L. S	
M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kNm)	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kNm)	M <sub>ser</sub> <sup>max</sup> (kNm)	N <sub>ser</sub> <sup>max</sup> (kNm)
70.32	24.81	51.11	18.04

Données : h=40cm ; b=30cm ; d=0,9h=27cm ; σ<sub>bc</sub>=14,17MPa ; f<sub>e</sub>=400MPa ; f<sub>c28</sub>=25MPa ; f<sub>t28</sub>=2,1MPa, γ<sub>b</sub>= 1,5

**Tableau .50 :** Récapitulation du calcul des sections d’armatures.

M <sub>u</sub> (KNm)	μ	μ<μ <sub>R</sub>	A <sub>s</sub> ' (Cm <sup>2</sup> )	A	Z (Cm)	μ<0,186	ζ <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )
70.32	0,125	Oui	0	0.0782	26,15	Oui	10‰	348	2.4

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{0,65 \text{ cm}^2 ; 2.4 \text{ cm}^2\} = 2.4 \text{ cm}^2$$

**Choix :** 3T12 ( $A_s=3,39 \text{ cm}^2$ )

#### IV.6.6.6 Vérifications

##### ✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

- $T_u$  : l'effort tranchant maximum.
- $b$  : Largeur de la section de la poutre.
- $d$  : Hauteur utile.

On a :  $T_u^{\max}=81.92 \text{ kN}$ .

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = 0,353 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

##### ✓ Vérification à l'E.L. S

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}, N_{ser}$ ), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données :

##### • Béton

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

##### • Acier

- Peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(fe/2; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = 0,8 \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(fe/2; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\right)$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

**Tableau .51 : Vérification des poutres palière à l'ELS.**

$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
51.11	3,39	3,24	15	31	201,63	Vérifiée

**IV.6.6.7 Calcul des armatures transversales et l'espace**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 ( $f_c = 400$  MPa).

**Selon le règlement []**

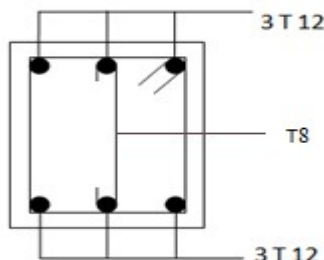
$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_c} \quad (K=1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_c}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

**Selon le règlement [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

**Tableau .52 : Calcul des armatures transversales.**

$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	BAEL91	RPA99		$S_t^{adp}$ (Cm)		$A_t^{min}$ (Cm <sup>2</sup> )	Choix
		$S_t$ (cm)	$S_t$ (cm)ZN	$S_t$ (cm)ZC	ZN	ZC		
18.04	0,353	24.3	10	15	10	15	0,9	3T8 = 1,51cm <sup>2</sup>



**Figure56 : Schéma de ferrailage de la poutre palière**

**IV.7 Conclusions**

### Chapitre III calcul des éléments secondaires

Dans ce chapitre, nous avons calculé et vérifié le ferrailage des éléments secondaires comme l'acrotère, les planchers (corps creux et les dalles pleines) et d'escalier.

Nous allons présenter les résultats comme suit :

- ✓ Pour l'acrotère de  $h=60\text{cm}$  nous adopterons comme armatures principales  $6\text{T}6/\text{ml}$ ,  $\text{esp}=20\text{cm}$  et  $4\text{T}6$ ,  $\text{esp}=15\text{cm}$  armatures de répartition.

Pour les planchers à corps creux de  $25\text{cm}$  ( $20+5$ )  $\text{cm}$  :

- ✓ Les poutrelles de  $h=20\text{cm}$  et  $b=12\text{cm}$ , le ferrailage en travée est  $3\text{T}12$ , en appuis  $2\text{T}14$  et  $2\text{T}6$  armature transversal.

Le ferrailage de panneau le plus sollicité :

- ◆ Travée : sens x-x :  $5\text{T}12/\text{ml}$ ,  $\text{ep}=20\text{cm}$ .

Sens-y-y :  $5\text{T}12/\text{ml}$ ,  $\text{ep}=20\text{cm}$

- ◆ Appuis : rive :  $4\text{T}8/\text{ml}$ ,  $\text{ep}=25\text{cm}$ .

Intermédiaire :  $5\text{T}10/\text{ml}$ ,  $\text{ep}=20\text{cm}$

Enfin, le ferrailage d'escalier :

- ✓ Escalier (trois volées et 2 paliers), ils sont composés de 6 marches , même dimension, giron de  $30\text{cm}$  et contre marche de  $17\text{cm}$ , avec un ferrailage de  $8\text{T}12/\text{ml}$ ,  $\text{ep}=15\text{cm}$  **en travée** et  $4\text{T}10/\text{ml}$ ,  $\text{ep}=25\text{cm}$  armatures de répartition,  $6\text{T}12/\text{ml}$  en appuis,  $\text{ep}=17\text{cm}$  et  $4\text{T}8/\text{ml}$ ,  $\text{ep}=25\text{cm}$  armatures de répartition.
- ✓ Pour ferrailage de la poutre palière on choisit  $3\text{T}12$  avec de cadre en  $\text{T}8$ .

### V.1 Introduction

Le présent chapitre consiste à calculer le ferrailage des éléments résistants de notre structure et de vérifier leurs résistances vis-à-vis des différentes sollicitations. Dans notre cas ces éléments sont :

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

### V.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétries, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (due à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- ✓ Section entièrement tendue **SET**.
- ✓ Section entièrement comprimée **SEC**.
- ✓ Section partiellement comprimée **SPC**.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

**Tableau 68.** Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	14,17	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	18,47	1	400	400

#### V.2.1 Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons :

##### VI.2.1.1 Combinaisons Situation durable [3]

$$\left[ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

##### VI.2.1.2 Combinaisons Situation accidentelle [1]

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\}$$

Avec :

- G : Charges permanentes.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{\max}, M_{\text{corr}}$ )
- Moment maximum et l'effort correspondant ( $M_{\max}, N_{\text{corr}}$ )
- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N_{\min}, M_{\text{corr}}$ )

### V.2.1.3 Recommandations

#### ✓ Armatures longitudinales

D'après [1] les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{\min}$  = 0.8% de la section de béton
- $A_{\max}$  = 4% de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max}$  = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{\min}$  = 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ( $L_{\min}$ ) est de  $40\Phi$ .
- La distance ou l'espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques). La zone nodale est définie par l'et h'.

### V.2.2 Résultats des efforts et ferrailage des poteaux :

Les résultats des efforts sont donnés après calcul par logiciel [6]

Les tableaux ci-après regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

**Remarque :** Le logiciel de **EXPERT ROBOT** est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

#### V.2.2.1 Situation durable

- ✓ **Combinaison :** ELU = 1,35 G + 1,5 Q

- Effort normal maximal et le moment correspondant( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

**Tableau 69.** Ferrillages des poteaux situation durable( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).

Etage	Section	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
8 <sup>eme</sup>	45x45	346,21	16,28	0	3.6	16.2
7 <sup>eme</sup>	50x50	656,77	18,41	0	4	20
6 <sup>eme</sup>	50x50	968,79	13,76	0	4	20
5 <sup>eme</sup>	50x50	1282,20	12,27	0	4	20
4 <sup>eme</sup>	55x55	1596,51	12,39	0	4.4	24.4
3 <sup>eme</sup>	55x55	1911,97	8.81	0	4.4	24.4
2 <sup>eme</sup>	55x55	2229,88	5.97	0	4.4	24.4
1 <sup>er</sup>	60x60	2549,78	3.77	0	4.8	28.8
RDC	65x65	2871,84	1.13	0	5.2	33.8

- Moment maximum et l'effort correspondant( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

**Tableau 70.** Ferrillages des poteaux situation durable( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).

Etage	Section	$N^{\text{corr}}$ (kN)	$M^{\max}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
8 <sup>eme</sup>	45x45	339,54	69,26	0	3.6	16.2
7 <sup>eme</sup>	50x50	554,97	63,86	0	4	20
6 <sup>eme</sup>	50x50	772,15	64,37	0	4	20
5 <sup>eme</sup>	50x50	991,50	54,48	0	4	20
4 <sup>eme</sup>	55x55	1213,10	61,72	0	4.4	24.4
3 <sup>eme</sup>	55x55	1437,00	56,71	0	4.4	24.4
2 <sup>eme</sup>	55x55	1664,01	46,71	0	4.4	24.4
1 <sup>er</sup>	60x60	1894,25	50,43	0	4.8	4.8
RDC	65x65	701,10	36,70	0	5.2	33.8

- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )

Tableau 71. Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\min}; M^{\text{corr}}$ ).

Etage	Section	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
8 <sup>eme</sup>	45x45	86,96	-55,06	0	3.6	16.2
7 <sup>eme</sup>	50x50	148,76	-66,36	0	4	20
6 <sup>eme</sup>	50x50	203,59	-42,50	0	4	20
5 <sup>eme</sup>	50x50	250,94	-35,25	0	4	20
4 <sup>eme</sup>	55x55	299,95	-39,43	0	4.4	24.4
3 <sup>eme</sup>	55x55	349,87	-35,00	0	4.4	24.4
2 <sup>eme</sup>	55x55	402,17	-27,73	0	4.4	24.4
1 <sup>er</sup>	60x60	456,25	-28,08	0	4.8	4.8
RDC	65x65	511,68	-11,23	0	5.2	33.8

#### VI.2.2.2 Situation accidentel

- ✓ Combinaison :  $G + Q \pm E$   
 $0,8G \pm E$

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

Tableau 72. Ferrailages des poteaux situation accidentel ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).

Etage	Section	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
8 <sup>eme</sup>	45x45	258,96	77,99	0	3.6	16.2
7 <sup>eme</sup>	50x50	481,51	51,23	0	4	20
6 <sup>eme</sup>	50x50	709,39	48,99	0	4	20
5 <sup>eme</sup>	50x50	938,28	47,36	0	4	20
4 <sup>eme</sup>	55x55	1167,78	52,10	0	4.4	24.4
3 <sup>eme</sup>	55x55	1398,00	41,46	0	4.4	24.4
2 <sup>eme</sup>	55x55	1629,80	37,68	0	4.4	24.4
1 <sup>er</sup>	60x60	1862,69	40,89	0	4.8	28.8
RDC	65x65	2096,68	65,45	0	5.2	33.8



- **Moment maximum et l'effort correspondant ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )**

**Tableau 73.**Ferrailages des poteaux situation accidentelle( $M^{\max}; N^{\text{corr}}$ ).

Etage	Section	$N^{\text{corr}}$ (kN)	$M^{\max}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
8 <sup>eme</sup>	45x45	123,01	96,84	0	4.4	16.2
7 <sup>eme</sup>	50x50	213,04	108,27	0	4	20
6 <sup>eme</sup>	50x50	331,99	110,34	0	4	20
5 <sup>eme</sup>	50x50	446,09	107,73	0	4	20
4 <sup>eme</sup>	55x55	587,20	130,12	0	4	24.4
3 <sup>eme</sup>	55x55	702,25	120,99	0	4.4	24.4
2 <sup>eme</sup>	55x55	834,70	103,97	0	4.4	24.4
1 <sup>er</sup>	60x60	960,30	102,02	0	4.8	28.8
RDC	65x65	1066,02	87,03	0	5.2	33.8

- **Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )**

**Tableau 74.**Ferrailages des poteaux situation accidentelle( $N^{\min}; M^{\text{corr}}$ ).

Etage	Section	$N^{\min}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
8 <sup>eme</sup>	45x45	-35,40	-78,60	0	5.3	16.2
7 <sup>eme</sup>	50x50	-51,26	-113,43	0	6.9	20
6 <sup>eme</sup>	50x50	-83,55	-109,05	0	7	20
5 <sup>eme</sup>	50x50	-142,51	-102,27	0	7.4	20
4 <sup>eme</sup>	55x55	-225,53	-125,73	0	9.1	24.4
3 <sup>eme</sup>	55x55	-316,91	-120,63	0	10	24.4
2 <sup>eme</sup>	55x55	-405,40	-104,28	0	10.3	24.4
1 <sup>er</sup>	60x60	-481,12	-99,68	0	10.6	28.8
RDC	65x65	-524,32	-88,32	0	10.3	33.8

**VI.2.3 Choix des armatures**

**Tableau 75.**Choix des armatures des poteaux.

Etages	Sections (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>max</sup> (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> <sup>max</sup> (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> ) <sup>adopt</sup>
8	45*45	5.3	16.2	81	121.5	4T16+8T14	20.36
7	50*50	6.9	20	100	150	4T16+8T14	20.36
6	50*50	7	20	100	150	4T16+8T14	20.36
5	50*50	7.4	20	100	150	4T16+8T14	20.36
4	55*55	9.1	24.4	121	181,5	16T14	24.6
3	55*55	10	24.4	121	181.5	16T14	24.6
2	55*55	10.3	24.4	121	181.5	16T14	24.6
1	60*60	10.6	28.8	144	216	16T16	32.17
RDC	65*65	10.3	33.8	169	235.5	16T20	50.27

**VI.2.4 Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service**

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ **Béton :**  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

➤ **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left( \frac{2}{3}f_c, \text{Max} ( 0,5f_c ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} ) \right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\xi$

Avec :  $\eta=1,6$  pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable :  $\sigma_s= 201,63 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- $N_{\max}^{\text{ser}} ; M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$

**Tableau 76.** Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>S</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérificat°
8	45*45	253,06	50,30	20.36	45.9	201,63	4.5	15	Ok
7	50*50	478,06	46,29	20.36	14	201,63	3.5	15	Ok
6	50*50	704,13	46,68	20.36	26	201,63	4.4	15	Ok
5	50*50	931,21	39,50	20.36	39,50	201,63	4.9	15	Ok
4	55*55	1158,95	44,74	24.6	41.33	201,63	4.8	15	Ok
3	55*55	1387,52	41,11	24.6	77.8	201,63	5.4	15	Ok
2	55*55	1617,87	33,86	24.6	85.5	201,63	5.9	15	Ok
1	60*60	1849,66	36,54	32.17	82	201,63	5.6	15	Ok
RDC	65*65	2083,03	26,59	50.27	75	201,63	5.1	15	Ok

- $N_{\text{cor}}^{\text{ser}} ; M_{\max}^{\text{ser}}$

**Tableau 77.** Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>S</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérificat°
8	45*45	247,19	50,30	20.36	53.6	201,63	4.5	15	Ok
7	50*50	403,28	46,29	20.36	46.6	201,63	3.5	15	Ok
6	50*50	560,65	46,68	20.36	52.1	201,63	3.8	15	Ok
5	50*50	719,58	39,50	20.36	57	201,63	4.1	15	Ok
4	55*55	880,14	44,74	24.6	56.1	201,63	4	15	Ok
3	55*55	1042,38	41,11	24.6	62	201,63	4.4	15	Ok
2	55*55	1206,87	33,86	24.6	66.6	201,63	4.6	15	Ok
1	60*60	1373,70	36,54	32.17	66.3	201,63	4.4	15	Ok
RDC	65*65	508,73	26,59	50.27	23.2	201,63	1.6	15	Ok

- $N_{\min}^{\text{ser}} ; M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$

**Tableau 78.** Vérification des contraintes des poteaux.

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>S</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérificat°
8	45*45	63,32	-70,72	20.36	60.4	201,63	6.3	15	Ok
7	50*50	108,05	-48,10	20.36	36.6	201,63	3.4	15	Ok
6	50*50	148,15	-47,07	20.36	37.4	201,63	3.3	15	Ok
5	50*50	182,43	-43,03	20.36	35.5	201,63	3	15	Ok
4	55*55	217,93	-48,67	24.6	32.4	201,63	2.6	15	Ok
3	55*55	254,10	-40,82	24.6	28.3	201,63	2.2	15	Ok
2	55*55	291,98	-37,19	24.6	27.5	201,63	2.1	15	Ok
1	60*60	331,17	-39,02	32.17	25.9	201,63	1.9	15	Ok
RDC	65*65	371,34	-29,98	50.27	19.6	201,63	1.4	15	Ok

## VI.2.5 Vérification vis-à-vis de l'Effort Tranchant

### ✓ Vérification de la Contrainte de Cisaillement

Il faut vérifier que :

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

Avec :

- $T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- $b$  : Largeur de la section du poteau.
- $d$  : Hauteur utile de la section du poteau.
- $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

- **Selon le règlement [2]**

- $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$  .....Fissuration préjudiciable.

- **Selon le règlement [1]**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

- $\rho_d = 0,075$ ..... si l'élanement  $\lambda \geq 5$
- $\rho_d = 0,040$ ..... si l'élanement  $\lambda < 5$

Avec :

- $\lambda$  : L'élanement du poteau  $\left( \lambda = \frac{L_f}{i} \right)$
- $i$  : Rayon de giration.
- $I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- $B$  : Section du poteau.
- $L_f$  : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 79.**Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux.

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	τ <sub>u</sub> RPA (MPa)	τ <sub>u</sub> BAEL (MPa)	Vérification
8	45*45	46,65	0,35	14.84	0,075	1,875	2,50	Ok
7	50*50	35,99	0,22	14,84	0,075	1,875	2,50	Ok
6	50*50	36,21	0,22	13.49	0,075	1,875	2,50	Ok
5	50*50	31,89	0,19	13,49	0,075	1,875	2,50	Ok
4	55*55	36,10	0,18	13,49	0,075	1,875	2,50	Ok
3	55*55	31,66	0,16	12,36	0,075	1,875	2,50	Ok
2	55*55	27,46	0,14	12,36	0,075	1,875	2,50	Ok
1	60*60	29,21	0,12	12.36	0,075	1,875	2,50	Ok
RDC	65*65	17,85	0,06	11,42	0,075	1,875	2,50	Ok

### VI.2.6 Ferrailage transversale des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du [3] et [1] ; elles sont données comme suit :

- Selon le règlement [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_c}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.
- Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.
- Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le règlement [3]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_c}$$

Avec :

- A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

## Chapitre VFerrailage

- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.
- $T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.
- $f_c$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- $h$ : Hauteur totale de la section brute.
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2,5$  ..... si  $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$  ..... Si  $\lambda_g < 5$

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15\text{cm})$  ..... Zone nodale (zone IIa).
- $S_t \leq 15\emptyset$  ..... Zone courante (zone IIa).
- $\emptyset_1$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.
- $\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$
- $a$  : Dimension de la section droite du poteau.
- $L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_c = 400\text{MPa}$  (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau 80.** Espacements maximums des armatures transversales des poteaux.

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	$\emptyset_1$ (mm)	$S_t$ (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
8	45*45	4T16+8T14	16 et 14	10	15
7	50*50	4T16+8T14	16 et 14	10	15
6	50*50	4T16+8T14	16 et 14	10	15
5	50*50	4T16+8T14	16 et 14	10	15
4	55*55	16T14	14	10	15
3	55*55	16T14	14	10	20
2	55*55	16T14	14	10	20
1	60*60	16T16	16	10	20
RDC	65*65	16T20	20	10	20

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau 81.** Choix des armatures transversales des poteaux.

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>r</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
8 <sup>eme</sup>	45x45	2.49	5.53	2.5	46,65	N	10	0.647	4T8	2,01
						C	15	0.971	4T8	2,01
7 <sup>eme</sup>	50x50	2.49	4.98	3,75	35,99	N	10	0.674	4T8	2,01
						C	15	1.01	4T8	2,01
6 <sup>eme</sup>	50x50	2.49	4.98	3,75	36,21	N	10	0.678	4T8	2,01
						C	15	1.018	4T8	2,01
5 <sup>eme</sup>	50x50	2.49	4.98	3,75	31,89	N	10	0.59	4T8	2,01
						C	15	0.896	4T8	2,01
4 <sup>eme</sup>	55x55	2.49	4.52	3,75	36,10	N	10	0.615	4T8	2,01
						C	15	0.923	4T8	2,01
3 <sup>eme</sup>	55x55	2.49	4.52	3,75	31,66	N	10	0.539	6T8	3,01
						C	20	1.079	6T8	3,01
2 <sup>eme</sup>	55x55	2.49	4.52	3,75	27,46	N	10	0.468	6T8	3,01
						C	20	0.936	6T8	3,01
1 <sup>eme</sup>	60x60	2.49	4.15	3,75	29,21	N	10	0.456	6T8	3,01
						C	20	0.912	6T8	3,01
RDC	65x65	2.49	3.83	3,75	17,85	N	10	0.257	6T8	3,01
						C	20	0.597	6T8	3,01

### VI.2.7 Ferrailage des poteaux du sous-sol

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné

$$\text{par : } A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_c}$$

Avec :

- N<sub>u</sub> : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.
- γ<sub>b</sub> : Coefficient de sécurité du béton tel que ⇒ γ<sub>b</sub> = 1,5 situation durable ou transitoire.
- γ<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité de l'acier tel que ⇒ γ<sub>s</sub> = 1,15 situation durable ou transitoire.
- α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6 (50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- Poteau carré  $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- $B$  : Section du poteau ( $B = a \times b$ ).
- La longueur de flambement  $L_f = 0,7l_0$ .
- $i$  : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .
- $f_{C28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours  $f_{C28} = 25$  MPa.
- $f_e$  : contrainte limite élastique des aciers  $f_e = 400$  MPa.
- $Br$  : la section réduite d'un poteau obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que  $Br = (a-0,02)^2$  [m<sup>2</sup>].

### VI.2.7.1 Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de :  $N_u$  (RDC)=**2871,84Kn**

- o Plancher RDC ..... 5.98 x 31.27 = 186.99kN
- o Poids de la poutre principale..... 0,45 x 0.30 x 25 x 2.6 = 8.77kN
- o Poids de la poutre secondaire ..... 0,4 x 0.30 x 25 x (2.47) = 7.41kN
- o Poids du poteau .....  $(5.07-0,3) \times (0,65)^2 \times 25 = 50.38$ kN

---

**G = 253.55kN**

✓ Surcharge d'exploitation :  $Q_{RDC} = 1.5 \times 31.27 = 46.9$ kN

**$Q_{Total} = 46.905$  KN**

$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 412.65$  kN

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

✓  $N_u$  (ss) =  $N_u$  (RDC) +  $N_{u1} = 3284.49$ kN

### VI.2.7.2 Calcul du ferrailage

Le sous-sol est de section carrée :  $B = 65 \times 65$  cm<sup>2</sup>

$$\left[ \begin{array}{l} i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 18.76 \text{ cm} \quad , \quad \lambda = \frac{0.65 \times 5.07 \times 10^2}{18.76} = 17.56 < 50 \\ \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.809 \quad , \quad Br = (65 - 2)^2 = 3969 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

D'où :

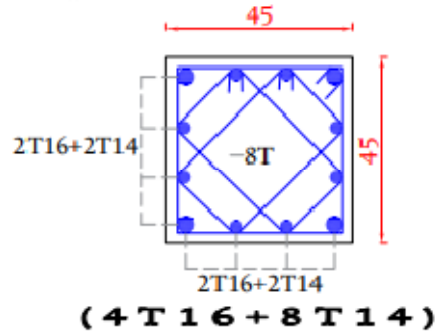
$$A_s \geq \left( \frac{3284.49 \times 10^3}{0.809} - \frac{3969 \times 10^2}{0.9} \times \frac{25}{1.5} \right) \frac{1.15}{400} = -94.58 \text{ cm}^2 A_s < 0$$



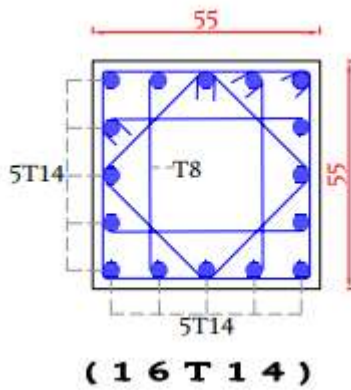
$$A_s^{\min} = 0,8 \% B \quad A_s = A_s^{\min} = 33,8 \text{ cm}^2$$

**Tableau 82.**Ferrailage des poteaux du sous-sol.

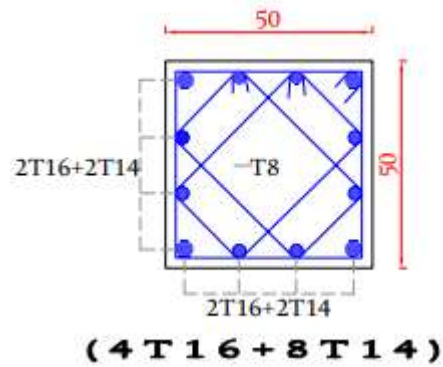
Type du poteau	Section (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
Poteau de sous-sol	65x65	16T20	50,24



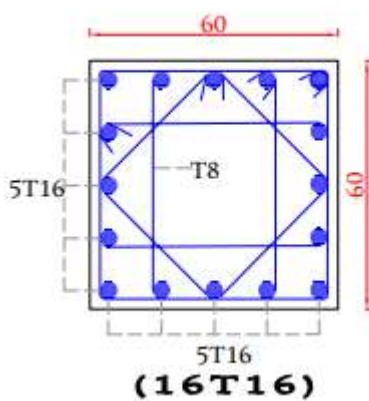
**Figure 63.** Poteau de niveau :8<sup>ème</sup> étage



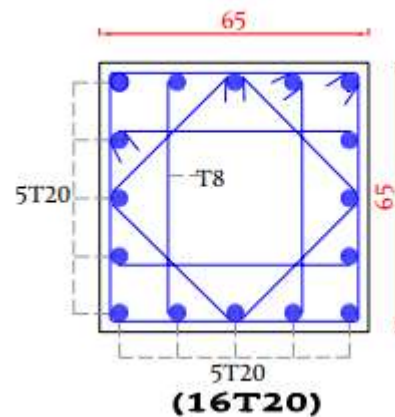
**Figure 64.** 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage



**Figure 65.** 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage



**Figure 66.**1<sup>ème</sup> étage. **Figure 67.** RDC et Sous-sol



### VI.3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

#### VI.3.1 Les Combinaisons de Charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

✓ **Combinaisons Situation durable [3] :**

- E.L.U :  $1.35 G + 1.5 Q$
- E.L.S:  $G + Q$

**NB** ; dans notre cas en utilisée la combinaison qui donne l'effort la plus sollicitée (ELU).

✓ **Combinaisons Situation accidentelle [1] :**

- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm E$ 
  - G : charge permanente.
  - Q : charge d'exploitation.
  - E : charge sismique.

**NB** ; dans notre cas en utilisée la combinaison qui donne l'effort la plus sollicitée ( $G+Q+E$ ).

#### VI.3.2 Recommandations :

✓ **Armatures longitudinales [1] :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

- 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section du béton en zone courante.
  - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\Phi$  en zone IIa.

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La quantité d'armatures "  $A_t$  ", est donnée par :  $A_t = 0.003 \times St \times L$

- L : longueur de la poutre.
- $S_t$  : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :
 
$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4}; 12 \varphi \right] \dots\dots\dots (\text{Zone nodale}). \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots (\text{Zone courante}). \end{array} \right.$$
- h : hauteur de la poutre.
- $\varphi$  : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes

✓ **Situation durable**

- Béton :  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 14,2$  MPa.
- Acier :  $\gamma_s = 1,15$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 348$  MPa.

✓ **Situation accidentelle**

- Béton :  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 18,48$  MPa.
- Acier :  $\gamma_s = 1$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 400$  MPa

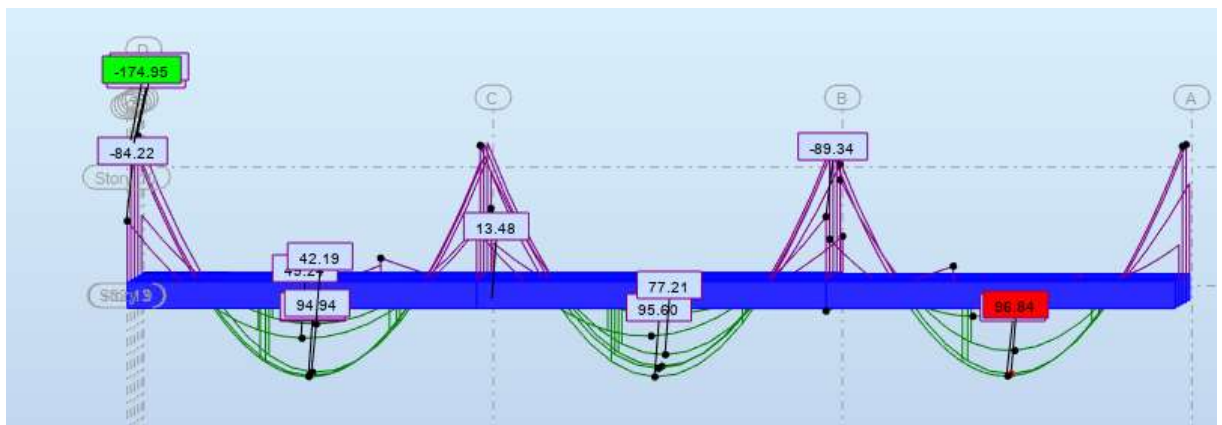
**VI.3.3 Calcul du ferrailage :**

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par [6]. On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre principale 30x45 (cm<sup>2</sup>)
- Poutre secondaire 30x40 (cm<sup>2</sup>)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel [6] pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

**VI.3.3.1 Poutre principale (30x45)**



**Figure 68.**Diagramme des moments sur appui et travée.

VI.3.3.1.1 Situation durable

✓ Combinaison : ELU : 1,35G+1,5Q

Tableau 83.Ferrailage des poutres principales à l'ELU.

Poutres du plancher	Section(cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KNm)	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(Cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (Cm <sup>2</sup> )
Terrasse	30x45	Travée	96.84	5.5	0	6.75
		Appuis	-174.95	5.9	0	6,75
Etages courants	30x45	Travée	96.79	5.5	0	6,75
		Appuis	-195.61	10.9	0	

VI.3.3.1.2 Situation accidentelle

✓ Combinaison G+Q ± E

Tableau 84.Ferrailage des poutres principales à G+Q ± E.

Poutres du plancher	Section (Cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KNm)	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(Cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (Cm <sup>2</sup> )
Terrasse	30x45	Travée	72.8	3.6	0	6,75
		Appuis	-154.07	7.9	0	6,75
Etages courants	30x45	Travée	151.38	7.5	0	6,75
		Appuis	-177.99	9	0	6,75

✓ Combinaison 0,8G ± E

Tableau 85.Ferrailage des poutres principales a 0,8G ± E

Poutres du plancher	Section (Cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	30x45	Travée	61.56	3	0	6,75
		Appuis	-114.58	5.7	0	6,75
Etages courants	30x45	Travée	146.52	7.3	0	6,75
		Appuis	-136.76	6.8	0	6,75

VI.3.3.3 Choix des armatures :

Tableau 86.Choix des armatures pourles poutres principales.

Poutres du plancher	Section (Cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>mx</sup> (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>mx</sup> (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	30x45	Travée	5.5	6,75	54	81	4T16+2T14	11.12
		Appuis	7.9				4T16+2T14	
Etages courants	30x45	Travée	7.5	6,75	54	81	4T16+2T14	11.12
		Appuis	10.9				4T16+2T14	

**VI.3.3.2 Poutre secondaire (30x40)**

**VI.3.3.2.1 Situation durable**

✓ **Combinaison : ELU : 1,35 G+1,5Q**

**Tableau 87.**Ferrailage des poutres secondaires l'ELU.

Poutres du plancher	Section (Cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (KNm)	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (Cm <sup>2</sup> )
Terrasse	30x40	Travée	16.27	1.3	0	6
		Appuis	-33.04	2.6	0	6
Etages courants	30x40	Travée	24.78	1.9	0	6
		Appuis	-50.75	4.1	0	6

**VI.3.3.2.2 Situation accidentelle**

✓ **Combinaison : G+Q ± E**

**Tableau 88.** Ferrailage des poutres secondaires G+Q ± E.

Poutres du plancher	Section(cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (Cm <sup>2</sup> )
Terrasse	30x40	Travée	29.25	2	0	6
		Appuis	-59.33	4.1	0	6
Etages courants	30x40	Travée	57.58	4	0	6
		Appuis	-80.43	5.7	0	6

✓ **Combinaison 0,8G ± E**

**Tableau 89.**Ferrailage des poutres principales a 0,8G ± E

Poutres du plancher	Section (Cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (Cm <sup>2</sup> )
Terrasse	30x40	Travée	27.85	1.9	0	6
		Appuis	-56.41	3.9	0	6
Etages courants	30x40	Travée	56.39	3.9	0	6
		Appuis	-85.01	6	0	6

**VI.3.3.2.3 Choix des armatures**

**Tableau 90.**Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Poutres du plancher	Section (Cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>mx</sup> (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>mx</sup> (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	30x40	Travée	2	6	48	72	4T14	6.15
		Appuis	4.1				4T14	6.15
Etages courants	30x40	Travée	4	6	48	72	4T14	6.15
		Appuis	6				4T14	6.15

**VI.3.4 Condition de non fragilité**

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

**Tableau 91.**Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(choisi)</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (Cm <sup>2</sup> )	Vérification
PP (30x45)	11.12	1.46	Vérifiée
PS (30*40)	6.15	1,30	Vérifiée

**VI.3.5 Vérification de L'ELS**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M<sub>ser</sub>, N<sub>ser</sub>), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données [2] :

✓ **Béton**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

✓ **Acier**

- Peu nuisible : Pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} = \min \{2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta ft28})\}$
- Pour une fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} = 0,8 \min \{2/3f_e; \max (f_e/2; 110\sqrt{\eta ft28})\}$

Où :

- $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

- On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

**VI.3.5.1 Poutre principale (30x45)**

**Tableau 92.**Vérification des poutres principales à l'ELS.

Poutres du plancher	Position	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (Cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Observation
Terrasse	Travée	70.74	7.2	6T14	9.24	8.2	15	98.39	201,63	Vérifiée
	Appuis	-128.02	13.5	3T20+3T16	15.45	14.12		181.4		Vérifiée
Etages courants	Travée	70.74	7.2	6T14	9.24	5.85	15	70.26	201,63	Vérifiée
	Appuis	-141.81	15	3T20+3T16	15.45	11.67		140.06		Vérifiée

**VI.3.5.2 Poutre secondaire (30x40)**

**Tableau 93.** Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

Poutres du Plancher	Position	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (Cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Observation
Terrasse	Travée	11.81	1.8	4T14	6.15	4.58	15	23.05	201,63	Vérifiée
	Appuis	-32.99	5.3	4T14	6.15	5.64		21.9		Vérifiée
Etages courants	Travée	10.28	1.6	4T14	6.15	4.28	15	15.42	201,63	Vérifiée
	Appuis	-9.22	1.4	4T14	6.15	5.27		13.83		Vérifiée

**VI.3.6 Vérification de l'effort tranchant**

✓ Vérification de la Contrainte de Cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

- T<sub>u</sub> : l'effort tranchant maximum.
- b : Largeur de la section de la poutre.
- d : Hauteur utile.
- $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable)

**Tableau 94.** Vérification de l'effort tranchant.

Poutres du plancher	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
Terrasse	P.P (30x45)	133.01	1,09	2,5	OK
	P.S (30x40)	60.42	0.55	2,5	OK
Etages courants	P.P (30x45)	117.89	0.97	2,5	OK
	P.S (30x40)	76.3	0.70	2,5	OK

**VI.3.7 Calcul des armatures transversales**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE400 (f<sub>e</sub>=400 MPa).

Selon le règlement [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{c28}K}{0,8f_c} \quad (K=1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_c}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

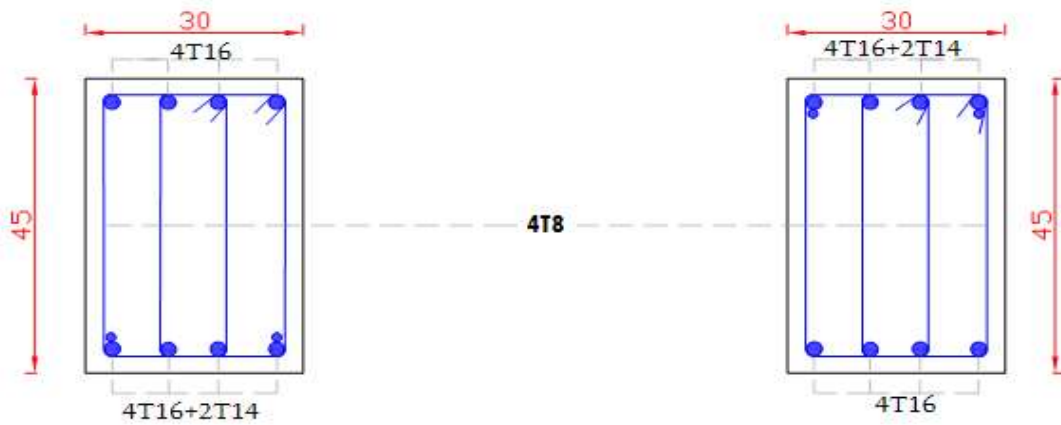
**Selon le règlement [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\varphi_l \right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec : } \varphi_l \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

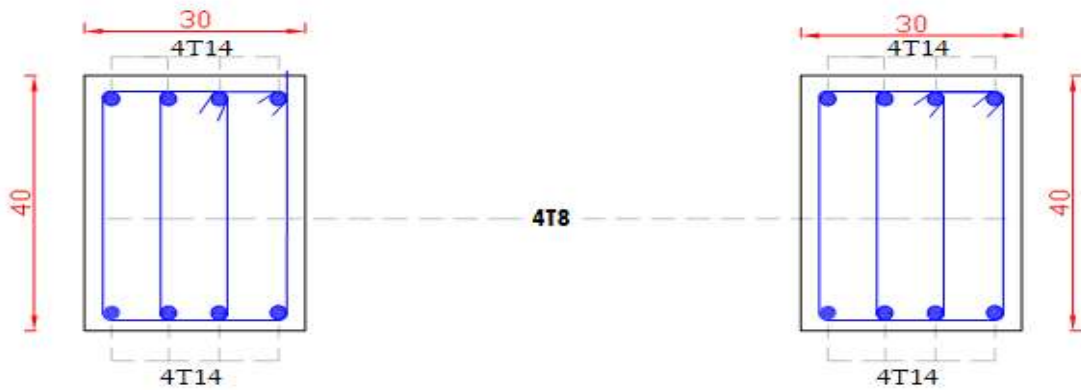
**Tableau 95.**Calcul des armatures transversales.

Section	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (Cm)		A <sub>t</sub> <sup>nmx</sup> (Cm <sup>2</sup> )	Choix
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC	ZN	ZC		
P.P (30x45)	133.01	1,09	40	11.25	22.5	10	15	1.35	4T8
P.S(30x40)	76.3	0.7	36	10	20	10	15	1,35	4T8

**VI.3.8Schéma de ferrailage des poutres :**



**Figure 69.**Schéma de ferrailage des poutres principales



**Figure 70.**Schéma de ferrailage des poutres secondaire



## VI.5 Voiles

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé. et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

### On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes :

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements [2] et [1].

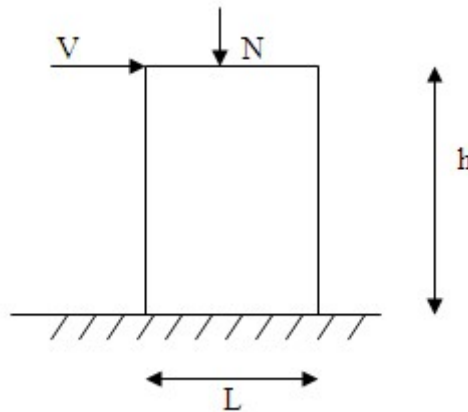
#### VI.5.1 Ferrailage des voiles

Le ferrailage de ces voiles est déterminé par la méthode des contraintes.

##### VI.5.1.1 Procédure de ferrailage des trumeaux

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



**Figure 71.** Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ )  
et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties  
et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

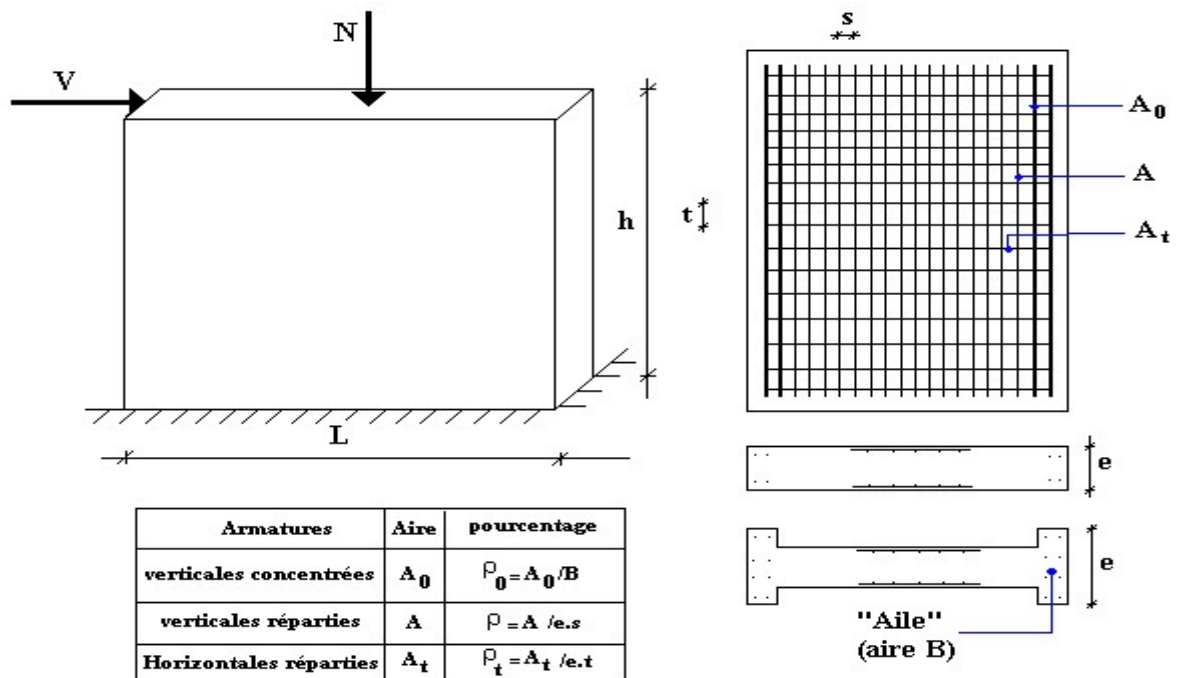


Figure 72. Schéma d'un voile pleine et disposition du ferrailage.

## VI.5.2 Préconisation du [2]

### VI.5.2.1 Justifications sous sollicitations normales

✓ **Conditions d'application :**

- La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  Pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  Pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  Pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $r$  :  $r \geq 3a$

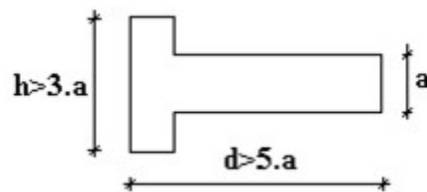


Figure 73. Définition de l'élément mur

✓ **Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :

$l$ : La hauteur libre du mur;

$l_f$ : La longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

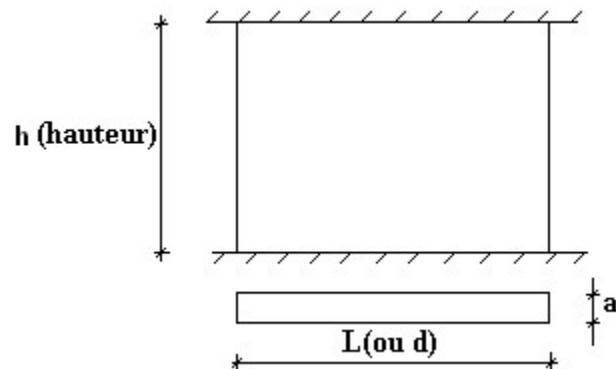


Figure 74. Mur encasté

## Chapitre VFerrailage

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

**Tableau 96.** Valeurs de  $(l_f/l)$ .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élançement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

### VI.5.2.2 Effort de compression en ELU

Soient :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en (b)

$a$ : épaisseur du voile

$d$ : longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

**Tableau 97.** Calcul de  $\sigma_{ulim}$

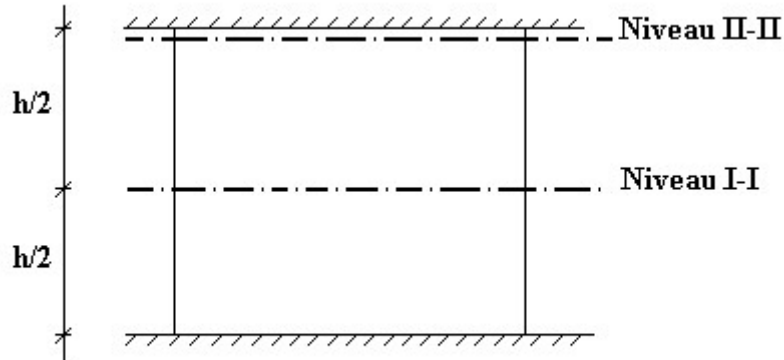
	Notation	Unités	Voiles armé verticale- ment	Voile non armé vertica- lement
<b>Elancement</b>	$\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<b>Section réduite</b>	$B_r$	$M^2$	$d(a-0,02)$	
<b>Pour <math>\lambda \leq 50</math></b>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<b>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></b>			$0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$	
<b>Effort limite ELU</b>	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
<b>Contraintes li- mites</b>	$\sigma$	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

**Remarque :**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$  que nous appellerons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant

que le béton est non armé ou armé.

✓ **Niveaux de vérification :**



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**VI.5.2.3 Aciers minimaux**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a.

**VI.5.2.4 Aciers verticaux, aciers horizontaux**

**Tableau 98.** Aciers verticaux et horizontaux.

	<b>Aciers verticaux</b>	<b>Aciers horizontaux</b>
<b>Espace-ment maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2 a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$
<b>Pourcentage minimal</b>	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{vMax}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

**VI.5.2.5 Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\phi_l$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\text{lim}}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\phi_t$ )

**Tableau 99.** Aciers transversaux.

	<b>Nombres d'armatures transversales</b>	<b>Diamètre <math>\phi_t</math></b>
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par $\text{m}^2$ de voile	6mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espace-ment $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$		8mm

✓ **Cisaillement**

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0,05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$ )

✓ **méthode simplifiée basée sur les contraintes : (calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicitées en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées ( $\sigma$ ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

- **Zone comprimée**

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression

- **Zone tendue**

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :  $F_T$  : force de traction.

$e$  : épaisseur du voile.

$l_m$  : longueur de la section considérée (ici maille).

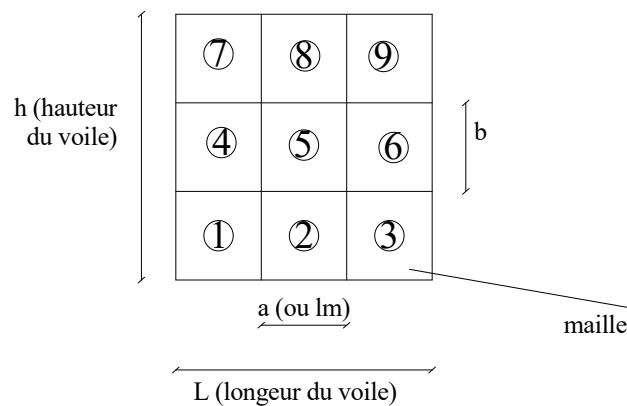
Cette contrainte entraîne une section d'acier  $A_s$  tel que :  $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport ( $a/b$ ) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité



**Figure 75.** Discretisation d'un voile en élément (maille) coque.

### VI.5.2.6 Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_1$  Est donnée par les résultats du logiciel **ROBOT**.

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$ ,

$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau),

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}).$$

### VI.5.2.7 Aciers supplémentaires et dispositions constructives

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

**Tableau 100.** Aciers supplémentaires.

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm <sup>2</sup>	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

## VI.5.3 Préconisation du règlement [1]

### VI.5.3.1 Aciers verticaux

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



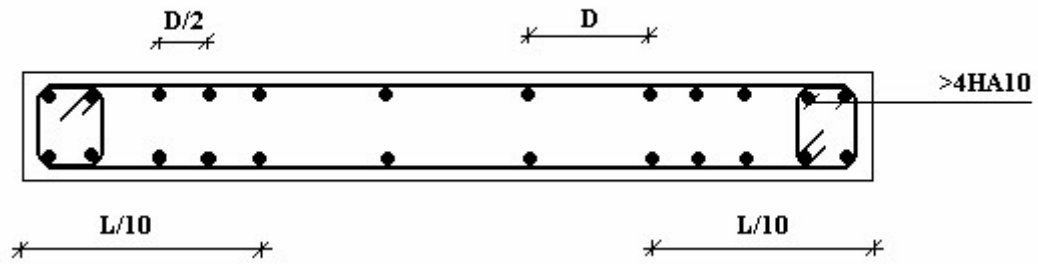


Figure 76. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### VI.5.3.2 Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

### VI.5.3.3 Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0.15%
  - En zone courante 0.10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- 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.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### VI.5.4 Exemple de calcul V<sub>1</sub>

Soit le voile de longueur

$$L = 4 \text{ m}$$

$$a = 0.20 \text{ m (épaisseurs)}$$

$$h_e = 3.57 \text{ m (hauteur de RDC)}$$

#### ✓ Contraintes limites

Pour une hauteur d'étage de 3,57 d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 3.57 - 0.45 = 3.12 \text{ m} \quad (0.45 \text{ m : hauteur de la poutre})$$

#### Remarque :

- $\sigma_{ba} = 10,48 \text{ MPa}$  correspondant à  $A_s = 0,1\%$  de  $B_r$
- $A_s = 1,60 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

**Tableau 101.** Calcul de  $\sigma_{ba}$  pour l'exemple (V1).

	Unité	Béton armé
Longueur de flambement $l_f$	m	$0.80 * 3.12 = 2.49$
Elancement $\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.20} = 43.12$
Coefficient $\alpha$		0.652
Section réduite $B_r$ (par ml) Avec $d = 1 \text{ m}$	M <sup>2</sup>	0,16
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$	MPa	$\sigma_{ba} = \frac{0.652}{0.2 \times 1} \left[ \frac{0.18 \times 25}{0.9 \times 1.15 \times A_s} \frac{400}{1} \right]$ $\sigma_{ba} = 10.48 \text{ Mpa}$

✓ **Armatures de traction :**

**Tableau 102.** Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).

Maille $L_i=0,8\text{ m}$	1	2	3	4	5
<b>Dimensions (m<sup>2</sup>)</b> $(a \cdot l) = S_i$	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
<b>Contrainte moyenne par maille <math>\sigma_j</math>(MPa)</b>	2,78	0,64	0,24	1,00	3,23
<b>Force de traction <math>F_t</math>(MN) = <math>\sigma_j S_j</math></b>	0,44	0,1	-0,03	0,16	0,516
<b>Section d'acier (cm<sup>2</sup>)</b> $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ <b>(situation accidentelle <math>\gamma_s=1</math>)</b>	10,28	2,35	0,88	3,70	11,95
<b>Aciers minimaux (cm<sup>2</sup>)</b> <b>1. Selon BAEL:</b> <b>0,1% <math>S_{\text{béton}}</math></b>	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
<b>2. Selon RPA99:</b> <b>0,15% <math>S_{\text{béton}}</math></b>	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4
<b>choix</b>	2x5T12	2x4T10	2x4T10	2x4T10	2x6T12
<b><math>A_{v \text{ adopté}}</math></b>	11,30	6,28	6,28	6,28	13,57
<b><math>S_i</math> : espacement (cm)</b>	17	20	20	20	14
<b>L'espacement (cm) <math>\leq</math></b>	27	27	27	27	27

✓ **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) [1]**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot l$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,6(200)(800)}{400} 1,4 = 909,22 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 9,09 \text{ cm}^2$$

• **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad S_{t \text{ min}} = 270 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4(1,6)(200)(270)}{(0,8)(400)(0,8)} = 4,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{\text{Section d'acier vertical de la bande la plus armée}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (13,57) = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \text{ min}} = (0,15\%) a \cdot l = \frac{0,15}{100} (0,18)(0,82) = 2,21 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\text{min}}) = 9,05\text{cm}^2$$

Soit :  $2 \times 5\text{HA}12 = 11,31\text{cm}^2$

Avec :  $s_t = \frac{80}{5} = 16 \text{ mm}$

Les résultats de ferrailage des voiles sont regroupés dans les tableaux suivants :

### VI.5.5 Voile V1

✓ **Aciers verticaux**

e = 20 cm; L = 4 m.

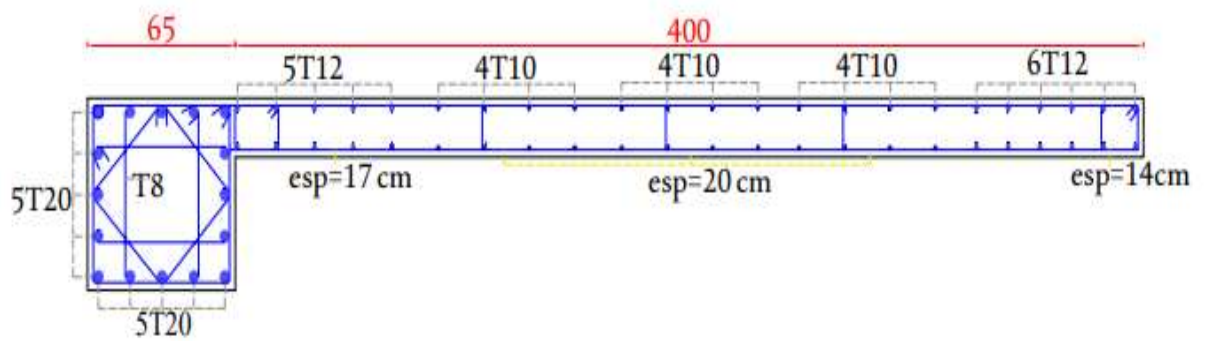
**Tableau 103.** Calcul des armatures du voile .

Hauteur (m)	maille	$L_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{v\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
RDC - 1 <sup>ère</sup>	1	0,8	0,16	2,87	0,44	10,28	2x5T12	11,30	17
	2	0,8	0,16	0,64	0,1	2,35	2x4T10	6,28	20
	3	0,8	0,16	0,24	0,03	0,88	2x4T10	6,28	20
	4	0,8	0,16	1,00	0,16	3,70	2x4T10	6,28	20
	5	0,8	0,16	3,23	0,516	11,95	2x6T12	13,56	14
2 <sup>ème</sup> - 5 <sup>ème</sup>	1	0,8	0,16	1,58	0,234	5,85	2x4T10	6,28	20
	2	0,8	0,16	0,17	0,03	0,63	2x4T10	6,28	20
	3	0,8	0,16	0,43	0,11	0,5	2x4T10	6,28	20
	4	0,8	0,16	0,37	0,05	1,37	2x4T10	6,28	20
	5	0,8	0,16	1,74	0,258	6,44	2x4T12	9,04	20
6 <sup>ème</sup> - 8 <sup>ème</sup>	1	0,8	0,16	0,08	0,27	5,77	2x4T10	6,28	20
	2	0,8	0,16	0,36	0,05	0,56	2x4T10	6,28	20
	3	0,8	0,16	0,52		0,3	2x4T10	6,28	20
	4	0,8	0,16	0,40	0,05	1,8	2x4T10	6,28	20
	5	0,8	0,16	0,13	0,03	3,88	2x4T10	6,28	20

✓ **Aciers horizontaux**

**Tableau 104.** Calcul des aciers horizontaux des voiles.

Niveaux	$\tau_u$ (Mpa)	$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
(RDC, 1 <sup>er</sup> )	1,65	4,72	9,05	2,25	18,46	2×6T14	18,46	10
(2 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> )	1,24	4,47	13,57	2,25	13,75	2×7T12	15,83	10
(6 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> )	1,11	4,00	9,42	2,25	9,42	2×6T10	9,42	10



**Figure 77.** Schéma ferrailage des voiles.

## VI.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculé le ferrailage des éléments nécessaires de notre structure concernant les poteaux, les poutres et les voiles à partir du logiciel « **EXPERT ROPOT** », et ce, après avoir déterminé les moments, les efforts et les contraintes à partir du logiciel « **ROBOT** ».

Nous allons présenter les résultats comme suit :

- ✓ Nous adopterons pour les poteaux de sous-sol et RDC le même ferrailage de 16T20, et la 1<sup>er</sup> niveau 16T16 et à partir du 2<sup>eme</sup> jusqu'au 4<sup>eme</sup> niveau avec un ferrailage de 16T14 et à partir du 5<sup>eme</sup> jusqu'au 8<sup>eme</sup> niveau un ferrailage de 4T16+8T14. (Voir la figure 63 à 67)
- ✓ Pour le choix final du ferrailage des poutres nous retrouvons :
  - Poutres Principales : travée : 4T16+2T14.  
Appuis : 4T16+2T14.
  - Poutres secondaires : travée et appuis : 4T14.

Toutes les sections des voiles travaillent comme des sections partiellement comprimées :

- ✓ Dans le ferrailage des trumeaux nous utilisons le principe de fixation d'espacement entre les barres des aciers principales dans la zone tendue qui est de 10cm et espacement des barres de zone comprimée à 20cm ; avec ce principe nous avons calculé les sections d'acier par la méthode des contraintes.

## VI.1 Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations :

- Fondation superficielle :
  - Semelle isolée
  - Semelle filante
  - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

## VI.2 Choix du type de fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer :

- Contrainte du sol ( $\sigma_{sol}$ ). L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,5 bars.
- La classification du sol.
- Les efforts transmis à la base.

✓ **Remarque**

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> de ciment.

## VI.3 Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On choisit une fondation par les semelles filantes et/ou radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation

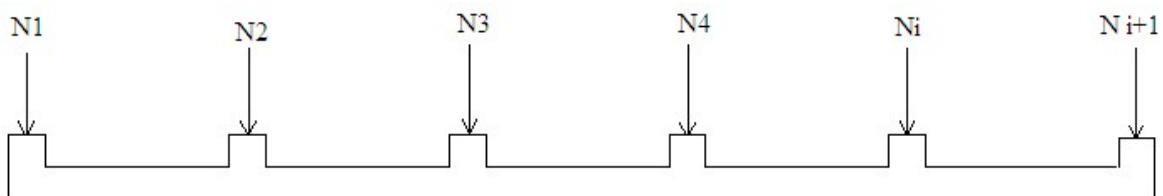
### VI.3.1 Semelles filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres, de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ( $S_s / S_b < 50 \%$ )



**Figure 78 : Semelle filante.**

On doit vérifier que :  $S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$

Tel que :

- $N = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux.
- $S = B \times L$
- $B$  : Largeur de la semelle.
- $L$  : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow \frac{N}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

**Tableau105 : Sections des semelles filantes.**

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B <sup>choisie</sup> (m)	S (m <sup>2</sup> )
1	7922.48	18.1	1.75	1.90	34.39
2	9509.44	18.1	2.101	2.20	39.82
3	11042.32	18.1	2.44	2.60	47.06
4	10491.73	18.1	2.31	2.40	43.44
5	8820.89	18.1	1.94	2	36.2
6	6875.37	12.2	2.25	2.40	29.28

$$S_s = 34.39 + 39.82 + 47.06 + 43.44 + 36.2 + 29.28 = 230,19 \text{ m}^2$$

$$0,5 S_b = 0,5 \times 453.4 = 226,7 \text{ m}^2$$



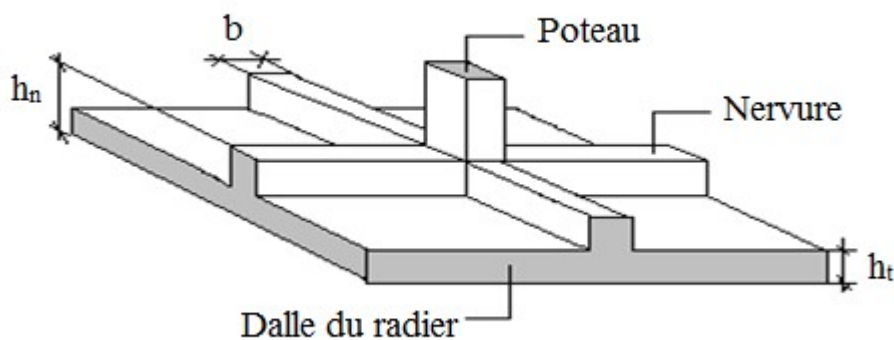
$$S_s = 230.19 \text{ m}^2 > 0,5 S_b = 226.7 \text{ m}^2$$

La condition n'est pas vérifiée, alors il est préalable d'opter pour un **radier général nervuré**.

### VI.3.2 Radier nervuré

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



**Figure 79** : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

#### VI.3.2.1 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que :  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

- $S_{\text{rad}}$  : Surface en plan du radier :  $S = \sum S_i = 452.59 \text{ m}^2$
- $S_{\text{débr}}$  : Surface du débord (0,50 m ajouté sur tous le périmètre) :  $S_{\text{débr}} = 44.10 \text{ m}^2$
- $S_b = S_{\text{rad}} + S_{\text{débr}} = 496.69 \text{ m}^2$
- $\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$

Pour:  $N_{\text{ser}} = 13635.78 \text{ kn}$   
 $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bar}$

On trouve :  $S_{\text{nec}} \geq 418.53 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment  $S_b = 496.69 \text{ m}^2$

Calcul du rapport :  $\frac{S_{\text{nécessaire}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{418.53}{496.69} = 84 \% > 50\%$

Donc la surface totale du radier est :  $S_{\text{totale}} = 496.69 \text{ m}^2$

### VII.3.2.2 Prédimensionnement du radier nervuré

#### VII.3.2.2.1 Dalle du radier

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

✓ **Condition forfaitaire**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

- $L_{\max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 590\text{cm} \quad h_1 \geq 29.5\text{ cm}$$

On prend : **h = 50cm**

#### VII.3.2.2.2 Nervure :

✓ **Largeur de nervures**

- **Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{590}{10} = 59.0\text{cm}$$

On prend : **b = 70cm** dans les deux sens (x-x et y-y)

✓ **Hauteur des nervures**

- **Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10} \implies \text{On a : } L_{\max} = 5.9\text{ m}$$

On prend : **h<sub>n1</sub> = 60cm**

- **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique. L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire des poteaux de largeur 'a' non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à :  $(\pi/2 L_e + b)$

Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcul comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

Si l'entre axe des poteaux est supérieur à  $(\pi/2 L_e + b)$  le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

- **Application numérique**

On veut que :  $(\pi/2 L_e + b) \geq L_{\text{entre axe}}$

–  $b = 70 \text{ cm}$  (largeur du poteau)

–  $L_{\text{entre axe}} = 5.9 \text{ m}$

A partir de la formule on calcule la valeur de  $h$  :

$$\text{On aura : } h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3 K (L_e)^4}{E}}$$

–  $I$  : Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

–  $E$  : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E = 20000 \text{ MPa}$ ).

–  $K$  : Coefficient de raideur du sol ( $0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour  $K$  les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 \text{ (kg/cm}^3)$  → pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ (kg/cm}^3)$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ (kg/cm}^3)$  → pour un très bon sol.

On a choisi  $K = 4 \text{ (kg/cm}^3)$  pour un sol de densité moyenne.

$L_e = 5,95 \text{ m}$

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left( \frac{2 \times 5950}{\pi} \right)^4}{20000}} \Rightarrow h_2 \geq 107,29 \text{ cm} \Rightarrow \text{end : } \mathbf{h_{n2} = 110 \text{ cm}}$$

- **Condition de poinçonnement**

On doit vérifier la condition suivante [3] :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times U_c \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u = 4743,65 \text{ kN}$ )
- $U_c$  : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ( $U_c = 2[(a+b) + 2h]$ )
- $a, b$  : Dimensions du poteau du sous-sol ( $65 \times 65$ ).

$$N_u \leq 0,045 \times (4a+4h) \times h_{N3} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad h_{N3} \rightarrow 09,75 \text{ cm} \text{ On opte : } \Rightarrow$$

$$h_{n3} = 110 \text{ cm}$$

• **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :  $T_u = \frac{qL}{2}$  ;  $q = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times 1 \text{ ml}$

$N_u = N_{u1}$  (superstructure)

On a :

-  $N_u = 17716,44 \text{ Kn} [6]$

-  $S_{\text{radier}} = 496,69 \text{ m}^2$

-  $L_{\text{max}} = 5,90 \text{ m}$

-  $b = 0,70 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2S_{\text{radier}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{\text{radier}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau} \\ h \geq \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2S_{\text{radier}} \cdot b \cdot (0,9 \bar{\tau})} = 58,64 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \geq 58,64 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{opte : } \quad h_{n4} = 60 \text{ cm}$$

D'où :  $h_N \geq \max(h_{n1}; h_{n2}; h_{n3}; h_{n4})$  donc on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_N = 110 \text{ cm (sens x-x).} \\ h_N = 110 \text{ cm (sens y-y).} \end{array} \right.$$

Nous optons pour les dimensions de notre radier suivantes :

✓ Epaisseur de la dalle du radier :  $h_{\text{radier}} = 50 \text{ cm}$

✓ Les dimensions de la nervure:  $\left\{ \begin{array}{l} h_N = 110 \text{ cm (sens(x-x))} \\ h_N = 110 \text{ cm (sens(y-y))} \\ b = 70 \text{ cm} \end{array} \right.$

### VII.3.2.3 Caractéristiques géométriques du radier

✓ **Position du centre de gravité**

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 16,09 \text{ m} \\ Y_G = 13,88 \text{ m} \end{array} \right.$$

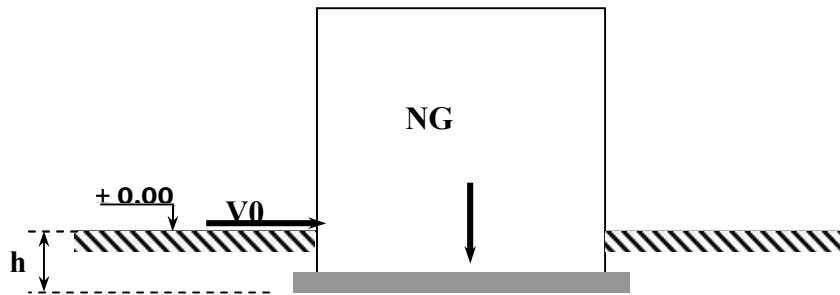
✓ **Moments d'inertie**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 20156,732 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 13887,838 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

### VII.3.2.4 Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement [1] :

On doit vérifier que :  $e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$



**Figure 80:** La charge verticale et l'effort tranchant

- N : Charge verticale permanente.
- $N = N_1 + N_2$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 17716.44 \text{ kN} \\ N_2 : \text{ Poids propre du radier.} \\ N_2 = \rho_b \times S \times h = 25 \times 496.69 \times 0,5 = 6921,625 \text{ kN} \\ N = 23925.065 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

- $M_r = \sum M_0$  (Moment de renversement dû aux forces sismique).
- $M_0$  : Moment à la base de la structure [6] :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 380.76 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = 301.351 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Avec :

$e_0$  : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.  
 $M_r$  : Moment de renversement dû aux forces sismique.  
 $N_r$  : effort normal de la structure

B : la largeur du radier.

**Suivant les sens xx :**

$$B_x = 25.01 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \frac{B_x}{4} = 6.25$$

**Suivant le sens yy :**

$$B_y = 18.1 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \frac{B_y}{4} = 4.52 \text{ m}$$

**Sens x-x**

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} = \frac{380.76}{23925.065} = 0.015 < \frac{B_x}{4} = 6.25 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Sens y-y**

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} = \frac{301.351}{23925.065} = 0.012 < \frac{B_y}{4} = 4.52 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

**VII.3.2.5 Calcul des contraintes**

Les contraintes du sol sont données par :  $N_{ser} = 13635.78 \text{ kn}$

**VII.3.2.5.1 Sollicitation du premier genre**

À l'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{13635.78}{496.69} = 27.45 \text{ kn} < \sigma_{ser} = 250 \text{ kn/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**VII.3.2.5.2 Sollicitation du second genre**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} v \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} v \end{cases}$$

On vérifier que

- $\sigma_1$  Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$
- $\sigma_2$  Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- $\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$  Reste toujours inférieur à  $1,33\sigma_{sol}$

✓ **ELU :**

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 17716.44 \text{ KN}$$

- M : le moment de renversement.
- $\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$

**Tableau106 : Contraintes sous le radier à l'ELU.**

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	150.09	149.48	149.94
<b>Sens y-y</b>	150.09	149.49	149.94
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

✓ **ELS :**

- $N_{ser} = 13635.78 \text{ kN}$
- $M$  : le moment de renversement.
- $\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$

**Tableau 107 : Contraintes sous le radier à l'ELS.**

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	109.75	109.31	109.64
Sens y-y	109.97	109.53	109.86
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Nous remarquons :

- Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

### VII.3.2.6 Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

- ✓ **ELU :**  $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 149.94 \text{ kn/m}^2$
- ✓ **ELS :**  $\sigma_s = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 109.64 \text{ kn/m}^2$

### VII.3.3 Ferrailage de la dalle du radier

#### VII.3.3.1 Détermination des efforts

- Si :  $0,4 < L_x / L_y \leq 1,0$ . La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.} \\ M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.} \end{array} \right.$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✓ **Panneau de rive**– **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x \\ M_{ty} = 0,85 M_y \end{cases}$$

– **Moment sur appuis**

$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x (\text{appui de rive}). \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x (\text{autre appui}). \end{cases}$$

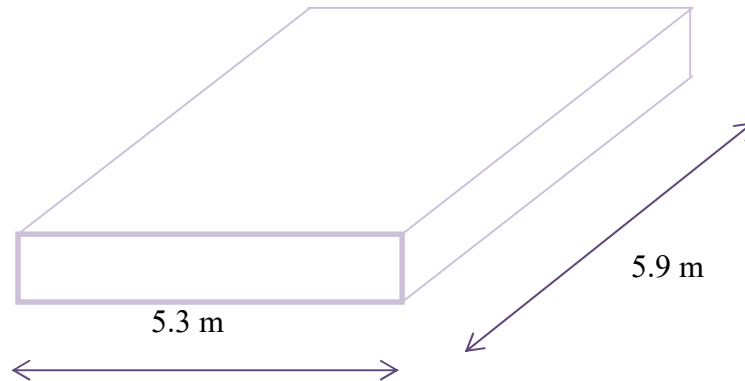


Figure 81 : Le panneau le plus sollicité.

✓ **Panneau intermédiaire**– **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x \\ M_{ty} = 0,75 M_y \end{cases}$$

– **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

- Si  $L_x / L_y < 0,4$  ; La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appuis :  $M_a = 0,5 M_0$

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

✓ **Valeur de la pression sous radier**• **ELU**

$$q_u = \sigma_u \cdot 1m = 149.94 \text{ kn/m}$$

• **ELS**

$$q_{ser} = \sigma_{ser} \cdot 1m = 109.86 \text{ kn/m}$$



### VII.3.3.2 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  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $v$ .

$v$ : Coefficient de poisson  $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [2]

$$\rho = 0,94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 218.69 \text{ kn. m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 189.41 \text{ kn. m}$$

A. Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 185.88 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 160.99 \text{ kNm}$$

B. Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 109.34 \text{ kNm}$$

### VII.3.3.3 Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_c = 400 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 45 \text{ cm}$$

**Tableau 108:** Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u$ (kN.m)	M	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$
Travée	x-x	185.88	0,101	0,133	42.60	19,67	9T20	28,26	14
	y-y	160.99	0,044	0,057	43,97	8,40	5T16	10,05	14
Appui	x-x	109.34	0.067	0.087	43,42	12,86	6T20	18,84	14
	y-y								

✓ **Espacement**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{tx} \leq \text{Min}(2h; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(100\text{cm}; 25\text{cm}) = 25\text{cm}, \text{ Pour les } A_s \text{ parallèle à } L_x. \\ S_{ty} \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}, \text{ Pour les } A_s \text{ parallèle à } L_y. \end{array} \right.$$

- **Sens x-x**

$$S_{ty} = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 25\text{cm}$$

On prend :  $S_t = 14\text{cm}$

- **Sens y-y**

$$S_{ty} = \frac{100}{7} = 14,28\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend :  $S_t = 14\text{cm}$ .

### VII.3.3.4 Vérifications nécessaires

- ✓ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 5,43\text{cm}^2 < 14,07\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- ✓ **Vérification des contraintes à l'ELS**

**Tableau 109:** Vérification des contraintes.

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	Y (cm)	I ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	136.19	21,98	14,24	20156.732	7,53	15	192,14	201,63	vérifie
	y-y	117.94	14,07	11,83	13887.838	3,65	15	170,13	201,63	vérifie
Appuis	x-x	69.38	14,07	11,83	13887.838	8,88	15	188,40	201,63	vérifie

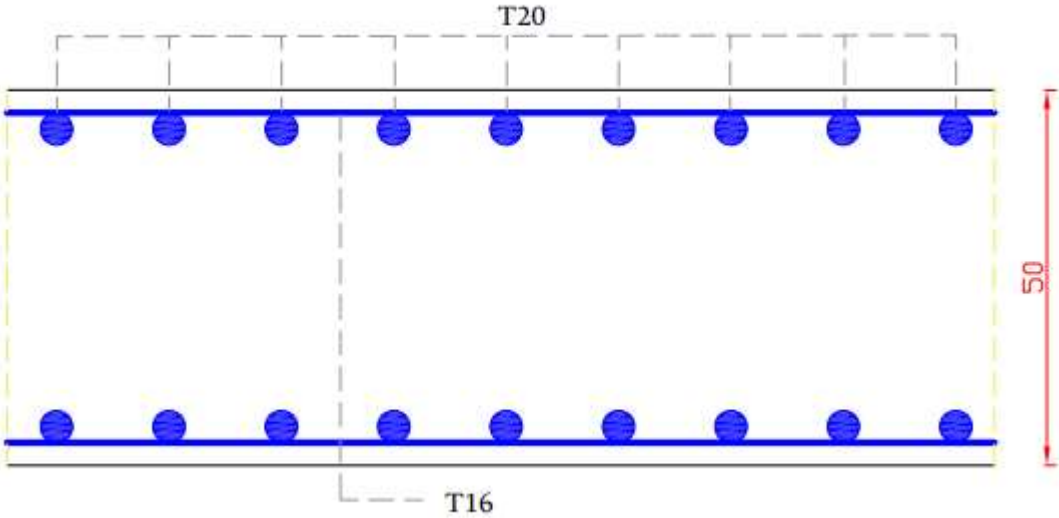


Figure 82 : Ferrailage de la dalle du radier.

### VII.3.4 Ferrailage des nervures

#### VII.3.4.1 Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire[2] :

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 \\ \text{Sur appuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{array} \right.$$

#### VII.3.4.2 Calcul des armatures

Les données :  $b = 70\text{cm}$  ;  $h = 110\text{cm}$  ;  $d = 99\text{cm}$  ;

✓ Sens porteur (y-y) = Sens non porteur (x-x)

$L = 5.9\text{ m}$  ;  $P = 149.94\text{ kN/ml}$  :

Tableau 110 : Ferrailage des nervures.

	$M_u$ (kNm)	M	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	554.56	0,140	0,190	91,46	29.3	8T20+ 2T16	32.15	9
Appuis	326.21	0,082	0,108	94,72	16.88	6T20+ 2T16	22.87	9

#### VII.3.4.3 Vérifications nécessaires

✓ Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 8,36\text{cm}^2 < 24,53\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau : Vérification des contraintes.

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérificat°
Travée	x-x	406.32	21.6	36,30	4009119,596	9,26	15	171.09	201,63	vérifier
	y-y	406.32	21.6	36,30	4009119,596	9,26	15	171.09	201,63	vérifier
Appuis	x-x	239.01	13.35	29,59	2732038,94	6,52	15	151.56	201,63	vérifier
	y-y	239.01	13.35	29,59	2732038,94	6,52	15	120.52	201,63	vérifier

Les contraintes dans les aciers sont vérifiées.

**VII.3.4.4 Ferrailage transversal**

- Selon le règlement [2]

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

- Selon le règlement [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_t\right) = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.} \quad \text{Avec : } \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_t; \frac{b}{10}\right) = 2,5\text{cm} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 55 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.} \end{array} \right.$$

Donnée :  $f_c=400\text{MPa}$  ;  $\tau_u=1,39 \text{ Mpa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$  ;  $b=70\text{cm}$  ;  $d=99\text{cm}$ . On trouve :

- $S_t=15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$  /  $S_t=20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$ .

**Tableau 111 : Ferrailage transversal et l'espace.**

	St(cm)	As <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	As <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Zone nodale	15	3,15	6T10	4,71
Zone courante	20	4,2	6T10	4,71

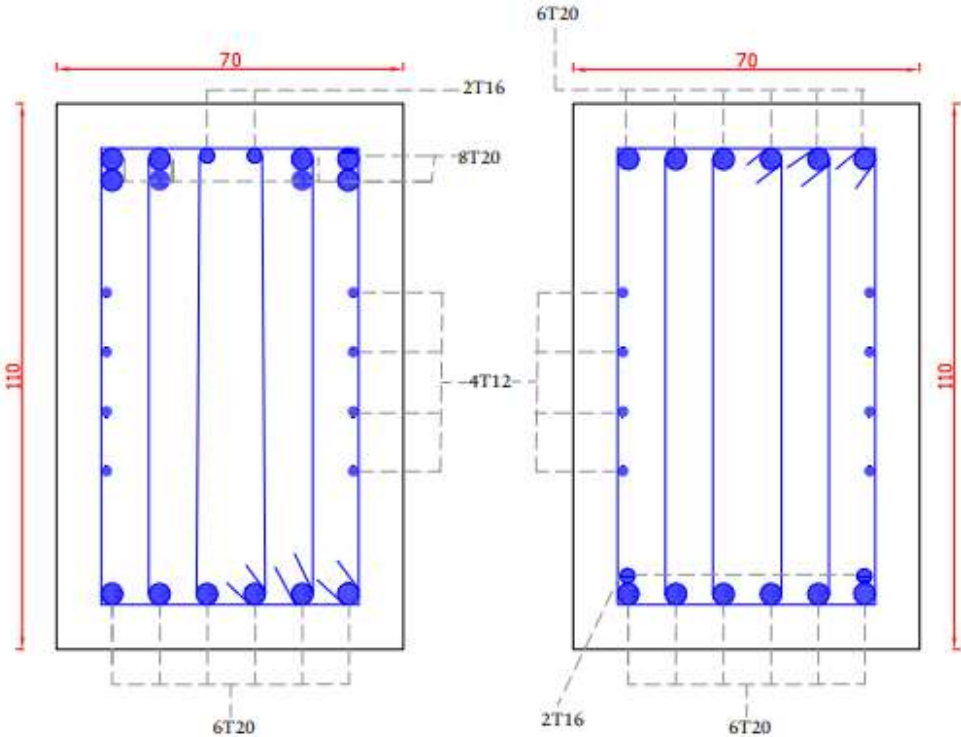
**VII.3.4.5 Armature de peau**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courants on a  $3\text{cm}^2/\text{m}$  pour les armatures de peau,  $A_p = 3\text{cm}^2/\text{m} \times 1,10 = 3,3\text{cm}^2$

(Fissuration préjudiciable)

Donc on prend : **4T12 = 4,52 cm<sup>2</sup>**



– Travée –

– Appuis –

Figure 83 : Ferrailage des nervures.

## VII.4 Conclusion

Nous avons obtenu une fondation superficielle radier nervuré car le site de la structure est meuble et la contrainte admissible égale 2,5bar. On a dimensionné et ferrillé ce radier, la nervure et le voile périphérique. Nous allons présenter les résultats comme suit :

- ✓ L'épaisseur du radier = 50 cm.
- ✓ La hauteur de nervure  $h_{NA} = 110\text{cm}$ .
- ✓ La largeur de nervure  $b = 70\text{cm}$

Le choix des sections aciers est le suivant :

- ✓ Radier :
  - Travée : sens x-x : 9T20,  $e_p = 14\text{cm}$ .
  - sens y-y : 5T16,  $e_p = 14\text{cm}$ .
  - Appuis : les deux sens : 6T20,  $e_p = 14\text{cm}$ .
  
- ✓ Nervure :
  - Travée : 8T20,  $e_p = 9\text{cm}$ .
  - Appuis : 2T16,  $e_p = 9\text{cm}$ .

### IV.1 Introduction

Le calcul sismique a pour but d'estimer la valeur caractéristique la plus défavorable de la réponse sismique et la taille de l'élément résistant pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de la structure. Toute structure située dans la zone sismique est sensible à l'excitation dynamique des propriétés sismiques au cours de sa durée de vie. Par conséquent, dans l'analyse et la conception sismique de la structure, il est essentiel de déterminer la réponse sismique de la structure. Par conséquent, le calcul sismique des bâtiments vise à évaluer les charges possibles dans le système structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts a été réalisée par [6] à l'aide de la méthode d'analyse modale spectrale, car les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étaient pas totalement satisfaites.

### IV.2 Etude dynamique

Au début de chaque analyse dynamique, il est toujours nécessaire de créer un modèle de calcul qui représente la structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un programme de calcul dynamique, qui permet de déterminer les modes propres de vibration et les forces générées par l'action sismique.

#### IV.2.1 Modélisation mathématique

La modélisation équivaut à exprimer un problème physique avec un nombre infini de degrés de liberté (D.D.L.) à travers un modèle à plusieurs degrés de liberté (D.D.L.). Complète et reflète fidèlement les paramètres du système d'origine, à savoir : masse, rigidité et amortissement.

Autrement dit, la modélisation consiste à trouver un mécanisme de simplification qui permette d'être au plus près du comportement réel de la structure, et de considérer au plus juste la masse et la rigidité (rigidité) de tous les éléments de la structure.

#### IV.2.2 Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques spécifiques de la structure sont obtenues à partir de systèmes non amortis et non sollicités, l'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (18)$$

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 caractéristiques dynamiques les plus importantes du système, à savoir la fréquence propre et le mode propre.

Chaque point de la structure se déplace harmoniquement autour de sa position d'équilibre. Ce qui est fait par :

$$\{X(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \phi) \dots\dots\dots (19)$$

Avec :

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

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \phi) \dots\dots\dots (20)$$

En substituant les équations (24) et (25) dans l'équation (23) ; on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \phi) = \{0\} \dots\dots\dots (21)$$

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

$$[K] - \omega^2 [M] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (22)$$

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  $\Delta_\omega$  est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0 \dots\dots\dots (23)$$

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

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en  $(\omega^2)$ .

Les (n) solutions  $(\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2)$  sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  tel que :

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

Pour chaque pulsation appropriée, il existe une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{A\}_i$  ou forme modale.

### V.2.3 Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes de l'analyse structurelle dynamique est la modélisation correcte de la structure.

Au vu de la complexité et de la quantité de calcul nécessaire à l'analyse de notre structure, la nécessité d'utiliser des outils informatiques est indispensable.

Dans le cadre de notre projet, nous avons choisi un logiciel informatique qui existe depuis plusieurs années et qui est à portée de main : c'est [6].

#### V2.3.1 Modélisation de la rigidité

Nous pensons que notre structure a  $p$  nœuds,  $y$  compris les  $n$  degrés de liberté entiers numérotés de 1 à  $n$ .

En général, chaque nœud a six degrés de liberté, le nombre  $n$ 'a donc pour valeur :

$n=6 \cdot p$ .

##### ✓ Les éléments de portique

Chaque poutre et chaque poteau de la structure a 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 différent niveaux (niveau  $i$  et niveau  $i+1$ ).

##### ✓ Les voiles

La voile est modélisée par Shell Eléments aux nœuds 04. Leurs fonctions sont les suivantes :

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

##### ✓ Les planchers

Les planchers sont modélisés par des diaphragmes indéformables dans leur plan.

#### V.2.3.2 Modélisation de la masse

La masse est calculée par l'équation  $(G + \beta Q)$  [1]. La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.

Le poids des planchers a été réparti sur les poutres.

En sélectionnant l'option (calcule), le robot calcule automatiquement les planchers et la masse totale de la structure à partir de la charge permanente et de l'activité de contrainte de la structure tel que  $\beta=0,2$  (bâtiment d'habitation,).

### V.2.3.3 Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique, vous aurez besoin de :

- Disposer les éléments de contreventement symétriquement dans la direction pour limiter la torsion globale.

Éloigner les éléments verticaux parallèles pour avoir un bras de levier de couple capable de résister à la force de torsion.

- Maximiser la largeur des éléments verticaux pour réduire la possibilité de distorsion horizontale.
- Empiler les éléments verticalement pour créer des panneaux assez constants ou s'étendant vers le bas.

## V.3 Etude sismique

### V.3.1 Stratégies du calcul sismique

Dès lors, le choix des méthodes de modélisation et de calcul de la structure doit avoir une approche objective a aussi fidèle que possible au comportement de l'ouvrage considéré, prenant en compte non seulement le type mais aussi les caractéristiques du matériau constitutif de l'ouvrage.

La détermination de la réponse structurelle peut être réalisée par trois méthodes de calcul dont le choix dépend du type de structure en fonction de la nature du stimulus dynamique, dont l'action est ainsi dirigée vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode statique équivalent :

L'équivalence statique fait référence à la substitution pour laquelle l'équivalence statique est censée produire

Le calcul statique peut être considéré comme une méthode dérivée de la simplification suivante :

- le mode de base est pris en compte uniquement.
- La déformation du mode de base est arbitrairement assimilée à droite pour les textures avec portiques et avec une pour les textures dans le mur.

- ✓ Méthode de l'Analyse modale spectrale :

C'est une question posée comme preuve de mouvement libre en mode propre et introduit un spectromètre mesurant la taille pour laquelle la valeur de la réaction est maximale.

- ✓ Méthode de l'Analyse temporelle :

A partir d'accéléromètres, il donne la valeur de réponse de la structure en fonction du temps.

#### Remarque :

On a utilisé la méthode spectrale car les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées pour notre ouvrage qui est irrégulier et sa hauteur dépasse 17m [1], alors nous utiliserons **la méthode de L'analyse modale spectrale.**

### V.3.2 Méthode dynamique modale spectrale

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- 1) Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

### V.3.3.Spectre de réponse

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

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

La représentation graphique du spectre de réponse est comme suit :

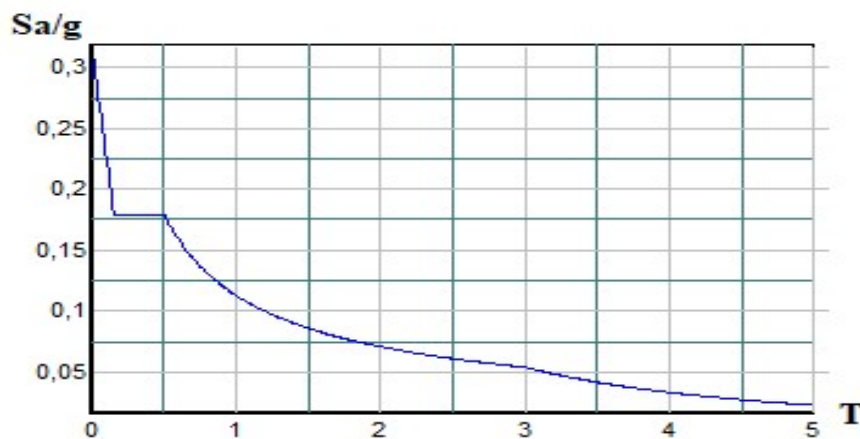


Figure 57.Spectre de réponse.

Avec :

- $g$  : accélération de la pesanteur.
- $A$  : coefficient d'accélération de zone.
- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- $T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q:Facture 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).

**V.3.3.1 Procédure de calcul :**

✓ **Calcul de la force sismique total :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots (24)$$

✓ **Classification de l'ouvrage selon leur groupe d'usage et sa zone**

Dans notre cas : on à un bâtiment à usage d'habitation, donc il est de Groupe 2 avec zone sismique : **IIa**.  
Ce qui implique  $A = 0,15$

✓ **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

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

La catégorie de site est : sol meuble S3

$$T1 = \left. \begin{matrix} 0.15 \text{ s.} \\ T2 = 0.50 \text{ s.} \end{matrix} \right\}$$

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est fonction du pourcentage critique  $\xi$  où :  $\xi = 7\%$ .

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} = 0,8819 \geq 0.7 \dots\dots (\xi = 7\%).$$

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 [1] :

Soit :

$$T_f = C_T (h_N)^{3/4} \dots\dots\dots (25)$$

- $h_N$  : 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 :

$$C_T = 0,05.$$

$$T_f = 0,050 (34.13)^{3/4} = 0.706 \text{ s.} \left\{ \right.$$

Soit :

$$T_f = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}} \dots \dots \dots (26)$$

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) :  $T_{fx} = \frac{0,09 \times 34,14}{\sqrt{24,68}} = 0,618 \text{ s}$

- Suivant la direction (y - y) :  $T_{fy} = \frac{0,09 \times 34,14}{\sqrt{17,7}} = 0,730 \text{ s}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(0,611; 0,706) = 0,618\text{s} \\ T_y = \min(0,706; 0,730) = 0,706\text{s} \end{cases}$$

$$D'ou : D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3\text{s} \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3\text{s} \end{cases}$$

$$D_x = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,618}\right)^{2/3} = 1,91.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_y = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,706}\right)^{2/3} = 1,75. \end{cases}$$

✓ **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.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,15 \dots \dots \dots (27)$$

**Tableau 53.**Facteur de Qualité 'q'.

Critère q	$P_q$			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Non Observé	Observé	Non Observé
1- Condition minimale sur les files decontreventement.	-	0,05	-	0,05
2-Redondances en plan.	-	0,05	-	0,05
3- Régularité en plan.	-	0,05	-	0,05

4- Régularité en élévation.	0	-	0	-
5-Contrôle de la qualité des matériaux.	0	-	0	-
6-Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	-	0	-
Total	0,15		0,15	

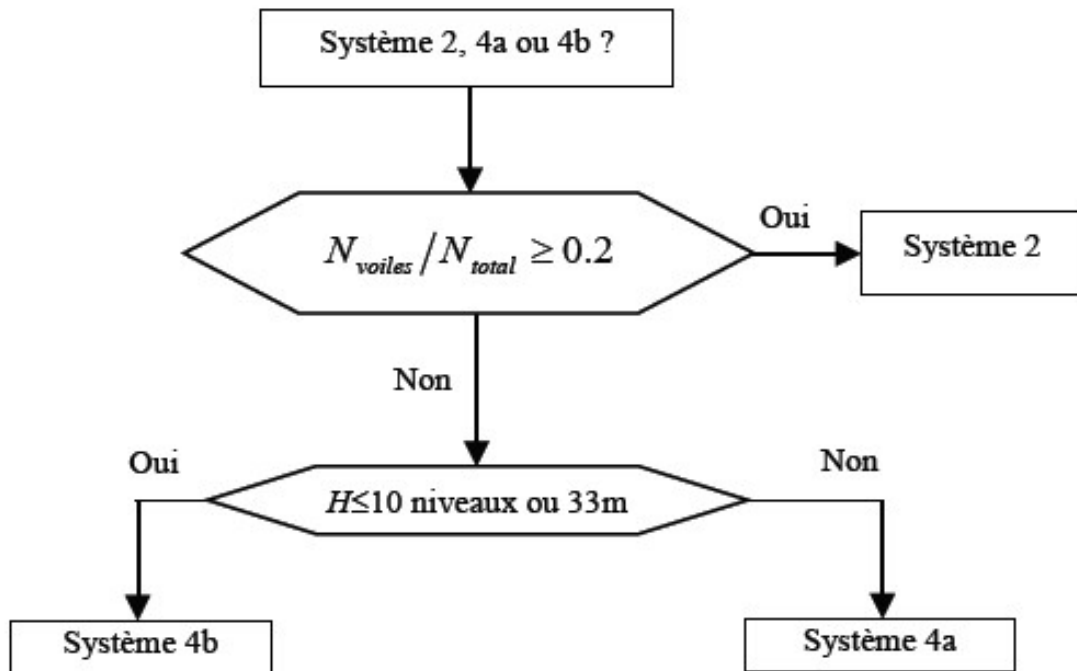
✓ **Le poids total de la structure**

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

Où :

- $\beta$  : est la valeur du coefficient de pondération, notre structure est classée pour un  $\beta=0,2$  (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

✓ **Coefficient de comportement R**



**Figure 58.** Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles [1].

Il est fonction du système de contreventement, nous allons démarrer l'analyse avec  $R=4(H \leq 10$  niveaux)

$$\begin{cases} V_x = \frac{(0.15)(1.91)(1.15)}{4} w \Rightarrow V^x = 0.082 \times W \dots \dots \dots (28) \\ V_y = \frac{(0.15)(1.75)(1.15)}{4} w \Rightarrow V^y = 0.075 \times W \dots \dots \dots (29) \end{cases}$$

### ✓ Calcul de la résultante des forces sismiques

L'une des 1<sup>ères</sup> vérifications préconisées par [1] 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 ( $r = \frac{0,8V}{V_t}$ ).

### ✓ Vérification des déplacements inter étage

Nécessairement être vérifiée :  $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où:  $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Avec

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

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

- $\Delta_k^x$ : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_k^y$ ).
- $\delta_{ek}^x$  : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{ek}^y$ ).
- Si les déplacements latéraux 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 [1].

## V.4 Résultats de l'analyse

Dans ce qui suit, nous allons présenter le calcul de notre structure, en considérant une épaisseur des voiles est égale à  $e = 20$  cm. Pour cela, nous commencerons par le calcul de la structure avec seulement le voile de l'ascenseur, c'est le modèle initial.



**V.4.1 Modèle Initial**

Dans Notre cas, et selon [1]il faut ajouterun joint derupture pour limiterla longueur de bâtiment qui qui estde 50m, et pour cela on a fait le calcul dynamique de deux parties A et B :

PartieA1 :partieB1 :

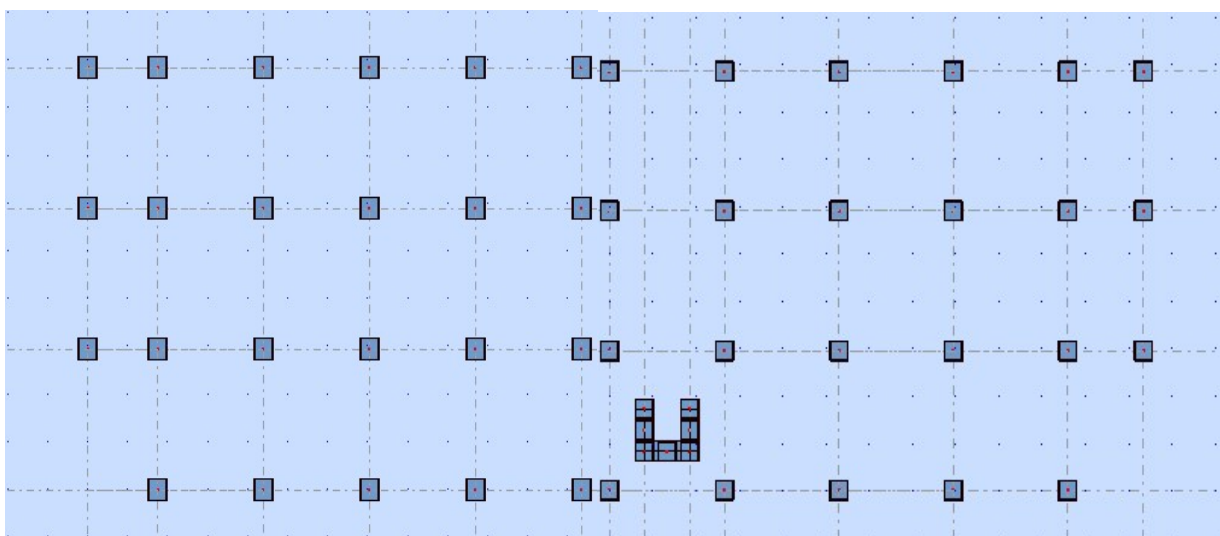
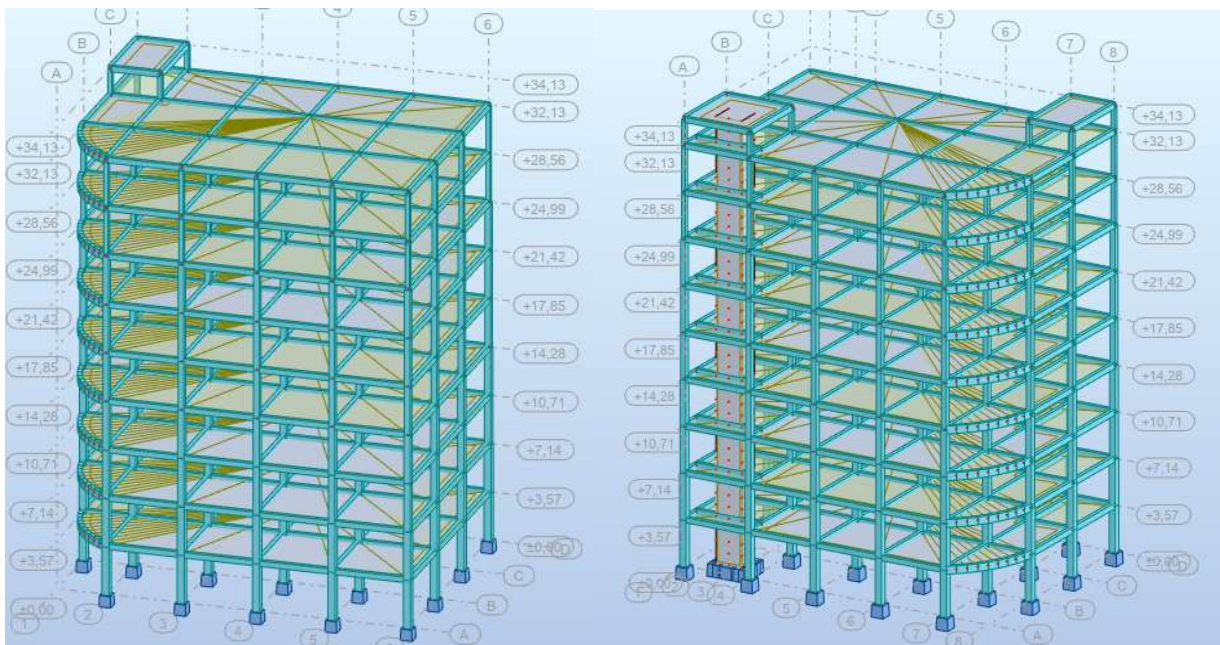


Figure 59. Disposition des voiles modèle initial

### V.4.1.2 Analyse Modale

L'analyse du modèle initial a donné les résultats résumés dans les tableaux suivants :

#### Partie A1 :

Tableau 54. Périodes et facteurs de participation massique du premier modèle.

Mode	Période (s)	Masse modale UX	Masse modale UY	Masse modale UZ	Masses Cumulées UX %	Masses Cumulées UY %	Masses Cumulées UZ %
1	1,61	25,60	48,01	0,00	25,60	48,01	0,00
2	1,60	50,45	22,03	0,00	76,06	70,04	0,00
3	1,17	0,46	6,46	0,00	76,51	76,50	0,00
4	0,58	0,61	9,43	0,00	77,13	85,93	0,00
5	0,58	10,17	0,47	0,00	87,30	86,40	0,00
6	0,43	0,06	0,89	0,00	87,36	87,29	0,00
7	0,34	0,13	4,39	0,00	87,49	91,68	0,00
8	0,33	4,73	0,10	0,00	92,22	91,78	0,00
9	0,25	0,02	0,42	0,00	92,24	92,20	0,00

Les résultats de l'analyse du **Partie A1** sont donnés comme suit :

- Une période fondamentale  $T = 1.61s$
- 1er mode une translation suivant y-y
- 2eme mode une translation suivant x-x
- 3eme mode une rotation
- Le taux de participation massique atteint les 90% au 8eme mode

Le calcul de la résultante des forces sismiques est le suivant :

$$W = 24220.62, \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V_x = 1986.09 \text{ kN} \\ V_y = 1816.55 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0.8V_x = 1588.87 \text{ kN} \\ 0.8V_y = 1453.24 \text{ kN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats d'robot 19 on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1043,13 \text{ kN} < 0.8V_x = 1588.87 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 1010,96 \text{ kN} < 0.8V_y = 1453.24 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} r_x = \frac{0.8V^x}{V_t^x} = 1.52 \\ r_y = \frac{0.8V^y}{V_t^y} = 1.43 \end{cases}$$

## Partie B1 :

Tableau 55. Périodes et facteurs de participation massique du premier modèle.

Mode	Période (s)	Masse modale UX	Masse modale UY	Masse modale UZ	Masses Cumulées UX %	Masses Cumulées UX %	Masses Cumulées UZ %
1	1,42	19,71	48,97	0,00	19,71	48,97	0,00
2	1,32	43,12	24,47	0,00	62,83	73,45	0,00
3	0,95	10,80	0,32	0,00	73,63	73,77	0,00
4	0,51	4,06	5,74	0,00	77,69	79,51	0,00
5	0,43	6,88	6,57	0,00	84,57	86,09	0,00
6	0,30	3,45	1,42	0,00	88,03	87,50	0,00
7	0,29	1,16	1,44	0,00	89,19	88,95	0,00
8	0,26	2,54	2,66	0,00	91,73	91,60	0,00
9	0,20	1,20	0,71	0,00	92,93	92,31	0,00

Les résultats de l'analyse du **Modèle B 1** sont donnés comme suit :

- Une période fondamentale  $T = 1.42s$

- 1er mode une translation suivant y-y
- 2eme mode une translation suivant x-x
- 3eme mode une rotation
- Le taux de participation massique atteint les 90% au 8eme mode

Le calcul de la résultante des forces sismiques est le suivant :

$$W = 22610.92kN \rightarrow \begin{cases} V_x = 1854.09KN \\ V_y = 1695.82KN \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0.8V_x = 1483.27KN \\ 0.8V_y = 1356.65KN \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats d'ROBOT 19 on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1153,41KN < 0.8V_x = 1483.27KN \\ F_2 = V_t^y = 1286,38KN < 0.8V_y = 1356.65KN \end{cases} \rightarrow \begin{cases} r_x = \frac{0.8V^x}{V_t^x} = 1.28 \\ r_y = \frac{0.8V^y}{V_t^y} = 1.05 \end{cases}$$

### V.4.1.3 Vérification des Déplacements inter-étage

La vérification des déplacements inter-étage est résumée dans le tableau suivant :

#### Partie A1 :

**Tableau 56.** Vérification des déplacements inter étages du premier modèle.

Z(m)	$\delta_{ek}^x (mm)$	$\delta_{ek}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
3.57	12,167	10,450	48.668	41.8	41.668	41.8	35,7	Non vérifier
7.14	34,067	28,932	136.268	115.728	87.6	73.92	35,7	Non vérifier
10.71	59,443	50,251	237.772	201.004	101.506	85.27	35,7	Non vérifier
14.28	83,657	70,495	334.628	281.98	96.856	80.97	35,7	Non vérifier
17.85	108,443	91,363	433.772	365.452	99.144	83.472	35,7	Non vérifier
21.42	129,969	109,444	519.876	437.776	86.104	72.324	35,7	Non vérifier
24.99	147,908	124,467	591.632	497.868	71.756	60.092	35,7	Non vérifier
28.56	170,110	143,573	680.44	574.292	88.808	76.424	35,7	Non vérifier
32.13	183,744	155,247	734.976	620.988	54.536	46.696	35,7	Non vérifier
34.13	197,305	123,869	789.22	495.476	54.244	125.512	35,7	Non vérifier

#### Partie B1 :

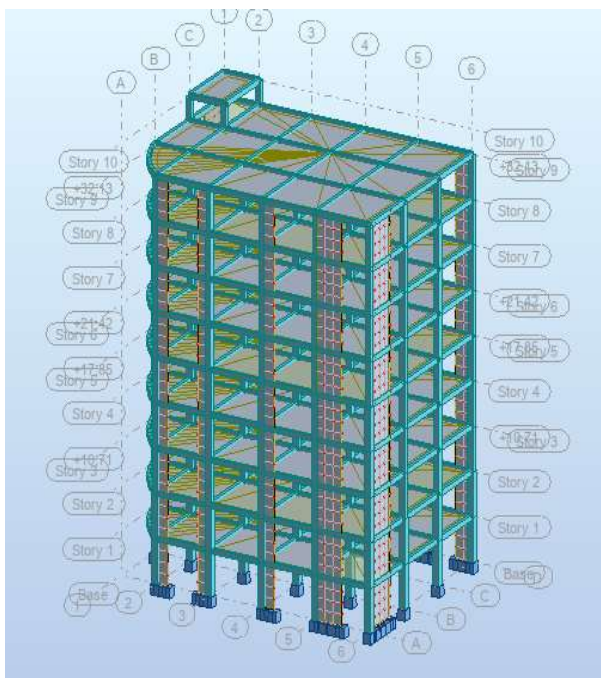
**Tableau 57.** Vérification des déplacements inter étages du premier modèle

Z(m)	$\delta_{ek}^x (mm)$	$\delta_{ek}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
3.57	6.61	8.90	26.44	35.6	26.44	35.6	35,7	Vérifier
7.14	18.88	25.14	75.52	100.56	23.52	64.96	35,7	Non vérifier
10.71	33.72	44.79	134.88	179.16	59.36	78.6	35,7	Non vérifier
14.28	48.78	64.48	195.12	257.48	60.24	78.32	35,7	Non vérifier
17.85	64.94	85.65	259.76	342.6	100.64	85.12	35,7	Non vérifier
21.42	79.99	104.99	319.96	419.96	60.2	77.36	35,7	Non vérifier
24.99	93.39	121.89	343.56	487.56	23.6	67.6	35,7	Non vérifier
28.56	109.74	143.31	438.96	573.24	95.4	85.68	35,7	Non vérifier
32.13	120.97	157.77	483.88	631.08	44.92	57.84	35,7	Non vérifier
34.13	135.39	159.53	541.56	638.12	57.68	7.04	35,7	Non vérifier

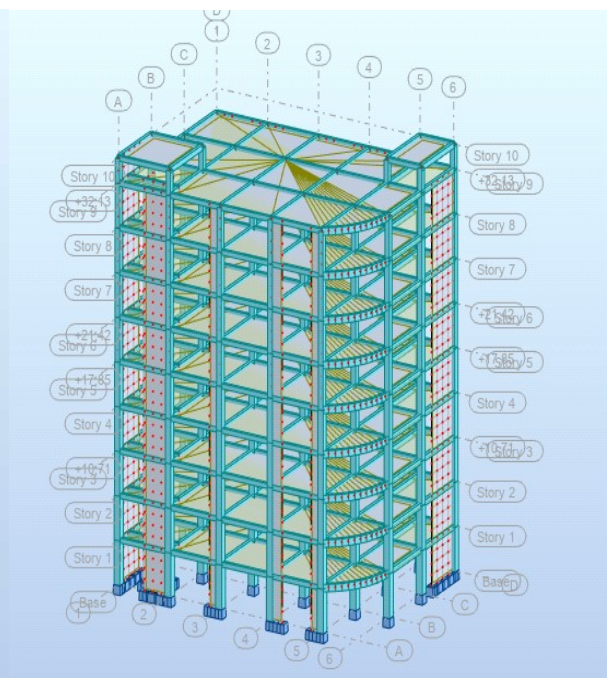
Les déplacements latéraux inter étage ne sont pas vérifiés et dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Dans ce cas nous allons rigidifier notre structure par l'ajout de voiles dans les parties A et B. Après plusieurs essais nous aboutissons au modèle final que nous présentons ci-après.

V.4.2 Modèle Final

Partie A :



Partie B :



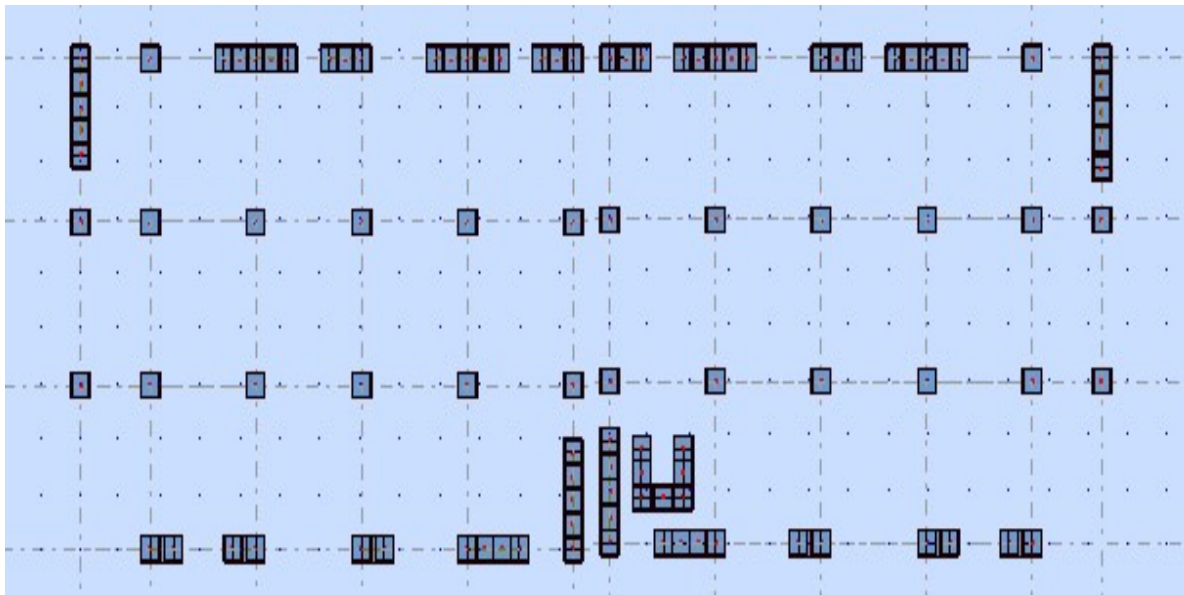


Figure 60. Disposition des voiles du modèle final.

**V.4.2.1 Coefficient de comportement « R » (justification) :**

Dans le modèle final et pour justifier le coefficient de comportement nous avons trouvé que ce coefficient est égal à 3,5 au lieu de 4 comme suit :

$$\frac{N_{voiles}}{N_{total}} \geq 0.2\%$$

**Partie A2 :**

Tableau 58. L'effort normal Poteauxvoiles

Etage	N Voiles(Kn)	N poteaux (Kn)
RDC	-4881,15	-22991,61
1	-4510,35	-20384,69
2	-4210,31	-17627,58
3	-3728,08	-15052,67
4	-3160,68	-12562,92
5	-2705,29	-9961,15
6	-2126,79	-7482,5
7	-1489,89	-5062,25
8	-867,97	-2627,02

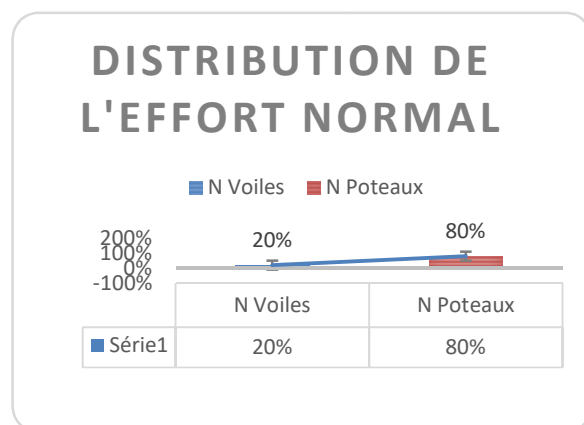
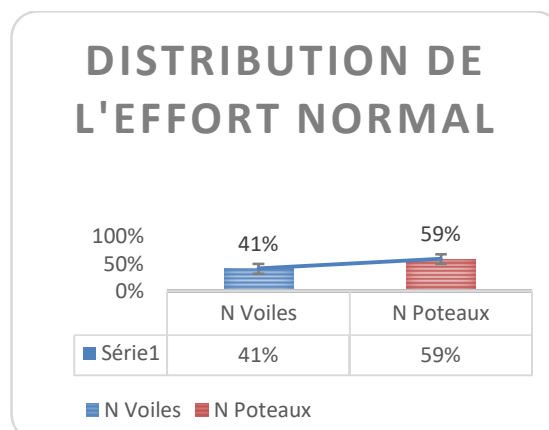


Figure 61. Distribution de l'effort normal

**Partie B2 :**

**Tableau 59.**L'effort normal poteaux voiles.

Etage	N voiles (kn)	Npoteaux (Kn)
RDC	-4893,4	-7689,3
1	-3612,9	-8767,6
2	-3908,3	-7959,8
3	-4309,6	-6806,8
4	-4667,1	-5508,7
5	-4057,4	-4964,2
6	-3978,4	-3659,2
7	-3696	-2290,7
8	-1345,5	-940,2

**Figure 62.**Distribution de l'effort normal.

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc recalculés en utilisant ce coefficient, et ontrouvé ces résultats :

#### V.4.2.2 Analyse Modale

##### Partie A :

L'analyse du modèle final a donné les résultats résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau 60.**Périodes et facteurs de participation massique du modèle final partie A

Mode	Période (s)	Masse modale UX	Masse modale UY	Masse modale UZ	Masses Cumulées UX %	Masses Cumulées UY %	Masses Cumulées UZ %
1	0,90	0,47	70,39	0,00	0,47	70,39	0,00
2	0,80	72,17	0,58	0,00	72,63	70,97	0,00
3	0,52	0,83	0,66	0,00	73,46	71,63	0,00
4	0,24	0,35	14,71	0,00	73,81	86,33	0,00
5	0,23	12,96	0,45	0,00	86,78	86,79	0,00
6	0,14	0,19	0,15	0,00	86,96	86,93	0,00
7	0,12	0,00	0,00	0,00	86,97	86,93	0,00
8	0,11	0,01	0,00	0,00	86,97	86,94	0,00
9	0,11	3,09	2,49	0,00	90,06	89,43	0,00
10	0,11	2,19	3,44	0,01	92,25	92,87	0,01
11	0,11	0,11	0,09	0,00	92,36	92,96	0,01
12	0,10	0,00	0,00	0,00	92,37	92,96	0,01

L'analyse dynamique du **Partie A** a conduit aux résultats suivants :

-Une période fondamentale :  $T = 0.9 \text{ s}$ .

- 1er mode une translation suivant y-y
- 2eme mode translation suivant x-x
- 3eme mode une rotation

Le taux de participation massique atteint les 90% au 10eme mode

Le calcul de la résultante des forces sismiques est le suivant :

$$\mathbf{W} = 24084.06 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V_x = 1974.89 \text{ KN} \\ V_y = 1806.30 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0.8V_x = 1579.91 \text{ KN} \\ 0.8V_y = 1445.04 \text{ KN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats d'ROBOT 19 on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1567,35 \text{ KN} < 0.8V_x = 1579.91 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 1430,81 \text{ KN} < 0.8V_y = 1445.04 \text{ KN} \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} r_x = \frac{0.8V_x}{V_t^x} = 1.009 \\ r_y = \frac{0.8V_y}{V_t^y} = 1 \end{array} \right.$$

### Partie B :

L'analyse du modèle final a donné les résultats résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 61.** Périodes et facteurs de participation massique du modèle final partie B

Mode	Période (s)	Masse modale UX	Masse modale UY	Masse modale UZ	Masses Cumulées UX %	Masses Cumulées UY %	Masses Cumulées UZ %
1	0,79	0,00	70,64	0,00	0,00	70,64	0,00
2	0,73	72,74	0,00	0,00	72,74	70,64	0,00
3	0,48	0,00	0,03	0,00	72,74	70,67	0,00
4	0,21	14,01	0,00	0,00	86,76	70,67	0,00
5	0,21	0,00	16,26	0,00	86,76	86,93	0,00
6	0,13	0,00	0,01	0,00	86,76	86,93	0,00
7	0,11	0,01	0,00	0,00	86,77	86,93	0,00
8	0,11	0,50	0,00	0,01	87,27	86,94	0,01
9	0,11	0,17	0,00	0,00	87,44	86,94	0,01
10	0,10	4,03	0,00	0,01	91,47	86,94	0,02
11	0,10	0,25	0,00	1,11	91,72	86,94	1,13
12	0,10	0,01	0,07	18,54	91,73	87,01	19,67
13	0,10	0,00	0,02	25,61	91,74	87,03	45,28
14	0,09	0,01	3,27	0,44	91,74	90,30	45,71



L'analyse dynamique du **PartieB** a conduit aux résultats suivants :

- Une période fondamentale :  $T = 0.79 \text{ s}$ .
- 1er mode une translation suivant y-y
- 2eme mode translation suivant x-x
- 3eme mode une rotation
- Le taux de participation massique atteint les 90% au 14eme mode

Le calcul de la résultante des forces sismiques est le suivant :

$$W = 22649,10 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V_x = 1857.22 \text{ KN} \\ V_y = 1698.68 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0.8V_x = 1485.77 \text{ KN} \\ 0.8V_y = 1358.58 \text{ KN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats d'ROBOT 19 on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1476,62 \text{ KN} < 0.8V_x = 1579.91 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 1355,74 \text{ KN} < 0.8V_y = 1445.04 \text{ KN} \end{cases} \begin{cases} r_x = \frac{0.8V_x}{V_t^x} = 1.006 \\ r_y = \frac{0.8V_y}{V_t^y} = 1.003 \end{cases}$$

#### V.4.2.3 Vérifications des déplacements inter-étage

Les résultats du des déplacements inter-étage pour le modèle final est comme suit :

##### Partie A :

**Tableau 62.** Vérification des déplacements inter étages du modèle A final.

Z(m)	$\delta_{ek}^x (mm)$	$\delta_{ek}^y (mm)$	$\delta_k^x (mm)$	$\delta_k^y (mm)$	$\Delta_k^x (mm)$	$\Delta_k^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
3.57	2,852	2,896	9.982	10.14	9.982	10.14	35,7	Vérifier
7.14	9,184	9,152	32.144	32.03	22.16	21.89	35,7	Vérifier
10.71	17,445	17,543	61.06	61.4	28.91	29.37	35,7	Vérifier
14.28	26,547	27,112	92.91	94.89	31.85	33.49	35,7	Vérifier
17.85	35,717	37,109	125.01	129.8	32.1	35.7	35,7	Vérifier
21.42	44,487	47,136	155.7	164.98	30.69	35.18	35,7	Vérifier
24.99	52,460	56,696	183.61	198.436	27.91	33.45	35,7	Vérifier
28.56	59,510	65,622	208.29	229.677	24.68	31.24	35,7	Vérifier
32.13	65,701	73,865	229.95	258.53	21.66	28.85	35,7	Vérifier

##### Partie B :

**Tableau 63.** Vérification des déplacements inter étages du modèle B final.

Z(m)	$\delta_{ek}^x (mm)$	$\delta_{ek}^y (mm)$	$\delta_k^x (mm)$	$\delta_k^y (mm)$	$\Delta_k^x (mm)$	$\Delta_k^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
3.57	2,239	2,200	7.83	7.7	7.83	7.7	35,7	Vérifier
7.14	7,224	6,952	25.28	24.33	17.45	16.63	35,7	Vérifier
10.71	13,790	13,419	48.26	46.96	22.98	22.63	35,7	Vérifier
14.28	21,115	20,928	73.9	73.24	25.64	26.28	35,7	Vérifier
17.85	28,607	28,919	100.12	101.21	26.22	27.97	35,7	Vérifier

21.42	35,901	37,080	125.65	129.78	25.53	28.57	35,7	Vérifier
24.99	42,674	45,007	149.35	157.52	23.7	27.74	35,7	Vérifier
28.56	48,792	52,507	170.77	183.77	21.42	26.25	35,7	Vérifier
32.13	54,264	59,478	189.91	208.17	19.14	24.4	35,7	Vérifier

#### V.4.2.4 Vérification du critère de l'effort normal réduit

Outre les vérifications [3] 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \dots \dots \dots (30)$$

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).

#### PartieA :

**Tableau 64.** Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveaux	$N_d$ (N)	$B_c$ (Cm <sup>2</sup> )	$v$	Condition	Section corrigée (Cm <sup>2</sup> )	$v$	Condition
Entré de terrasse	54688,32	30*30	0,024	< 0,3	45x45	0.01	< 0,3
8 <sup>eme</sup> étage	255061,61	30*30	0,113	< 0,3	45x45	0.05	< 0,3
7 <sup>eme</sup> étage	480872,96	30*30	0,21	< 0,3	50*50	0.07	< 0,3
6 <sup>eme</sup> étage	707744,01	30*30	0,314	> 0,3	50x50	0.11	< 0,3
5 <sup>eme</sup> étage	935673,92	40*40	0,233	< 0,3	50x50	0.14	< 0,3
4 <sup>eme</sup> étage	1164022,50	40*40	0,29	< 0,3	55x55	0.15	< 0,3
3 <sup>eme</sup> étage	1392982,09	40*40	0,34	> 0,3	55x55	0.18	< 0,3
2 <sup>eme</sup> étage	1623718,52	45*45	0,32	> 0,3	55x55	0.21	< 0,3
1 <sup>er</sup> étage	1855533,16	45*45	0,36	> 0,3	60x60	0.20	< 0,3
R.D.C	2089008,94	50*50	0,374	> 0,3	60x60	0.23	< 0,3

#### PartieB :

**Tableau 65.** Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveaux	$N_d$ (N)	$B_c$ (Cm <sup>2</sup> )	$v$	Condition	Section corrigée (Cm <sup>2</sup> )	$v$	Condition
Entré de terrasse	109954,44	30*30	0,04	< 0,3	45x45	0.02	< 0,3

<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	345916,75	<b>30*30</b>	0,15	< 0,3	<b>45x45</b>	0.06	< 0,3
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	656039,77	<b>30*30</b>	0,29	< 0,3	<b>50*50</b>	0.1	< 0,3
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	967625,34	<b>30*30</b>	0,43	> 0,3	<b>50x50</b>	0.15	< 0,3
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	1280593,38	<b>40*40</b>	0,32	> 0,3	<b>50x50</b>	0.2	< 0,3
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	1594453,61	<b>40*40</b>	0,39	> 0,3	<b>55x55</b>	0.21	< 0,3
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	1909450,35	<b>40*40</b>	0,47	> 0,3	<b>55x55</b>	0.25	< 0,3
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	2226930,63	<b>45*45</b>	0,43	> 0,3	<b>55x55</b>	0.29	< 0,3
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	2546284,54	<b>45*45</b>	0,5	> 0,3	<b>60x60</b>	0.28	< 0,3
<b>R.D.C</b>	2871842,25	<b>50*50</b>	0,45	> 0,3	<b>65x65</b>	0.27	< 0,3

#### V.4.2.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_{k,hk}} \leq 0,10 \dots \dots \dots (31)$$

Avec :

- $P_k$  : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ». (G+0,2Q)
- $V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k »
- $\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- $h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

#### PartieA :

**Tableau 66.**Justification visa- vis de l'Effet P-Δ

Niveau	$\Delta_K$			Effort tranchant		$h_k(m)$	$\theta$		Obs
	Total	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y		Sens X	Sens Y	
RDC	23618,4	0,9982	1,014	1545,85	1415,07	3,57	0,004	0,005	V
1er	21118,4	2,216	2,189	1523,03	1390,57	3,57	0,009	0,009	V
2ème	18551,7	2,891	2,937	1459,8	1327,86	3,57	0,010	0,011	V
3ème	15985	3,185	3,349	1363,9	1238,79	3,57	0,010	0,012	V
4ème	13418,3	3,21	3,57	1240,76	1129,45	3,57	0,010	0,012	V
5ème	10851,6	3,069	3,518	1087,63	995,9	3,57	0,009	0,011	V
6ème	8284,9	2,791	3,345	904,51	837,57	3,57	0,072	0,093	V
7ème	5718,2	2,468	3,124	690	650,57	3,57	0,057	0,077	V
8ème	3151,5	2,166	2,885	424,55	407,82	3,57	0,045	0,062	V

#### PartieB :

**Tableau 67.**Justification visa- vis de l'Effet P-Δ

Niveau	$\Delta_K$			Effort tranchant		$h_k(m)$	$\theta$		Obs
	Total	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y		Sens X	Sens Y	
RDC	22211,18	0,783	0,77	1457,83	1312,61	3,57	0,003	0,004	V
1er	19832,15	1,745	1,663	1438,27	1291,67	3,57	0,007	0,007	V
2ème	17453,11	2,298	2,263	1383,53	1238,39	3,57	0,008	0,009	V
3ème	15074,07	2,564	2,628	1296,9	1159,91	3,57	0,008	0,010	V
4ème	12695,03	2,622	2,797	1183,6	1061,6	3,57	0,008	0,009	V
5ème	10316	2,553	2,857	1042,88	941,22	3,57	0,007	0,009	V
6ème	7936,96	2,37	2,774	873,33	796,95	3,57	0,060	0,077	V
7ème	5557,92	2,142	2,625	672,3	624,59	3,57	0,050	0,065	V
8ème	3178,89	1,914	2,44	426,04	404,08	3,57	0,040	0,054	V

#### V.4.2.6 Justification de la largeur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) mm \geq 40 mm [1]$$

$$d_{min} = 434,86 mm$$

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon [1] au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

#### V.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons modélisé notre structure. L'étude dynamique a donné les résultats suivants :

- ✓ Les déplacements relatifs inter étages sont vérifiés.
- ✓ L'effort normal réduit pour les poteaux vérifiés.
- ✓ L'effet P- $\Delta$  est vérifié.
- ✓ Justification de la largeur des joints sismiques justifié
- ✓ Le choix du coefficient de comportement global de la structure est  $R=3.5$

## LISTE DES FIGURES

- Figure 1.** La laine de chanvre.
- Figure 2.** La laine de mouton.
- Figure 3.** Le liège.
- Figure 4.** L'ouate de cellulose.
- Figure 5.** La laine de coco.
- Figure 6.** Les isolants minéraux.
- Figure 7.** La laine de verre.
- Figure 8.** La laine de roche.
- Figure 9.** La vermiculite
- Figure 10.** La perlite.
- Figure 11.** Le verre cellulaire.
- Figure 12.** L'argile expansée.
- Figure 13.** les isolants synthétique
- Figure 14.** polyuréthane.
- Figure 15.** Polystyrène extrudé (XPS).
- Figure 16.** Mousse phénolique.
- Figure 17.** polystyrène expansé.
- Figure 18.** ponts thermiques linéaires.
- Figure 19.** Transfert de chaleur par conduction
- Figure 20.** Transfert de chaleur par convection
- Figure 21.** Transfert de chaleur par rayonnement
- Figure 22.** La déperdition thermique dans une bâtiment.
- Figure 23.** une caméra thermique.
- Figure 24.** Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.
- Figure 25.** Plancher à corps creux avec une dalle de compression.
- Figure 26.** Dimensions du corps creux.
- Figure 27.** Dimensions du poutrelle .
- Figure 28.** Dimensions de l'acrotère.
- Figure 29.** Mur simple et double cloison.
- Figure 30.** Composants d'un plancher terrasse.
- Figure 31.** Composants d'un plancher courant.
- Figure 32.** Composants de la dalle de la terrasse.
- Figure 33.** Distributions des poteaux en plan.

**Figure 34.** Surface reprise par poteau central.

**Figure 35.** Surface reprise par poteau de rive.

**Figure 36.** Surface reprise par poteau d'angle.

**Figure 37.** Dimensions de l'acrotère.

**Figure 38.** Sollicitation de l'acrotère.

**Figure 39.** Diagramme des efforts à l'ELU.

**Figure 40.** Distance de l'axe neutre.

**Figure 41.** Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.

**Figure 42.** Disposition des armatures dans l'acrotère.

**Figure 43.** Dimensions de la poutrelle.

**Figure 44.** Exemple d'une poutrelle préfabriquée.

**Figure 45.** Diagrammes des moments d'une poutrelle à 5 travées à l'ELU.

**Figure 46.** Diagrammes des efforts tranchant d'une poutrelle à 5 travées à l'ELU.

**Figure 47.** Vue en plan de l'escalier.

**Figure 48.** Schéma statique de l'escalier.

**Figure 49.** Schéma de chargement de l'escalier.

**Figure 50.** schéma statique du chargement del'escalier à L'ELU.

**Figure 51.** Diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELU.

**Figure 52.** Schéma statique du chargement à l'ELS.

**Figure 53.** Schéma statique déterminant les démenions de la poutre palière.

**Figure 54.** Schéma statique de la poutre.

**Figure 55 .**Diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELU.

**Figure 56 .** Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**Figure 57.** Spectre de réponse.

**Figure 58.** Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles

**Figure 59.** disposition des voile modèle initial

**Figure 60.** Disposition des voiles du modèle final.

**Figure 61.** distribution de l'effort normal Partie A2.

**Figure 62.** distribution de l'effort normal Partie B2.

**Figure 63.** Poteau de niveau :8<sup>ème</sup> étage

**Figure 64.** 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage

**Figure 65.** :5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage

**Figure 66.** 1<sup>ème</sup> étage.

**Figure 67.** RDC et Sous-sol

**Figure 68.** Diagramme des moments sur appui et travée.

**Figure 69.** Schéma de ferrailage des poutres principales

**Figure 70.** Schéma de ferrailage des poutres secondaire

**Figure 71.** Section rectangulaire, soumise à la flexion composée.

**Figure 72.** Schéma d'un voile pleine et disposition du ferrailage.

**Figure 73.** Définition de l'élément mur

**Figure 74.** Mur encastré

**Figure 75.** Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

**Figure 76.** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**Figure 77.** Schéma ferrailage des voiles .

**Figure 78.** Semelle filante.

**Figure 79.** Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

**Figure 80.** La charge verticale et l'effort tranchant

**Figure 81.** Le panneau le plus sollicité.

**Figure 82.** Ferrailage de la dalle du radier.

**Figure 83.** Ferrailage des nervures.

## LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 1.** Charges permanentes des murs intérieurs.
- Tableau 2.** Charges permanentes des murs extérieurs
- Tableau 3.** Charge permanente du plancher terrasse corps creux(20+5).
- Tableau 4.** Charge permanente du plancher courant.
- Tableau 5.** Charge permanente terrasse .
- Tableau 6.** Surface reprise par Chaque Poteau.
- Tableau 7.** Loi de dégression.
- Tableau 8.** Descente de charge pour poteau central.
- Tableau 9.** Choix des sections des poteaux centraux.
- Tableau 10.** Choix des sections des poteaux centraux après la correction.
- Tableau 11.** Choix des sections des poteaux centraux.
- Tableau 12.** Vérification de critère de résistance des poteaux centraux.
- Tableau 13.** Vérification de critère de résistance des poteaux centraux après la correction.
- Tableau 14.** Loi de dégression.
- Tableau 15.** Descente de charge pour poteau de rive.
- Tableau 16.** Choix des sections des poteaux de rives
- Tableau 17.** Vérification de critère de résistance des poteaux de rives après la correction.
- Tableau 18.** Choix des sections des poteaux de rives
- Tableau 19.** Vérification de critère de résistance des poteau de rive
- Tableau 20.** Vérification de critère de résistance des poteaux de rives après la correction.
- Tableau 21.** Loi de dégression.
- Tableau 22.** Descente de charge pour poteau d'angle
- Tableau 23.** Choix des sections des poteaux d'angle
- Tableau 24.** Choix des sections des poteaux d'angle
- Tableau 25.** Vérification de critère de résistance des poteaux d'angle
- Tableau 26.** Vérification de critère de résistance des poteaux d'angle après la correction.
- Tableau 27.** Evaluation des charges et surcharges.
- Tableau 28.** Charge permanente et d'exploitation.
- Tableau 29.** Combinaison des charges des planchers.
- Tableau 30.** Les charges de palier.
- Tableau 31.** Les charges de la volée.
- Tableau 32.** Récapitulation les résultats de combinaison des charges.



**Tableau 33.** Calcul des sollicitations d'escalier.

**Tableau 34.** Calcul des efforts tranchants.

**Tableau 35.** Calcul les moments fléchissant.

**Tableau 36.** Calcul des efforts tranchants.

**Tableau 38.** Ferrailage de l'escalier.

**Tableau 39.** Vérification à l'E.L.S.

**Tableau 40.** Vérification de la flèche de l'escalier.

**Tableau 41.** Ferrailage des escaliers

**Tableau 42.** Charges et surcharges

**Tableau 43.** Combinaison de charges à l'ELU

**Tableau 44.** Efforts tranchants.

**Tableau 45.** Charges et surcharges

**Tableau 46.** Combinaison de charges à l'ELS

**Tableau 47.** Efforts tranchants.

**Tableau 48.** Le moment fléchissant.

**Tableau 49.** Les efforts et les moments maximaux de la poutre palière.

**Tableau 50.** Récapitulation du calcul des sections d'armatures.

**Tableau 51.** Vérification des poutres palière à l'ELS.

**Tableau 52.** Calcul des armatures transversales.

**Tableau 53.** Facteur de Qualité 'q'.

**Tableau 54.** Périodes et facteurs de participation massique du premier modèle.

**Tableau 55.** Périodes et facteurs de participation massique du premier modèle.

**Tableau 56.** Vérification des déplacements inter étages du premier modèle.

**Tableau 57.** Vérification des déplacements inter étages du premier modèle

**Tableau 58.** l'effort normal poteaux voiles partie A2

**Tableau 59.** l'effort normal poteaux voiles partie B2.

**Tableau 60.** Périodes et facteurs de participation massique du modèle final partie A

**Tableau 61.** Périodes et facteurs de participation massique du modèle final partie B

**Tableau 62.** Vérification des déplacements inter étages du modèle A final.

**Tableau 63.** Vérification des déplacements inter étages du modèle B final.

**Tableau 64.** Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

**Tableau 65.** Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

**Tableau 66.** Justification visa- vis de l'Effet P- $\Delta$  partie A

**Tableau 67.** Justification visa- vis de l'Effet P- $\Delta$  partie B

**Tableau 68.** Caractéristiques du béton et de l'acier.

**Tableau 69.** Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).

**Tableau 70.** Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{\max}; N^{\text{corr}}$ ).

**Tableau 71.** Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\min}; M^{\text{corr}}$ ).

**Tableau 72.** Ferrailages des poteaux situation accidentel ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).

**Tableau 73.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}; N^{\text{corr}}$ ).

**Tableau 74.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}; M^{\text{corr}}$ ).

**Tableau 75.** Choix des armatures des poteaux.

**Tableau 76.** Vérification des contraintes des poteaux.

**Tableau 77.** Vérification des contraintes des poteaux.

**Tableau 78.** Vérification des contraintes des poteaux.

**Tableau 79.** Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux.

**Tableau 80.** Espacements maximums des armatures transversales des poteaux.

**Tableau 81.** Choix des armatures transversales des poteaux.

**Tableau 82.** Ferrailage des poteaux du sous-sol.

**Tableau 83.** Ferrailage des poutres principales à l'ELU.

**Tableau 84.** Ferrailage des poutres principales à  $G+Q \pm E$ .

**Tableau 85.** Ferrailage des poutres principales a  $0,8G \pm E$

**Tableau 86.** Choix des armatures pour les poutres principales.

**Tableau 87.** Ferrailage des poutres secondaires l'ELU.

**Tableau 88.** Ferrailage des poutres secondaires  $G+Q \pm E$ .

**Tableau 89.** Ferrailage des poutres principales a  $0,8G \pm E$

**Tableau 90.** Choix des armatures pour les poutres secondaires.

**Tableau 91.** Vérification de la condition de non fragilité.

**Tableau 92.** Vérification des poutres principales à l'ELS.

**Tableau 93.** Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

**Tableau 94.** Vérification de la contrainte de cisaillement.

**Tableau 95.** Calcul des armatures transversales.

**Tableau 96.** Valeurs de  $(l_f/l)$ .

**Tableau 97.** Calcul de  $\sigma_{u \text{ lim}}$

**Tableau 98.** Aciers verticaux et horizontaux.

**Tableau 99.** Aciers transversaux.

**Tableau 100.** Aciers supplémentaires.

**Tableau 101.** Calcul de  $\sigma_{ba}$  pour l'exemple (V1).

**Tableau 102.** Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1).

**Tableau 103.** Calcul des armatures du voile .

**Tableau 104.** Calcul des aciers horizontaux des voiles .

**Tableau 105.** Sections des semelles filantes.

**Tableau 106.** Contraintes sous le radier à l'ELU.

**Tableau 107.** Contraintes sous le radier à l'ELS.

**Tableau 108.** Ferrailage des panneaux du radier.

**Tableau 109.** Vérification des contraintes.

**Tableau 110.** Ferrailage des nervures.

**Tableau 111.** Vérification des contraintes.

**Tableau 112.** Ferrailage transversal et l'espacement.

## *Références bibliographiques*

- [1] : Règlement Parasismique Algérien, RPA 99 VERSION 2003.
- [2] : BAEL 91 modifié 99.
- [3] : CBA93.
- [4] : Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
- [5] : Conception et Calcul des Structures de Bâtiment, par Henry Thonier, Tome 3, Presses de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, 1999.
- [6] : ROBOT19.
- [7] : Thomassin, J.H., Neya, B., Amin, F. et al. 1997. La valorisation des fibres végétales au Burkina Faso : Elaboration de biomatériaux. Rapport de projet : ESIP. INERA. VALAGR
- [8] : <http://www.inrs.fr/risques/fibres-hors-amiante/fibres-inorganiques.html>.
- [9] : avis CSTB juin 2004.
- [10] : livre : Les ponts thermiques dans le bâtiment, Salem Farkh
- [11] : Livre : André bonhomme. Isolation thermique des bâtiments.
- [12] : Formulaire du Béton Armé : Volume 2; 'Constructions', par Victor Davidovici, Moniteur, 1995.
- [13] : Mécanique des Sols Appliqués, par Ali Bouafia, O.P.U, 2000.
- [14] : EXPERT ROBOT

### Conclusion générale

L'élaboration de ce projet de fin d'études nous a permis de réaliser une recherche bibliographique approfondie et de mettre en évidence les connaissances acquises lors de la formation du master, de l'approfondir durant le cycle de formation de master, de les approfondir en utilisant les documents techniques et en appliquant des différents règlements et méthodes de calcul, ainsi en utilisant des différents logiciels de calcul récents :

Les points importants tirés de cette étude sont :

- ✓ Les matériaux d'isolation thermique et acoustique sont des matériaux importants dans le domaine de la construction, tant en termes de protection que de confort, et doivent être pris en compte dans les projets d'ingénierie.
- ✓ Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré-dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- ✓ Le séisme, un des effets à considérer dans le cadre de la conception des Structures, reste le plus dangereux, ainsi la modélisation des structures nécessite une bonnemaîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels qui l'utilise [6].
- ✓ L'étude du comportement dynamique d'une structure dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes diagonaux selon les axes principaux de la structure.
- ✓ La disposition optimale des voiles de contreventement assurera le comportement idéal de la structure et évitera un surdimensionnement ou sur ferrailage des éléments résistants.
- ✓ Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par [1] et [2].
- ✓ Le calcul des voiles de contreventement a été fait par la méthode des contraintes qui considère l'élément poteau-voile comme un élément composé travaillant en flexion composée, tout en respectant les exigences des [1].
- ✓ Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume de la charge prévenant de la structure, dans notre cas, vu que la contrainte du sol est (2.5 bars), un radier nervuré a été nécessaire afin de stabiliser la structure.
- ✓ L'utilisation des logiciels et programmes de calcul (ROBOT, EXPERT ROBOT, EXCEL...) permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude.

Enfin, ce projet nous a donné la chance d'interagir avec la vie professionnelle d'un ingénieur civil.