

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (U.M.M.T.O.)

Faculté de génie de la construction

Département de génie civil



# Mémoire de Master Académique

Spécialité : **Génie Civil**

Option : **Structures**

Présenté par :

**TAHRAOUI Lisa**

Sujet :

**ÉTUDE DES EFFETS DE LA PRISE EN COMPTE DE  
LA CAGE D'ESCALIER SUR LE COMPORTEMENT  
SISMIQUE DES STRUCTURES EN PORTIQUES EN  
BÉTON ARMÉ**

Soutenu devant le jury d'examen suivant :

<b>Mme. KHELOUI Fatma</b>	<b>Professeur – U.M.M.T.O.</b>	<b>Présidente</b>
<b>Mr. LOUZAÏ Amar</b>	<b>Maître de Conférences A – U.M.M.T.O.</b>	<b>Promoteur</b>
<b>Mme. LOUADJ Samia</b>	<b>Maître de Conférences A – U.M.M.T.O.</b>	<b>Examinatrice</b>

**Promotion 2023/2024**

# Remerciements

Au premier lieu, je remercie Dieu le tout puissant. En second, mes chers parents de m'avoir aidé et soutenue pour arriver au terme de ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon promoteur **Mr LOUZAI A.** qui m'a donné la chance de travailler avec lui sur un sujet très intéressant et qui m'a consacré beaucoup de temps et d'attention pour mener à bien ce travail.

Je tiens aussi à remercier les membres de jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Enfin, je remercie également tous ceux et celles qui ont contribué d'une façon ou d'une autre à la réalisation de ce mémoire.

# Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents

Mes très chers frères Yanis et Lyes

Mes amis (es)

# TABLE DES MATIERES

## Chapitre 1 : INTRODUCTION

1.1. Contexte de l'étude.....	1.1
1.2. Objectif du mémoire.....	1.3
1.3. Plan du mémoire.....	1.4

## Chapitre 2 : STRUCTURE ÉTUDIÉE ET SA MODÉLISATION

2.1. Structure étudiée et son lieu d'implantation.....	2.1
2.1.1. Description de la structure.....	2.1
2.1.2. Lieu d'implantation de la structure .....	2.4
2.2. Éléments composant la superstructure.....	2.4
2.3. Murs de remplissage en maçonnerie.....	2.5
2.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	2.5
2.4.1. Béton.....	2.5
2.4.2. Acier.....	2.7
2.5. Pré-dimensionnement des sections de béton des poutres et poteaux de la structure de référence.....	2.8
2.5.1. Charges gravitaires appliquées.....	2.8
2.5.2. Pré-dimensionnement des poutres.....	2.8
2.5.3. Pré-dimensionnement des poteaux.....	2.9
2.6. Calcul des escaliers .....	2.10
2.6.1. Définition .....	2.10
2.6.2. Définitions d'ordres fonctionnels et caractéristiques géométriques.....	2.10
2.6.3. Pré-dimensionnement de l'escalier .....	2.12
2.6.3.1. Calcul de h, n, m et g.....	2.12
2.6.3.2. Calcul des dimensions de la volée et du palier.....	2.12
2.6.3.3. Dimensionnement de la paillasse.....	2.13
2.6.3.4. Pré-dimensionnement de la poutre palière.....	2.13

2.7. Modélisation de la structure.....	2.15
2.8. Action sismique .....	2.16

### **Chapitre 3 : PRÉSENTATION ET DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES MODALES**

3.1. Introduction.....	3.1
3.2. Caractéristiques vibratoires des structures étudiées.....	3.2

### **Chapitre 4 : ANALYSE COMPARATIVE DES EFFORTS INTERNES DÉVELOPPÉS DANS LES ELEMENTS STRUCTURAUX POUTRES ET POTEAUX**

4.1. Introduction.....	4.1
4.2. Combinaisons d'actions réglementaires utilisées.....	4.1
4.2.1. Combinaisons du BAEL91.....	4.1
4.2.1. Combinaison du RPA99/version 2003.....	4.1
4.3. Efforts internes dans les poutres les plus sollicitées.....	4.2
4.4. Efforts internes dans les poteaux.....	4.5
4.4.1. Poteaux non attachés à la cage d'escalier.....	4.5
4.4.2. Poteaux attachés à la cage d'escalier .....	4.7
4.4.3. Effort normal réduit dans les poteaux.....	4.9

### **Chapitre 5 : DIMENSIONNEMENT COMPARATIF DES POTEAUX LES PLUS SOLLICITÉS**

5.1. Introduction.....	5.1
5.2. Pour le modèle de référence.....	5.1
5.2.1. Poteaux du RDC du bâtiment.....	5.1
5.2.1.1. Armatures longitudinales.....	5.1

5.2.1.2. Armatures transversales.....	5.3
5.2.1.3. Ferrailage définitif du poteau le plus sollicité au RDC du modèle de structure type A .....	5.5
5.2.2. Poteaux du 2 <sup>ème</sup> étage du bâtiment.....	5.6
5.2.2.1. Armatures longitudinales.....	5.6
5.2.2.2. Armatures transversales.....	5.8
5.2.2.3. Ferrailage définitif du poteau le plus sollicité au 2 <sup>ème</sup> étage du modèle de structure type A.....	5.9
5.3. Pour les modèles de type B, C et D.....	5.10
5.4. Analyse comparative du ferrailage des poteaux.....	5.14
5.4.1. Section d'armatures longitudinales.....	5.14
5.4.1.1. Poteaux du RDC.....	5.14
5.4.1.2. Poteaux du 2 <sup>ème</sup> étage.....	5.14
5.4.2. Section d'armatures transversales.....	5.14
5.4.2.1. Poteaux du RDC.....	5.14
5.4.2.2. Poteaux du 2 <sup>ème</sup> étage.....	5.14

## **Chapitre 6 : CONCLUSIONS**

6.1. Rétrospective.....	6.1
6.2. Conclusions principales.....	6.1

## **BIBLIOGRAPHIE**

Bibliographie.....	7.1
--------------------	-----

# LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1.1:</b> Rupture brutale par effet de poteau court due à la présence de la cage d'escalier qui divise les poteaux souvent à mi-hauteur de l'étage (Boumerdès, Algérie, 2003).....	1.1
<b>Figure 1.2:</b> Rupture fragile des poteaux par effet de poteau court due à la présence de la cage d'escalier (Népal, 2015) .....	1.2
<b>Figure 1.3:</b> Déformation permanente gauchie du bâtiment due à la position excentrée de la cage d'escalier .....	1.2
<b>Figure 1.4 :</b> Vue spatiale de la structure étudiée.....	1.4
<b>Figure 2.1 :</b> Vue spatiale de la structure étudiée.....	2.1
<b>Figure 2.2 :</b> Dimension en plan de la structure.....	2.2
<b>Figure 2.3 :</b> Vue en élévation de la structure.....	2.2
<b>Figure 2.4 :</b> Vue en plan de la structure de type B : escalier positionné à la troisième travée suivant la direction X-X et à la deuxième travée suivant la direction Y-Y.....	2.3
<b>Figure 2.5 :</b> Vue en plan de la structure de type C : escalier positionné à la première travée suivant la direction X-X et à la deuxième travée suivant la direction Y-Y.....	2.3
<b>Figure 2.6 :</b> Vue en plan de la structure de type D : escalier positionné à la première travée suivant la direction X-X et à la troisième travée suivant la direction Y-Y.....	2.4
<b>Figure 2.7 :</b> Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU (BAEL 91).....	2.6
<b>Figure 2.8 :</b> Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS (BAEL 91).....	2.7
<b>Figure 2.9 :</b> Diagramme contrainte-déformation de l'acier (BAEL91).....	2.7
<b>Figure 2.10 :</b> Principaux termes relatifs à une volée d'un escalier.....	2.10
<b>Figure 2.11 :</b> Vue de dessus de deux volées d'un escalier.....	2.11
<b>Figure 2.12 :</b> Dimension de l'escalier en plan.....	2.14
<b>Figure 2.13 :</b> Dimension de l'escalier en élévation.....	2.15
<b>Figure 2.14 :</b> Spectre de réponse de calcul.....	2.17
<b>Figure 4.1 :</b> La distribution des moment (a) négatifs et (b) positifs aux appuis des poutres principales.....	4.2

<b>Figure 4.2</b> : La distribution des moment (a) négatifs et (b) positifs aux appuis des poutres secondaires.....	4.3
<b>Figure 4.3</b> : Distribution des efforts tranchants au niveau (a) des poutres principales et (b) des poutres secondaires.....	4.4
<b>Figure 4.4</b> : Distribution des moments fléchissant $M_{3-3}$ au niveau des poteaux loin de la cage d'escalier suivant la direction X-X.....	4.5
<b>Figure 4.5</b> : Distribution des moments fléchissant $M_{2-2}$ au niveau des poteaux loin de la cage d'escalier suivant la direction Y-Y.....	4.6
<b>Figure 4.6</b> : Distribution des efforts tranchants fléchissant $V_{2-2}$ au niveau des poteaux loin de la cage d'escalier suivant la direction X-X.....	4.6
<b>Figure 4.7</b> : Distribution des efforts tranchants fléchissant $V_{3-3}$ au niveau des poteaux loin de la cage d'escalier suivant la direction Y-Y.....	4.7
<b>Figure 4.8</b> : Distribution des moments fléchissant $M_{3-3}$ au niveau des poteaux proches de la cage d'escalier suivant la direction X-X.....	4.7
<b>Figure 4.9</b> : Distribution des moments fléchissant $M_{2-2}$ au niveau des poteaux proches de la cage d'escalier suivant la direction Y-Y.....	4.8
<b>Figure 4.10</b> : Distribution des efforts tranchants fléchissant $V_{2-2}$ au niveau des poteaux proches de la cage d'escalier suivant la direction X-X.....	4.8
<b>Figure 4.11</b> : Distribution des efforts tranchants fléchissant $V_{3-3}$ au niveau des poteaux proches de la cage d'escalier suivant la direction Y-Y.....	4.9
<b>Figure 4.12</b> : Effort normal réduit dans les poteaux.....	4.10

# LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 3.1</b> : Caractéristiques vibratoires de la structure de type A.....	3.1
<b>Tableau 3.2</b> : Caractéristiques vibratoires de la structure de type B.....	3.2
<b>Tableau 3.3</b> : Caractéristiques vibratoires de la structure de type C.....	3.3
<b>Tableau 3.4</b> : Caractéristiques vibratoires de la structure de type D.....	3.4
<b>Tableau 5.1</b> : Comparaison du ferrailage des poteaux les plus sollicités de la structure de type B avec ceux de la structure de type A.....	5.11
<b>Tableau 5.2</b> : Comparaison du ferrailage des poteaux les plus sollicités de la structure de type C avec ceux de la structure de type A.....	5.12
<b>Tableau 5.2</b> : Comparaison du ferrailage des poteaux les plus sollicités de la structure de type D avec ceux de la structure de type A.....	5.13

# **CHAPITRE 1**

---

## **INTRODUCTION**

## Chapitre 1 : INTRODUCTION

### 1.1. CONTEXTE DE L'ÉTUDE

Les ouvrages de génie civil peuvent être affectés au cours de leur durée de vie par des catastrophes naturelles tels que les tremblements de terre. Généralement, les bâtiments en portiques en béton armé sont dimensionnés conformément aux codes et règles parasismiques qui définissent l'action sismique de conception. Cependant, ces structures sont en général dimensionnées en ignorant la présence de la cage d'escalier qui est considérée comme un élément non structural. Par conséquent, cette simplification donne lieu à un dimensionnement non sécuritaire.

En effet, un grand nombre de bâtiments en portiques en béton armé se sont effondrés ou gravement endommagés lors du tremblement de terre de Zemmouri qui a frappé le nord de l'Algérie en 2003. Des enquêtes post-sismiques ont été menées pour estimer les dégâts. Des dommages au niveau des poteaux attachés à l'escalier sont observés (Fig. 1.1). Les escaliers divisent généralement les poteaux à mi-hauteur de l'étage ce qui donne naissance à des poteaux courts, dans lesquels un gradient de moment de flexion très important se produit, et en conséquence, un effort tranchant très important. Cela provoque souvent une rupture fragile des poteaux par cisaillement. Ce problème est souvent négligé lors de la conception des poteaux et, par conséquent, un effondrement du bâtiment pourrait se produire [1]. Des dommages similaires, i.e., dus à l'apparition des poteaux courts suite à leur interaction avec la cage d'escalier, sont également observés (Fig. 1.2).



**Figure 1.1:** Rupture brutale par effet de poteau court due à la présence de la cage d'escalier qui divise les poteaux souvent à mi-hauteur de l'étage (Boumerdès, Algérie, 2003) [1].



**Figure 1.2:** Rupture fragile des poteaux par effet de poteau court due à la présence de la cage d'escalier (Népal, 2015) [2].

Une autre rupture fréquente se produit lorsque la cage d'escalier occupe une position excentrée en plan par rapport au centre de gravité du plancher, ce qui donne lieu à ce qu'on appelle « un noyau rigide excentré ». Sous l'effet d'un séisme, le bâtiment subira une torsion autour du noyau rigide peu déformable. Les éléments porteurs, notamment les poteaux, les plus portés vers la périphérie du bâtiment, reprendront les effets maximums de la torsion, ce qui peut provoquer leur ruine et conduirait à une déformation permanente gauchie du bâtiment (Fig. 1.3).



**Figure 1.3:** Déformation permanente gauchie du bâtiment due à la position excentrée de la cage d'escalier [3].

## 1.2. OBJECTIF DU MÉMOIRE

L'objectif de notre travail est d'analyser l'impact de la présence de la cage d'escalier et de son positionnement sur la réponse sismique des structures en portiques en béton armé en utilisant l'analyse modale spectrale.

Pour ce faire, on considère, d'abord, une structure de bâtiment en portiques auto-stables en béton armé, à 6 niveaux, régulière en plan et en élévation. Une vue spatiale de cette structure est montrée à la Fig 1.4. Ce bâtiment est considéré, dans cette étude, comme le modèle de référence et est nommé structure de type A, dans lequel la présence de la cage d'escalier est complètement ignorée. Trois modèles de bâtiments présentant une même vue en plan que le modèle de référence sont, ensuite, développés sur la base de l'emplacement de la cage d'escalier dans le plan du bâtiment : Un modèle de structure de type B est considéré dans lequel l'emplacement de la cage d'escalier est symétrique par rapport aux deux directions principales du bâtiment, un autre modèle de structure de type C est choisi dans lequel la localisation de la cage d'escalier est dissymétrique par rapport à une direction principale du bâtiment, enfin un modèle de structure de type D est considéré dans lequel la position de la cage d'escalier est dissymétrique par rapport aux deux directions principales du bâtiment. Des analyses modales sur la base d'un modèle pseudo-tridimensionnel sont effectuées sur les quatre bâtiments considérés. Ces analyses consistent en la détermination des caractéristiques vibratoires des structures, à savoir : périodes propres et modes propres de vibration. Le programme de calcul utilisé à cet effet est le logiciel ETABS [4].

Les résultats obtenus séparément pour les quatre structures considérées sont analysés et comparés.

Des analyses spectrales par superpositions modales sont, ensuite, effectuées sur les quatre structures considérées, et ce en vue de procéder à une analyse comparative des résultats obtenus en termes de moments fléchissants, d'efforts tranchants et d'efforts normaux. Le calcul des sollicitations combinées dans les éléments structuraux poutres et poteaux est effectué sur la base des combinaisons d'actions réglementaires utilisées, englobant l'action sismique (E) et celle des charges statiques gravitaires, permanentes (G) et d'exploitation (Q). Ce calcul est effectué en utilisant le même programme informatique que celui utilisé pour l'analyse modale.

Enfin, on procède à un dimensionnement comparatif, en particulier les sections d'acier des poteaux attachés à la cage d'escalier, étant donné que ces derniers sont les plus sollicités sous l'action sismique. Les résultats obtenus séparément pour les trois structures (i.e., structures de type B, C et D) sont analysés et comparés à ceux obtenus pour la structure de référence : structure de type A.

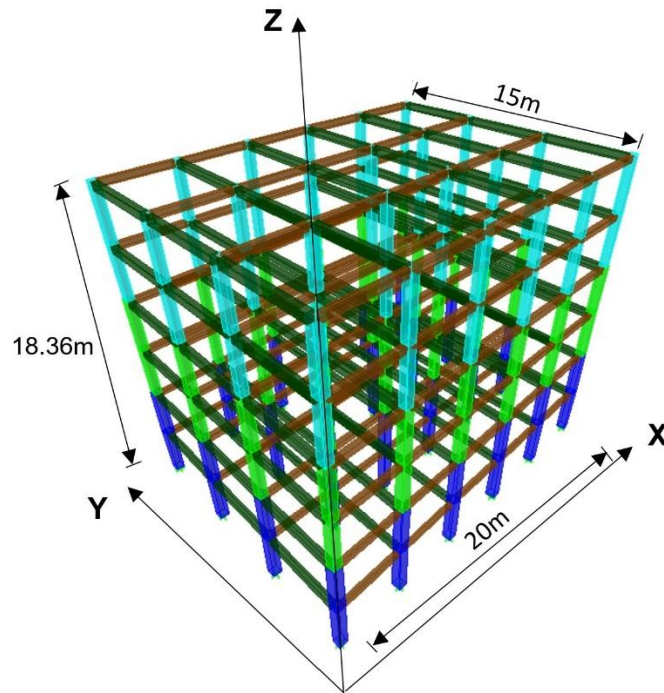


Figure 1.4 : Vue spatiale de la structure étudiée.

### 1.3. PLAN DU MÉMOIRE

Ce travail comprend 6 chapitres :

**Le premier** est la présente introduction.

Au **chapitre 2**, on décrit la structure étudiée, son lieu d'implantation, et on définit les trois variantes développées sur la base de l'emplacement de la cage d'escalier dans le plan du bâtiment.

Au **chapitre 3**, on présente les résultats des analyses modales obtenus pour les quatre bâtiments considérés. Ces résultats concernent les périodes propres et les modes propres de vibration.

Le **chapitre 4** porte sur l'analyse comparative des résultats obtenus en termes de moments fléchissants, d'efforts tranchants et d'efforts normaux en utilisant la méthode spectrale par superposition modale.

Le **chapitre 5**, porte sur le dimensionnement comparatif, en particulier les sections d'acier des poteaux attachés à la cage d'escalier, étant donné que ces derniers sont les plus sollicités sous l'action sismique.

Enfin, **au chapitre 6**, nous résumons les conclusions principales tirées de ce travail.

# **CHAPITRE 2**

**STRUCTURE ÉTUDIÉE ET SA MODÉLISATION**

## Chapitre 2 : STRUCTURE ÉTUDIÉE ET SA MODÉLISATION

### 2.1. STRUCTURE ÉTUDIÉE ET SON LIEU D'IMPLANTATION

#### 2.1.1. Description de la structure

La structure étudiée est un bâtiment en portiques auto-stables en béton armé. Cette structure est régulière en plan et en élévation ; elle est composée d'un rez-de-chaussée et de 5 étages (Fig 2.1). La vue en plan du bâtiment comporte cinq travées de 4m chacune dans la direction longitudinale (direction X-X, Fig 2.2) et de trois travées de 5m chacune dans la direction transversale (direction Y-Y, Fig 2.2)

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- longueur totale : 20 m.....
  - largeur totale : 15 m.....
  - hauteur du RDC et des étages courants :  $h = 3.06$  m.....
  - hauteur totale :  $H = 18.36$  m.....
- } (Fig 2.2)  
} (Fig 2.3)

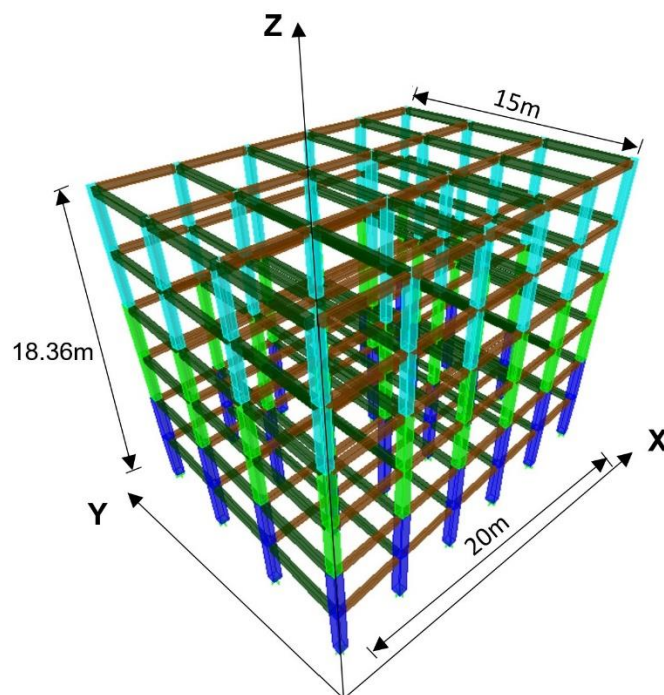


Figure 2.1 : Vue spatiale de la structure étudiée.

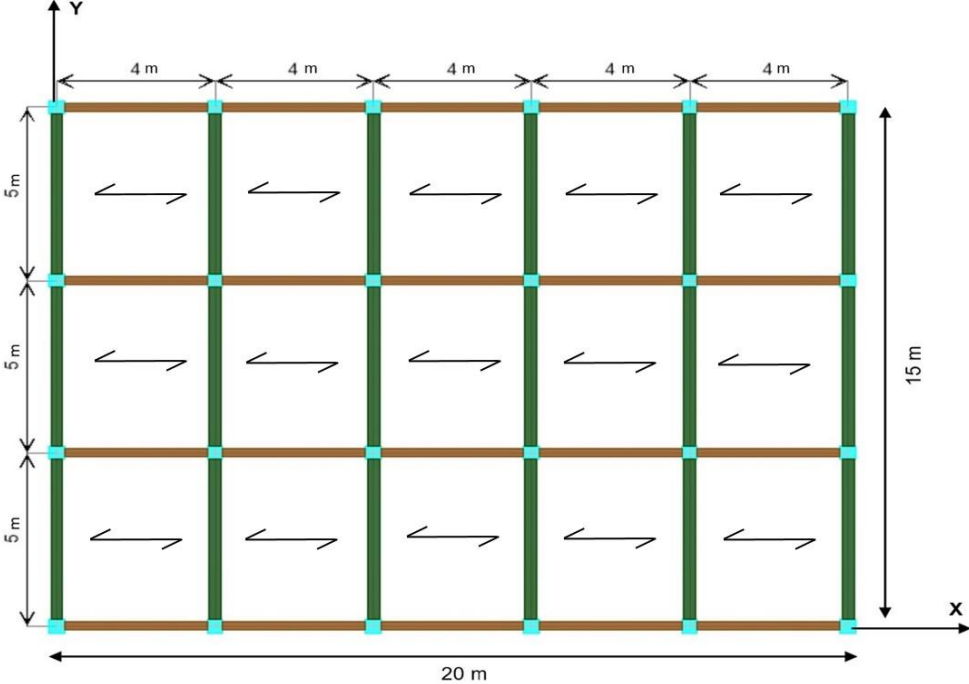


Figure 2.2 : Dimensions en plan de la structure.

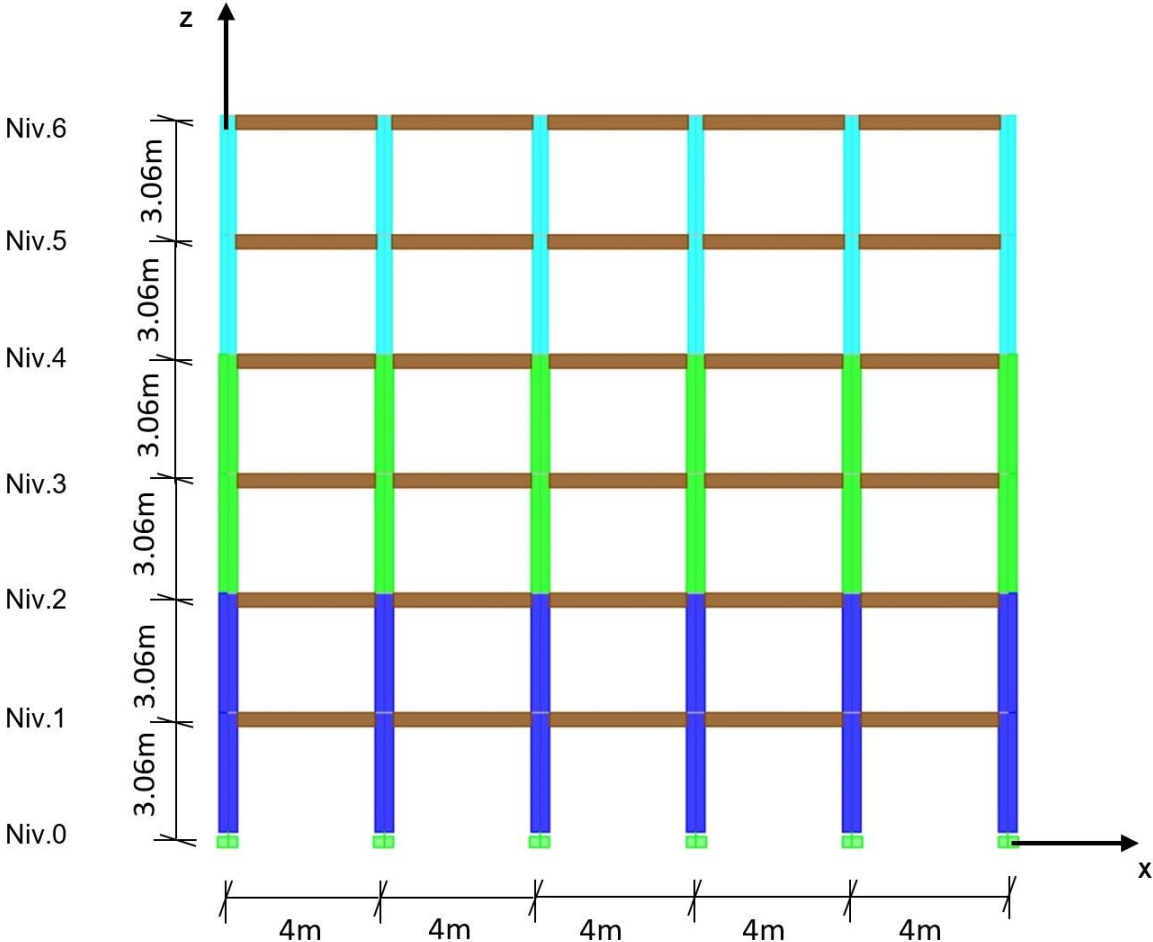
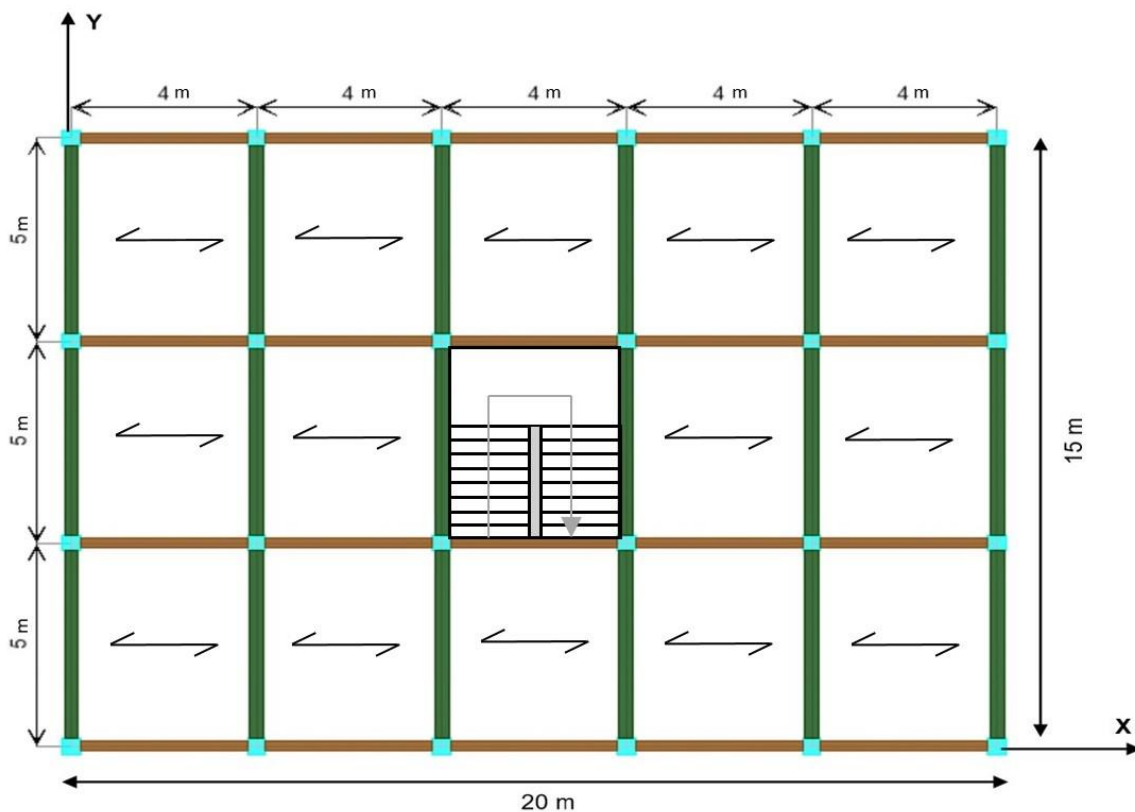


Figure 2.3 : Vue en élévation de la structure.

Pour évaluer les effets de la présence de la cage d'escalier sur la réponse sismique de la structure suscitée, qui est considérée ici comme le modèle de référence de type A, trois variantes sont développées sur la base de la localisation de la cage d'escalier dans le plan du bâtiment : une structure de type B est considérée dans laquelle l'emplacement de la cage d'escalier est symétrique par rapport au deux directions orthogonales du bâtiment (Fig 2.4), une structure de type C dans laquelle l'emplacement de la cage d'escalier est dissymétrique par rapport à une direction orthogonale du bâtiment (direction X-X, Fig 2.5) et une structure de type D dans laquelle la position de la cage d'escalier est dissymétrique par rapport aux deux directions orthogonales du bâtiment (Fig 2.6).



**Figure 2.4 :** Vue en plan de la structure de type B : escalier positionné à la troisième travée suivant la direction X-X et à la deuxième travée suivant la direction Y-Y.

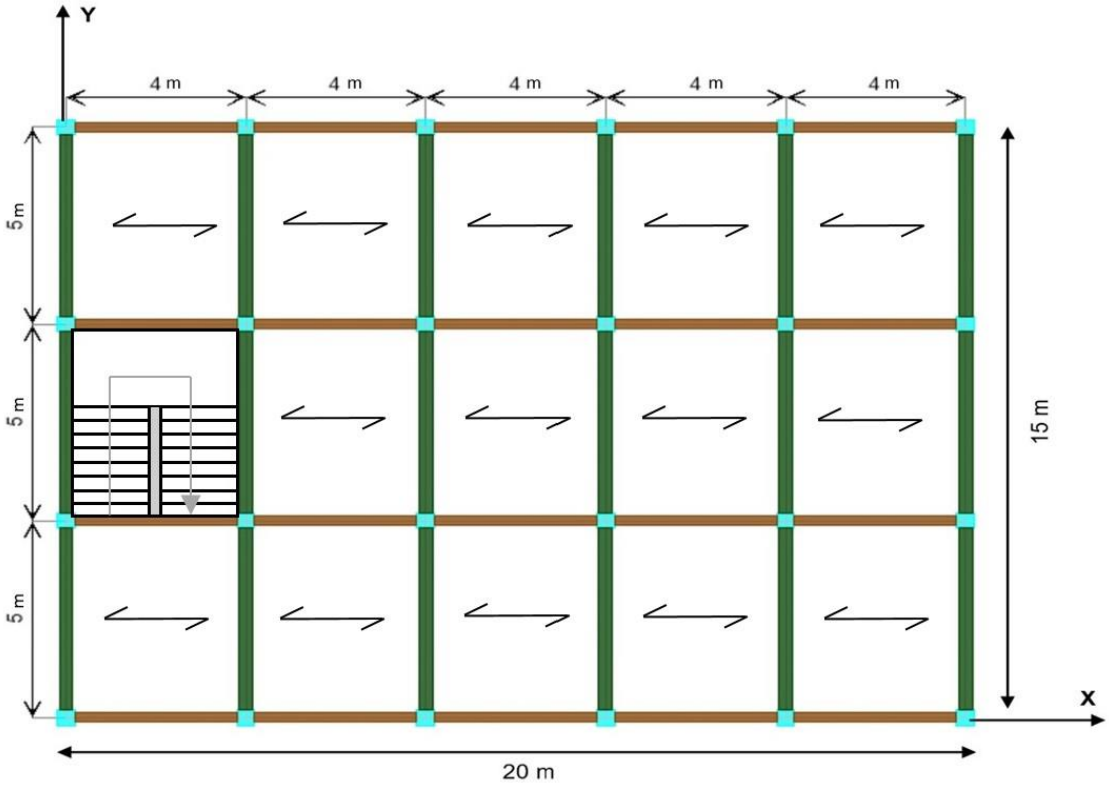


Figure 2.5 : Vue en plan de la structure de type C : escalier positionné à la première travée suivant la direction X-X et à la deuxième travée suivant la direction Y-Y.

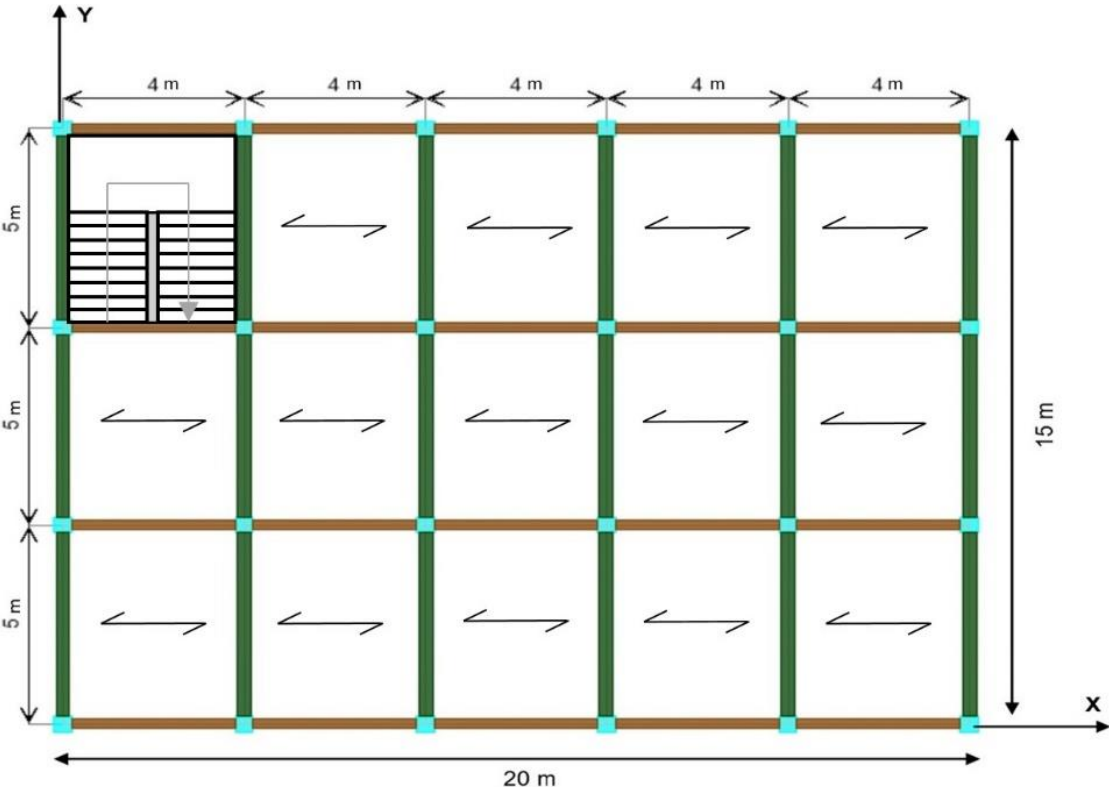


Figure 2.6 : Vue en plan de la structure de type D : escalier positionné à la première travée suivant la direction X-X et à la troisième travée suivant la direction Y-Y.

### 2.1.2. Lieu d'implantation de la structure

Le bâtiment est supposé être implanté dans une zone de moyenne sismicité, à savoir la zone IIa selon le code parasismique algérien RPA99/version 2003 [5].

Le sol de fondation du bâtiment est supposé meuble : sol de type S3 selon le même code.

## 2.2. ÉLÉMENTS COMPOSANT LA SUPERSTRUCTURE

### a) L'ossature

L'ossature du bâtiment est composée de portiques auto-stables dans ses deux directions orthogonales, capable de reprendre la totalité des charges verticales et horizontales. Les dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux sont données au § 2.5 de ce chapitre.

### b) Planchers

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutres préfabriquées. Ils sont de type 16+4.

## 2.3. MURS DE REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE

**Les murs extérieurs :** sont en double cloisons en maçonnerie de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.

**Les murs de séparations intérieurs :** sont réalisés en cloison simple en maçonnerie de 10cm.

## 2.4. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX UTILISÉS

### 2.4.1. Béton

Le béton utilisé est à base de ciment portland CPA325. Il est dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup>.

#### a) Résistance caractéristique du béton à la compression :

La valeur de la résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours,  $f_{c28}$ , est fixée à 25 MPa ( $f_{c28}=25\text{MPa}$ ).

#### b) Résistance caractéristique du béton à la traction (BAEL 91) [6] :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1\text{MPa}$$

**c) Module de déformation longitudinale instantanée du béton (BAEL 91) :**

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164 \text{MPa}$$

**d) Module de déformation longitudinale différée du béton (BAEL 91) :**

$$E_{i28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818 \text{MPa}$$

**e) Module de déformation transversale (BAEL 91) :**

$$G = E/2(1 + \mu)$$

- E : module de Young.
- $\mu$  : coefficient de poisson.

- à l'État limite de service (ELS) :  $\mu=0,2 \longrightarrow$  pour le calcul des déformations.

- à l'État limite ultime (ELU) :  $\mu=0 \longrightarrow$  pour le calcul des sollicitations.

**f) Contrainte limite ultime à la compression (BAEL 91) :**

- à l'état limite ultime :

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

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité :  $\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable.} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$

- $\theta$  : coefficient dépendant de la durée d'application des actions.
- |   |                |   |           |
|---|----------------|---|-----------|
| -Si la durée d'application est supérieure à 24 heures $\longrightarrow$ | $\theta = 1$   | } | (BAEL 91) |
| -Si la durée d'application est inférieure à 24 heures $\longrightarrow$ | $\theta = 0,8$ |   |           |

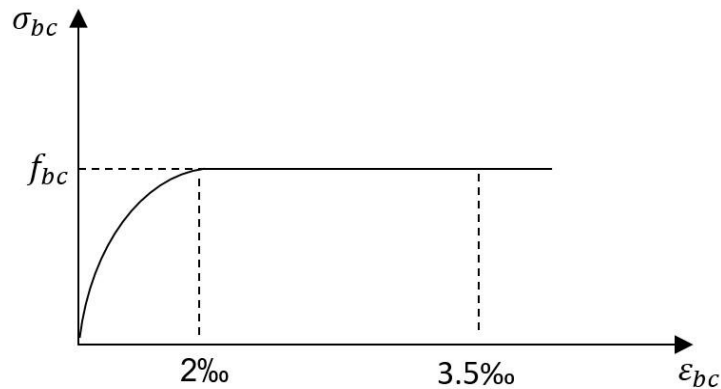


Figure 2.7 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU (BAEL 91).

-à l'état limite de service :

$$f_{bc}=0,6 \times f_{c28}$$

$$f_{bc}=0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

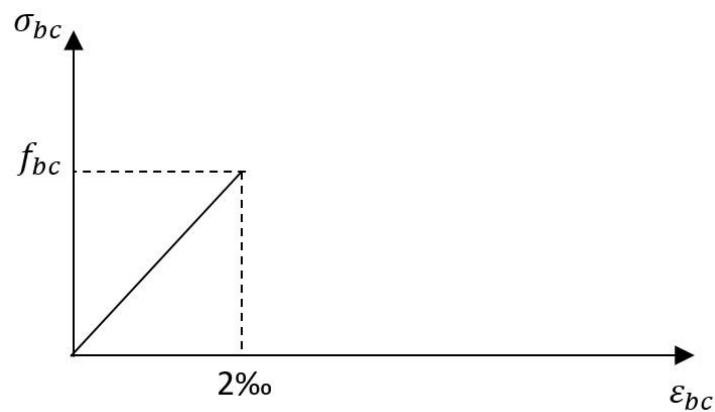


Figure 2.8 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS (BAEL 91).

### 2.4.2. Acier :

Le ferrailage des éléments structuraux (poutres et poteaux) de notre bâtiment se fera en utilisant des aciers à haute adhérence FeE400, de limite d'élasticité  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

a) **Module d'élasticité longitudinale (module de Young) :**

Le module d'élasticité longitudinale des aciers est égal à  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ .

b) **Contraintes limites de calcul (BAEL 91) :**

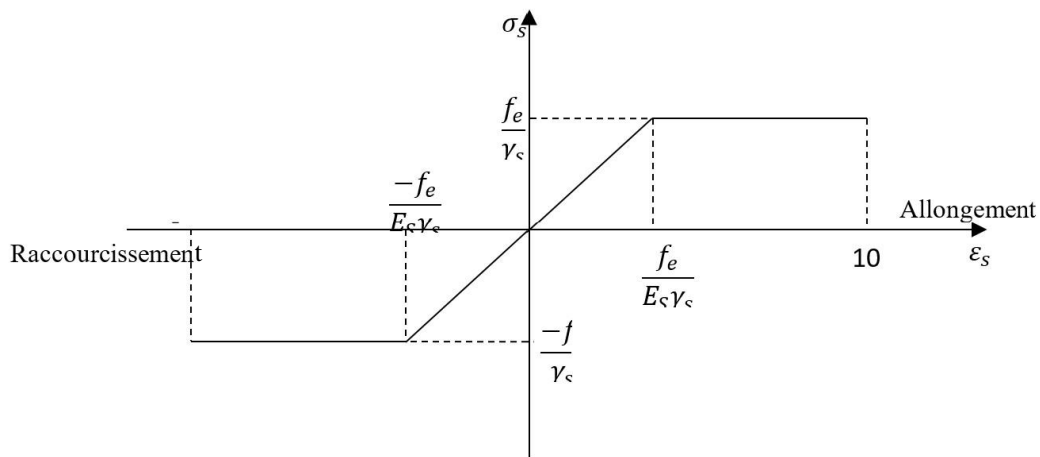
$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

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

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité :  $\gamma_s = \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{en situation courante.} \\ \gamma_s = 1 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$

**c) Diagramme contrainte-déformation de l'acier (BAEL 91)**



**Figure 2.9 :** Diagramme contrainte-déformation de l'acier (BAEL91).

## 2.5. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES SECTIONS DE BÉTON DES POUTRES ET POTEAUX DE LA STRUCTURE DE RÉFÉRENCE

Le pré-dimensionnement des poutres et poteaux se fait sous les charges gravitaires, permanentes (G) et d'exploitation (Q).

### 2.5.1. Charges gravitaires appliquées

Le bâtiment étudié étant à usage d'habitation, les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

- Charges permanentes (G) :
  - Plancher terrasse :  $G=5.8\text{KN/m}^2$
  - Plancher courant :  $G=5.1\text{KN/m}^2$
- Charges d'exploitation (Q) :
  - Plancher terrasse, inaccessible :  $Q=1\text{KN/m}^2$
  - Plancher courant :  $Q=1.5\text{KN/m}^2$

### 2.5.2. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres principales (porteuses) du bâtiment sont pré-dimensionnées sur la base des formules ci-après.

La hauteur de la poutre ( $h_p$ ) est donnée par la formule :

$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10}$$

La largeur de la poutre ( $b_p$ ) est donnée par la formule :

$$0.4h_p \leq b_p \leq 0.7h_p$$

Par ailleurs, selon le RPA99/version 2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1.5 + b_l \end{array} \right\} \text{(Art 7.5.1 RPA99/version 2003)}$$

- Les sections adoptées pour les poutres sont :
  - Poutres principales, porteuses (dans la direction Y-Y) :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
  - Poutres secondaires (dans la direction X-X) :  $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

### 2.5.3. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont pré-dimensionnés sur la base de la condition suivante où leur section de béton  $B_c$  est déterminée comme suit :

À l'état limite ultime de résistance :

Le code RPA 99/version 2003, §7.4.3.1, stipule que dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul, noté  $N_d$ , exprimé sous forme réduite (effort normal réduit,  $v$ ), est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Où :

$B_c$  : section de béton du poteau.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours. Dans notre cas,  $f_{c28}=25\text{MPa}$ .

Autrement dit, la section de béton  $B_c$  du poteau doit satisfaire la condition :

$$B_c \geq \frac{N_d}{(0.30 \times f_{c28})}$$

Ainsi, **au stade de pré-dimensionnement de la section de béton ( $B_c$ ) des poteaux**,  $N_d$  doit être au moins égale à l'effort normal dans le poteau le plus chargé, sous les charges gravitaires (permanentes (G) et d'exploitation (Q)) pondérées et combinées :  $1.35G+1.5Q$ , obtenu par descente de ces charges.

En résumé, les sections de béton adoptées pour les poteaux, satisfaisant la condition précédente sont :

- RDC, Étage 1 :  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
- Étage 2 et 3 :  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
- Étage 3 et 4 :  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

## 2.6. CALCUL DES ESCALIERS

### 2.6.1. Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Dans notre cas, l'escalier est conçu en béton armé coulé sur place et il est de type escalier droit à deux volées pour tous les étages.

## 2.6.2. Définitions d'ordres fonctionnels et caractéristiques géométriques

Les principaux termes utiles sont illustrés sur les figures suivantes :

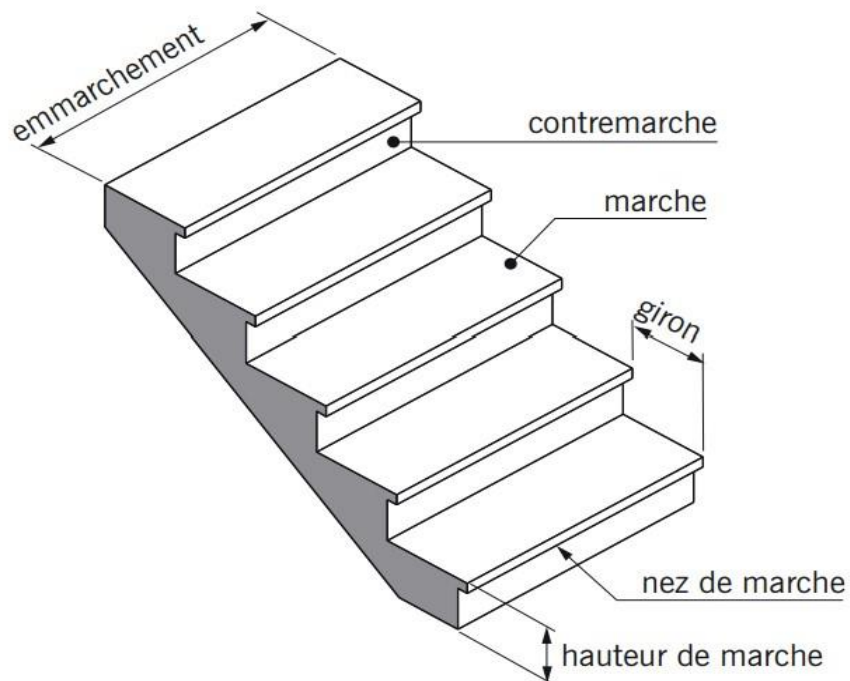


Figure 2.10 : Principaux termes relatifs à une volée d'un escalier.

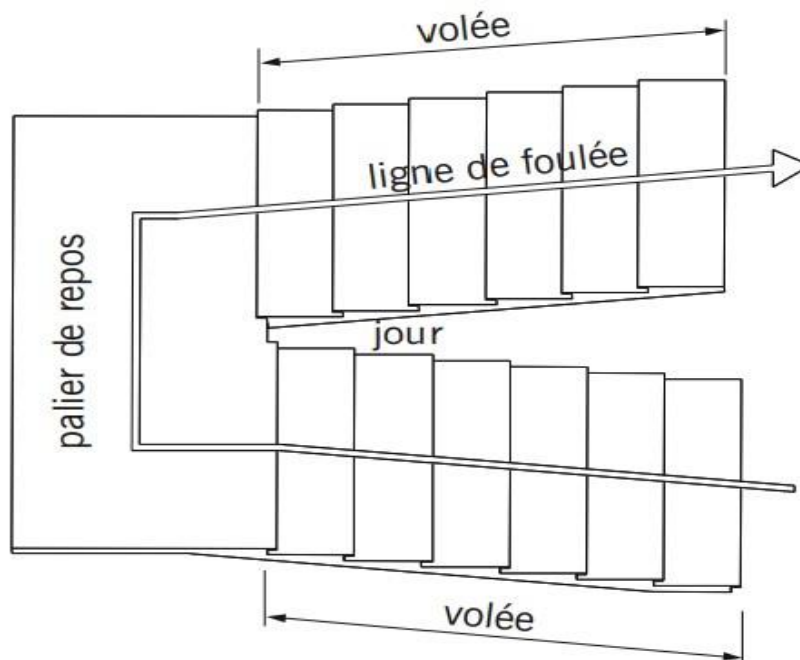


Figure 2.11 : Vue de dessus de deux volées d'un escalier.

- **La marche** : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre, sa forme est rectangulaire ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est un élément qui se positionne sous la marche légèrement en retrait, à la perpendiculaire, pour combler l'espace entre deux marches évitant la chute des objets.
- **La hauteur de la marche (h)** : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante. Les hauteurs des marches intérieures varient de 27 à 32 cm.
- **Le giron (g)** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives. Les giron des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32 cm.
- **L'emmarchement (e)** : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **Le nez de marche** : bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure.
- **La volée** : ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- **Le palier** : plante-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **La ligne de foulée** : ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant.
- **Le jour d'escalier ou lunette** : espace centrale autour duquel l'escalier se développe.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contres marches.

### 2.6.3. Pré-dimensionnement de l'escalier

Le pré-dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h).
- Le giron (g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

#### 2.6.3.1. Calcul de h, n, m et g

L'escalier sera dimensionné suivant la formule de **Blondel**, en tenant compte des dimensions données sur plan.

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

- Nombre de contres-marches :

On prend **h=17**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \quad \longrightarrow \quad \text{Soit 9 contres marches par volée.}$$

- Nombre de marches par volée :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \quad \longrightarrow \quad \text{Soit 8 marches par volée.}$$

- Dimension du giron :

$$\text{On a } 2h+g \leq 66 \text{ donc } g \leq 66-(2 \times 17) = 32\text{cm}$$

On prend **g = 30cm**

#### Vérification des lois de Blondel :

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### 2.6.3.2. Calcul des dimensions de la volée et du palier

- La largeur de chaque volée (le reculement (L)) :

$$L = 8 \times 30 = 240\text{cm} = 2.40\text{m}$$

- L'embranchement :

On prend le jour égale à 16cm

$$e = \frac{4-0.16}{2} = 1.92 \text{ m}$$

- La largeur du palier ( $l_p$ ) :

$$l_p = 1.2 \times e = 1.2 \times 1.92 = 2.3\text{m}$$

- La longueur du palier ( $L_p$ ) :

$$L_p = 2 e + \text{jour} = (2 \times 1.92) + 0.16 = 4\text{m}$$

#### 2.6.3.3. Dimensionnement de la pailasse

$$\frac{L_0}{30} < e_p < \frac{L_0}{20}$$

Avec  $L_0$  : longueur réelle de la pailasse projetée et du palier (entre appuis).

- L'angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56 \longrightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

- La longueur de la paillasse :

$$L' = \frac{L}{\cos 29.53} = \frac{2.40}{\cos 29.53} = 2.75m$$

- La longueur réelle de la paillasse et du palier :

$$L_0 = L' + l_p = 2.75 + 2.3 = 5.05m$$

$$\text{D'où } \frac{505}{30} < e_p < \frac{505}{20} \longrightarrow 16.83 \leq e_p \leq 25.25$$

On opte pour une épaisseur  $e_p = 20 \text{ cm}$  pour la paillasse et le palier.

#### 2.6.3.4. Pré-dimensionnement de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

- La longueur réelle de la poutre palière est égale à 4m.
- La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{pp}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{pp}}{10}$$

Avec :

$h_t$  : hauteur de la poutre palière.

$L_{pp}$  : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$$L_{pp} = 4m \longrightarrow \frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \longrightarrow 26.66 \leq h_t \leq 40$$

On opte pour  $h_t = 35\text{cm}$ .

- La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

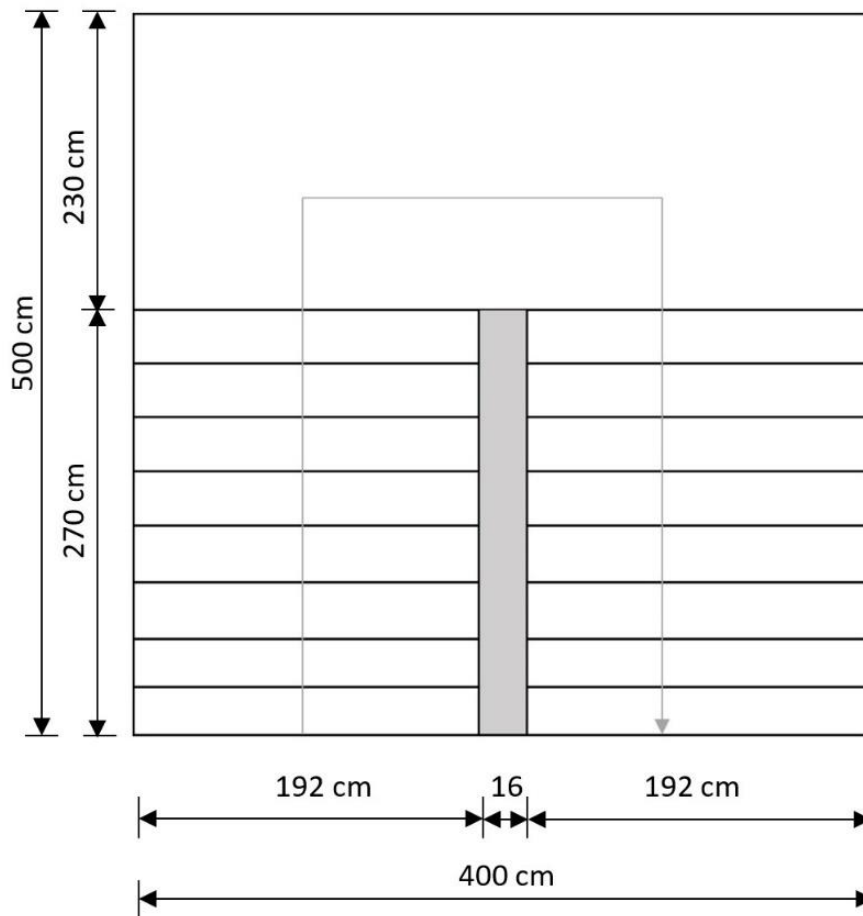
$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \longrightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

On opte pour  $b = 30\text{cm}$ .

**Vérifications des conditions du RPA ; §(Art 7.5 .1du RPA99) :**

- $b \geq 20$  cm .....  $30 \geq 20$  cm                      condition vérifiée.
- $h_t \geq 30$  cm .....  $35 \geq 30$  cm                      condition vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$  .....  $35/30 = 1,16 \leq 4$                       condition vérifiée.

On opte pour une section de  **$h_t=35$ cm** et  **$b=30$ cm**.



**Figure 2.12 :** Dimension de l'escalier en plan.

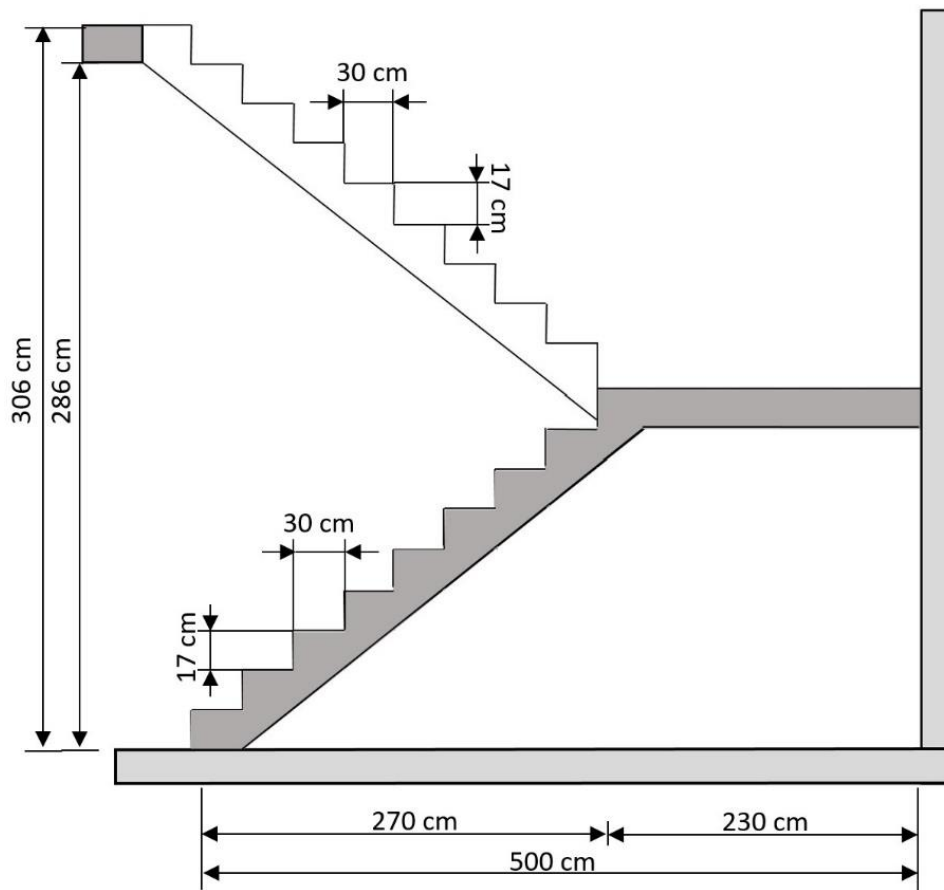


Figure 2.13 : Dimension de l'escalier en élévation.

## 2.7. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

La modélisation d'une structure est une phase essentielle pour l'étude de sa réponse à une excitation dynamique. Pour cela, lors du choix du modèle à adopter, on doit tenir compte le plus correctement possible de la répartition des masses et des raideurs de tous les éléments de la structure. Dans notre étude, un modèle pseudo-tridimensionnel est adopté dans lequel les masses sont concentrées au niveau du centre de masse de chaque plancher du bâtiment. Ce modèle est basé sur l'hypothèse selon laquelle les planchers sont supposés infiniment rigides dans leur plan. Les degrés de liberté considérés, sous séisme horizontal, sont les déplacements horizontaux des planchers dans les deux directions orthogonales du bâtiment, ainsi qu'une torsion d'axe verticale portée par l'axe Z du bâtiment.

Les éléments structuraux, poutres et poteaux, sont modélisés comme des éléments poutres tridimensionnels, chaque nœud de l'élément possède 6 degrés de liberté : 3 translations et 3 rotations. La cage d'escalier est mobilisée comme des éléments coques à 4 nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté : 3 translations et 3 rotations.

- Valeur des masses concentrées :

La masse concentrée par plancher est calculée comme suit : à un plancher i (niveau i) du bâtiment, cette masse que l'on note ici  $M_i$ , est selon le RPA 99/2003, égale à la somme des masses relatives aux charges permanentes (G),  $M_{Gi}$ , et à une fonction de celles dues aux charges d'exploitation (Q),  $\beta M_{Qi}$ .

$$M_i = \sum_j^n M_{Gi)_j} + \sum_j^n \beta M_{Qi)_j} = \sum_j^n [M_{Gi)_j} + \beta M_{Qi)_j]$$

$\beta$ : Coefficient de pourcentage des charges; dans notre cas, le bâtiment à usage d'habitation; d'où :  $\beta = 0.2$  (RPA 99/version 2003, tableau 4.5).

## 2.8. ACTION SISMIQUE

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul donné par le RPA 99/version 2003, qui est un spectre de réponse en accélération :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} (1.25A) \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.25\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T > 3.0s \end{cases}$$

$S_a$  : Accélération spectrale associée au mode de vibration de la période T du bâtiment.

A : Coefficient d'accélération de zone ; dans notre cas  $A=0,15$ .

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique ;  $\xi = 7\%$  d'où  $\eta$  est égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

Pour un système de contreventement par portique auto-stable avec remplissage en maçonnerie rigide, ce qui est notre cas :  $R=3.5$ .

Q : Facteur de qualité.

Q est donné par la relation suivante :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Où  $P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "Q" est satisfait ou non.

Dans notre cas, on considère que les contrôles de la qualité des matériaux et celle de l'exécution sont non satisfaits, ce qui nous donne :  $Q = 1.15$ .

$T_1$  et  $T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Dans notre cas le site est de type  $S_3$  d'où :  $T_1 = 0.15s$  et  $T_2 = 0.50s$ .

Le spectre de réponse de calcul obtenu est représenté à la figure 2.7 suivante :

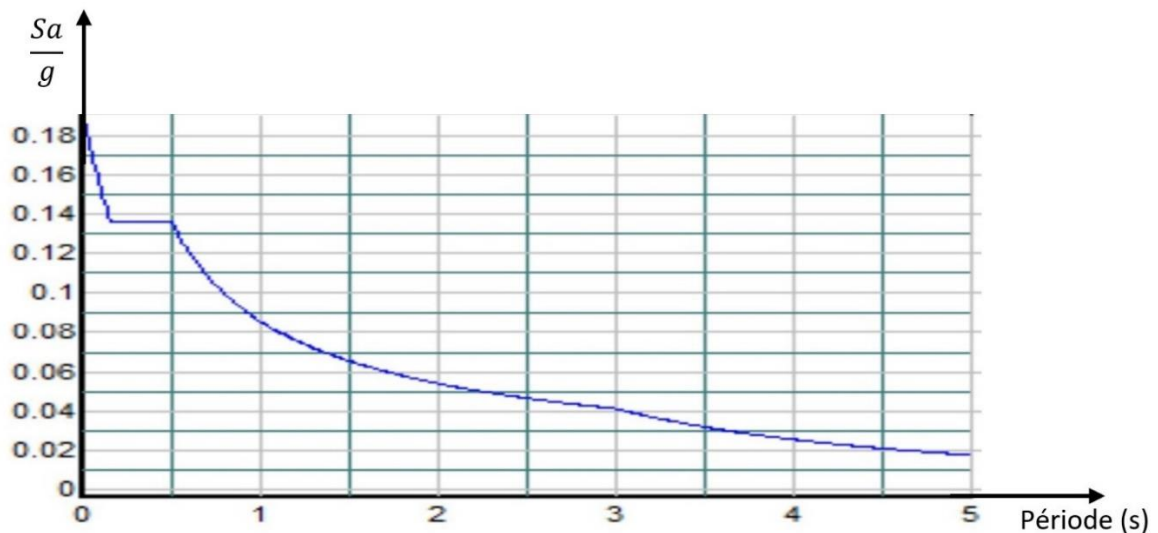


Figure 2.14 : Spectre de réponse de calcul.

# **CHAPITRE 3**

**PRÉSENTATION ET DISCUSSION DES  
RÉSULTATS DES ANALYSES MODALES**

## Chapitre 3 : PRÉSENTATION ET DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ANALYSES MODALES

### 3.1. Introduction

La présence de la cage d'escalier augmente la rigidité latérale de la structure [7, 8, 9, 10, 11, 12, 13,14], modifiant ainsi ses caractéristiques modales. Par conséquent, des analyses modales ont été effectuées sur les quatre modèles de bâtiments considérés.

### 3.2. Caractéristiques vibratoires des structures étudiées

Les effets de la présence de la cage d'escalier sur les différents types de modes propres ainsi que sur les périodes de vibration y correspondant sont résumés dans les tableaux 3.1, 3.2, 3.3, 3.4, pour les structures de type A, B, C et D, respectivement.

**Tableau 3.1 :** Caractéristiques vibratoires de la structure de type A.

	Mode propre de vibration	Période propre de vibration, <b>T(s)</b>	Pourcentage de masse modale participante, $\alpha$ (%)	
			Sens X-X, $\alpha_{x-x}(\%)$	Sens Y-Y, $\alpha_{y-y}(\%)$
<b>Caractéristiques vibratoires</b>	<b>Mode 1 :</b> Translation suivant X-X	0.921	77.468	0.00
	<b>Mode 2 :</b> Translation suivant Y-Y	0.845	0.00	77.953
	<b>Mode 3 :</b> Translation suivant X-X	0.291	11.528	0.00
	<b>Mode 4 :</b> Translation suivant Y-Y	0.272	0.00	11.416
	<b>Mode 5 :</b> Translation suivant X-X	0.153	5.11	0.00
	<b>Mode 6 :</b> Translation suivant Y-Y	0.145	0.00	5.004
		$\Sigma=$		94.106%

**Tableau 3.2 :** Caractéristiques vibratoires de la structure de type B.

	Mode propre de vibration	Période propre de vibration, <b>T(s)</b>	Pourcentage de masse modale participante, $\alpha$ (%)	
			Sens X-X, $\alpha_{x-x}$ (%)	Sens Y-Y, $\alpha_{y-y}$ (%)
<b>Caractéristiques vibratoires</b>	<b>Mode 1</b> Translation suivant X-X	0.7812	68.3863	0.0072
	<b>Mode 2</b> Translation suivant Y-Y	0.7279	0.0068	78.3742
	<b>Mode 3</b> Torsion autour de Z-Z	0.7426	8.8393	0.0003
	<b>Mode 4</b> Translation suivant X-X	0.2623	11.1253	0.0318
	<b>Mode 5</b> Translation suivant Y-Y	0.2469	0.0208	10.8838
	<b>Mode 6</b> Torsion autour de Z-Z	0.2426	0.2132	0.0619
	<b>Mode 7</b> Translation suivant X-X	0.1442	5.2027	0.0088
	<b>Mode 8</b> Translation suivant Y-Y	0.1384	0.0054	4.9769
		$\Sigma=$		93.7998%

**Tableau 3.3** : Caractéristiques vibratoires de la structure de type C.

	Mode propre de vibration	Période propre de vibration, <b>T(s)</b>	Pourcentage de masse modale participante, <b><math>\alpha</math> (%)</b>	
			Sens X-X, <b><math>\alpha_{x-x}</math> (%)</b>	Sens Y-Y, <b><math>\alpha_{y-y}</math> (%)</b>
<b>Caractéristiques vibratoires</b>	<b>Mode 1</b> Translation suivant X-X	0.7804	69,8249	5.9466
	<b>Mode 2</b> Translation suivant Y-Y	0.8041	7.0623	46.5492
	<b>Mode 3</b> Torsion autour de Z-Z	0.6234	0.1906	25.8157
	<b>Mode 4</b> Translation suivant Y-Y	0.2637	8.7273	1.9569
	<b>Mode 5</b> Translation suivant X-X	0.2595	2.7796	6.4257
	<b>Mode 6</b> Torsion autour de Z-Z	0.2191	0.0031	2.5952
	<b>Mode 7</b> Translation suivant X-X	0.1442	5.1055	0.0977
	<b>Mode 8</b> Translation suivant Y-Y	0.1412	0.1183	4.2917
		<b><math>\Sigma=</math></b>		93.8116%

**Tableau 3.4 :** Caractéristiques vibratoires de la structure de type D.

	Mode propre de vibration	Période propre de vibration, <b>T(s)</b>	Pourcentage de masse modale participante, <b><math>\alpha</math> (%)</b>	
			Sens X-X, <b><math>\alpha_{x-x}</math> (%)</b>	Sens Y-Y, <b><math>\alpha_{y-y}</math> (%)</b>
<b>Caractéristiques vibratoires</b>	<b>Mode 1</b> Translation suivant X-X	0.8356	42.8422	17.7068
	<b>Mode 2</b> Translation suivant Y-Y	0.7585	29.0152	45.6166
	<b>Mode 3</b> Torsion autour de Z-Z	0.6036	5.2043	14.8147
	<b>Mode 4</b> Translation suivant X-X	0.2712	8.1290	1.8580
	<b>Mode 5</b> Translation suivant Y-Y	0.2534	2.9121	7.7193
	<b>Mode 6</b> Torsion autour de Z-Z	0.2158	0.4515	1.5614
	<b>Mode 7</b> Translation suivant X-X	0.1459	4.4725	0.4294
	<b>Mode 8</b> Translation suivant Y-Y	0.1400	0.5951	4.1902
		<b><math>\Sigma=</math></b>		93.6220%

L'examen de ces résultats nous permet de faire les observations suivantes :

- Dans une direction donnée (direction X-X ou Y-Y) de la structure, le modèle de structure de type A, comme prévu, est le plus flexible avec la plus grande période fondamentale de vibration correspondant au premier mode de translation horizontale. Avec l'insertion de la cage d'escalier, une diminution de la période fondamentale est clairement observée, ce qui indique une augmentation de la rigidité latérale du bâtiment. Il est intéressant de signaler que la diminution de la période fondamentale n'est pas la même pour tous les modèles même si les dimensions de la cage d'escalier sont les mêmes, mais dépend fortement de son emplacement dans le plan du bâtiment.
- En négligeant la présence de la cage d'escalier, la structure présente un seul type de mode propre, à savoir un mode de translation horizontale selon la direction considérée de la structure. En effet, le modèle de type A présente 6 modes significatifs pour lesquels la somme des pourcentages de masses modales participantes ( $\alpha$ ) est  $\geq 90\%$  ( $\sum \alpha_{X-X} \geq 90\%$  et  $\sum \alpha_{Y-Y} \geq 90\%$ ) selon le RPA99/version 2003. Ces 6 modes significatifs sont tous des modes de translation pure, trois dans la direction X-X à savoir les modes 1, 3 et 5, et les 3 autres dans la direction Y-Y, à savoir 2, 4 et 6.
- Par contre, en incorporant la cage d'escalier dans le modèle, la structure présente deux types de modes propres, à savoir des modes de translation horizontale simultanément dans ses deux directions orthogonales et un mode torsion (rotation) des planchers autour d'un axe vertical par effet inertiel des masses excentrées par rapport au centre des rigidités de la structure à chacun de ses niveaux. En effet, les structures de type B, C et D présentent 8 modes significatifs dont deux modes de torsion, pour lesquels la somme des pourcentages de masses modales participantes ( $\alpha$ ) est  $\geq 90\%$  ( $\sum \alpha_{X-X} \geq 90\%$  et  $\sum \alpha_{Y-Y} \geq 90\%$ ) selon le RPA99/version 2003. Les six modes de translation se composent de trois modes dans la direction X-X, à savoir les modes 1, 4 et 7, et les trois autres dans la direction Y-Y, à savoir 2, 5 et 8. Les modes de torsion sont les modes 3 et 6.
- Avec la prise en compte de la cage d'escalier dans le modèle, l'analyse modale fait apparaître des modes de torsion en particulier pour les structures de type C et D. En effet, dans le cas de la structure de type C, l'analyse modale fait ressortir un mode de torsion significatif, avec un coefficient de participation de masse modale ( $\alpha$ ) de l'ordre de 25% dans la direction Y-Y de la structure ( $\alpha_{Y-Y} = 25.8\%$ , voir tableau 3.3); dans le cas de la structure de type D, ce coefficient est de l'ordre de 14% toujours dans la même direction ( $\alpha_{Y-Y} = 14.81\%$ , voir tableau 3.4), ce qui n'est pas négligeable.
- Un mode de torsion met en jeu des rotations générales des différents niveaux de la structure au tour de l'axe vertical. Ces rotations des planchers engendrent des sollicitations supplémentaires considérables dans les éléments de la structure. La non-prise en compte de la présence de la cage d'escalier dans le modèle lors de la phase d'analyse de structures donnera lieu à un dimensionnement non-sécuritaire. Ainsi, l'un des effets les plus néfastes de la cage d'escalier sur le comportement

sismique de la structure et le changement de la distribution de la rigidité latérale dans le plan, cette dernière, conduisant potentiellement à une augmentation des effets dangereux de la torsion d'axe verticale. Lesquels effets, sont plus prononcés lorsque l'emplacement de la cage d'escalier est dissymétrique dans le plan du bâtiment augmentant, ce faisant, les effets inertiels des masses excentrées par rapport au centre des rigidités de la structure à chacun de ses niveaux. Ces résultats sont aussi observés dans [15,16,17]

# **CHAPITRE 4**

**ANALYSE COMPARATIVE DES EFFORTS  
INTERNES DÉVELOPPÉS DANS LES ÉLÉMENTS  
STRUCTURAUX POUTRES ET POTEAUX**

## Chapitre 4 : **ANALYSE COMPARATIVE DES EFFORTS INTERNES DÉVELOPPÉS DANS LES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX POUTRES ET POTEAUX**

### 4.1 INTRODUCTION

En raison de l'augmentation de la rigidité latérale ainsi que du changement de sa distribution dans le plan de la structure causée par la présence de la cage d'escalier, la répartition des efforts internes incluant les moments fléchissants, les efforts tranchants et les efforts normaux, dans les éléments structuraux est fondamentalement modifiée. Pour évaluer l'incidence de la présence de la cage d'escalier sur l'intensité et la distribution des efforts internes dans les éléments structuraux poutres et poteaux les plus sollicités, des analyses spectrales par superposition modales ont été effectuées sur les quatre bâtiments considérés.

### 4.2 COMBINAISONS D'ACTION RÉGLEMENTAIRES

Le calcul des efforts internes dans les éléments structuraux (poutres et poteaux) est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanente et d'exploitation) et sismique selon les combinaisons d'action définies dans les codes de calcul utilisées à cet effet, à savoir le code de calcul en béton armé aux états limites BAEL91 et le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003.

#### 4.2.1. COMBINAISONS DU BAEL91

Pour tous les éléments d'une structure, les règles du BAEL91 recommandent, à l'état limite ultime la combinaison d'action suivante:  $1.35G + 1.5Q$ .

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

#### 4.2.2. COMBINAISON DU RPA99/VERSION 2003

Tout en tenant compte de l'action sismique, les combinaisons d'actions à considérées pour la détermination des sollicitations de calcul selon le RPA99 /version 2003 sont les suivantes :

a) Pour les poutres

- $G + Q \pm E$  (Art .5.2.1);  $0.8G \pm E$  (Art .5.2.2);

E: Action sismique.

b) Pour les poteaux

- $G + Q \pm 1.2E$  (Art.5.2.3);  $0.8G \pm E$  (Art .5.2.2).

### 4.3. EFFORTS INTERNES DANS LES POUTRES

La distribution des moments négatifs et positifs aux appuis des poutres principales est montrée à la Fig. 4.1, et ce pour les quatre types de structures considérées. Comme on peut le voir, l'insertion de la cage d'escalier dans le modèle de type B induit une réduction des moments négatifs et positifs par rapport au modèle de référence (i.e. modèle de type A), et ce, principalement, au niveau des étages inférieurs (étages 1, 2, 3 et 4). Par contre, dans le cas des modèles de type C et D, l'effet observé est complètement opposé. En effet, la présence de la cage d'escalier provoque une augmentation des moments négatifs et positifs par rapport au modèle de référence. Il est important de noter que cette augmentation est beaucoup plus prononcée dans le cas du modèle de type C pour une distribution des moments positifs (Fig.4.1b).

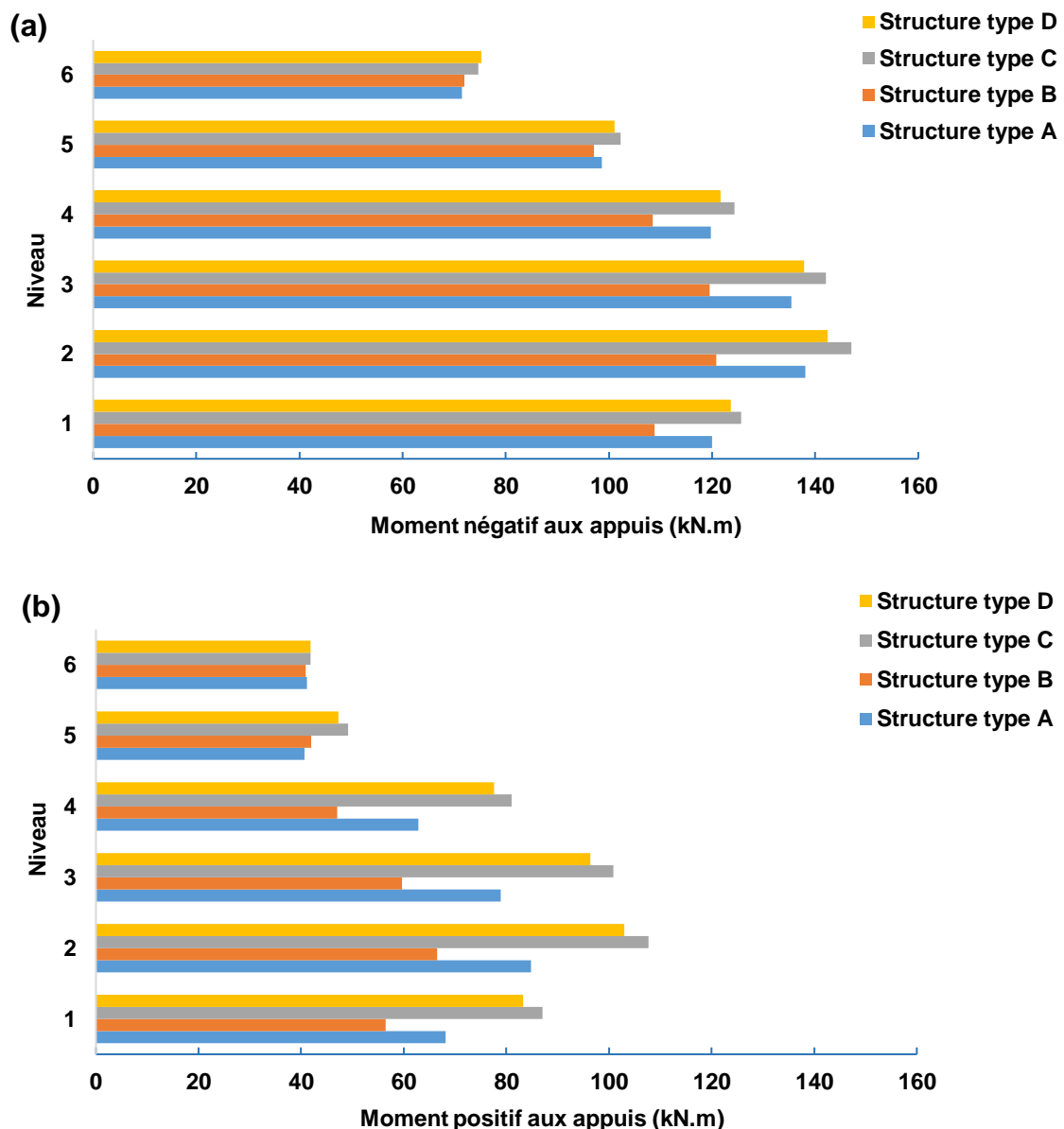


Figure 4.1 : La distribution des moments (a) négatifs et (b) positifs aux appuis des poutres principales.

En ce qui concerne la distribution des moments négatifs et positifs aux appuis des poutres secondaires, il est observé que l'insertion de la cage d'escalier dans le modèle induit, globalement, une réduction de ces moments, et ce pour les quatre types de modèles considérés (Fig. 4.2).

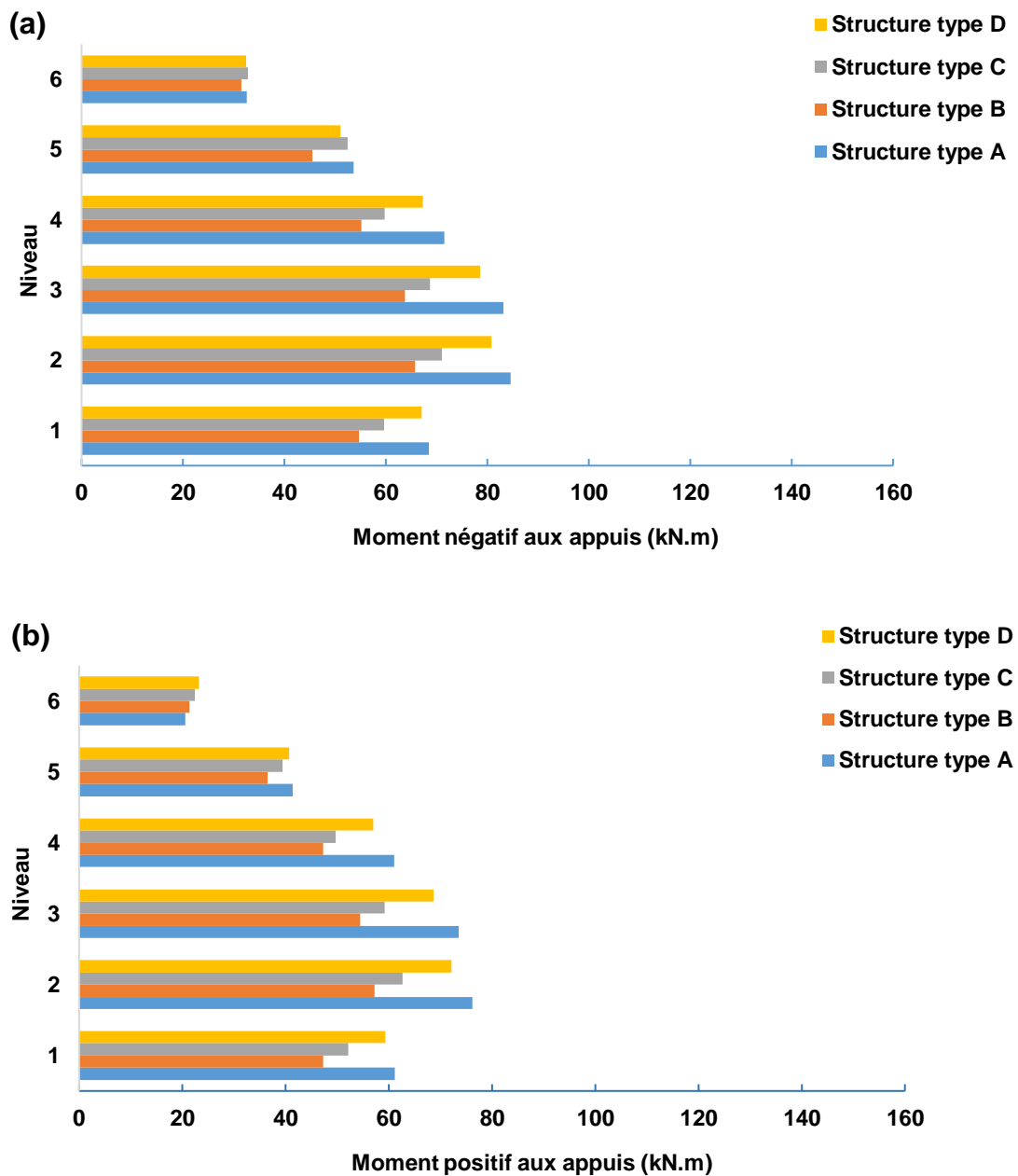


Figure 4.2 : La distribution des moments (a) négatifs et (b) positifs aux appuis des poutres secondaires.

La figure 4.3 montre la distribution des efforts tranchants au niveau des poutres principales secondaires. Comme on peut le constater, les mêmes conclusions peuvent être tirées que dans le cas de la distribution des moments négatifs et positifs aux appuis des poutres principales et secondaires.

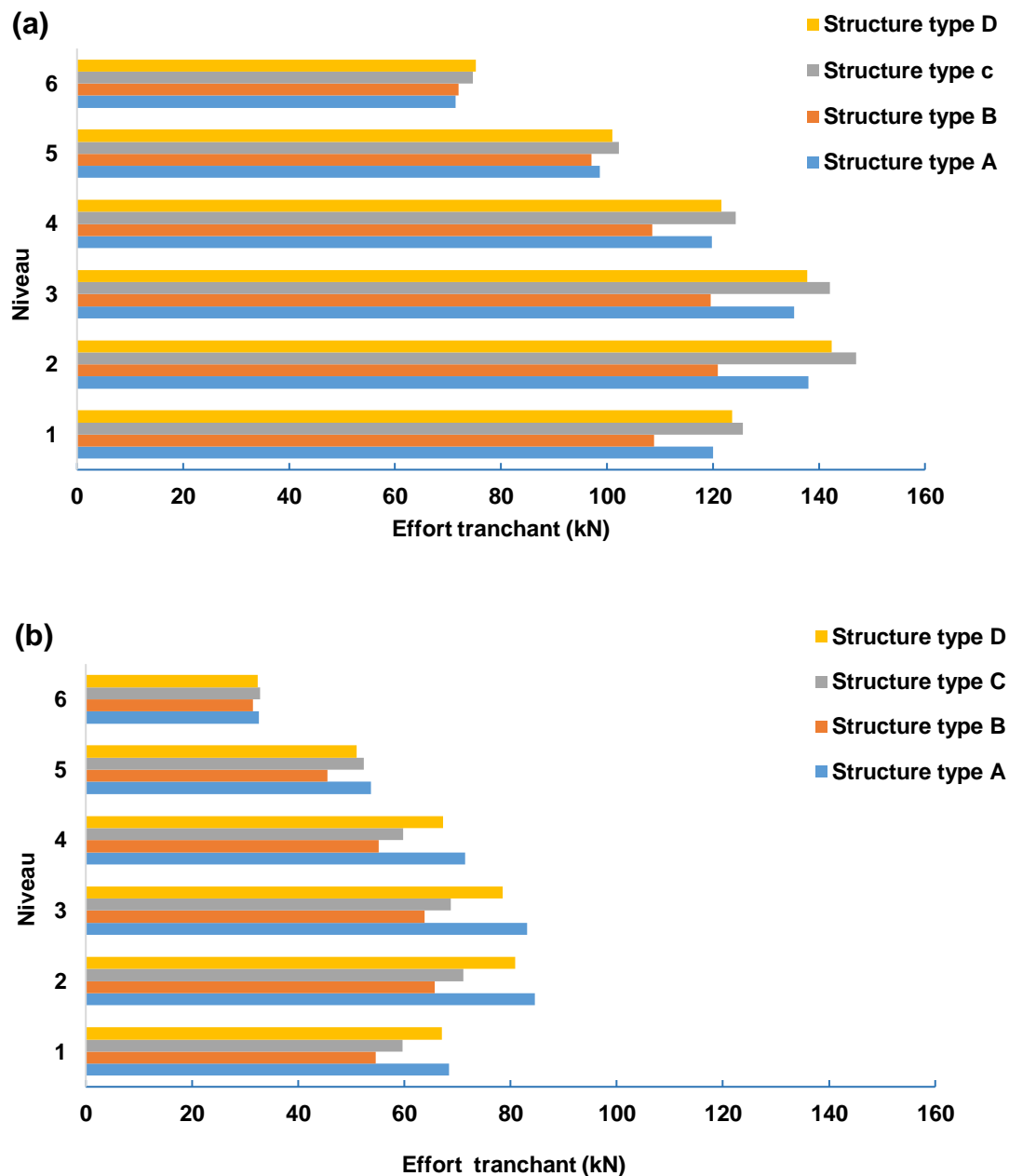


Figure 4.3 : Distribution des efforts tranchants au niveau (a) des poutres principales et (b) des poutres secondaires.

## 4.4. EFFORTS INTERNES DANS LES POTEAUX

Pour les poteaux, il est plus judicieux de séparer les poteaux non attachés à la cage d'escalier de ceux qui lui sont attachés, et ce pour mieux apprécier l'influence de la cage d'escalier sur la réaction sismique de ces éléments porteurs verticaux.

### 4.4.1. POTEAUX NON ATTACHÉS À LA CAGE D'ESCALIER

Les distributions des moments  $M_{3-3}$  (flexion suivant la direction X-X) et  $M_{2-2}$  (flexion suivant la direction Y-Y) aux appuis des poteaux sont montrés aux Figs. 4.4 et 4.5, respectivement, et ce pour les quatre types de structures considérées. On peut voir que suivant la direction X-X, l'introduction de la cage d'escalier dans le modèle induit, globalement, une réduction des moments, et ce, principalement, dans le cas des structures de type B et C (Fig.4.4). En revanche, suivant la direction Y-Y, à l'exception de la structure de type B où une réduction des moments est observée, une augmentation des moments par rapport à la structure de référence est constatée, surtout dans le cas de la structure de type C (Fig. 4.5).

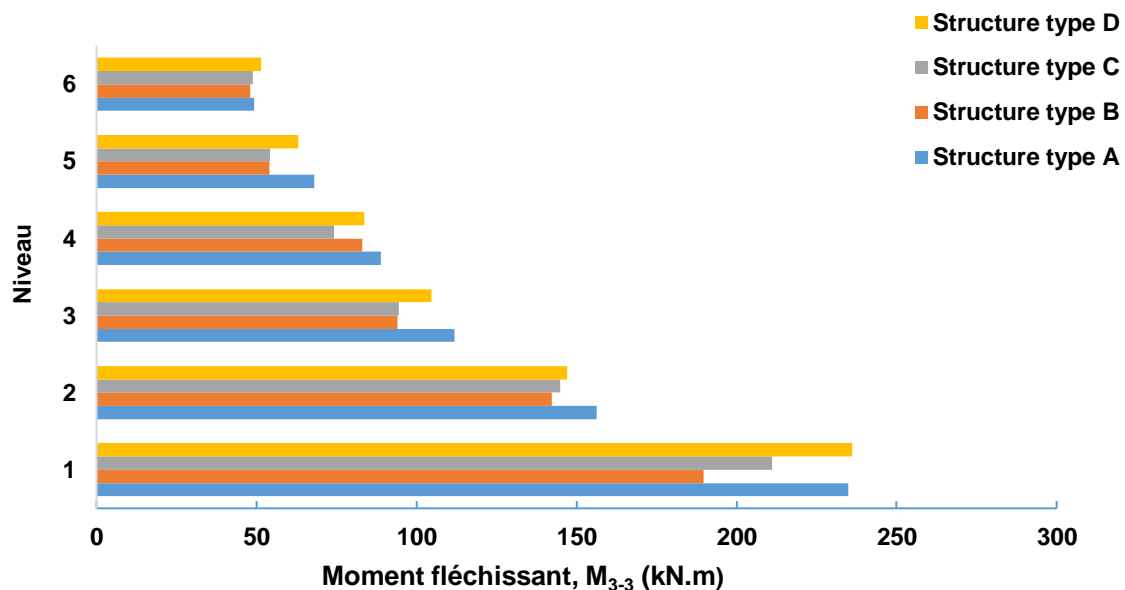


Figure 4.4 : Distribution des moments fléchissants  $M_{3-3}$  au niveau des poteaux loin de la cage d'escalier suivant la direction X-X.

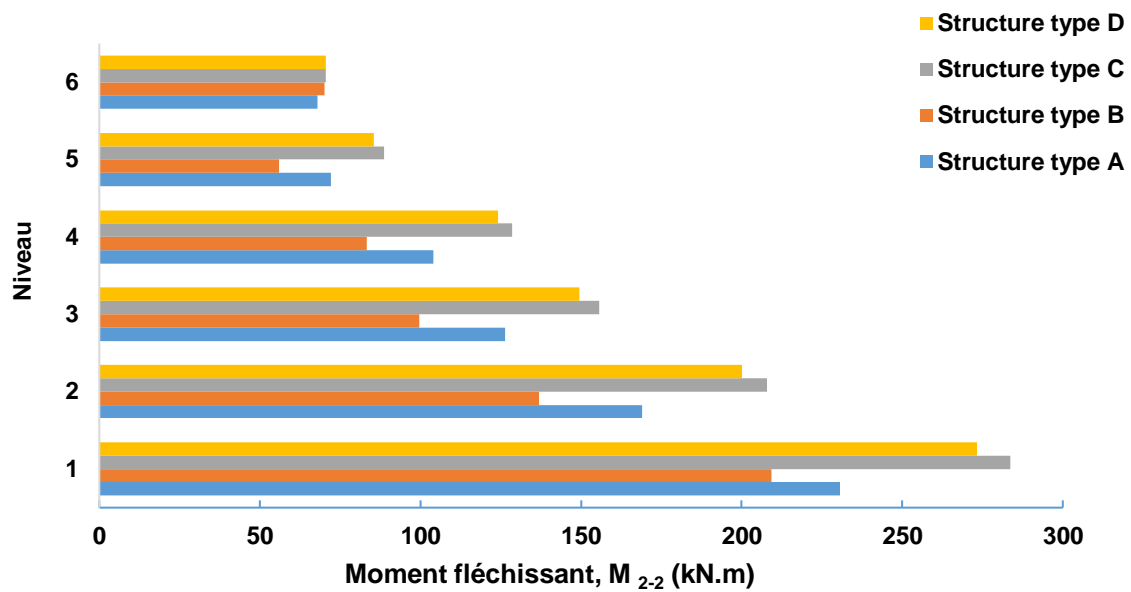


Figure 4.5 : Distribution des moments fléchissants  $M_{2-2}$  au niveau des poteaux loin de la cage d'escalier suivant la direction Y-Y.

Les distributions des efforts tranchants  $V_{2-2}$ , suivant la direction X-X, et  $V_{3-3}$ , suivant la direction Y-Y, au niveau des poteaux sont montrées aux Figs. 4.6 et 4.7, respectivement, et ce pour les quatre types de structures considérées. Comme on peut observer, les mêmes conclusions peuvent être tirées que dans le cas de la distribution des moments  $M_{3-3}$  et  $M_{2-2}$  aux appuis des poteaux.

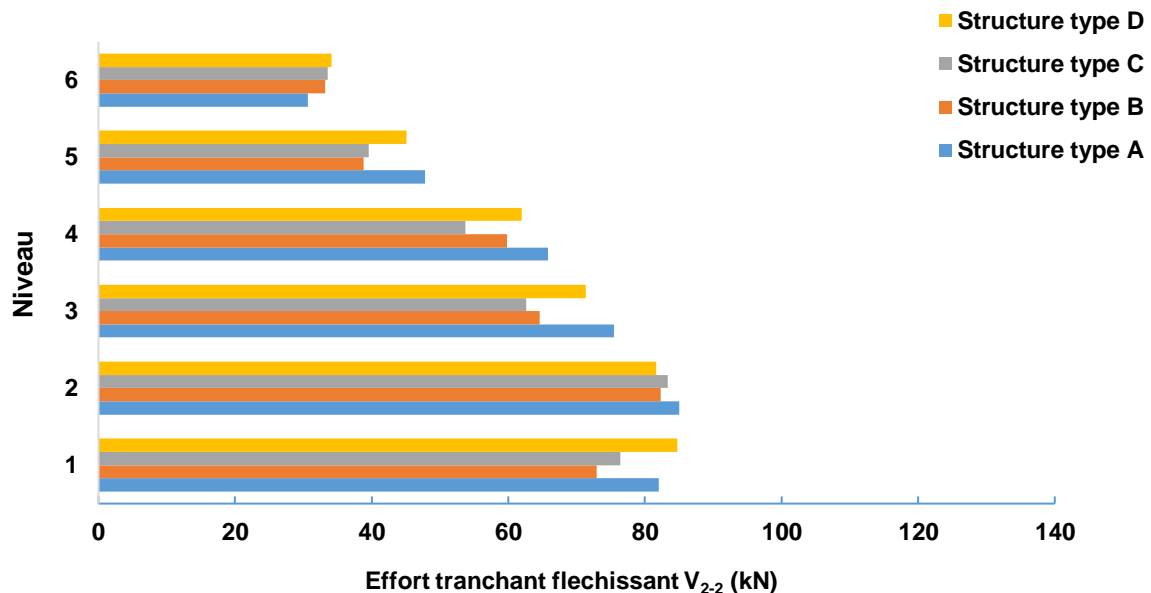


Figure 4.6 : Distribution des efforts tranchants fléchissants  $V_{2-2}$  au niveau des poteaux loin de la cage d'escalier suivant la direction X-X.

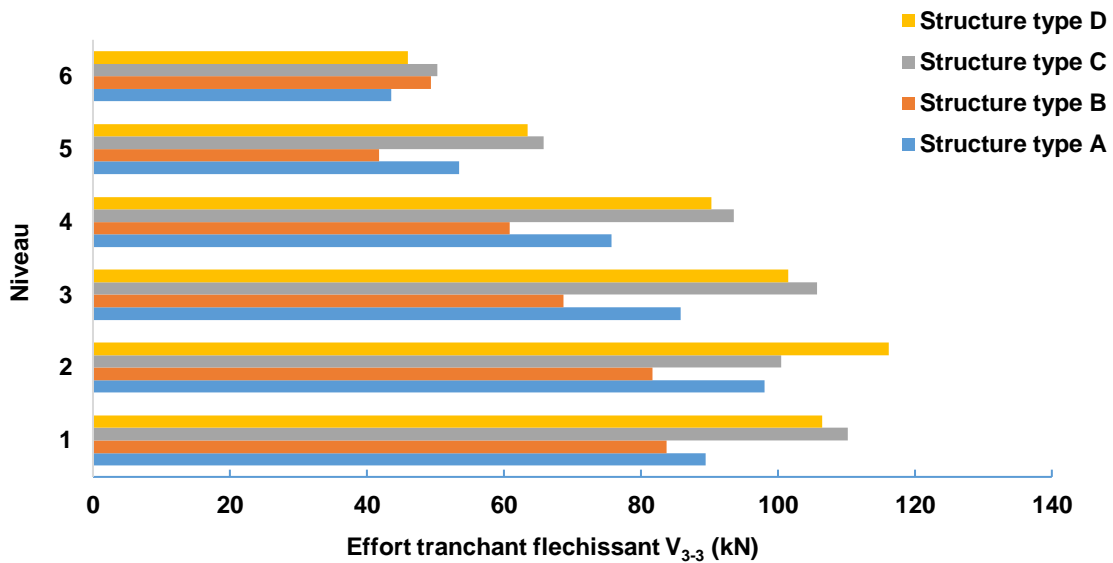


Figure 4.7 : Distribution des efforts tranchants fléchissants  $V_{3-3}$  au niveau des poteaux loin de la cage d'escalier suivant la direction Y-Y.

#### 4.4.2. POTEAUX ATTACHÉS À LA CAGE D'ESCALIER

Les distributions des moments  $M_{3-3}$  (flexion suivant la direction X-X) et  $M_{2-2}$  (flexion suivant la direction Y-Y) aux appuis des poteaux sont montrées aux Figs. 4.8 et 4.9, respectivement, et ce pour les quatre types de structures considérées. On peut voir que suivant la direction X-X, l'insertion de la cage d'escalier dans le modèle induit une réduction des moments par rapport à la structure de référence dans les étages inférieurs, surtout au premier niveau et une augmentation sensible des moments dans les étages supérieurs (aux niveaux 3, 4 et 5). Par contre, suivant la direction, on peut observer une augmentation substantielle des moments, et ce dans toutes les structures considérées, y compris la structure de type B (Fig. 4.8).

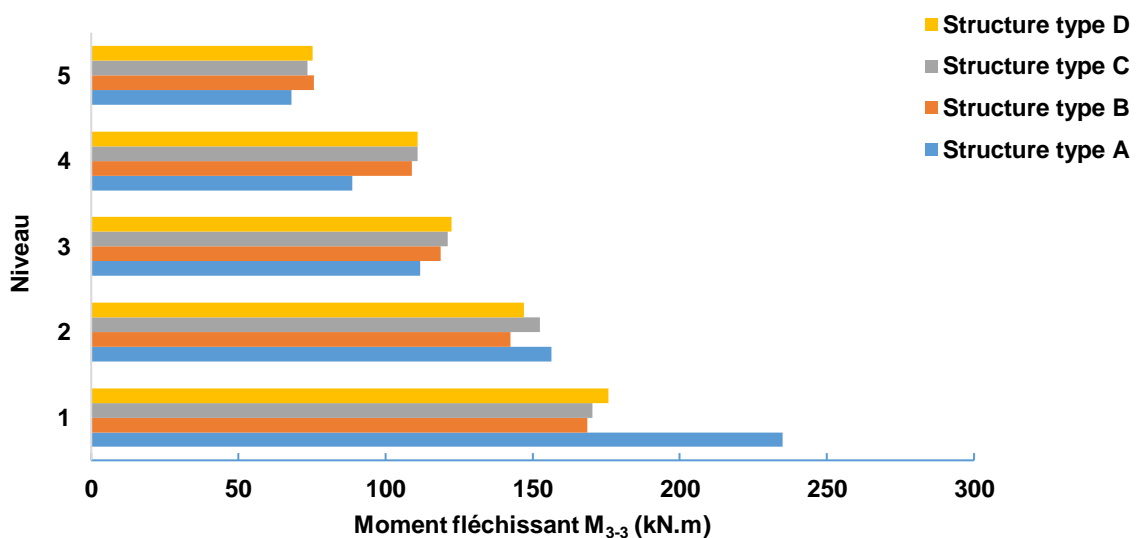
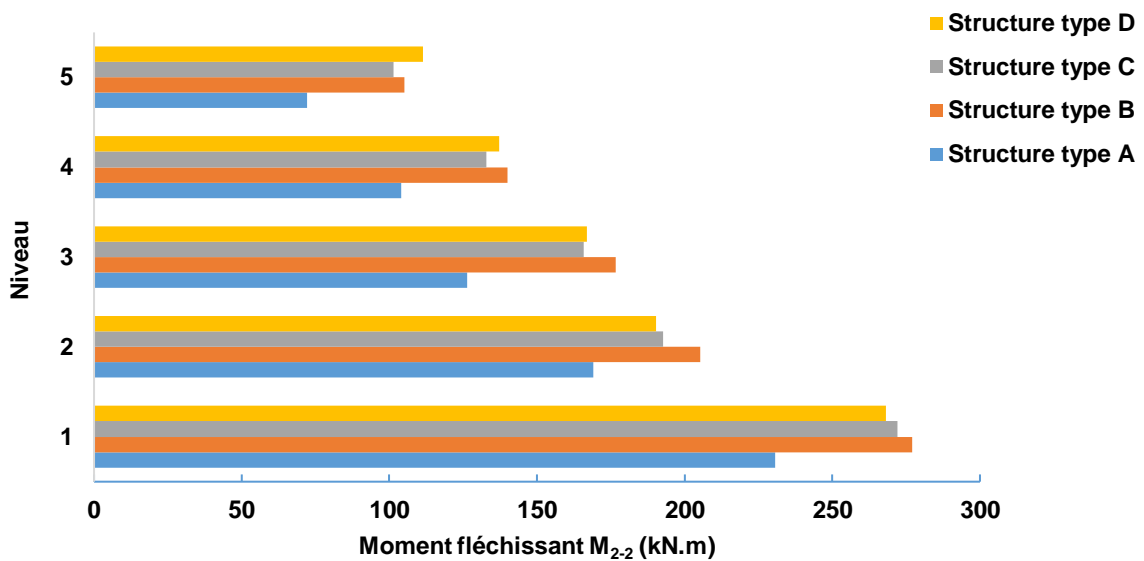
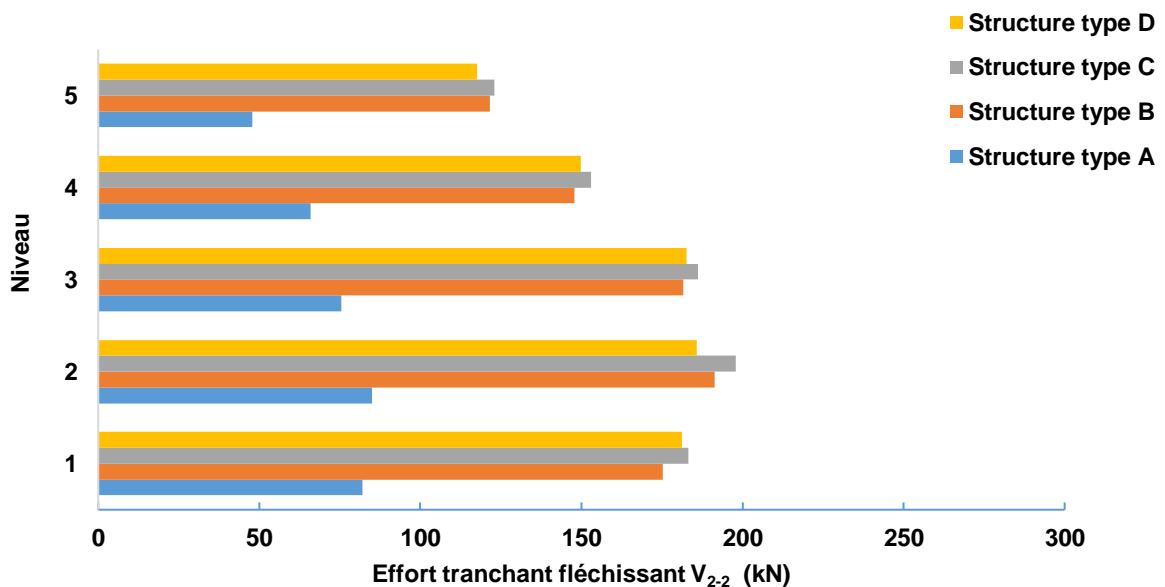


Figure 4.8 : Distribution des moments fléchissants  $M_{3-3}$  au niveau des poteaux proches de la cage d'escalier suivant la direction X-X.



**Figure 4.9 :** Distribution des moments fléchissants  $M_{2-2}$  au niveau des poteaux proches de la cage d'escalier suivant la direction Y-Y.

Les distributions des efforts tranchants  $V_{2-2}$ , suivant la direction X-X, et  $V_{3-3}$ , suivant la direction Y-Y, au niveau des poteaux sont montrées aux Figs. 4.10 et 4.11, respectivement, et ce pour les quatre types de structures considérées. Il est clairement observé que la présence de la cage d'escalier dans le modèle provoque une augmentation significative des efforts tranchants, et ce quel que soit le type de structure et la direction orthogonale considérée. Cette forte augmentation des efforts tranchants indique l'apparition des poteaux courts suite à l'interaction avec la cage d'escalier, ce qui peut provoquer une rupture fragile de ces poteaux par cisaillement.



**Figure 4.10 :** Distribution des efforts tranchants fléchissants  $V_{2-2}$  au niveau des poteaux proches de la cage d'escalier suivant la direction X-X.

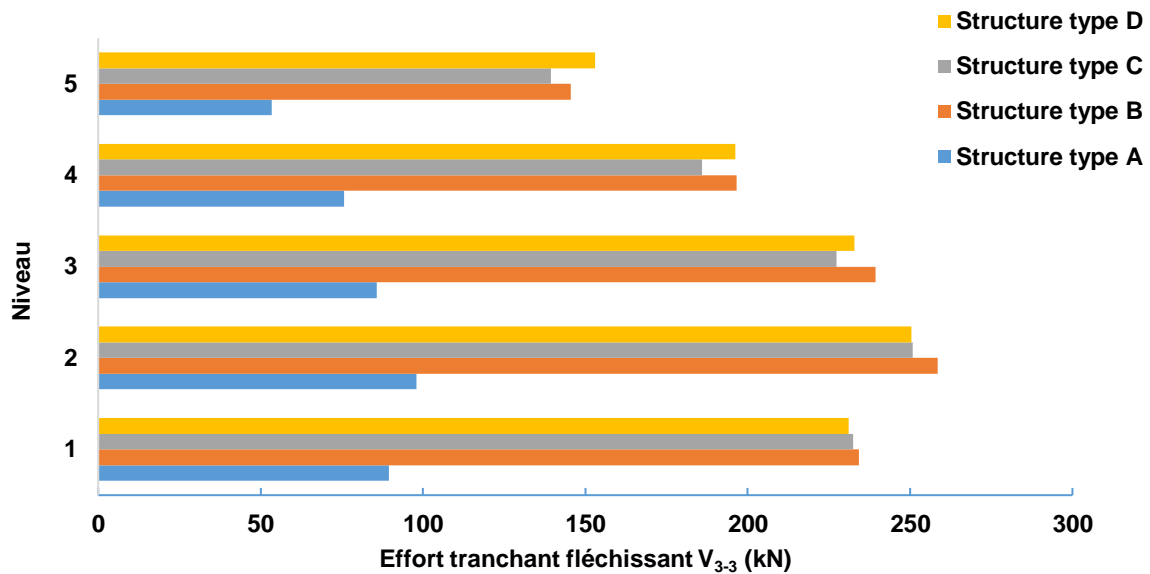


Figure 4.11 : Distribution des efforts tranchants fléchissants  $V_{3-3}$  au niveau des poteaux proches de la cage d'escalier suivant la direction Y-Y.

#### 4.4.3. EFFORT NORMAL RÉDUIT DANS LES POTEAUX

Le code RPA 99/version 2003, §7.4.3.1, stipule que dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul, noté  $N_d$ , exprimé sous forme réduite (effort normal réduit,  $v$ ), est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Où :

$B_c$  : section de béton du poteau.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

La Fig. 4.12 illustre la distribution des efforts normaux réduits dans les poteaux des quatre structures considérées. Il est clairement observé que la présence de la cage d'escalier dans la structure augmente considérablement l'effort normal réduit dans les poteaux, et ce pour les quatre structures sans distinction. Aussi, en comparant les valeurs de ces efforts normaux réduits à la valeur limite donnée par le RPA99/version2003, on voit que le risque de rupture fragile par écrasement du béton des poteaux du 1<sup>er</sup> niveau est élevé

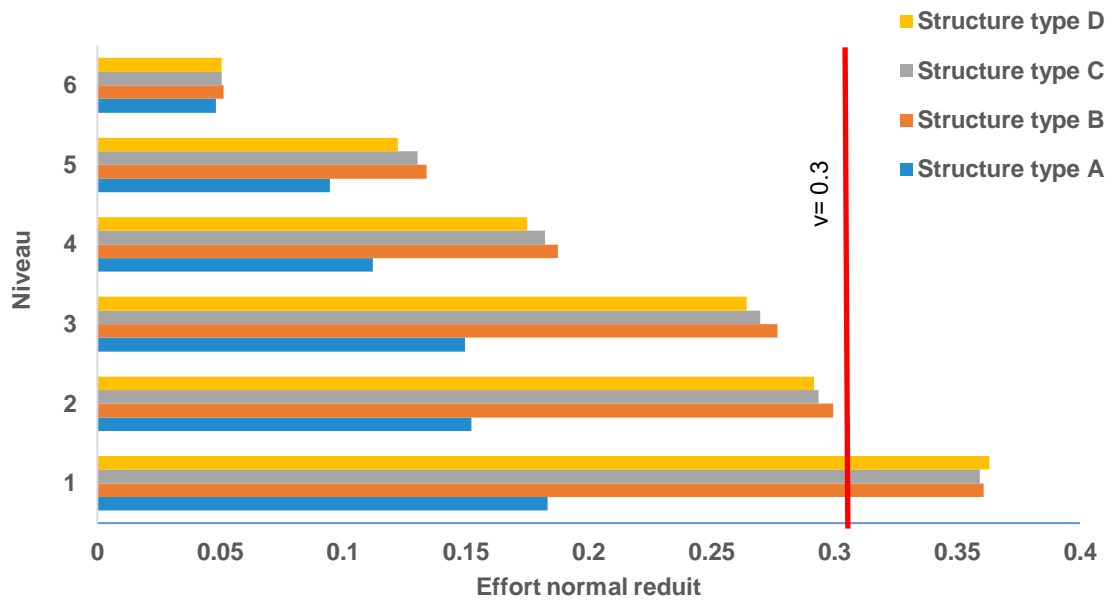


Figure 4.12 : Effort normal réduit dans les poteaux.

# **CHAPITRE 5**

**DIMENSIONNEMENT COMPARATIF DES  
POTEAUX LES PLUS SOLLICITÉS**

## Chapitre 5 : DIMENSIONNEMENT COMPARATIF DES POTEAUX LES PLUS SOLLICITÉS

### 5.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré au dimensionnement comparatif des poteaux attachés à la cage d'escalier présents dans les structures de type B, C et D avec ceux de la structure de référence: structure de type A.

Le dimensionnement de ces éléments structuraux consiste ici en le calcul de leurs sections d'armatures longitudinales et transversales sur la base des sollicitations qui sont obtenues en considérant les combinaisons d'actions réglementaires spécifiées par le code BAEL91 et le RPA99/version2003. Notant que pour effectuer ces analyses comparatives, nous avons sélectionné les poteaux du RDC et du 2<sup>ème</sup> étage.

Nous donnons dans ce qui suit un exemple de dimensionnement des poteaux du RDC et du 2<sup>ème</sup> étage appartenant à la structure de référence. Les dimensionnements des poteaux appartenant aux autres structures sont récapitulés dans les tableaux 5.1, 5.2 et 5.3 pour les structures de type B, C et D, respectivement.

### 5.2. POUR LE MODÈLE DE RÉFÉRENCE

#### 5.2.1. POTEAUX DU RDC DU BÂTIMENT

##### 5.2.1.1. Armatures longitudinales

###### a. Dans la direction X-X

###### a.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :

Le poteau le plus sollicité est soumis à un effort normal de compression ( $N_{\max(\text{Compression})}$ ) et à un moment fléchissant correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ), sous la combinaison d'action **1.35G+1.5Q** ;  $N_{\max(\text{Compression})} = 1563.24 \text{ kN}$  ;  $M_{\text{cor}} = 0.10 \text{ kN.m}$

D'après le logiciel de calcul, BAELR [18], on trouve une section partiellement comprimée surabondante,  $A_{\text{calculée}} = 0.00 \text{ cm}^2$  => veut dire que la section de béton suffit à elle seule à reprendre ces sollicitations (M et N).

D'où  $A_{(N_{\max(\text{Compression}), M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 0.00 \text{ cm}^2$ .

**a.2. Sous l'effort normal de traction maximum et le moment fléchissant correspondant :**

Le poteau le plus sollicité est soumis à un effort normal de traction ( $N_{\max(\text{Traction})}$ ) et à un moment fléchissant correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ), sous la combinaison d'action  $0.8G \pm E$  ;  $N_{\max(\text{Traction})} = 762.98 \text{ kN}$  ;  $M_{\text{cor}} = 182.82 \text{ kN.m}$ .

Donc on aura une section  $A_{(N_{\max(\text{Traction}), M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 1.58 \text{ cm}^2$ .

**a.3. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal correspondant :**

Le poteau le plus sollicité est soumis à un moment fléchissant ( $M_{\max}$ ) et à un effort normal de compression correspondant ( $N_{\max(\text{compression})}$ ), sous la combinaison d'action  $G + Q \pm 1.2E$  ;  $M_{\max} = 234.93 \text{ kN.m}$  ;  $N_{\max(\text{Compression})} = 424.71 \text{ kN}$ .

Donc on aura une section  $A_{(M_{\max}, N_{\max(\text{compression})})} = A_{\text{calculée}} = 8.18 \text{ cm}^2$ .

**a.4. Section d'armatures longitudinales adoptée pour les poteaux du RDC dans la direction X-X**

$$A_{\text{adoptée}} = \max[A_{(N_{\max(\text{Compression}), M_{\text{cor}})}, A_{(N_{\max(\text{Traction}), M_{\text{cor}})}, A_{(M_{\max}, N_{\max(\text{compression})})}] \\ = \max[0.00, 1.58, 8.18] \text{ cm}^2 = 8.18 \text{ cm}^2$$

Soit 4T16, ce qui équivaut à une section d'acier de  $8.04 \text{ cm}^2$ .

**b. Dans la direction Y-Y**

**a.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :**

Le poteau le plus sollicité est soumis à un effort normal de compression ( $N_{\max(\text{Compression})}$ ) et à un moment fléchissant correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ), sous la combinaison d'action  $1.35G + 1.5Q$  ;  $N_{\max(\text{Compression})} = 1563.24 \text{ kN}$  ;  $M_{\text{cor}} = 0.004 \text{ kN.m}$ .

Donc on aura une section  $A_{(N_{\max(\text{Compression}), M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 0.00 \text{ cm}^2$ .

**a.2. Sous l'effort normal de traction maximum et le moment fléchissant correspondant :**

Le poteau le plus sollicité est soumis à un effort normal de traction ( $N_{\max(\text{Traction})}$ ) et à un moment fléchissant correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ), sous la combinaison d'action  $0.8G \pm E$  ;  $N_{\max(\text{Traction})} = 762.98 \text{ kN}$  ;  $M_{\text{cor}} = 170.93 \text{ kN.m}$ .

Donc on aura une section  $A_{(N_{\max(\text{Traction}), M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 0.81 \text{ cm}^2$ .

### a.3. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal correspondant :

Le poteau le plus sollicité est soumis à un moment fléchissant ( $M_{max}$ ) et à un effort normal de compression correspondant ( $N_{max(Compression)}$ ), sous la combinaison d'action  $G+Q\pm 1.2E$  ;  $M_{max} = 230.60 \text{ kN.m}$  ;  $N_{max(Compression)} = 451.56 \text{ kN}$ .

Donc on aura une section  $A_{(M_{max}, N(Compression))} = A_{calculée} = 7.93 \text{ cm}^2$ .

### a.4. Section d'armatures longitudinales adoptée pour les poteaux du RDC dans la direction X-X

$$A_{adoptée} = \max[A_{(N_{max(Compression)}, M_{cor})}, A_{(N_{max(Traction)}, M_{cor})}, A_{(M_{max}, N(Compression))}]$$

$$= \max[0.00, 0.81, 7.93] \text{ cm}^2 = 7.93 \text{ cm}^2$$

Soit 4T16, ce qui équivaut à une section d'acier de  $8.04 \text{ cm}^2$

## 5.2.1.2. Armatures transversales

### a. Dans la direction X-X

Le poteau le plus sollicité est soumis à un effort tranchant ( $T$ ), sous la combinaison d'action  $Q+G\pm 1.2E$  ;  $T = 82.06 \text{ kN}$ .

La section d'armatures transversales ;  $A_t$  des poteaux est calculée à l'aide de la formule suivante donnée par le RPA99/version 2003 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Où :

$V_u$  : Effort tranchant de calcul =  $T$  dans notre cas.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute du béton =  $50 \text{ cm}$

$f_e$  : Contrainte limite de l'acier d'armatures transversales =  $400 \text{ MPa}$

$t$  : Espacement des armatures transversales, dans notre cas  $t = 10 \text{ cm}$

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est égale à 2.50 si l'élancement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

L'élançement géométrique du poteau du RDC, le plus sollicité sous l'effort tranchant, est

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec :  $l_f = 0.707 l_0 = 0.707 (306 - 20) = 2.02$

L'élançement géométrique  $\lambda$  est égale à  $2.02/0.5 = 4.04$ .

$\lambda$  est inférieur à 5 donc le coefficient  $\rho$  sera pris égale à **3.75**.

$$D'où A_t = \frac{\rho \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 82.06 \times 10}{50 \times 40} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{t(\text{calculée})} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$A_{t(\text{calculée})} = 2$  cadres en T8 ce qui équivaut à une section d'acier de  $2.01 \text{ cm}^2$ .

- **Quantité d'armatures transversales minimale exigée par le RPA99/version 2003 :**

Pour  $3 < \lambda g < 5$ , la quantité d'armature transversales est donnée comme suit :

$$A_{t(\text{min RPA})} = 0.56\% \cdot t \cdot b = 0.56\% \times 10 \times 50 = 2.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{t(\text{min RPA})} = 2.8 \text{ cm}^2 > A_{t(\text{calculée})} = 1.53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on adopte  $A_{t(\text{min RPA})} = 2.8 \text{ cm}^2$

Soit **4T10**, ce qui équivaut à une section d'acier de **3.14 cm<sup>2</sup>**.

### **b. Dans la direction Y-Y**

Le poteau le plus sollicité est soumis à un effort tranchant (**T**), sous la combinaison d'action **Q+G±1.2E ; T= 89.06 kN**.

- **Section d'armatures**

Même procédure de calcul que précédemment.

$$A_{t(\text{calculée})} = 1.66 \text{ cm}^2$$

$A_{t(\text{calculée})} = 2$  cadres en T8 ce qui équivaut à une section d'acier de  $2.01 \text{ cm}^2$ .

- **Quantité d'armatures transversales minimale exigée par le RPA99/version 2003 :**

Pour  $3 < \lambda g < 5$ , la quantité d'armature transversales est donnée comme suit :

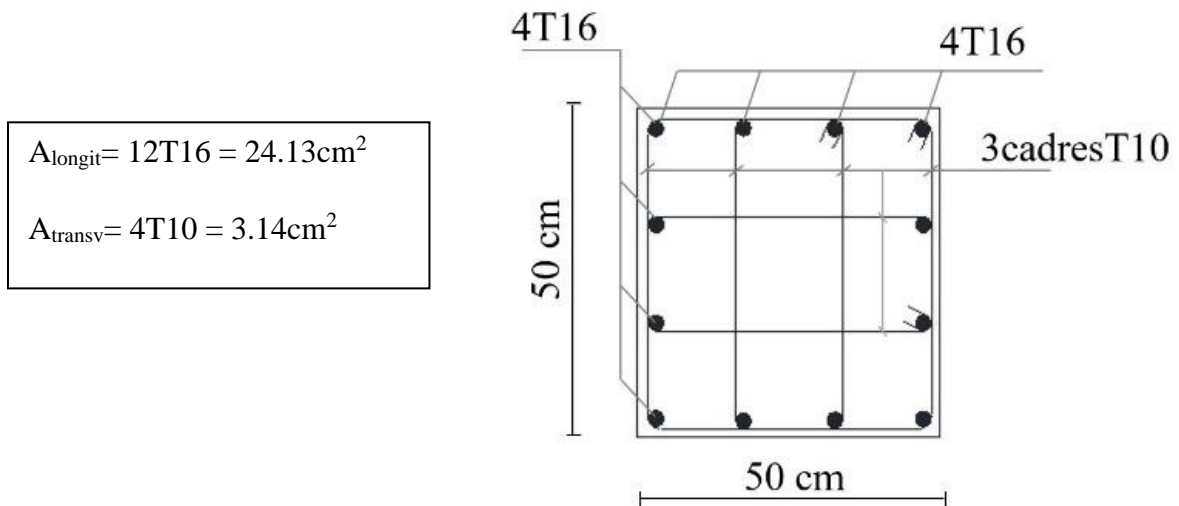
$$A_{t(\text{min RPA})} = 0.56\% \cdot t \cdot b = 0.56\% \times 10 \times 50 = 2.8 \text{ cm}^2$$

$A_{t(\text{min RPA})} = 2.8 \text{ cm}^2 > A_{t(\text{calculée})} = 1.66 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition non vérifiée.

Donc on adopte  $A_{t(\text{min RPA})} = 2.8 \text{ cm}^2$ .

Soit **4T10**, ce qui équivaut à une section d'acier de **3.14 cm<sup>2</sup>**.

### 5.2.1.3. Ferrailage définitif du poteau le plus sollicité au RDC du modèle de structure de type A



- **Vérification des conditions du RPA99/version2003 relative aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poteaux**

- $A_{(\text{min RPA})}$  :

$A_{(\text{min RPA})} = 0.8\%$  de la section de béton en zone sismique IIa

$$= 0.008 \times (50\text{cm} \times 50\text{cm}) = 20 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**  $A_{\text{longit}} = 24.13\text{cm}^2 > A_{(\text{min RPA})} = 20 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

- $A_{(\text{max RPA})}$  :

- **En zone courante du poteau :**

$A_{(\text{max RPA})} = 4\%$  de la section de béton

$$= 0.04 \times (50\text{cm} \times 50\text{cm}) = 100 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**  $A_{\text{longit, zone courante}} = 24.13\text{cm}^2 < A_{(\text{max RPA})} = 100 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

- **En zone de recouvrement des barres d'acier :**

$A_{(\max \text{ RPA})} = 6\%$  de la section de béton

$$= 0.06 \times (50\text{cm} \times 50\text{cm}) = 150 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 24.13 \text{ cm}^2 \times 2 = 48.26\text{cm}^2$$

**Conclusion :**  $A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 48.26\text{cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 150\text{cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

## 5.2.1. POTEAUX DU 2<sup>ème</sup> ÉTAGE DU BÂTIMENT

### 5.2.1.1. Armatures longitudinales

#### a. Dans la direction X-X

##### a.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :

Le poteau le plus sollicité est soumis à un effort normal de compression ( $N_{\max(\text{Compression})}$ ) et à un moment fléchissant correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ), sous la combinaison d'action **1.35G+1.5Q** ;  $N_{\max(\text{Compression})} = 1034.23\text{kN}$  ;  $M_{\text{cor}} = 0.009\text{kN.m}$

D'après le logiciel de calcul, on trouve une section partiellement comprimée surabondante,  $A_{\text{calculée}} = 0.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  veut dire que la section de béton suffit à elle seule à reprendre ces sollicitations (M et N).

D'où  $A_{(N_{\max(\text{Compression}), M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 0.00 \text{ cm}^2$ .

##### a.2. Sous l'effort normal de traction maximum et le moment fléchissant correspondant :

Le poteau le plus sollicité est soumis à un effort normal de traction ( $N_{\max(\text{Traction})}$ ) et à un moment fléchissant correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ), sous la combinaison d'action **0.8G±E** ;  $N_{\max(\text{Traction})} = 507.12\text{kN}$  ;  $M_{\text{cor}} = 86.87\text{kN.m}$ .

Donc on aura une section  $A_{(N_{\max(\text{Traction}), M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 0.00 \text{ cm}^2$ .

##### a.3. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal correspondant :

Le poteau le plus sollicité est soumis à un moment fléchissant ( $M_{\max}$ ) et à un effort normal de compression correspondant ( $N_{\max(\text{compression})}$ ), sous la combinaison d'action **G+Q±1.2E** ;  $M_{\max} = 111.814\text{kN.m}$  ;  $N_{\max(\text{Compression})} = 294.34\text{kN}$ .

Donc on aura une section  $A_{(M_{\max}, N(\text{compression}))} = A_{\text{calculée}} = 3.35 \text{ cm}^2$ .

**a.4. Section d'armatures longitudinales adoptée pour les poteaux du 2<sup>ème</sup> étage dans la direction X-X**

$$A_{\text{adoptée}} = \max[A_{(N_{\text{max}}(\text{Compression}), M_{\text{cor}})}, A_{(N_{\text{max}}(\text{Traction}), M_{\text{cor}})}, A_{(M_{\text{max}}, N(\text{compression}))}] \\ = \max[0.00, 0.00, 3.35] \text{cm}^2 = 3.35 \text{cm}^2$$

Soit **4T14**, ce qui équivaut à une section d'acier de **6.16 cm<sup>2</sup>**.

**b. Dans la direction Y-Y**

**a.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :**

Le poteau le plus sollicité est soumis à un effort normal de compression ( $N_{\text{max}}(\text{Compression})$ ) et à un moment fléchissant correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ), sous la combinaison d'action **1.35G+1.5Q** ;  $N_{\text{max}}(\text{Compression}) = 1034.23 \text{kN}$  ;  $M_{\text{cor}} = 1.32 \text{kN.m}$ .

Donc on aura une section  $A_{(N_{\text{max}}(\text{Compression}), M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 0.00 \text{cm}^2$ .

**a.2. Sous l'effort normal de traction maximum et le moment fléchissant correspondant :**

Le poteau le plus sollicité est soumis à un effort normal de traction ( $N_{\text{max}}(\text{Traction})$ ) et à un moment fléchissant correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ), sous la combinaison d'action **0.8G±E** ;  $N_{\text{max}}(\text{Traction}) = 507.12 \text{kN}$  ;  $M_{\text{cor}} = 94.60 \text{kN.m}$ .

Donc on aura une section  $A_{(N_{\text{max}}(\text{Traction}), M_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 0.00 \text{cm}^2$ .

**a.3. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal correspondant :**

Le poteau le plus sollicité est soumis à un moment fléchissant ( $M_{\text{max}}$ ) et à un effort normal de compression correspondant ( $N_{\text{max}}(\text{compression})$ ), sous la combinaison d'action **G+Q±1.2E** ;  $M_{\text{max}} = 126.305 \text{kN.m}$  ;  $N_{\text{max}}(\text{Compression}) = 312.26 \text{kN}$ .

Donc on aura une section  $A_{(M_{\text{max}}, N(\text{compression}))} = A_{\text{calculée}} = 4.13 \text{cm}^2$ .

**a.4. Section d'armatures longitudinales adoptée pour les poteaux du 2<sup>ème</sup> étage dans la direction X-X**

$$A_{\text{adoptée}} = \max[A_{(N_{\text{max}}(\text{Compression}), M_{\text{cor}})}, A_{(N_{\text{max}}(\text{Traction}), M_{\text{cor}})}, A_{(M_{\text{max}}, N(\text{compression}))}] \\ = \max[0.00, 0.00, 4.13] \text{cm}^2 = 4.13 \text{cm}^2$$

Soit **4T14**, ce qui équivaut à une section d'acier de **6.16 cm<sup>2</sup>**.

### 5.2.1.2. Armatures transversales

#### a. Dans la direction X-X

Le poteau le plus sollicité est soumis à un effort tranchant (**T**), sous la combinaison d'action **Q+G±1.2E** ; **T=75.45 kN**.

La section d'armatures transversales ;  $A_t$  des poteaux est calculée à l'aide de la formule suivante donnée par le RPA99/version 2003 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Où :

$V_u$  : Effort tranchant de calcul = T dans notre cas.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute du béton = 45 cm

$f_e$  : Contrainte limite de l'acier d'armatures transversales = 400 MPa

t : Espacement des armatures transversales, dans notre cas t = 10 cm

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est égale à 2.50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

L'élançement géométrique de poteau du 2<sup>ème</sup> étage, le plus sollicité sous l'effort tranchant, est

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec :  $l_f = 0.707 l_0 = 0.707 (306 - 20) = 2.02$

L'élançement géométrique  $\lambda$  est égale à  $2.02/0.45 = 4.48$ .

$\lambda$  est inférieur à 5 donc le coefficient  $\rho$  sera pris égale à **3.75**.

$$D'où A_t = \frac{\rho \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 75.45 \times 10}{45 \times 40} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{t(\text{calculée})} = 1.57 \text{ cm}^2$

$A_{t(\text{calculée})} = 2$  cadres en T8 ce qui équivaut à une section d'acier de  $2.01 \text{ cm}^2$ .

- **Quantité d'armatures transversales minimale exigée par le RPA99/version 2003 :**

Pour  $3 < \lambda_g < 5$ , la quantité d'armature transversales est donnée comme suit :

$$A_{t(\text{min RPA})} = 0.67\% \cdot t \cdot b = 0.67\% \times 10 \times 45 = 3.01 \text{ cm}^2$$

$A_{t(\min \text{ RPA})} = 3.01 \text{ cm}^2 > A_{t(\text{calculée})} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition non vérifiée.

Donc on adopte  $A_{t(\min \text{ RPA})} = 3.01 \text{ cm}^2$

Soit **4T10**, ce qui équivaut à une section d'acier de **3.14 cm<sup>2</sup>**.

### b. Dans la direction Y-Y

Le poteau le plus sollicité est soumis à un effort tranchant (**T**), sous la combinaison d'action **Q+G±1.2E** ; **T= 85.83kN**.

- **Section d'armatures**

Même procédure de calcul que précédemment.

$A_{t(\text{calculée})} = 1.78 \text{ cm}^2$

$A_{t(\text{calculée})} = 2$  cadres en T8 ce qui équivaut à une section d'acier de  $2.01 \text{ cm}^2$ .

- **Quantité d'armatures transversales minimale exige par le RPA99/version 2003 :**

Pour  $3 < \lambda g < 5$ , la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

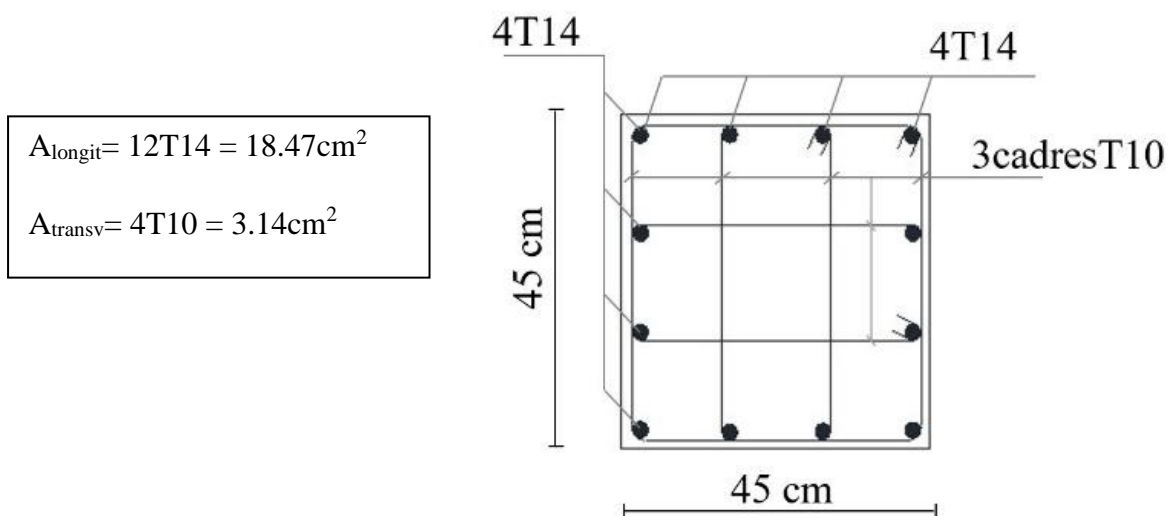
$A_{t(\min \text{ RPA})} = 0.67\% \cdot t \cdot b = 0.67\% \times 10 \times 45 = 3.01 \text{ cm}^2$

$A_{t(\min \text{ RPA})} = 3.01 \text{ cm}^2 > A_{t(\text{calculée})} = 1.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition non vérifiée.

Donc on adopte  $A_{t(\min \text{ RPA})} = 3.01 \text{ cm}^2$

Soit **4T10**, ce qui équivaut à une section d'acier de **3.14 cm<sup>2</sup>**.

### 5.2.1.3. Ferrailage définitif du poteau le plus sollicité au 2<sup>ème</sup> étage du modèle de structure type A



- **Vérification des conditions du RPA 99/version2003 relative aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poteaux**

- **$A_{(\min \text{ RPA})}$  :**

$A_{(\min \text{ RPA})} = 0.8\%$  de la section de béton en zone sismique IIa

$$= 0.008 \times (45\text{cm} \times 45\text{cm}) = 16.2 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**  $A_{\text{longit}} = 18.47\text{cm}^2 > A_{(\min \text{ RPA})} = 16.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **condition vérifiée.**

- **$A_{(\max \text{ RPA})}$  :**

- **En zone courante du poteau :**

$A_{(\max \text{ RPA})} = 4\%$  de la section de béton

$$= 0.04 \times (45\text{cm} \times 45\text{cm}) = 81 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**  $A_{\text{longit, zone courante}} = 18.47\text{cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **condition vérifiée.**

- **En zone de recouvrement des barres d'acier :**

$A_{(\max \text{ RPA})} = 6\%$  de la section de béton

$$= 0.06 \times (45\text{cm} \times 45\text{cm}) = 121.5 \text{ cm}^2$$

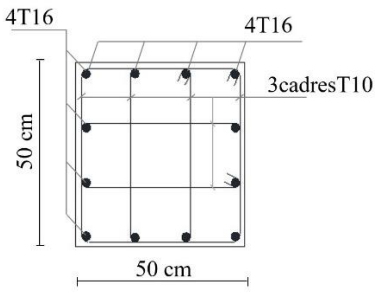
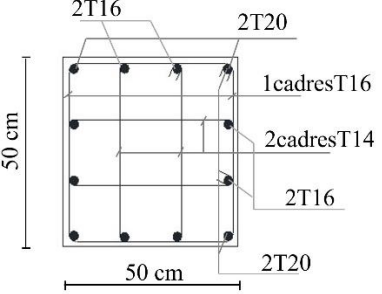
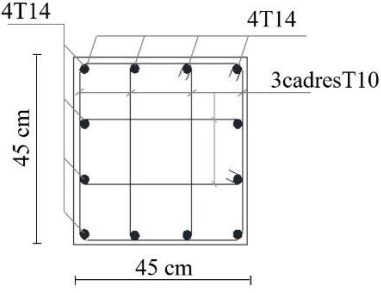
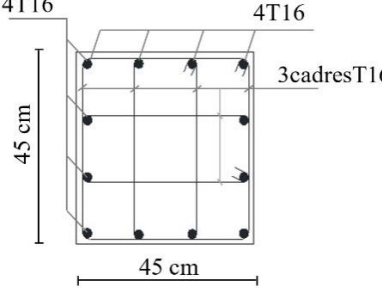
$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 18.47 \text{ cm}^2 \times 2 = 36.94\text{cm}^2$$

**Conclusion :**  $A_{(\text{longit, zone de recouvrement})} = 36.94\text{cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 121.5\text{cm}^2 \Rightarrow$  **condition vérifiée.**

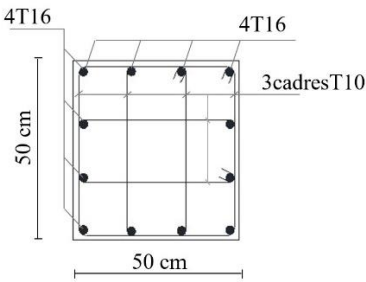
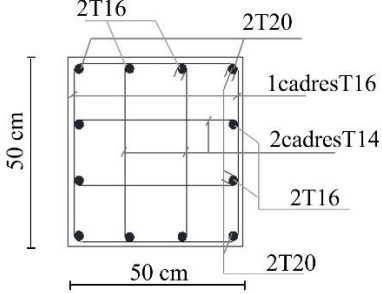
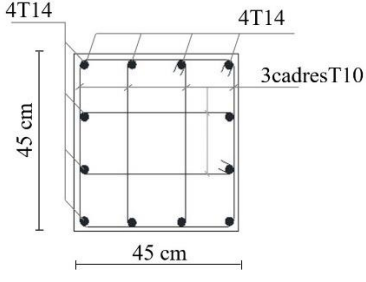
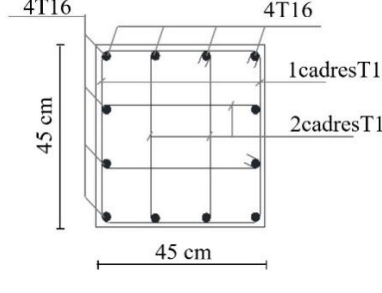
### 5.3 POUR LES MODÈLES DE TYPE B, C et D

Pour les ferrailages des poteaux les plus sollicités appartenant aux modèles de structures de type B, C et D sont donnés dans les tableaux 5.1, 5.2 et 5.3, respectivement.

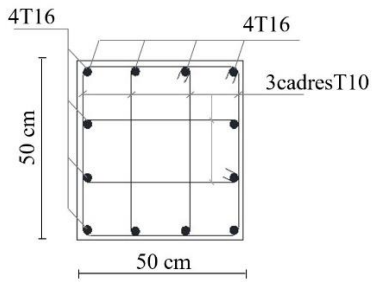
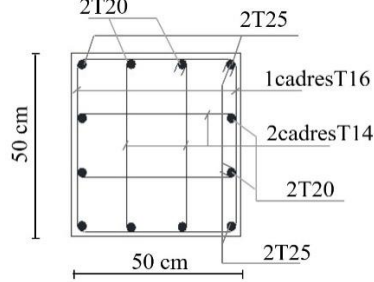
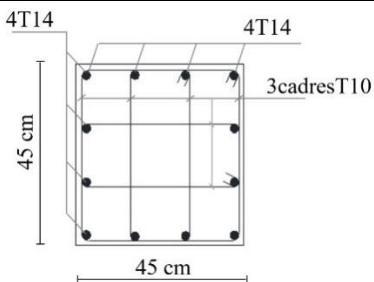
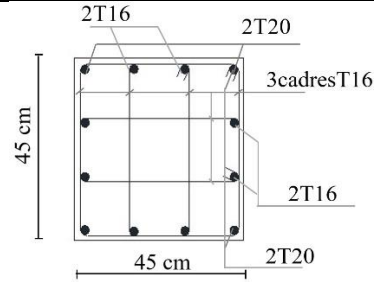
**Tableau 5.1 :** Comparaison du ferrailage des poteaux les plus sollicités de la structure de type B avec ceux de la structure de type A.

	<b>Structure type A (Modèle de référence)</b>	<b>Structure type B</b>	<b>Différence de section d'armature longitudinales et transversales entre les 2 modèles en %</b>
<b>Section de poteau</b>	<b>Ferrailage des poteaux les plus sollicités.</b>	<b>Ferrailage des poteaux les plus sollicités.</b>	
<b><u>Au RDC</u></b> (50x50) cm <sup>2</sup>	 <p><math>A_{longit} = 12T16 = 24.13\text{cm}^2</math></p> <p><math>A_{transv} = 4T10 = 3.14\text{cm}^2</math></p>	 <p><math>A_{longit} = 4T20 + 8T16 = 28.65\text{cm}^2</math></p> <p><math>A_{transv} = 2T16 + 2T14 = 7.1\text{cm}^2</math></p>	<p><math>\Delta A_{longit} = 4.52\text{cm}^2</math> <b>Soit 15.77%</b></p> <p><math>\Delta A_{transv} = 3.96\text{cm}^2</math> <b>Soit 55.77%</b></p>
<b><u>Au 2<sup>ème</sup> Étage</u></b> (45x45) cm <sup>2</sup>	 <p><math>A_{longit} = 12T14 = 18.47\text{cm}^2</math></p> <p><math>A_{transv} = 4T10 = 3.14\text{cm}^2</math></p>	 <p><math>A_{longit} = 12T16 = 24.13\text{cm}^2</math></p> <p><math>A_{transv} = 4T16 = 8.04\text{cm}^2</math></p>	<p><math>\Delta A_{longit} = 5.66\text{cm}^2</math> <b>Soit 23.45%</b></p> <p><math>\Delta A_{transv} = 4.9\text{cm}^2</math> <b>Soit 60.94 %</b></p>

**Tableau 5.2 :** Comparaison du ferrailage des poteaux les plus sollicités de la structure de type C avec ceux de la structure de type A.

	Structure type A (Modèle de référence)	Structure type C	Différence de section d'armature longitudinales et transversales entre les 2 modèles en %
Section de poteau	Ferrailage des poteaux les plus sollicités.	Ferrailage des poteaux les plus sollicités.	
<b>Au RDC</b> (50x50) cm <sup>2</sup>	 <p><math>A_{longit} = 12T16 = 24.13\text{cm}^2</math></p> <p><math>A_{transv} = 4T10 = 3.14\text{cm}^2</math></p>	 <p><math>A_{longit} = 4T20 + 8T16 = 28.65\text{cm}^2</math></p> <p><math>A_{transv} = 2T16 + 2T14 = 7.1\text{cm}^2</math></p>	<p><math>\Delta A_{longit} = 4.52\text{cm}^2</math> <b>Soit 15.77%</b></p> <p><math>\Delta A_{transv} = 3.96\text{cm}^2</math> <b>Soit 55.77%</b></p>
<b>Au 2<sup>ème</sup> Étage</b> (45x45) cm <sup>2</sup>	 <p><math>A_{longit} = 12T14 = 18.47\text{cm}^2</math></p> <p><math>A_{transv} = 4T10 = 3.14\text{cm}^2</math></p>	 <p><math>A_{longit} = 12T16 = 24.13\text{cm}^2</math></p> <p><math>A_{transv} = 2T16 + 2T14 = 7.1\text{cm}^2</math></p>	<p><math>\Delta A_{longit} = 5.66\text{cm}^2</math> <b>Soit 23.45%</b></p> <p><math>\Delta A_{transv} = 3.96\text{cm}^2</math> <b>Soit 55.77%</b></p>

**Tableau 5.3 :** Comparaison du ferrailage des poteaux les plus sollicités de la structure de type D avec ceux de la structure de type A.

	Structure type A (Modèle de référence)	Structure type D	Différence de section d'armature longitudinales et transversales entre les 2 modèles en %
Section de poteau	Ferrailage des poteaux les plus sollicités.	Ferrailage des poteaux les plus sollicités.	
<b>Au RDC</b> (50x50) cm <sup>2</sup>	 <p><math>A_{longit} = 12T16 = 24.13\text{cm}^2</math></p> <p><math>A_{transv} = 4T10 = 3.14\text{cm}^2</math></p>	 <p><math>A_{longit} = 4T25 + 8T20 = 44.77\text{cm}^2</math></p> <p><math>A_{transv} = 2T16 + 2T14 = 7.1\text{cm}^2</math></p>	<p><math>\Delta A_{longit} = 20.64\text{cm}^2</math> <b>Soit 46.10%</b></p> <p><math>\Delta A_{transv} = 3.96\text{cm}^2</math> <b>Soit 55.77%</b></p>
<b>Au 2<sup>ème</sup> Étage</b> (45x45) cm <sup>2</sup>	 <p><math>A_{longit} = 12T14 = 18.47\text{cm}^2</math></p> <p><math>A_{transv} = 4T10 = 3.14\text{cm}^2</math></p>	 <p><math>A_{longit} = 4T20 + 8T16 = 28.65\text{cm}^2</math></p> <p><math>A_{transv} = 4T16 = 8.04\text{cm}^2</math></p>	<p><math>\Delta A_{longit} = 10.18\text{cm}^2</math> <b>Soit 35.53%</b></p> <p><math>\Delta A_{transv} = 4.9\text{cm}^2</math> <b>Soit 60.94%</b></p>

## **5.4. ANALYSE COMPARATIVE DU FERRAILLAGE DES POTEAUX**

### **5.4.1. SECTION D'ARMATURES LONGITUDINALES**

#### **5.4.1.1. Poteaux du RDC**

La section d'armatures longitudinales des poteaux les plus sollicités du RDC est obtenue sous la combinaison d'actions  $G+Q\pm 1.2E$ , qui est la plus défavorable.

Les tableaux 5.1, 5.2 et 5.3 montrent que l'insertion de la cage d'escalier dans le modèle augmente la section totale d'armatures longitudinales des poteaux d'environ 15% pour les modèles de type B et C, et de 46% pour le modèle de type D.

#### **5.4.1.2. Poteaux du 2<sup>ème</sup> étage**

Comme pour les poteaux les plus sollicités du RDC, la section d'armatures longitudinales pour ceux du 2<sup>ème</sup> étage est obtenue aussi sous la même combinaison d'actions la plus défavorable,  $G+Q\pm 1.2E$ .

Les tableaux 5.1, 5.2 et 5.3 montrent que l'insertion de la cage d'escalier dans le modèle augmente la section totale d'armatures longitudinales des poteaux d'environ 23% pour les modèles de type B et C, et de 35% pour le modèle de type D.

### **5.4.2. SECTION D'ARMATURES TRANSVERSALES**

#### **5.4.2.1. Poteaux du RDC**

La section d'armatures transversales des poteaux les plus sollicités du RDC est obtenue sous la combinaison d'actions  $G+Q\pm 1.2E$ , qui est la plus défavorable, donnant l'effort tranchant (T) maximum pour tous les modèles de structures considérés.

Les tableaux 5.1, 5.2 et 5.3 montrent que l'insertion de la cage d'escalier dans le modèle augmente la section totale d'armatures transversales des poteaux d'environ 55% pour tous les modèles considérés, à savoir les modèles de type B, C et D.

#### **5.4.2.2. Poteaux du 2<sup>ème</sup> étage**

Comme pour les poteaux les plus sollicités du RDC, la section d'armatures transversales pour ceux du 2<sup>ème</sup> étage est obtenue aussi sous la même combinaison d'actions la plus défavorable,  $G+Q\pm 1.2E$ .

Les tableaux 5.1, 5.2 et 5.3 montrent que l'insertion de la cage d'escalier dans le modèle augmente la section totale d'armatures transversales des poteaux d'environ 60% pour les modèles de type B et D, et de 55% pour le modèle de type C.

# **CHAPITRE 6**

---

## **CONCLUSIONS**

## Chapitre 6 : CONCLUSIONS

### 6.1. RÉTROSPECTIVE

L'étude des effets de la présence de la cage d'escalier sur la réponse sismique des structures en portiques en béton armé était l'objectif du présent mémoire.

Pour ce faire, une structure de bâtiment en portiques auto-stable en béton armé, à 6 niveaux, régulière en plan et en élévation a été considérée. Cette structure est définie comme le modèle de référence et est nommée structure de type A, dans laquelle la présence de la cage d'escalier est négligée. Trois modèles de bâtiments présentant la même vue en plan que le modèle de référence ont été développés sur la base de l'emplacement de la cage d'escalier dans le plan du bâtiment, à savoir : les modèles de type B, C et D. Des analyses modales ont été effectuées sur les quatre bâtiments considérés, et ce en vue de procéder à une analyse comparative de leurs caractéristiques vibratoires, à savoir : périodes propres et modes propres de vibration.

Des analyses modales spectrales ont été, en suite, effectuées sur les quatre structures, et ce afin de procéder à une deuxième analyse comparative des résultats obtenus en termes de moments fléchissants, d'efforts tranchants et d'efforts normaux.

Une troisième analyse comparative a été aussi effectuée ; elle concerne la comparaison des sections d'acier des poteaux attachés à la cage d'escalier, étant donné que ces derniers sont les plus sollicités sous l'action sismique.

### 6.2. CONCLUSIONS PRINCIPALES

Il ressort de ce travail les conclusions principales suivantes :

1. Selon les résultats obtenus pour les structures étudiées, le modèle de structure de type A est le plus flexible avec la plus grande période fondamentale de vibration.
2. La diminution de la période fondamentale de vibration n'est pas la même pour les modèles de structure de type B, C et D (modèles où la présence de la cage d'escalier est prise en compte), mais dépend fortement de la localisation de la cage d'escalier dans le plan du bâtiment.
3. Avec la prise en compte de la cage d'escalier dans le modèle, l'analyse modale fait apparaître des modes de torsion en particulier pour les modèles de structure de type C et D. Aussi, ce mode de torsion est beaucoup plus prononcé dans la direction Y-Y du bâtiment, avec des coefficients de participation de masse modale de l'ordre de 25% et de 14% pour les modèles C et D, respectivement.
4. L'insertion de la cage d'escalier dans le modèle de structure induit généralement une augmentation des efforts internes aux niveaux des poutres principales, excepté la structure de type B où une réduction de ces efforts est observée, et une diminution de ces efforts aux niveaux des poutres secondaires. Cela est dû, probablement, à

l'orientation de la cage d'escalier, qui est dans notre cas, est orientée suivant la direction des poutres principales.

5. Les efforts internes au niveau des poteaux non-attachés à la cage d'escalier connaissent une diminution après l'introduction de la cage d'escalier dans le modèle, et ce suivant la direction X-X et une augmentation suivant la direction Y-Y. Cela est dû aussi à l'orientation de la cage d'escalier dans le plan.
6. Au niveau des poteaux attachés à la cage d'escalier, l'effet saillant observé est celui de l'apparition des poteaux courts suite à leur interaction avec la cage d'escalier. Ceci peut provoquer une rupture fragile de ces poteaux par cisaillement.
7. La prise en compte de la cage d'escalier dans les analyses sismiques de la structure conduit à des section d'acier longitudinales et transversales dans les poteaux attachés à la cage d'escalier plus importantes par rapport à celles obtenues dans le cas de l'analyse du modèle où la présence de la cage d'escalier est négligée. On peut conclure que pour les structures de bâtiment en portiques auto-stable en béton armé, ignorer la contribution de la cage d'escalier dans la modélisation et l'analyse structurale peut conduire à des dommages excessifs et même un effondrement en cas d'évènement sismique.

# **BIBLIOGRAPHIE**

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] **Bechtoula, H., Ousalem, H.** (2005). The 21 May 2003 Zemmouri (Algeria) Earthquake: Damages and Disaster Responses. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 3(1), 161-174.
- [2] **Sharma, K., Deng, L., Noguez, C. C.** (2016). Field investigation on the performance of building structures during the April 25, 2015, Gorkha earthquake in Nepal. *Engineering Structures*, 121, 61-74.
- [3] **A. KASSOUL** (2015). Cours de vulnérabilité et réhabilitation des structures. Département de génie civil, université Hassiba BENBOUALI de Chlef.
- [4] Computers and Structures Inc (CSI), 1995, ETABS Program-Extended Tridimensionnal Analysis of Building Structures, Berkeley, California, USA.
- [5] Règles Parasismique Algériennes, RPA99/version 2003, Document Technique Réglementaire, D.T.R.-B.C.2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, Algérie.
- [6] BAEL 91, Règles Technique de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites, Editions Eyrolles, 1992, Paris, France.
- [7] **Bastami, M., Talaeitaba, B., Salahi, S.** (2011). Effects of modeling the staircase on conventional steel structure in the earthquake. 6th National Congress on Civil Engineering, Semnan, Iran, (in Farsi).
- [8] **Singh, N. S., Choudhury, S.** (2012). Effects of staircase on the seismic performance of RCC frame building. *International Journal of Engineering Science and Technology*, 4.
- [9] **Feng, Y., Wu, X., Xiong, Y., Li, C., Yang, W.** (2013). Seismic performance analysis and design suggestion for frame buildings with cast-in-place staircases. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 12, 209–219.
- [10] **Alirezaei, M., Omid, H., Fallahi, S., Dehghani, M.** (2014). Evaluation and comparison of linear and nonlinear analysis of modeling staircase on concrete buildings. 5th National Conference on Earthquake and Structures, Kerman, Iran, (in Farsi).
- [11] **Hoseini, M. H., Jafarnejad, H.** (2015). Evaluating the performance of stairs' elements in reinforced concrete structure during earthquakes. 2th National Conference on Earthquake, Qazvin, Iran, (in Farsi).

- [12] **Cao, Z. W., Bian, C., Xu, C. Y.** (2014). Analysis of the Interaction between Stair and Frame under Horizontal Earthquake Action Based on ETABS. In 2014 International Conference on Mechanics and Civil Engineering (icmce-14), Atlantis Press.
- [13] **Tegos, I. A., Panoskaltsis, V. P., Tegou, S. D.** (2013). Analysis and design of staircases against seismic loadings. 4th ECCOMAS thematic conference on computational methods in structural dynamics and earthquake engineering, Kos Island, Greece.
- [14] **Cosenza, E., Verderame, G. M., Zambrano, A.** (2008). Seismic performance of stairs in the existing reinforced concrete building. In 14th world conference on earthquake engineering, Beijing, China, 12–13.
- [15] **Xu, C., Li, T.** (2012). The impact of the stairs to the earthquake resistance of reinforced concrete frame structure. In 2nd International Conference on Civil, Electronic, Mechanical Engineering and Information Technology (CEMEIT-2012).
- [16] **Clementi, F., Quagliarini, E., Maracchini, G., Lenci, S.** (2015). Post-World War II Italian school buildings: typical and specific seismic vulnerabilities, *Journal of Building Engineering*, 4, 152–166.
- [17] **TAIBI Samira** (2009). Étude dynamique et dimensionnement parasismique comparatif d'un bâtiment multi-étages en portiques auto-stables en béton armé, irrégulier en élévation, sur la base de deux modélisations différentes de concentration des masses de la structure. Mémoire de Master académique, Département de Génie Civil ; Directeur de Mémoire : Dr. A. ABED.
- [18] Société de Contrôle Technique et d'expertise de la construction (SOCOTEC), 1953, BAELR logiciel de calculs de Béton Armé aux Etats Limite pour sections Rectangulaires
- [19] **AIMENE Samira et IAZOURENE Sadjia** (2009). Analyse Étude dynamique et dimensionnement parasismique comparatif d'un bâtiment multi-étages en portiques auto-stables en béton armé, irrégulier en élévation, sur la base de deux modélisations différentes de concentration des masses de la structure. Mémoire de Master académique, Département de Génie Civil ; Directeur de Mémoire : Dr. A. ABED.
- [20] **BEN AHMED Fadhila** (2010). Etude d'un bâtiment R+6 à usage d'habitation a contreventement mixte en portiques + voiles. Mémoire de Master académique, Département de Génie Civil ; Directeur de Mémoire : Dr. A. ABED.