

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de génie civil*

# Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme de MASTER en Génie Civil.*  
*Option : Constructions Civiles et Industrielles.*

*Présenté par*

AKSOUM KARIM  
DAHMANI RABIHA

## SUJET

*Analyse non linéaire d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation en portiques auto-stables.*

**Proposé et dirigé par : Louzai amar**

**Dépt. Génie Civil, UMMTO.**

**Promotion 2011/2012**

# SOMMAIRE

## Chapitre 1 : INTRODUCTION

1.1. Objectif du travail.....	1.1
1.2. Plan du mémoire .....	1.1

## Chapitre 2 : BATIMENT ETUDIE ET ACTION SISMIQUE

2.1. Bâtiment étudié et son lieu d'implantation.....	2.1
2.1.1. Description du bâtiment.....	2.1
2.1.2. Lieu d'implantation de la structure .....	2.3
2.2. Eléments composant la structure .....	2.3
2.3. Murs de remplissage en maçonnerie .....	2.3
2.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	2.4
2.4.1. Béton.....	2.4
2.4.2. Acier.....	2.6
2.5. Prédimensionnement des sections de béton des poutres, poteaux et voiles.....	2.7
2.5.1. Charges gravitaires appliquées.....	2.8
2.5.2. Prédimensionnement des poutres.....	2.8
2.5.3. Prédimensionnement des poteaux.....	2.9
2.6. Modélisation de la structure.....	2.11
2.7. Action sismique.....	2.12
2..Vérification des exigence du RPA .....	2.12

## **Chapitre 3 : PRESENTATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUES**

3.1. Introduction.....	3.1
3.2. Caractéristiques vibratoires.....	3.1
3.3. Sollicitations dans les éléments structuraux (poutres, poteaux) les plus sollicités sous les différentes combinaisons d'actions réglementaires utilisées.....	3.3
3.3.1. Numérotations utilisées pour les poutres, poteaux et voiles.....	3.3
3.3.2. Combinaisons d'actions réglementaires utilisées .....	3.6
3.4 Sollicitations dans les poutres, poteaux les plus sollicités.....	3.6

## **Chapitre 4 : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX LES PLUS SOLLICITES**

4.1. Introduction.....	4.1
4.2. Ferrailage des poutres, poteaux les plus sollicités.....	4.1
4.2.1. Ferrailage des poutres les plus sollicitées.....	4.1
4.2.2. Ferrailage des poteaux les plus sollicités.....	4.21

## **Chapitre 5 : Analyse pushover**

5.1. Introduction .....	5.1
5.2. Distribution verticale des charges latérales .....	5.2
5.3. Définition et détermination d'un déplacement cible d'une structure .....	5.3
5.3.1. Définition .....	5.3
5.3.2. Méthode utilisée dans notre étude .....	5.3
5.3.2.1. Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système équivalent a un seul degré de liberté .....	5.3
5.3.2.2. Détermination d'une relation idéalisée force-déplacement élasto-plastique parfaite pour le système équivalent à un seul degré de liberté .....	5.4

5.3.2.3. Détermination de la période propre du système équivalent à un seul degré de liberté.....	5.5
5.3.2.4. Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté.....	5.5
5.3.2.5. Détermination du déplacement cible pour le système à plusieurs degrés de liberté.....	5.7

## **Chapitre 6: Modélisation du bâtiment en portiques en béton armé**

6.1. Introduction.....	6.1
6.2. Définition et attribution des rotules plastiques aux éléments poutres et poteaux du bâtiment.....	6.1
6.3 Rotules plastiques de flexion pour les poutres et poteaux.....	6.2

## **Chapitre 7 : Analyses non-linéaires pushover**

7.1. Introduction.....	7.1
7.2. Courbes de capacité du bâtiment.....	7.1
7.3. Mécanismes de ruine du bâtiment .....	7.5
7.4. Vérification du dimensionnement des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant.....	7.14
7.5. Proposition de solution.....	7.15
7.6 : courbes de capacité du bâtiment satisfaisant la condition de ruine globale...	7.20

## **Chapitre 8 : Conclusion.**

# **CHAPITRE 1**

## ***Introduction***

## 1.1 : Introduction

La conception et le dimensionnement des bâtiments en béton armé en zone sismique obéissent en Algérie au règlement parasismique RPA 99/ Version 2003. Dans l'actuelle réglementation, l'étude de la réponse des bâtiments soumis à l'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes linéaires simplifiées : la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale.

Les efforts du comportement non linéaire des bâtiments sont pris en compte par l'utilisation d'un facteur de comportement,  $R$ , qui traduit principalement la capacité de dissipation de l'énergie sismique dans le domaine plastique.

Un bâtiment soumis à un violent séisme est sollicité au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non linéaire. Du fait du caractère élasto-plastique du béton armé, la dégradation de la résistance apparaît soit progressivement : comportement ductile souhaité, soit brutalement : comportement fragile non souhaité, en divers éléments structuraux, poutres et poteaux, provoquant ainsi la plastification (apparition de rotules plastiques) de ces derniers. En conséquence, le bâtiment va subir des dommages sous forme de fissurations, instabilités, ruptures de certains éléments. Ainsi, l'utilisation des méthodes linéaires simplifiées, citées ci-haut, devient insuffisante. Afin de répondre à ces limites, plusieurs approches ont été développées, parmi elles, la méthode statique non linéaire en poussée progressive : analyse pushover.

## 1.2 : Objectif du mémoire

Notre travail consiste en l'étude du comportement élasto-plastique d'un bâtiment en béton armé, à ossature auto-stable en rez-de-chaussée plus cinq étages en utilisant l'analyse pushover.

Pour ce faire, on considère un bâtiment en béton armé, à ossature auto-stable en rez-de-chaussée plus cinq étages. Après un dimensionnement du bâtiment selon les deux codes de calcul utilisés, à savoir le code de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91 [6] et le règlement parasismique algérien RPA 99 / Version 2003 [14], on effectue une analyse non-linéaire en poussée progressive (analyse *pushover*) de la réponse élasto-plastique du bâtiment en considérant deux modes de distributions des charges latérales, et ce comme recommandé par l'Eurocode 8 [13] et le code FEMA 273 [9] : une distribution uniforme fondée sur des forces latérales proportionnelles à la masse quelle que soit la hauteur de la structure et une distribution modale proportionnelle aux forces correspondantes à la distribution des forces latérales du premier mode élastique..

Au terme de ces analyses non-linéaires du bâtiment considéré, on procèdera à une discussion des résultats de chaque paramètre étudié, tels que l'effort tranchant à la base du bâtiment, le déplacement horizontal maximal en tête, et son mode de ruine.

### 1.2 : Plan du mémoire

Le présent mémoire est organisé comme suit :

Le premier chapitre est la présente introduction. Au chapitre 2, on décrit le bâtiment étudié, son lieu d'implantation, sa modélisation nécessaire pour l'étude dynamique et les vérifications des exigences du RPA.

Au chapitre 3, on présente les résultats de l'analyse dynamique obtenu pour la structure étudiée. Ces résultats concernent les paramètres suivants :

- § Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure ;
- § Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres et poteaux les plus sollicités.

Au chapitre 4, on effectue le dimensionnement du bâtiment considéré, selon le code de calcul de béton armé aux états limites BAEL91 et le règlement parasismique algérien RPA 99 / Version 2003 sur la base d'une analyse modale spectrale effectuée par le programme de calcul ETABS. Le bâtiment est dimensionné sous les effets combinés des charges permanentes et d'exploitation et de l'action sismique, laquelle sera évaluée en référence au règlement RPA 99 / Version 2003.

Au chapitre 5, on donne un résumé sur l'analyse *pushover* effectuée pour le bâtiment considéré. Le chapitre 6, est consacré à la modélisation des éléments poutres et poteaux du bâtiment en béton armé. Cette modélisation consiste en la définition des différentes rotules plastiques de flexion à affecter aux différents éléments poutres et poteaux constituant le bâtiment.

Au chapitre 7, on réalise des analyses non-linéaires *pushover* du bâtiment étudié à l'aide du programme ETABS. Le bâtiment étudié est analysé sous deux distributions des charges latérales :

- § Une distribution uniforme fondée sur des forces latérales proportionnelles à la masse.
- § Une distribution modale proportionnelle aux forces correspondantes à la distribution des forces latérales du premier mode élastique.

Ensuite, on procède à une discussion des résultats obtenus pour chaque paramètre considéré, tels que l'effort tranchant à la base du bâtiment, le déplacement horizontal maximal en tête et les déplacements horizontaux maximaux inter-étages de ce dernier, et son mode de ruine.

Enfin, au chapitre 8, on donne les conclusions principales des résultats obtenus.

# **CHAPITRE 2**

## ***Bâtiment étudié et action sismique***

## 2. BATIMENT ETUDIE ET ACTION SISMIQUE

### 2.1 Bâtiment étudié et son lieu d'implantation

#### 2.1.1 Description du bâtiment

Le bâtiment étudié présente une structure à contreventement en portiques. La structure est régulière en plan et en élévation, de forme rectangulaire ; elle est composée d'un rez de chaussée et de 5étages (6planchers ou 6niveaux).

Les caractéristiques géométriques de la structure sont (figure 2.1) :

- longueur totale : 20 m
- largeur totale : 15 m
- hauteur du RDC : 4m
- hauteur de l'étage courant : 3 m
- hauteur totale : 19 m.

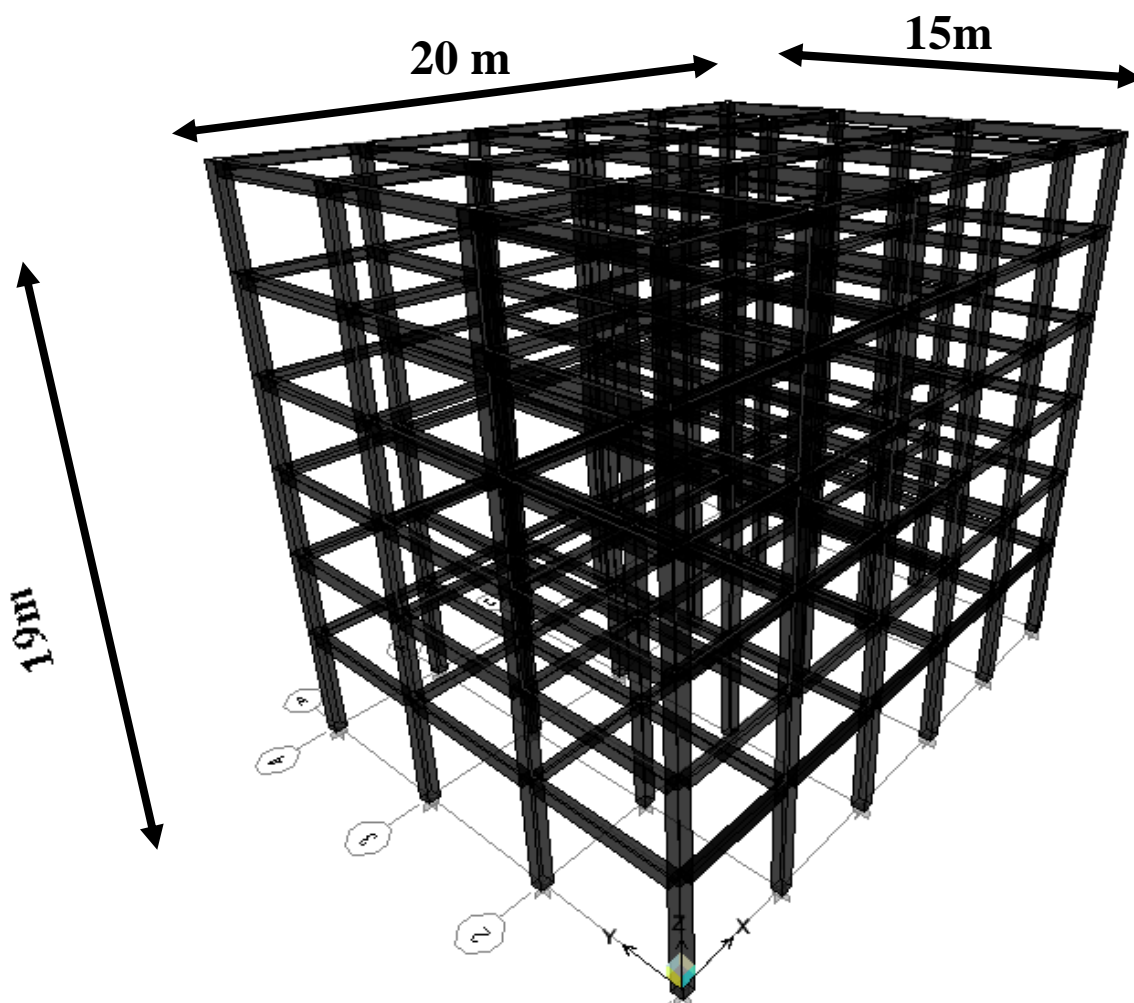


Figure 2.1 : Vue spatiale de la structure du bâtiment étudié.

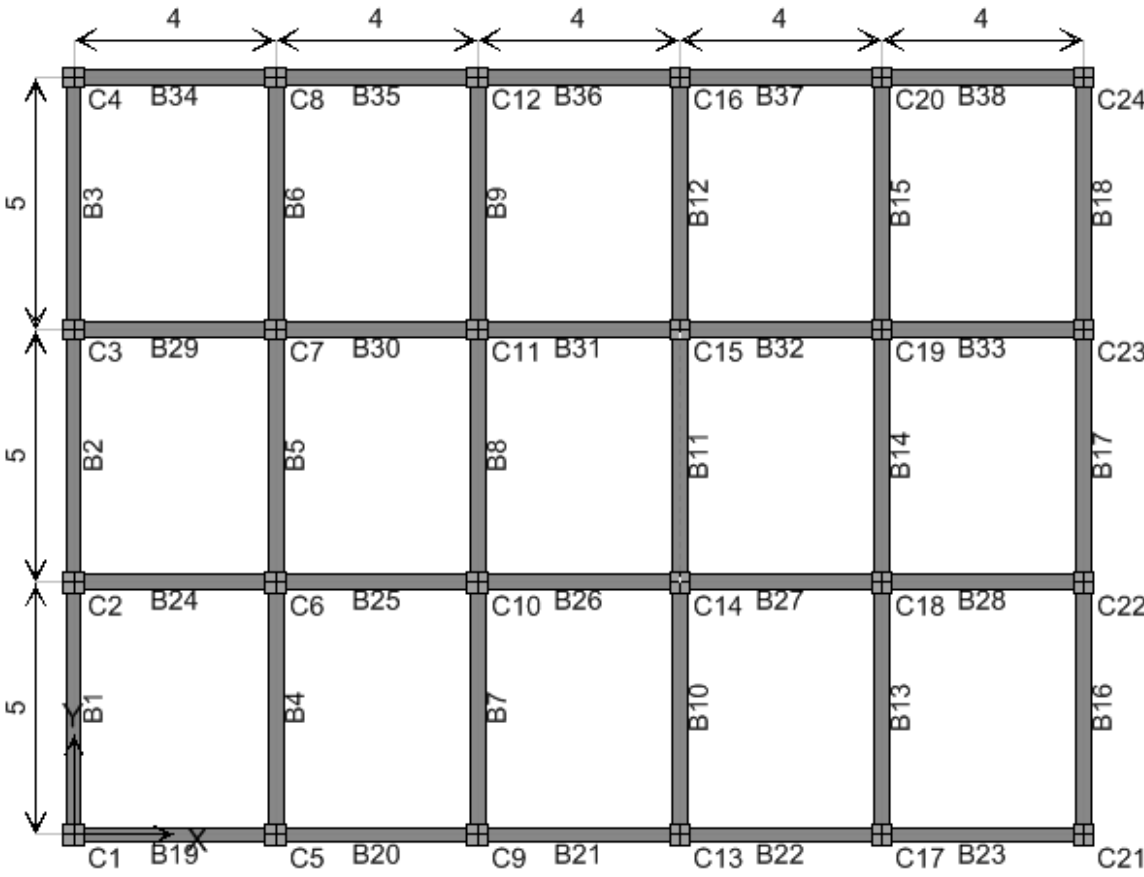


Figure 2.2 : dimensions en plan de la structure

### 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 règlement parasismique algérien RPA 99 / version 2003

Le sol de fondation du bâtiment est supposé meuble : sol de type **S3** selon le même règlement

## 2.2. Eléments composant la structure

### a) Ossature

L'ossature du bâtiment est composée de poteaux et de poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux, capable de reprendre les charges verticales et horizontales ensemble constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage. 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 poutrelles préfabriquées. Ils sont de type 16+4.

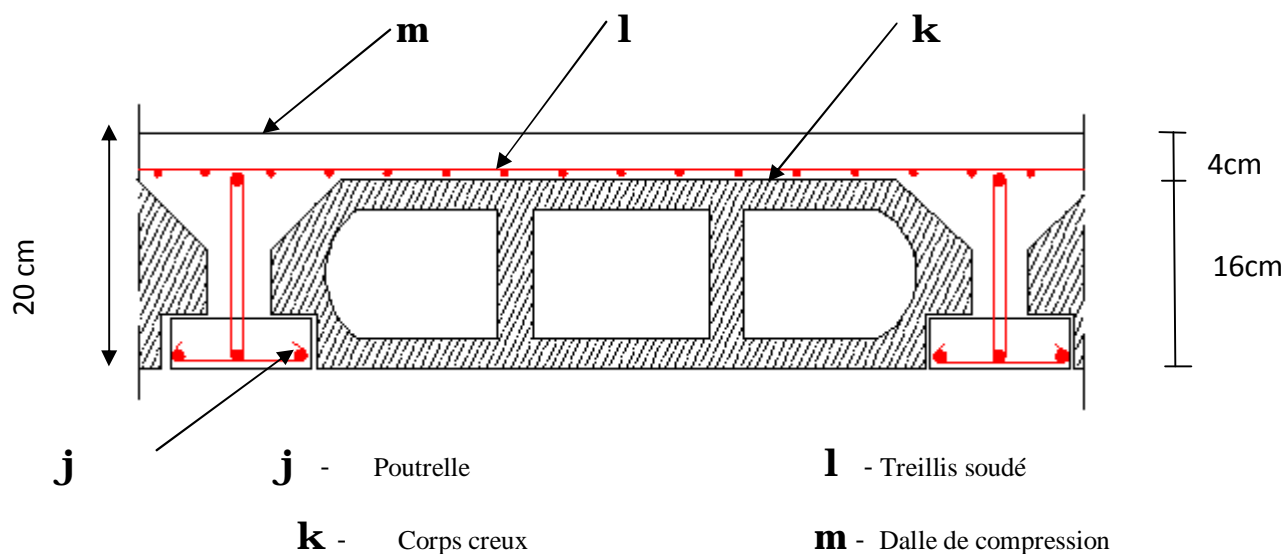


Figure 2.3 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

## 2.3 Murs de remplissage en maçonnerie

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

**Les murs de séparations intérieurs** sont réalisés en cloison simple en maçonnerie brique

creuse de 10

## 2.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

### 2.4.1 Béton

Le béton utilisé est à base de ciment portland artificiel CPA325.

#### a) Résistance caractéristique du béton à la compression (BAEL 91)

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

#### b) Résistance caractéristique du béton à la traction (BAEL 91)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

#### 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)

$$E_{d28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818 \text{ MPa}$$

#### e) Module de déformation transversale du béton (BAEL 91)

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

**E** : module de Young

**$\mu$**  : coefficient de poisson

§ à l'Etat Limite de service (ELS) :  $\mu=0.2$  pour le calcul des déformations

§ à l'Etat Limite Ultime (ELU) :  $\mu=0$  pour le calcul des sollicitations

#### f) Contrainte limite ultime à la compression (BAEL 91)

- à l'Etat limite Ultime :

$$S_{bc} = \frac{0.85}{q \times g_b} f_{c28}$$

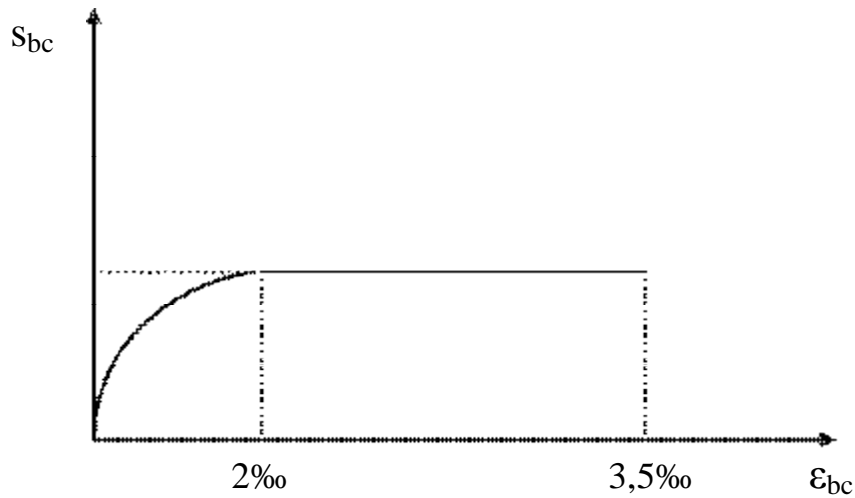
$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en Situation durable} \\ 1.15 & \text{en Situation accidentelle.} \end{cases}$$

$\theta$ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

§ Si la durée d'application est inférieure à 1 heure  $\theta = 0.85$

§ Si la durée d'application est supérieure à 24heures  $\theta = 1$

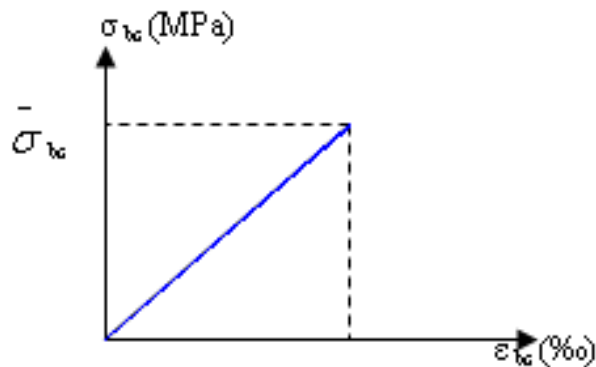


**Figure 2.4 :** Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU (BAEL 91).

- à l'Etat Limite de Service :

$$- s_{bc} = 0.6 f_{bc}$$

$$- s_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$



**Figure 2.5 :** Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS (BAEL 91).

### 2.4.2. Aciers

Le ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux) de notre bâtiment se fera en utilisant des aciers à haute adhérence FeE 400, de limite élastique  $f_e = 400$  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)**

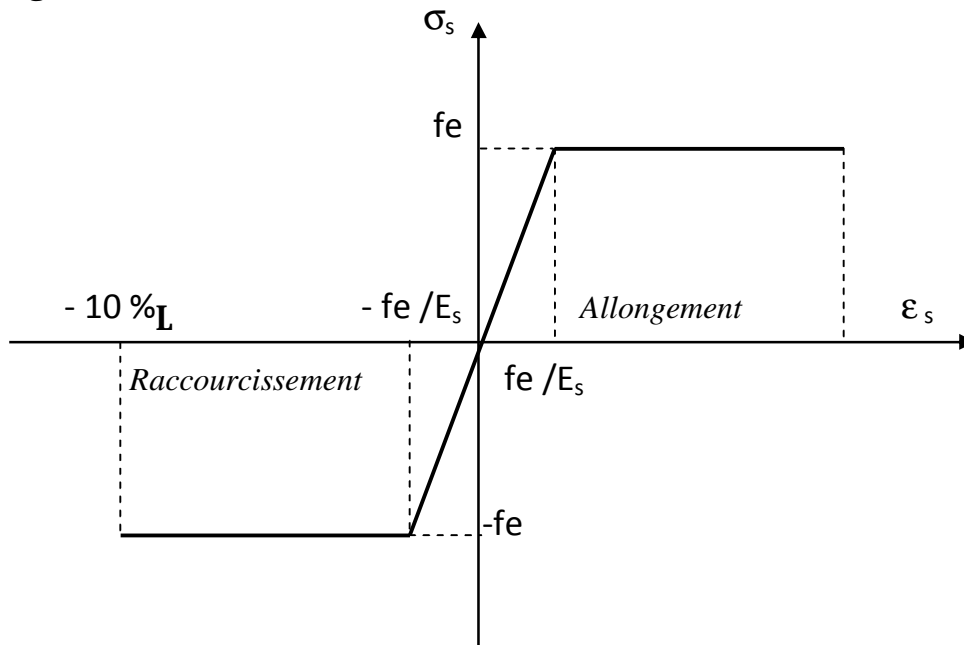
$$S_s = \frac{f_e}{g_s}$$

Avec :

$\sigma_s$  : Contrainte d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité :  $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 \text{ en Situation durable} \\ 1 \text{ en Situation accidentelle.} \end{cases}$

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



**Figure 2.6 :** Diagramme contrainte-déformation de l'acier (BAEL 91)  
Spectre de réponse de calcul

## 2.5 : Prédimensionnement des sections de béton des poutres, poteaux

Le prédimensionnement des poutres et des 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 permanents (G) :**

§ Plancher terrasse :  $G = 5.8 \text{ KN/m}^2$

§ Plancher courant :  $G = 5.1 \text{ KN/m}^2$

- **Charges d'exploitations (Q) :**

§ Plancher étage courant :  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

§ Plancher terrasse, accessible  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

### 2.5.2 : Prédimensionnement des poutres

Les poutres principales (porteuses) du bâtiment sont prédimensionnées sur la base des formules ci- après :

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

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

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

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

Par ailleurs, le RPA99 préconise les prescriptions, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5+b_1 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \\ \\ \\ \leq \leq \leq \end{array} \text{ (Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003)}$$

**Les sections adoptées pour les poutres sont :**

- § Poutres principales, porteuses (dans la direction Y-Y)      **(40x 30) cm<sup>2</sup>**  
§ Poutres secondaires (dans la direction X-X)                      **(30x30) cm<sup>2</sup>**

**2.5.3 : Prédimensionnement des poteaux**

Les poteaux sont prédimensionnés 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 RPA99/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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

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 :

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

En résumé, la section de béton adoptée pour les poteaux, satisfaisant la condition précédentes est : **(40x40) cm<sup>2</sup>**

## 2.6 : 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.

### 2.6.1 : Modèle tridimensionnel (modèle 3D)

Les masses sont concentrées au niveau de chaque nœud poutre-poteau de la structure (croisement des poutres et poteaux).

Ce modèle de concentration de masses représente de manière plus correcte la répartition des masses de la structure, donc plus réaliste.

#### Valeurs des masses concentrées :

La masse concentrée par plancher est calculée comme suit : A 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 ( $Q$ ),  $\beta M_{Qi}$ .

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

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

## 2.7 : Action sismique

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

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

**S<sub>a</sub>** : 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

**η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$h = \sqrt{\frac{7}{2+x}} \geq 0.7$$

Pourcentage d'amortissement critique ; ξ = 7%, d'où η est égal à :

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

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

Pour système de contreventement (portiques), ce qui est notre cas : **R = 3.5**

**Q** : Facteur de qualité :

**Q** est donné par la relation suivante

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$$

Ou **P<sub>q</sub>** 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 ceux de l'exécution sont satisfaits, ce qui nous donne : Q = 1.00.

Dans notre cas le site est de type S3 d'où : T<sub>1</sub> = 0.15 s et T<sub>2</sub> = 0.50 s

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

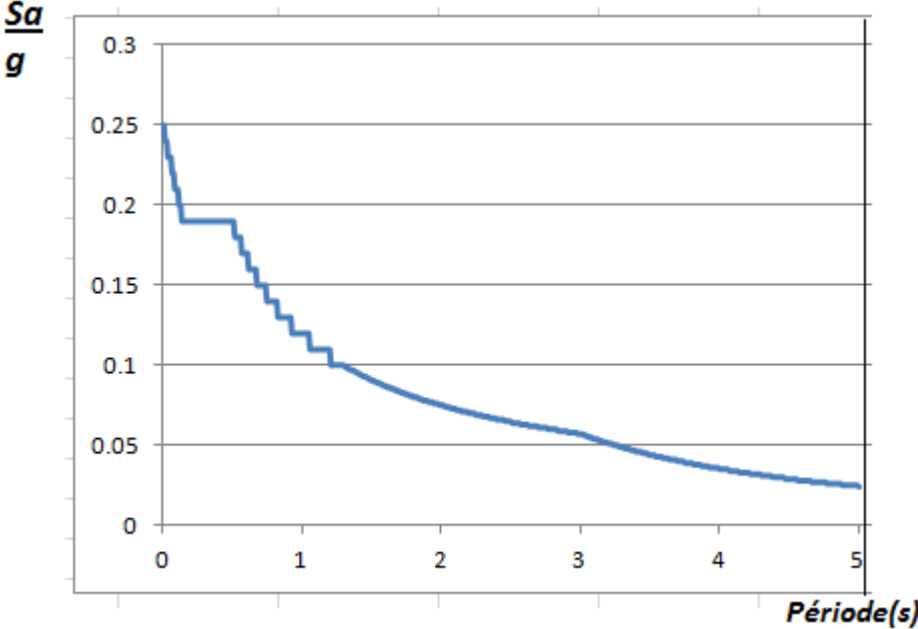


Figure 2.7 : Spectre de réponse de calcul

On doit faire les vérifications exigées par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003) sur notre structure et cela avant de passer au ferrailage des éléments de la structure.

### 2.8 : Vérification de l'Effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{MSE}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si  $V_t < 0.80 V_{MSE}$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0,8V_{MSE} / V_t$ .

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

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

#### Ø Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient A est donné par le tableau (4-1-RPA 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**A= 0.15** (groupe d'usage 2, h <23m, zone IIa).

#### Ø Coefficient de comportement global de la structure (R)

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003) en système de portiques autostable avec remplissage en maçonnerie rigide dans notre cas : **R=3.5**

**D** : Facteur d'amplification moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 h & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 h (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 h (T_2/3,0)^{\frac{2}{3}} (3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

$h$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

$\zeta$  : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie  $\Rightarrow \zeta = 7\%$ .

$$h = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,881 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

### Ø Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q=1+\sum_{q=1}^6 P_q$

$P_q$  : pénalité à retenir selon la satisfaction au non du critère de qualité, sa valeur est donné par le tableau suivant :

### § Direction X-X:

Critère q	observé	$P_q$
<b>1-condition minimale sur les files de contreventement</b>	Oui	0.00
<b>2-redondance en plan</b>	Oui	0.00
<b>3-régularité en plan</b>	Oui	0.00
<b>4-régularité en élévation</b>	Oui	0.00
<b>5-contrôle de la qualité des matériaux</b>	Oui	0.00
<b>6-contrôle de la qualité de l'exécution</b>	Oui	0.00

Tableau 2.1 : pénalité à retenir selon la satisfaction au non du critère de qualité.

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 P_q = 1+0.00+=1.00$$

§ **Direction Y-Y :**

Critère q	observé	p <sub>q</sub>
1-condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	Oui	0.00
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Tableau 2.2 : pénalité à retenir selon la satisfaction au non du critère de qualité.

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 = 1+0.0=1.00$$

Ø Poids total de la structure

(W = 4286.40 [KN])

Calculée à partir du logiciel Etabs.

Ø **Direction X-X :**

$$T_x = \min\left(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}}\right)$$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003.

$h_N$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$$h_N = 19.00 \text{ m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 20.00 \text{ m}$$

Site 3  $\rightleftarrows$   $T_2=0.5[s]$

Donc :

$$\begin{cases} T_x = \min \left( (0.05 \times 19.00^{3/4}); (0.09 \frac{19.00}{\sqrt{20.00}}) \right) \\ T_x = \min(0.455s; 0.382s) \implies T_x = 0.382s \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} D = 2.5h \dots 0 < T_x < T_2 [s] \\ D = 2.20 \end{cases}$$

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 2.202 \times 1.00}{3.5} \times 428640 = 404.51 \text{ kN}$$

$$0.8V_x = 323.61 \text{ kN}$$

**Ø Direction Y-Y :**

$$T_y = \min \left( c_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} \right)$$

$$D_y = 15.15 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T_y = \min \left( 0.05 \times 19.00^{3/4}, 0.09 \times \frac{19.00}{\sqrt{15}} \right) \\ T_y = \min(0.455s, 0.441s) \implies T_y = 0.441s \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} D = 2.5h \dots 0 < T_y < T_2 \text{ sec} \\ D = 2.20 \end{cases}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 2.202 \times 1.00}{3.5} \times 428640 = 404.51 \text{ [kN]}$$

$$0.8V_y = 323.61 \text{ kN}$$

Ø Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique

Story	Load	Loc	VX	VY
STORY6	E	Top	28.3	29.88
STORY6	E	Bottom	28.3	29.88
STORY5	E	Top	53.2	57.61
STORY5	E	Bottom	53.2	57.61
STORY4	E	Top	73.24	80.46
STORY4	E	Bottom	73.24	80.46
STORY3	E	Top	89.33	98.96
STORY3	E	Bottom	89.33	98.96
STORY2	E	Top	101.79	113.21
STORY2	E	Bottom	101.79	113.21
STORY1	E	Top	<u>109.67</u>	<u>122.3</u>
STORY1	E	Bottom	<u>109.67</u>	<u>122.3</u>

Tableau 2.3 : Efforts tranchants obtenus par le logiciel Etabs

$$\begin{cases} V_x = 1096.7 \text{ [KN]}. \\ V_y = 1223 \text{ [KN]}. \end{cases}$$

**Vérification :**

$$\begin{cases} \text{Direction X-X : } V_{\text{dyn}} = 1096.70 \text{ KN} > 0,8 V_x = 323.61 \text{ [KN]}. \\ \text{Direction Y-Y: } V_{\text{dyn}} = 1223 \text{ KN} > 0,8 V_y = 323.61 \text{ [KN]}. \end{cases}$$

**Conclusion :**

L'effort tranchant à la base est vérifié dans les deux sens.

## 2.9 : Vérification des déplacements

### 2.9.1 : Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
<b>STORY6</b>	D6	E	0.0263	0.0215
<b>STORY5</b>	D5	E	0.0245	0.0202
<b>STORY4</b>	D4	E	0.0214	0.0178
<b>STORY3</b>	D3	E	0.0172	0.0145
<b>STORY2</b>	D2	E	0.0119	0.0103
<b>STORY1</b>	D1	E	0.006	0.0056

**Tableau 2.4 :** déplacements relatifs obtenus par le logiciel Etabs

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$D_k = R d_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ .

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau « k+1» est égal à :

$$d_{ek} = d_k - d_{k-1}$$

### 2.9.2 : Justification vis-à-vis des déformations

D'après le RPA Art 5-10, les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$D_k \leq 0.01 h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

#### § Direction X-X :

Niveau(m)	$\delta_k$ (m)	R	$\Delta_k$ (m)	1% $\times$ h(m)	Obs.
<b>1</b>	0.006	3.5	0.021	0.040	vérifiée
<b>2</b>	0.0119	3.5	0.0206	0.030	vérifiée
<b>3</b>	0.0172	3.5	0.0186	0.030	vérifiée
<b>4</b>	0.0214	3.5	0.0147	0.030	vérifiée
<b>5</b>	0.0245	3.5	0.0108	0.030	vérifiée
<b>6</b>	0.0263	3.5	0.0063	0.030	vérifiée

**Tableau 2.5 :** déplacements latéraux des étages

§ **Direction Y-Y :**

Niveau	$\delta_k$ (m)	R	$\Delta k$ (m)	1%h(m)	Obs.
1	0.0056	3.5	0.0196	0.040	vérifiée
2	0.0103	3.5	0.0164	0.030	vérifiée
3	0.0145	3.5	0.0147	0.030	vérifiée
4	0.0178	3.5	0.0116	0.030	vérifiée
5	0.0202	3.5	0.0084	0.030	vérifiée
6	0.0215	3.5	0.0045	0.030	vérifiée

Tableau 2.6 : déplacements latéraux des étages

**2.10 : Sollicitations normales**

Selon le RPA99 modifié en 2003 (**Art.7.4.3.1.**), outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dû au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Ou' :

V : effort normal réduit.

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

$B_c$  : l'aire (section brute) de béton.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton.

**A partir du logiciel Etabs on tir  $N_d$ , on respectant les étapes suivantes :**

$$N_d = 1263.70 \text{ [KN]}$$

Donc on aura :

$$V = \frac{1263.7 \times 1000}{400 \times 400 \times 25} = 0.292 \leq 0.3 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

### 2.11 : Vérification de l'effet P-Delta

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

$$q_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

D'où :  $\theta_K \leq 0,1$   $\Rightarrow$  effet P-Delta peut être négligé

Si non :

$0,1 \leq \theta_K \leq 0,2$   $\Rightarrow$  amplifiant les effets de l'action sismique par  $1/(1 - \theta_K)$

$\theta_K \geq 0,2$   $\Rightarrow$  Structure instable et doit être redimensionnée.

§ Tableaux récapitulatifs de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)

#### § Direction X-X

Niveaux	hK	ΔK{m}	VK{KN}	PK{KN}	θ
<b>RDC</b>	4.00	0.021	1096.7	1745.55	0.0083
<b>1</b>	3.00	0.0206	1017.9	1445.338	0.0097
<b>2</b>	3.00	0.0186	893.3	1150.02	0.0079
<b>3</b>	3.00	0.0147	732.4	854.702	0.0057
<b>4</b>	3.00	0.0108	532	559.384	0.0037
<b>5</b>	3.00	0.0063	283	264.066	0.0019

**Tableau 2.7** : valeurs de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)

§ **Direction Y-Y :**

Niveaux	hK	$\Delta K[m]$	VK [KN]	PK [KN]	$\theta$
<b>RDC</b>	4.00	0.0196	1223	1745.55	0.0069
<b>1</b>	3.00	0.0164	1132.1	1445.338	0.0069
<b>2</b>	3.00	0.0147	989.6	1150.02	0.0056
<b>3</b>	3.00	0.0116	804.6	854.702	0.0041
<b>4</b>	3.00	0.0084	576.1	559.384	0.0027
<b>5</b>	3.00	0.0045	298.8	264.066	0.0013

**Tableau 2.8 :** valeurs de l'effet de second ordre (ou effet P-  $\Delta$ )

Les effets du second ordre peuvent être négligés

**Conclusion :**

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

# **CHAPITRE 3**

## ***Présentation des résultats de l'analyse dynamique***

### **3 : PRESENTATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE**

#### **3.1 : Introduction**

Dans ce chapitre, sont présentés et analysés les résultats découlant de l'étude dynamique. Ces résultats sont présentés en termes de caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres des vibrations), des sollicitations de la structure sous les charges gravitaires combinées à l'action sismique selon les combinaisons d'actions réglementaires dans les éléments structuraux (poutres, poteaux) les plus sollicités.

#### **3.2 : Caractéristiques vibratoires**

En théorie, l'analyse dynamique d'une structure nécessite la détermination d'autant de périodes propres et de déformées modales que cette dernière comporte de degrés de liberté.

A partir de ces modes propres, on doit être en mesure d'apprécier le comportement dynamique d'une structure et de mettre en évidence une éventuelle erreur de modélisation.

A cette fin, il est nécessaire de connaître les différentes catégories de mode propre que présentent habituellement les structures.

On résume au tableau 3.1, pour la structure considérée dans notre travail, les différents types de mode propre ainsi que les périodes de vibration correspondant à la structure.

**Tableau 3.1 :** Caractéristiques vibratoires significatives de la structure.

Caractéristiques vibratoires	Mode propre de vibration	Période propre de vibration T (s)	Pourcentage de masse modale participante, $\alpha(\%)$	
			Dans la direction X-X	Dans la direction Y-Y
	<b>Mode 1</b> Translation suivant X-X	1.06	85.96	0.00
	<b>Mode 2</b> Translation suivant Y-Y	0.92	00.00	87.41
	<b>Mode 3</b> Mode de torsion autour de l'axe Z	0.85	00.00	0.00
	<b>Mode 4</b> Translation suivant X-X	0.33	09.47	0.00
	<b>Mode 5</b> Translation suivant Y-Y	0.29	00.00	08.88
	<b>Mode 6</b> Mode de torsion autour de l'axe Z	0.26	00.00	0.00
	<b>Mode 7</b> Translation suivant X-X	0.17	2.97	0.00
<b>Mode 8</b> Translation suivant Y-Y	0.15	0.00	2.48	
			$\Sigma \alpha_{X-X} = 98.4\%$	$\Sigma \alpha_{Y-Y} = 98.77\%$

### 3.3 : Sollicitations dans les éléments structuraux (poutres, poteaux) les plus sollicités sous les différentes combinaisons d'actions réglementaires utilisées

#### 3.3.1 : Numérotations utilisées pour les poutres, poteaux

Les numérotations et abréviations adoptées pour les poutres, poteaux dans les tableaux 3.2 à 3.10 Ci-après donnant les efforts internes pour les éléments les plus sollicités, sont utilisées par le logiciel de calcul utilisé à savoir le logiciel ETABS (voir figures 3.1et 3.2).

##### a) Pour les poutres (figure 3.1)

Exemple :

B 21 {  
B : pour Beam (en anglais) qui veut dire poutre.  
21 : le numéro que le logiciel lui a affecté lors de la modélisation

##### a) Pour les poteaux (figure 3.2)

Exemple :

C14 {  
C : pour Column (en anglais) qui veut dire poteau.  
14 : le numéro que le logiciel lui a affecté lors de la modélisation.

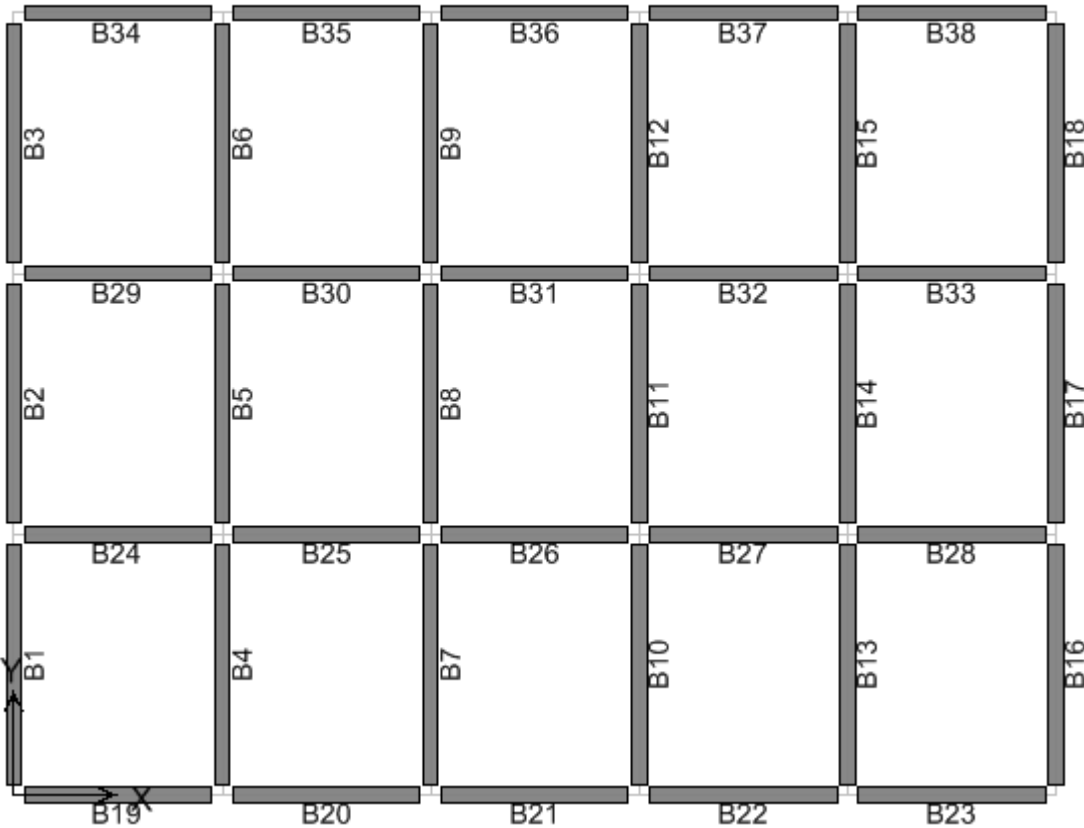


Figure 3.1 : Numérotation utilisé pour les poutres.

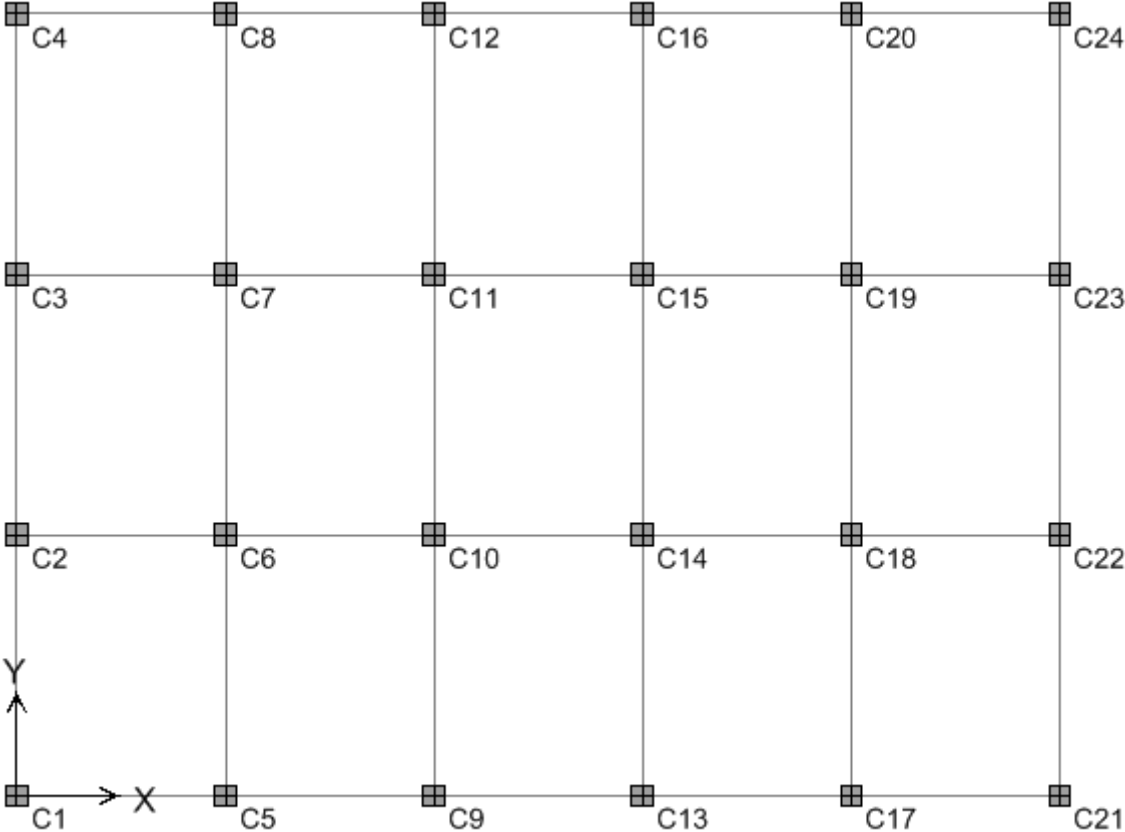


Figure3.2 : Numérotation utilisé pour les poteaux.

### 3.3.2 : Combinaisons d'actions réglementaires utilisées

#### 3.3.2.1 : Introduction

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des armatures et les vérifications imposées par le BAEL 91 et le RPA 99/2003 sont combinées de façon à prévoir les cas de chargement les plus défavorables auxquels la structure pourrait être exposée.

#### 3.3.2.2 : Combinaisons d'actions

##### a) Combinaisons du BAEL 91

Pour tous les éléments d'une structure, les règles du BAEL 91 recommandent, à l'état limite ultime, la combinaison d'actions suivante :  $1,35G+1.5Q$ .

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} G : \text{Charge permanentes} \\ Q : \text{charge d'exploitation non pondérées} \end{array} \right.$$

##### b) Combinaisons du RPA99/2003

Tout en tenant compte des actions sismiques, les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul selon le RPA 99/version 2003 sont les suivantes :

$$\begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \\ G + Q \pm 1.2 E \end{array} \quad \text{avec } E : \text{Action sismique.}$$

### 3.4 : Sollicitations dans les poutres, poteaux les plus sollicités

Les tableaux 3.2 à 3.8 donnent les sollicitations des poutres les plus sollicitées de la structure. Les tableaux 3.9 à 3.10 présentent les sollicitations des poteaux les plus sollicités de la structure.

### Chapitre 3:Présentation des résultats de l'analyse dynamique

**Tableau 3.2** : Moment fléchissant et effort tranchant dans les **poutres les plus sollicitées** sous la combinaison d'actions : **1.35G + 1.5Q**.

	<b>Poutres Les plus sollicitées</b>	<b>Sollicitations maximales sous 1.35G+1.5Q</b>			
		<b>Moments fléchissant M(KN.m)</b>			<b>Effort Tranchant T(KN)</b>
		$M_{west}$	$M_{travée}$	$M_{est}$	
<b>DIRECTION X-X</b>	<b><u>Au Niveau 1</u></b>	-11.33	<b><u>5.12</u></b>	-11.33	<b><u>17.2</u></b>
	<b><u>Au Niveau 2</u></b>	-13.72	<b><u>5.110</u></b>	-13.72	18.50
	<b><u>Au Niveau 3</u></b>	-15.10	<b><u>5.480</u></b>	-15.10	<b><u>19.20</u></b>
	<b><u>Au Niveau 4</u></b>	-16.10	<b><u>5.750</u></b>	-16.10	<b><u>19.80</u></b>
	<b><u>Au Niveau 5</u></b>	-17.76	<b><u>6.010</u></b>	-17.76	20.70
	<b><u>Au Niveau 6</u></b>	-15.39	<b><u>5.940</u></b>	-15.39	19.70

**Tableau 3.3** : Moment fléchissant et effort tranchant dans les **poutres les plus sollicitées** sous la combinaison d'actions : **1.35G + 1.5Q**.

	<b>Poutres Les plus sollicitées</b>	<b>Sollicitations maximales sous 1.35G+1.5Q</b>			
		<b>Moments fléchissant M(KN.m)</b>			<b>Effort Tranchant T(KN)</b>
		<b>M<sub>west</sub></b>	<b>M<sub>travée</sub></b>	<b>M<sub>est</sub></b>	
<b>DIRECTION Y-Y</b>	<b><u>Au Niveau 1</u></b>	-86.59	<b><u>47.43</u></b>	-86.59	114.4
	<b><u>u Niveau 2</u></b>	-87.57	<b><u>45.56</u></b>	-87.57	114
	<b><u>Au Niveau 3</u></b>	-89.61	<b><u>46.01</u></b>	-89.61	151.10
	<b><u>Au Niveau 4</u></b>	-91.54	<b><u>46.19</u></b>	-91.54	116
	<b><u>Au Niveau 5</u></b>	-97.08	<b><u>45.08</u></b>	-97.08	118
	<b><u>Au Niveau 6</u></b>	72.54	<b><u>42.72</u></b>	-72.54	96

### Chapitre 3:Présentation des résultats de l'analyse dynamique

**Tableau 3.4 :** Moment fléchissant et effort tranchant dans les **poutres les plus sollicitées** sous la combinaison d'actions : **0.8G ± E**.

	<b>Poutres les plus sollicitées</b>	Sollicitations maximales sous <b>0.8G ± E</b>		
		Moments fléchissant M(KN.m)		Effort Tranchant T(KN)
		M <sub>wes</sub>	M <sub>est</sub>	
<b>DIRECTION X-X</b>	<b><u>Au Niveau 1</u></b>	<b><u>72.07</u></b>	-79.34	47
	<b><u>Au Niveau 2</u></b>	<b><u>65.14</u></b>	-73.65	44.8
	<b><u>Au Niveau 3</u></b>	<b><u>55.20</u></b>	-63.86	39.9
	<b><u>Au Niveau 4</u></b>	<b><u>42.39</u></b>	-50.48	33
	<b><u>Au Niveau 5</u></b>	<b><u>27.83</u></b>	-36	25.1
	<b><u>Au Niveau 6</u></b>	<b><u>12.81</u></b>	-21.96	17.80

### Chapitre 3:Présentation des résultats de l'analyse dynamique

**Tableau 3.5** : Moment fléchissant et effort tranchant dans les **poutres les plus sollicitées** sous la combinaison d'actions : **0.8G ± E**.

	<b>Poutres Les plus sollicitées</b>	Sollicitations maximales sous <b>0.8G ± E</b>		
		Moments fléchissant M(KN.m)		Effort Tranchant T(KN)
		Mwes	Mest	
<b>DIRECTION Y-Y</b>	<b><u>Au Niveau 1</u></b>	<b><u>85.87</u></b>	-135.3	96.4
	<b><u>Au Niveau 2</u></b>	<b><u>68.74</u></b>	-128.25	91.6
	<b><u>Au Niveau 3</u></b>	<b><u>52.8</u></b>	-115.85	86.3
	<b><u>Au Niveau 4</u></b>	<b><u>36.64</u></b>	-99.45	79.4
	<b><u>Au Niveau 5</u></b>	<b><u>27.04</u></b>	-82.02	71.9
	<b><u>Au Niveau 6</u></b>	<b><u>23.89</u></b>	-54.26	55.80

### Chapitre 3:Présentation des résultats de l'analyse dynamique

**Tableau 3.6 :** Moment fléchissant et effort tranchant dans **les poutres les plus sollicitées** sous la combinaison d'actions : **G + Q ± E**.

	<b>Poutres Les plus sollicitées</b>	<b>Sollicitations maximales sous G + Q ± E</b>		
		<b>Moments fléchissant M(KN.m)</b>		<b>Effort Tranchant T(KN)</b>
		<b>M<sub>west</sub></b>	<b>M<sub>est</sub></b>	
<b>DIRECTION X-X</b>	<b><u>Au Niveau 1</u></b>	70.39	<b><u>-81.02</u></b>	<b><u>51.10</u></b>
	<b><u>Au Niveau 2</u></b>	64.40	<b><u>-75.72</u></b>	<b><u>49.3</u></b>
	<b><u>Au Niveau 3</u></b>	54.76	<b><u>-66.97</u></b>	<b><u>44.6</u></b>
	<b><u>Au Niveau 4</u></b>	41.87	<b><u>-54.75</u></b>	37.9
	<b><u>Au Niveau 5</u></b>	26.98	<b><u>-40.68</u></b>	30.2
	<b><u>Au Niveau 6</u></b>	11.90	<b><u>-25.80</u></b>	22.2

### Chapitre 3:Présentation des résultats de l'analyse dynamique

**Tableau 3.7 :** Moment fléchissant et effort tranchant dans **les poutres les plus sollicitées** sous la combinaison d'actions : **G + Q ± E**.

	<b>Poutres Les plus sollicitées</b>	Sollicitations maximales sous <b>G + Q ± E</b>		
		Moments fléchissant M(KN.m)		Effort Tranchant T(KN)
		M <sub>west</sub>	M <sub>est</sub>	
<b>DIRECTION Y-Y</b>	<b><u>Au Niveau 1</u></b>	75.10	<b><u>-154.02</u></b>	<b><u>124.30</u></b>
	<b><u>Au Niveau 2</u></b>	59.20	<b><u>-149.59</u></b>	119.17
	<b><u>Au Niveau 3</u></b>	47.61	<b><u>-137.67</u></b>	114.3
	<b><u>Au Niveau 4</u></b>	40.98	<b><u>-121.77</u></b>	107.7
	<b><u>Au Niveau 5</u></b>	36.82	<b><u>-105.54</u></b>	100.60
	<b><u>Au Niveau 6</u></b>	32.31	<b><u>-70.39</u></b>	77

### Chapitre 3:Présentation des résultats de l'analyse dynamique

**Tableau 3.8** : Moment fléchissant, effort normal et effort tranchant dans les poteaux les plus sollicités sous la combinaison d'actions : **1.35G +1.5Q**.

	Poutres les Plus sollicitées	Sollicitations maximales sous <b>1,35G+1,5Q</b>		
		Moment fléchissant A la base M(KN.m)	Effort normal A la base N(KN) - : compression + : traction	Effort Tranchant A la base T(KN)
<b>DIRECTION X-X</b>	<b><u>Au RDC</u></b>	0.19 <b><u>4.52</u></b> 3.01	<b><u>-1724.10</u></b> -1077.60 <b><u>-611</u></b>	<b><u>13.1</u></b> 0.20 8.10
	<b><u>A L'Etage 3</u></b>	1.37 <b><u>9.25</u></b> 5.92	<b><u>-835.80</u></b> -511.70 <b><u>-292.10</u></b>	3.40 2.10 <b><u>24.8</u></b>
<b>DIRECTION Y-Y</b>	<b><u>Au RDC</u></b>	0.45 <b><u>3.08</u></b> 19.42	<b><u>-1724.10</u></b> -949.80 <b><u>-611</u></b>	0.2 0.1 <b><u>1.3</u></b>
	<b><u>A L'Etage 3</u></b>	4.29 <b><u>52.15</u></b> 32.48	<b><u>-835.8</u></b> -461.60 <b><u>-292.10</u></b>	1.10 0.60 <b><u>4.40</u></b>

### Chapitre 3:Présentation des résultats de l'analyse dynamique

**Tableau 3.9** : Moment fléchissant, effort normal et effort tranchant dans les poteaux les plus sollicités sous la combinaison d'actions :  $0.8G \pm E$ .

	Poteaux Les plus sollicités	Sollicitations maximales sous $0.8G \pm E$		
		Moment fléchissant A la base M(KN.m)	Effort normal A la base N(KN) - : compression + : traction	Effort Tranchant A la base T(KN)
DIRECTION X-X	<u>Au RDC</u>	122.22 <b><u>131.60</u></b> 43.01	<b><u>-858.90</u></b> 266.70 <b><u>-102.10</u></b>	50.40 <b><u>54.60</u></b> 45.20
	<u>A L'Etage 3</u>	42.03 <b><u>61.02</u></b> 39.06	<b><u>-417.10</u></b> 254.20 <b><u>86.10</u></b>	38.10 <b><u>38.70</u></b> 22.70
DIRECTION Y-Y	<u>Au RDC</u>	127.40 <b><u>142.69</u></b> 72.16	<b><u>-858.90</u></b> 412.10 <b><u>-102.10</u></b>	<b><u>65.60</u></b> 40.40 45.20
	<u>A L'Etage 3</u>	55.40 <b><u>73.04</u></b> 58.57	<b><u>-417.10</u></b> 215.30 <b><u>86.10</u></b>	<b><u>38.10</u></b> 16.10 18.30

### Chapitre 3:Présentation des résultats de l'analyse dynamique

**Tableau 3.10** : Moment fléchissant, effort normal et effort tranchant dans les poteaux les plus sollicités sous la combinaison d'actions :  $G+Q \pm 1.2 E$ .

		Sollicitations maximales sou $G+Q \pm 1.2E$		
		Moment fléchissant A la base M(KN.m)	Effort normal A la base N(KN) - : compression + : traction	Effort Tranchant A la base T(KN)
<b>DIRECTION X-X</b>	<b><u>Au RDC</u></b>	146.66 <b><u>157.96</u></b> 47.60	<b><u>-1263.70</u></b> 820.90 <b><u>-189.30</u></b>	60.50 <b><u>78.5</u></b> 54.40
	<b><u>A L'Etage 3</u></b>	50.48 <b><u>73.63</u></b> 39.09	<b><u>-610.04</u></b> 360.70 <b><u>135.50</u></b>	45.70 <b><u>61.90</u></b> 27.80
<b>DIRECTION Y-Y</b>	<b><u>Au RDC</u></b>	152.30 <b><u>171.26</u></b> 89.02	<b><u>-1263.7</u></b> 621.50 <b><u>-189.30</u></b>	<b><u>60.50</u></b> 51 54.40
	<b><u>A L'Etage 3</u></b>	67.11 <b><u>88.02</u></b> 74.31	<b><u>-610.40</u></b> 429.3 <b><u>135.50</u></b>	<b><u>48.8</u></b> 28.20 27.80

# **CHAPITRE 4**

## ***Dimensionnement des éléments structuraux les plus sollicités***

## 4.1 : Introduction

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des poutres et poteaux les plus sollicités de la structure par niveau.

Les poutres et poteaux les plus sollicités de chaque niveau sont présentés au tableau 3 du chapitre 3 précédent.

Le dimensionnement de ces éléments structuraux consiste ici en le calcul de leurs sections d'armatures longitudinales et transversales sur la base des sollicitations données dans le tableau 3, qui sont obtenues en considérant les combinaisons d'actions réglementaires spécifiées par le code BAEL 91 et le règlement RPA 99/2003, combinaisons rappelées au chapitre 3 de ce mémoire.

Les sections de béton des poutres et des poteaux de la structure sont définies au chapitre 2 de ce mémoire.

## 4.2: Ferrailage des poutres, poteaux les plus sollicités

### 4.2.1 : Ferrailage des poutres les plus sollicités

#### 4.2.1.1 : Dans la direction X-X

##### a : Poutres du niveau 1 du bâtiment

##### a.1 : Armatures longitudinales

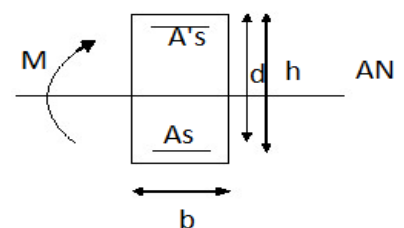
##### a.1.1 : Armatures longitudinales en travée

La poutre la plus sollicitée sous moment en travée ( $M_{travée}$ ) est la B24 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'action :  $1,35G+1,5Q$  ;  $M_{travée}=5.12KN.m$ . (Voir tableau 3.2)

- Section d'armatures inférieures en travée :

#### Ø Procédure de calcul

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{M}{b d^2 f_{bu}} \\ f_{bu} &= \frac{0.85 f_{c28}}{g_b} = 14.17 MPA \end{aligned} \right\} m = 0.016$$



- Calcul du moment réduit limite « $\mu_1$ »

$$\left. \begin{array}{l} FE400 \\ g_s = 1.15 \end{array} \right\} m = 0.392$$

$\mu = 0.016 \leq \mu_1 = 0,392 \implies$  Section simplement armée (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\left. \begin{array}{l} a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2m}}{0.8} = 0.02 \\ s_s = \frac{f_e}{g_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa} \\ Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.273 \end{array} \right\} A_s = \frac{M}{Z \times s_s} = \frac{5.12 \times 10}{0.273 \times 347.82} = 0.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Calculée}} = 0.54 \text{ Cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} = 3T12$ , Ce qui équivaut à une section d'acier de  $3.39 \text{ Cm}^2$

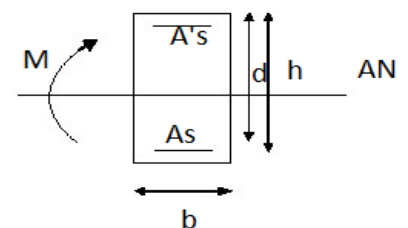
### a.1.2 Armatures en appui

#### a.1.2.1. sous le moment négatif en appui : Armatures supérieures en appui

La poutre la plus sollicitée sous le moment négatif en appui ( $M_{\text{appui}}$ ) est la B19 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions :  $G + Q \pm E$  ;  $M_{\text{appui}} = -81.02 \text{ KN.m}$ . (Voir tableau 3.6)

- Section d'armatures supérieures en appui :

∅ Procédure de calcul :



• Calcul du moment réduit «  $\mu$  »

$$m = \frac{M}{b d^2 f_{bu}} = \frac{81.02 \times 10^3}{30 \times 27.5^2 \times 18.47}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{g_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18.47 \text{ MPA}$$

$$m = 0.193$$

Calcul du moment réduit limite «  $m_l$  »

$$FE400 \left. \begin{array}{l} \\ g_s = 1 \end{array} \right\} m = 0.392$$

$\mu = 0.193 < \mu_l = 0.392 \implies$  Section simplement armée (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires) .

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPA}$$

$$a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2m}}{0.8} = 0.270$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.245 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M}{Z \times \sigma_s} = \frac{81.02 \times 10^3}{0.245 \times 400} = 8.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Calculée}} = 8.26 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} = 6T14$ , Ce qui équivaut à une section d'acier de 9.23 cm<sup>2</sup>

**a.1.2.2 : Sous le moment positif en appui : armatures inférieures en appui**

La poutre la plus sollicitée sous moment positif en appui ( $M_{+appui}$ ) est la B23 (voir figure 3.1), sous la Combinaison d'actions  $0.8G \pm E$  ;  $M_{+appui} = 72.07 \text{KN.m}$ . (Voir tableau 3.4)

- Section d'armatures inférieures en appui :
- Ø Procédure de calcul :

**Calcul du moment réduit «  $\mu$  »**

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{M}{b d^2 f_{bu}} \\ f_{bu} &= \frac{0.85 f_{c28}}{g_b} = 18.47 \text{MPa} \end{aligned} \right\} m = 0.172$$

- **Calcul du moment réduit limite «  $\mu_1$  »**

$$\left. \begin{aligned} FE400 \\ g_s = 1 \end{aligned} \right\} m = 0.392$$

$\mu = 0.172 \leq \mu_1 = 0.392 \implies$  Section simplement armée (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{1 - \sqrt{1 - 2m}}{0.8} = 0.237 \\ Z &= d (1 - 0.4 \alpha) = 0.249 \text{m} \\ \sigma_s &= \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa} \end{aligned} \right\} A_s = \frac{M}{Z \times \sigma_s} = \frac{72.07 \times 10}{0.249 \times 400} = 7.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Calculée}} = 7.23 \text{ Cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} = 5T14$ , Ce qui équivaut à une section d'acier de  $7.695 \text{ Cm}^2$

### Armatures transversales

La poutre la plus sollicitée sous l'effort tranchant (T) est la B28 (voir figure 3.6), sous la combinaison d'actions :  $G + Q \pm E$ ;  $T=51.10KN$ . (Voir tableau 3.6)

- **Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentés** : (BAEL91.art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d}$$

Avec :

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement du béton

$b_0$  : largeur de la section de la poutre

$d$  : hauteur utile de la section de la poutre ( $d = 0.9 \cdot h$ ) ;  $h$  : hauteur de la section  $d = (0.9 \times h) = 27cm$

$$t_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{51.1 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.631 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton** : (BAEL91.art A.5.1.21)

$t_u \leq \min (0,2 f_{c28} / g_b, 5[MPa] ) = 3,33[ \text{MPa} ]$  Car on est dans le cas de fissuration peu nuisible.

$$\tau_u = 0.631 < 3.33 \text{MPa} \implies \text{Vérifiée}$$

Ø Procédure de calcul :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (8.5mm, 12mm, 30mm)$$

Soi :  $\Phi_t = 8mm$ .

On optera pour un cadre et un étrier soit ;  $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ .

- **Espacement maximal**

Vérification des exigences du RPA :

- **Zone nodale**  $\Rightarrow S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_L, 30[\text{cm}])$

$$S_t \leq \min (7.5; 14.4, 30[\text{cm}])$$

$$\text{Soit: } S_t = 7[\text{cm}]$$

- **Zone courante**  $\Rightarrow S_t \leq h/2 = 15\text{cm}$

$$\text{Soit: } S_t = 15[\text{cm}]$$

- **Délimitation de la zone nodale**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale  $L'$  est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres secondaire  $P_s$  :  $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$ .

### **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfié}$$

Ø Même procédure de calcul pour les poutres de niveau 2, 3, 4, 5, et 6.

Le ferrailage de ces poutres en travée et en appuis se trouve dans les tableaux suivants :

**Tableau 4.1** : Récapitulatif du ferrailage en travée des poutres les plus sollicitées par niveau sous la combinaison d'action : **1.35G+1.5Q** dans la **direction X-X**

<b>Zones</b>	<b>Mtra (t.m)</b>	<b>b×h (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Mbu</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ferrailage</b>	<b>Aadop (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>NIV 1</b>	<b>5.12</b>	<b>30 × 30</b>	<b>0.016</b>	<b>0.54</b>	<b>3T12</b>	<b>3.393</b>
<b>NIV 2</b>	<b>5.11</b>	<b>30 × 30</b>	<b>0.016</b>	<b>0.539</b>	<b>3T12</b>	<b>3.393</b>
<b>NIV 3</b>	<b>5.48</b>	<b>30 × 30</b>	<b>0.017</b>	<b>0.578</b>	<b>3T12</b>	<b>3.393</b>
<b>NIV 4</b>	<b>5.75</b>	<b>30 × 30</b>	<b>0.018</b>	<b>0.607</b>	<b>3T12</b>	<b>3.393</b>
<b>NIV 5</b>	<b>6.01</b>	<b>30 × 30</b>	<b>0.019</b>	<b>0.634</b>	<b>3T12</b>	<b>3.393</b>
<b>NIV 6</b>	<b>5.94</b>	<b>30 × 30</b>	<b>0.018</b>	<b>0.627</b>	<b>3T12</b>	<b>3.393</b>

**Tableau 4.2** : Récapitulatif du ferrailage en appuis inférieure des poutres les plus sollicitées par niveau sous la combinaison d'action : **0.8G ± E** dans la **direction X-X**

Zones	Appuis	Mapp (KN.m)	b×h(cm <sup>2</sup> )	Mbu	As (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	Aadop(cm <sup>2</sup> )
<b>NIV 1</b>	Mmax	72.07	30 × 30	0.172	7.239	<b>5T14</b>	<b>7.695</b>
<b>NIV 2</b>	Mmax	65.14	30 × 30	0.155	6.471	<b>5T14</b>	<b>7.695</b>
<b>NIV 3</b>	Mmax	55.2	30 × 30	0.132	5.401	<b>6T12</b>	<b>6.786</b>
<b>NIV 4</b>	Mmax	42.39	30 × 30	0.101	4.071	<b>6T12</b>	<b>6.786</b>
<b>NIV 5</b>	Mmax	27.83	30 × 30	0.066	2.62	<b>3T12</b>	<b>3.393</b>
<b>NIV 6</b>	Mmax	12.81	30 × 30	0.031	1.183	<b>3T12</b>	<b>3.393</b>

**Tableau 4.3** : Récapitulatif du ferrailage en appuis supérieure des poutres les plus sollicitées sous la combinaison d'action : **G+Q±E** par niveau dans la **direction X-X**

Zones	Appuis	Mapp(KN.m)	bxh (cm <sup>2</sup> )	Mbu	As (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	Aadop (cm <sup>2</sup> )
<b>NIV 1</b>	Mmin	81.02	30 × 30	0.193	8.261	<b>6T14</b>	<b>9.234</b>
<b>NIV 2</b>	Mmin	75.72	30 × 30	0.181	7.652	<b>5T14</b>	<b>7.69</b>
<b>NIV 3</b>	Mmin	66.97	30 × 30	0.160	6.672	<b>6T12</b>	<b>6.786</b>
<b>NIV 4</b>	Mmin	54.75	30 × 30	0.131	5.353	<b>6T12</b>	<b>6.786</b>
<b>NIV 5</b>	Mmin	40.68	30 × 30	0.097	3.897	<b>5T12</b>	<b>5.655</b>
<b>NIV 6</b>	Mmin	25.8	30 × 30	0.062	2.422	<b>3T12</b>	<b>3.393</b>

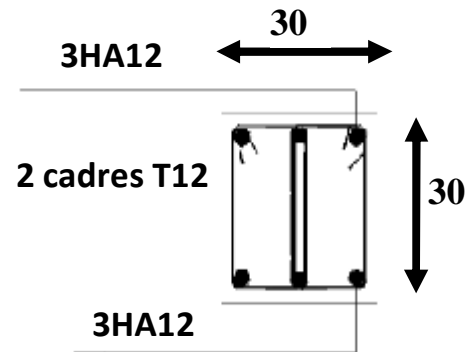
## 4.2.2 : Ferrailage définitif des poutres les plus sollicitées dans la Direction X-X

### a. Au niveau 1 du bâtiment

#### a.1. Section total des armatures longitudinales en travée

Section total des armatures longitudinales,  $A_{long}$

$$A_{long} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum des aciers longitudinaux de la section**

#### § $A_{(min \text{ RPA})}$

$$A_{(min \text{ RPA})} = 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ = 0.005 \times (30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}) = 4.5 \text{ cm}^2$$

#### Conclusion

$$A_{longit} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{(min \text{ RPA})} = 4.5 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### § $A_{(max \text{ RPA})}$

- **En zone courante de la poutre**

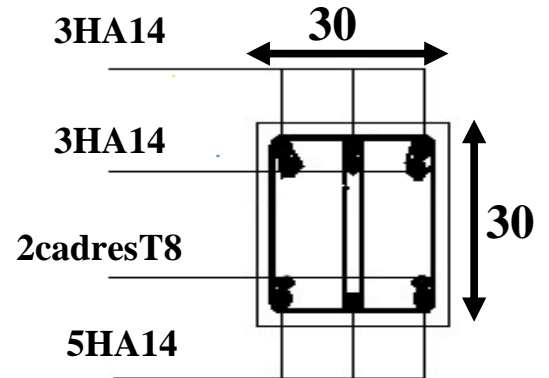
$$A_{(max \text{ RPA})} = 4\% \text{ de la section de béton} \\ = 0.04 (30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}^2$$

#### Conclusion

$$A_{longit, \text{ zone courante}} = 6.78 \text{ cm}^2 < A_{(max \text{ RPA})} = 36 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**a.2. Section totale des armatures longitudinales en appui**

$$A_{\text{long}}=11\text{HA14}=16.92\text{cm}^2$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum des aciers longitudinaux de la section**

§ **A<sub>(min RPA)</sub>**

$$A_{(\text{min RPA})} = 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ = 0.005 \times (30\text{cm} \times 30\text{cm}) = 4.5\text{cm}^2$$

**Conclusion**

$$A_{\text{longit}} = 16.92 \text{ cm}^2 > A_{(\text{min RPA})} = 4.5 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

§ **A<sub>(max RPA)</sub>**

- **En zone courante de la poutre**

$$A_{(\text{max RPA})} = 4\% \text{ de la section de béton} \\ = 0.04 (30\text{cm} \times 30\text{cm}) = 36 \text{ cm}^2$$

**Conclusion**

$$A_{\text{longit, zone courante}} = 16.92\text{cm}^2 < A_{(\text{max RPA})} = 36 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• **En zone de recouvrement des barres d'acier**

Pour un bon bétonnage, c.à.d. homogène, au droit des nœuds poutre-poteau, on évite des recouvrements des barres d'acier à cet endroit. la section totale d'aciers longitudinaux au droit de la zone de recouvrement des barres s'obtient comme suit :

• **Armatures longitudinales supérieures (de la section de béton)**

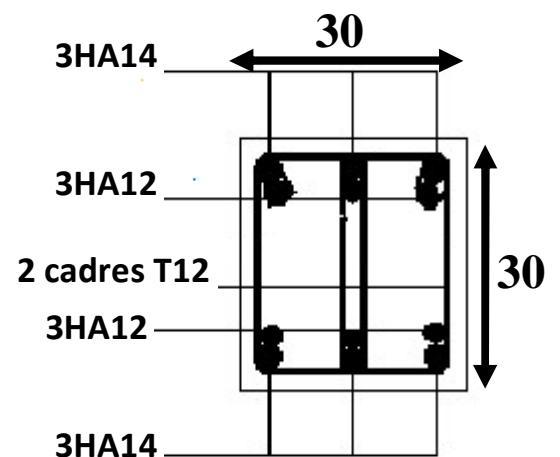
Les 3HA12 provenant de la section médiane de la poutre (en travée) seront recouvertes avec les 3HA14 provenant de la section d'extrémité de la poutre (c.à.d. provenant de la section en appui, qui fait partie de la zone nodale).

• **Armatures longitudinales inférieures (de la section de béton) :**

Les 3HA12 provenant de la section médiane de la poutre (en travée) seront recouvertes avec les 3HA14 provenant de la section d'extrémité de la poutre (c.à.d. provenant de la section en appui, qui fait partie de la zone nodale).

**Récapitulation : section totale d'armatures longitudinales dans la zone de**

**recouvrement**



$$A_{(\max RPA)} = 6\% \text{ de la section de béton} \\ = 0.06 (30\text{cm} \times 30\text{cm}) = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 6HA14 + 6HA12 = 16.01 \text{ cm}^2$$

**Conclusion**

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 16.01 \text{ cm}^2 < A_{(\max RPA)} = 54 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### 4.2.1..3. Ferrailage des poutres les plus sollicitées dans la Direction Y-Y

#### a. Au niveau 1 du bâtiment

#### a.1. Armatures longitudinales

##### a.1.1. Armatures longitudinales en travée

La poutre la plus sollicitée sous moment en travée ( $M_{travée}$ ) est la B7 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions : **1,35G+1,5Q** ;  $M_{travée} = 47.43$  KN.m. (voir tableau 3.3)

- Section d'armatures inférieures en travée

∅ Procédure de calcul : la même procédure que dans la direction X-X

$$A_{calculée} = 3.793 \text{ Cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 3\text{HA}14, \text{ Ce qui équivaut à une section d'acier de } 4.617 \text{ Cm}^2$$

##### a.1.2 Armatures en appui

##### a.1.2.1. sous le moment négatif en appui : Armatures supérieurs en appui

La poutre la plus sollicité sous le moment négatif en appui ( $M_{-appui}$ ) est la B7 (voir figure3.1), ous la combinaison d'actions : **G + Q ± E** ;  $M_{-appui} = -154.02$  KN.m. (voir tableau 3.7)

- Section d'armatures supérieures en appui

∅ Procédure de calcul : la même procédure que dans la direction X-X.

$$A_{calculée} = 11.572 \text{ Cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 6\text{HA}16, \text{ Ce qui équivaut à une section d'acier de } 12.066\text{Cm}^2$$

##### a.1.2.2. Sous le moment positif en appui : Armatures inférieures en appui

La poutre la plus sollicitée sous moment positif en appui ( $M_{+appui}$ ) est la B16 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions **0.8G ± E** ;  $M_{+appui} = 85.87\text{KN.m.}$  (voir tableau 3.5)

- Section d'armatures inférieures en appui

∅ Procédure de calcul : la même procédure que dans la direction X-X.

$$A_{\text{calculée}} = 6.08 \text{ Cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} = 3\text{HA}14+3\text{HA}12$ , Ce qui équivaut à une section d'acier de  $8.01\text{Cm}^2$ .

### a.2. Armatures transversales

La poutre la plus sollicitée sous l'effort tranchant (T) est la B7 (voir figure 3.1), sous la combinaison d'actions :  $\mathbf{G + Q \pm E}$ ;  $T=124.30 \text{ KN}$ . (Voir tableau 3.7).

- Section d'armatures transversales

Ø Procédure de calcul : la même procédure que. dans la direction X-X

$$A_t (\text{calculée}) = 0.49\text{cm}^2$$

$$A_t (\text{min RPA}) = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9\text{cm}^2.$$

$A_t (\text{adoptée}) = 2\text{cadres de T8}$ , ce qui équivaut à une section d'acier de  $2,01\text{cm}^2$ .

Ø Même procédure de calcul pour les poutres de niveau 2, 3, 4, 5, et 6.

Le ferrailage de ces poutres en travée et en appuis se trouve dans les tableaux suivants :

**Tableau 4.4** : Récapitulatif du ferrailage en travée des poutres les plus sollicitées par niveau sous la combinaison d'action : **1.35G+1.5Q** dans la **direction Y-Y**

<b>Zones</b>	<b>Mtra (KN.m)</b>	<b>b×h (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Mbu</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ferrailage</b>	<b>Aadop (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>NIV 1</b>	<b>47.43</b>	30 × 40	0.079	3.793	<b>3T14</b>	<b>4.617</b>
<b>NIV 2</b>	<b>45.56</b>	30 × 40	0.076	3.637	<b>3T14</b>	<b>4.617</b>
<b>NIV 3</b>	<b>46.01</b>	30 × 40	0.077	3.675	<b>3T14</b>	<b>4.617</b>
<b>NIV 4</b>	<b>46.19</b>	30 × 40	0.077	3.690	<b>3T14</b>	<b>4.617</b>
<b>NIV 5</b>	<b>45.08</b>	30 × 40	0.075	3.597	<b>3T14</b>	<b>4.617</b>
<b>NIV 6</b>	<b>42.72</b>	30 × 40	0.071	3.401	<b>3T14</b>	<b>4.617</b>

**Tableau 4.5** : Récapitulatif du ferrailage en appuis inférieure des poutres les plus sollicitées par niveau sous la combinaison d'action : **0.8G ± E** dans la **direction Y-Y**

Zones	Appuis	Mapp (KN.m)	b×h (cm <sup>2</sup> )	Mbu	As (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	Aadop (cm <sup>2</sup> )
NIV 1	Mmax	<b>85.87</b>	30 × 40	0.110	6.080	<b>3HA14+2HA12</b>	6.879
NIV 2	Mmax	<b>68.74</b>	30 × 40	0.088	4.805	<b>3HA14+2HA12</b>	6.879
NIV 3	Mmax	<b>52.8</b>	30 × 40	0.068	3.648	<b>3HA14</b>	4.617
NIV 4	Mmax	<b>36.64</b>	30 × 40	0.047	2.503	<b>3HA12</b>	3.393
NIV 5	Mmax	<b>27.04</b>	30 × 40	0.035	1.835	<b>3HA12</b>	3.393
NIV 6	Mmax	<b>23.89</b>	30 × 40	0.031	1.618	<b>3HA12</b>	3.393

**Tableau 4.6 :** Récapitulatif du ferrailage en appuis supérieure des poutres les plus sollicitées par niveau sous la combinaison d'action : **G + Q ± E** dans la **direction Y-Y**

<b>Zones</b>	<b>Appuis</b>	<b>Mapp (KN.m)</b>	<b>b×h (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Mbu</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>ferrailage</b>	<b>Aadop (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>NIV 1</b>	Mmin	<b>154.02</b>	30 × 40	0.198	11.552	<b>6HA16</b>	12.066
<b>NIV 2</b>	Mmin	<b>149.59</b>	30 × 40	0.192	11.174	<b>6HA16</b>	12.066
<b>NIV 3</b>	Mmin	<b>137.67</b>	30 × 40	0.177	10.174	<b>3HA16+3HA14</b>	10.64
<b>NIV 4</b>	Mmin	<b>121.77</b>	30 × 40	0.156	8.876	<b>6HA14</b>	9.23
<b>NIV 5</b>	Mmin	<b>105.54</b>	30 × 40	0.135	7.590	<b>5HA14</b>	7.69
<b>NIV 6</b>	Mmin	<b>70.39</b>	30 × 40	0.090	4.01	<b>3HA14</b>	4.617

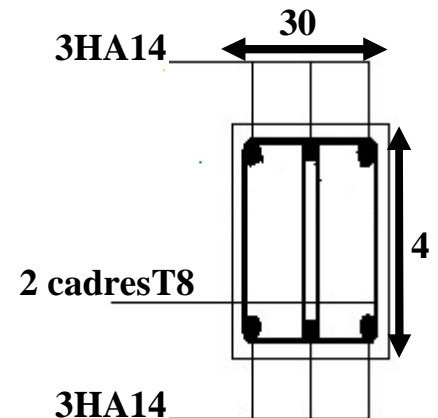
#### 4.2.1.1.4. Ferrailage définitif des poutres les plus sollicitées dans la Direction Y-Y

##### a. Au niveau 1 du bâtiment

##### a.1. Section total des armatures longitudinales en travée

Section totale des armatures longitudinales,  $A_{\text{longit}}$

$$A_{\text{longit}} = 6HA14 = 9.234 \text{ cm}^2$$



#### Ø Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum des aciers longitudinaux de la section des poutres

##### § $A_{(\text{min RPA})}$

$$\begin{aligned} A_{(\text{min RPA})} &= 0.5 \% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.005 \times (30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}) = 6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

##### Conclusion

$$A_{\text{longit}} = 9.234 \text{ cm}^2 > A_{(\text{min RPA})} = 6 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

##### § $A_{(\text{max RPA})}$

##### En zone courante de la poutre

$$\begin{aligned} A_{(\text{max RPA})} &= 4\% \text{ de la section de béton} \\ &= 0.04 (30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}) = 48 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

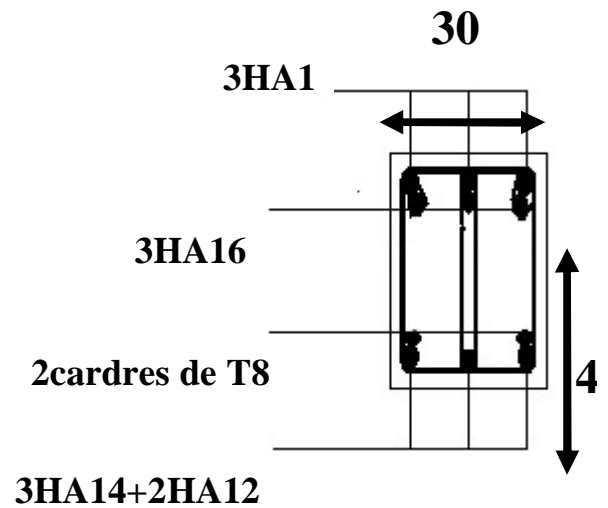
##### Conclusion

$$A_{\text{longit, zone courante}} = 9.234 \text{ cm}^2 < A_{(\text{max RPA})} = 48 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**a.2. Section totale des armatures longitudinales en appui**

Section totale des armatures longitudinales,  $A_{longit}$

$$A_{longit} = 6HA16+3HA14+2HA12 = 18.93cm^2$$



- **Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum des aciers longitudinaux de la section**

§  $A_{(min\ RPA)}$

$$A_{(min\ RPA)} = 0.5\ \% \text{ de la section de béton}$$

$$= 0.005 \times (30cm \times 40cm) = 6\ cm^2$$

**Conclusion**

$$A_{longit} = 18.93cm^2 > A_{(min\ RPA)} = 6\ cm^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

§  $A_{(max\ RPA)}$

- **En zone courante de la poutre**

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

$$= 0.04 (30cm \times 40cm) = 48\ cm^2$$

**Conclusion**

$$A_{\text{longit, zone courante}} = 18.93 \text{ cm}^2 < A_{(\text{max RPA})} = 48 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

En procédant de la même manière que précédemment dans le cas du niveau 1 dans la direction X-X, la section totale d'aciers longitudinaux au droit de la zone de recouvrement des barres s'obtient comme suit :

- **Armatures longitudinales supérieures (de la section de béton)**

Les 3HA14 provenant de la section médiane de la poutre (en travée) seront recouvertes avec les 3HA16 provenant de la section d'extrémité de la poutre (c.à.d provenant de la section en appui, qui fait partie de la zone nodale).

- **Armatures longitudinales inférieures (de la section de béton) :**

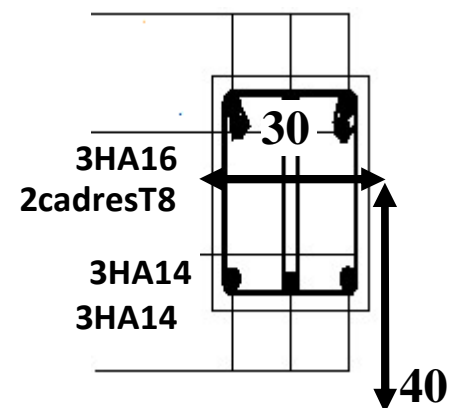
En travée, on a 3HA14 et en appui on a la même section d'armatures comme on a des barres de même diamètre en travée et en appui, alors les 3HA14 en travée seront filés le long de la poutre. Ainsi on n'aura pas de recouvrement de barres le long de la poutre.

### **Récapitulation : section totale d'armatures longitudinales dans la zone de recouvrement**

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

$$= 0.06 (30\text{cm} \times 40\text{cm}) = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 3\text{HA16} + 6\text{HA14} \\ = 15.26 \text{ cm}^2$$



### **Conclusion**

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 15.26 \text{ cm}^2 < A_{(\text{max RPA})} = 72 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4.20

## 4.2.2. Ferrailage des poteaux les plus sollicités

### 4.2.2.1. Poteaux les plus sollicités dans la direction X-X

#### a. Au RDC

#### a.1. Armatures longitudinales

#### a.1.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de compression ( $N_{\max}$  (compression)) et le moment fléchissant correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ) est le C14 (figure 3.2), sous la combinaison d'action **1.35G + 1.5Q** ;

$N_{\max}$  (compression) = 1724.10 KN et  $M_{\text{cor}} = 0.19$  KN.m (voir tableau 3.5)

- Section d'armatures :

Ø Procédure de calcul :

Centre de pression  $e_0$  :

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

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

$$d = 37.5 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2.5 \text{ cm}$$

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{0.19 \text{ KN}}{1724.10 \text{ KN}} = 0.0001 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 17.5 \text{ cm}$$

$$e_o \leq \frac{h}{2} - c$$

On vérifie que :

$$N(d - c') - M_f \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c') b h s_b$$

$$M_f = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.19 + 1724.10 (0.375 - 0.2)$$

$$M_f = 301.90 \text{ KN.m}$$

$$g_b = 1.5$$

$$S_b = \frac{0.85 \times 25000}{1.5} = 14167 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N(d-c') - M_f = 172410(0.375 - 0.025) - 30190 = 30153 \text{ KN.m} \\ (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.025) \times 0.4 \times 0.4 \times 14167 = 25965 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$N(d-c') - M_f = 301.53 \text{ KN.m} > (0.337 h - 0.81 c'). b. h. \sigma_b = 259.65 \text{ KN.m}$$

condition n'est pas vérifiée  $\implies$  la section est entièrement comprimée

On doit vérifier que :

$$N(d-c') - M_f \leq \left(0.5 \times h - \frac{c'}{h}\right) b h^2 S_b$$

$$\left(0.5 \times h - \frac{c'}{h}\right) b h^2 S_b = \left(0.5 \times 0.4 - \frac{0.025}{0.4}\right) 0.4 \times 0.4^2 \times 14167 = 39667 \text{ KN.m}$$

$$N(d-c') - M_f = 301.90 \text{ KN.m} \leq \left(0.5 \times h - \frac{c'}{h}\right) b h^2 S_b = 39667 \text{ KN.m}$$

**Donc la section est simplement armée**

$$y = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 \times f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.3571 + \frac{172410(0.375 - 0.025) - 30190}{0.4 \times 0.4^2 \times 14167}}{0.8571 - \frac{0.025}{0.4}}$$

$$y = 0.868$$

$$A_{ss} = \frac{N - 100 y \times f_{bu} \times b \times h}{100 f_e / g_s} = A_{ss} = \frac{172410 \times 10^3 - 100 \times 0.868 \times 14.17 \times 10^5 \times 0.4 \times 0.4}{100 \times 400 \times 10^2 / 1.15}$$

$$A_{ss} = -5.16 \text{ cm}^2$$

$A_{calculée} = -5.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Veut dire que la section de béton suffit à elle seule à reprendre ces sollicitations (M et N).

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

### **a.1.2. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal de compression correspondant**

Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant ( $M_{\max}$ ) et l'effort normal de compression correspondant ( $N_{\text{cor}(\text{compression})}$ ) est le C5 (figure 3.2), sous la combinaison d'actions :  **$G + Q \pm 1.2E$**  ;

$M_{\max} = 157.96 \text{ KN.m}$  ;  $N_{\text{cor}(\text{compression})} = 820.90 \text{ KN}$  (voir tableau 3.10).

- Section d'armatures :

∅ Procédure de calcul : même procédure de calcul que précédemment

**$A_{(M_{\max}, N_{\text{cor}})} = A_{calculée} = 4.08 \text{ cm}^2$**

### **a.1.3. Sous l'effort normal de compression minimum et le moment fléchissant correspondant**

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de compression ( $N_{\min}(\text{compression})$ ) et le moment fléchissant correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ) est le C1 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions :  **$0.8G \pm E$** ;

$N_{\min} = 102.10 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{cor}} = 43.01 \text{ KN.m}$  (voir tableau 3.9)

- Section d'armatures :

∅ Procédure de calcul : même procédure de calcul que précédemment

**$A_{(N_{\min}(\text{compression}), M_{\text{cor}})} = A_{calculée} = 1.64 \text{ cm}^2$**

#### a.1.4. Section d'armatures longitudinales adoptée pour les poteaux du RDC Dans la direction X-X

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{A(N_{\text{max}} (\text{compression}), M_{\text{cor}}), A(M_{\text{max}}, N_{\text{cor}}), A(N_{\text{min}} (\text{compression}), M_{\text{cor}})\}$$

$$= \max \{0.00, 4.08, 1.64\} \text{ cm}^2 = 4.08 \text{ cm}^2$$

**A<sub>adoptée</sub>** : Soit **3HA14**, ce qui équivaut à une section d'acier de **4.62cm<sup>2</sup>**

#### a.2. Armatures transversales

Le poteau le plus sollicité sous l'effort tranchant (T) est le C21 (figure 3.2), sous la combinaison d'actions : **G + Q ±1.2 E ; T = 78.5 KN** (voir tableau 3.10).

La section d'armature transversales ; **A<sub>t</sub>** des poteaux est calculée à l'aide de la formule suivante donnée par le RPA 99/version 2003 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V u}{h_1 f_e}$$

**Vu** : Effort tranchant de calcul = **T** dans notre cas.

**h<sub>1</sub>** : Hauteur totale de la section brute de béton = 40 cm

**f** : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales = 400 MPa

**t** : Espacement des armatures transversales

**pa** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à **2.50** si l'élançement géométrique **λ<sub>g</sub>** dans la direction considérée est supérieur ou égal à **5** et à **3.75** dans le cas contraire.

La hauteur des poteaux du RDC, est égale à 4m

L'élançement géométrique de poteau du RDC(C3), qui est le plus sollicité sous l'effort tranchant, est :

$$\lambda_g = l_f/a \quad \text{avec : } l_f = 0.707 l_0 = 0.707(4-0.20) = 2.68$$

L'élançement géométrique **λ** est égal à 2.68/0.40=6.7

$\lambda_g$  est supérieur à **5** donc le coefficient  $\rho$  sera pris égal à **2.50**.

L'espacement  $t$  des armatures transversales est fixé selon les conditions du RPA 99/version 2003 : la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

### Dans la zone nodale

$t \leq \min(10 \varnothing_1^{\min}, 15 \text{ cm})$  En zone I et II

La section de poteau concernée ici est dans la zone nodale.

En outre, notre ouvrage est situé en zone II.

Donc dans notre cas :  $t \leq (12\text{cm}, 15\text{cm})$

On adopte  $t = 10 \text{ cm}$  comme valeur maximale de l'espacement des armatures transversales dans la zone nodale.

$$At = \frac{r.t.Vu}{h_1.f_e} \quad At = \frac{2.5 \times 10 \times 78.5}{40 \times 40}$$

$$At = 1.23 \text{ cm}^2$$

### Quantité d'armatures transversales minimale du RPA

$\lambda_g > 5$  donc la quantité minimale d'armatures transversales dans la zone nodale sera **0.3%**

$A_{\min} = 0.003\%$  de la section du béton.

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

**Aadoptée = 2 cadres T8**, ce qui équivaut à une section d'acier de **2.01 cm<sup>2</sup>**.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \varnothing_t$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

La section minimale du RPA est vérifiée.

### Ø Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «  $S_t$  » des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_1^{\min}, 15 \text{ cm}) < (12\text{cm}, 15\text{cm})$$

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

- **En zone courante :**

$$S_t' \leq 15 \varnothing_1^{\min} < 18\text{cm}$$

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

### b. A l'Etage 3 du bâtiment

#### b.1. Armatures longitudinales

##### b.1.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de compression ( **$N_{\max}$  (compression)**) et le moment fléchissant correspondant ( **$M_{\text{cor}}$** ) est le C10 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'action  **$1.35G + 1.5Q$**  ;

$$N_{\max (\text{compression})} = 835.8 \text{ KN et } M_{\text{cor}} = 1.37 \text{ KN.m (voir tableau 3.8)}$$

- **Section d'armatures :**

Ø Procédure de calcul : même procédure de calcul pour les poteaux du RDC

**$A_{\text{calculée}} = 0.00 \text{ cm}^2$**   $\implies$  veut dire que la section de béton suffit à elle seule à reprendre ces sollicitations (M et N).

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

**b.1.2. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal de compression correspondant :**

Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant ( $M_{\max}$ ) et l'effort normal de compression correspondant ( $N_{\text{cor}}$  (compression)) est le C17 (figure 3.2), sous la combinaison d'actions :  $G + Q \pm 1.2E$  ;

$M_{\max} = 73.63 \text{ KN.m}$  ;  $N_{\text{cor}}$  (compression) = 360.70 KN (voir tableau 3.10).

Section d'armatures :

Ø Procédure de calcul : même procédure de calcul pour les poteaux du RDC

$$A_{(M_{\max}, N_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 0.82 \text{ cm}^2$$

**b.1.3. Sous l'effort normal de compression minimum et le moment fléchissant correspondant :**

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de traction ( $N_{\min}$  (compression)) et le moment fléchissant correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ) est le C21 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions :  $0.8G \pm E$  ;

$N_{\min} = 86.10 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{cor}} = 39.06 \text{ KN.m}$  (voir tableau 3.9)

• Section d'armatures :

Ø Procédure de calcul : même procédure de calcul que précédemment

$$A_{(N_{\text{MIN}}, M_{\text{COR}})} = A_{\text{calculée}} = 4.05 \text{ cm}^2$$

**b.1.4. Section d'armatures longitudinales adoptée pour les poteaux du 3<sup>ème</sup> étage dans la direction X-X**

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ A_{(N_{\max}(\text{compression}), M_{\text{cor}})}, A_{(M_{\max}, N_{\text{cor}})}, A_{(N_{\min}(\text{compression}), M_{\text{cor}})} \}$$

$$= \max\{0.00, 0.82, 4.05\} \text{ cm}^2 = 4.05 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}}$  : Soit 3HA14, ce qui équivaut à une section d'acier de **4.62 cm<sup>2</sup>**

## **b.2. Armatures transversales**

Le poteau le plus sollicité sous l'effort tranchant (T) est le **C22** (figure 3.2), sous la combinaison d'actions : **G + Q ± 1.2E ; T = 61.9 KN** (voir tableau 3.10).

### **Ø Section d'armatures**

**Ø** Procédure de calcul : même procédure de calcul que précédemment sous l'effort tranchant

au RDC. L'élançement géométrique  $\lambda$  est égal à  $2.68/0.4 = 6.7$

$\lambda$  est supérieur à **5** donc le coefficient sera pris égal à **2.50**.

**$A_t$  calculée = 0.97 cm<sup>2</sup>**

$A_{min} = 0.003S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$

**$A_t$  adoptée = 2 cadres T8**, ce qui équivaut à une section d'acier de **2.01 cm<sup>2</sup>**.

## **4.2.2.2. Poteaux les plus sollicités dans la direction Y-Y**

### **a. Au RDC**

#### **a.1. Armatures longitudinales**

##### **a.1.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :**

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de compression (**N<sub>max</sub> (compression)**) et le moment fléchissant correspondant (**M<sub>cor</sub>**) est le C10 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'action **1.35G + 1.5Q ;**

$N_{max} \text{ (compression)} = 1724.10 \text{ KN}$  et  $M_{cor} = 0.45 \text{ KN.m}$  (voir tableau 3.8)

Ø Section d'armatures :

Ø Procédure de calcul : même procédure de calcul que précédemment.

$A_{\text{calculée}} = 0.00 \text{ cm}^2$   $\implies$  veut dire que la section de béton suffit à elle seule à reprendre ces sollicitations (M et N).

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

### a.1.2. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal de compression correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant ( $M_{\text{max}}$ ) et l'effort normal de compression correspondant ( $N_{\text{cor (compression)}}$ ) est le C22 (figure 3.2), sous la combinaison d'actions :  $G + Q \pm 1.2E$  ;

$M_{\text{max}} = 171.26 \text{ KN.m}$  ;  $N_{\text{cor (compression)}} = 621.50 \text{ KN}$  (voir tableau 3.10).

• Section d'armatures :

Ø Procédure de calcul : même procédure de calcul pour les poteaux du RDC

$A_{(M_{\text{max}}, N_{\text{cor}})} = A_{\text{calculée}} = 4.66 \text{ cm}^2$

### a.1.3. Sous l'effort normal de compression minimum et le moment fléchissant correspondant :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de traction ( $N_{\text{min (compression)}}$ ) et le moment fléchissant correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ) est le C1 (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions :  $0.8G \pm E$  ;

$N_{\text{min}} = 102.10 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{cor}} = 72.16 \text{ KN.m}$  (voir tableau 3.9)

• Section d'armatures :

Ø Procédure de calcul : même procédure de calcul que précédemment

$A(N_{\text{MIN}}, M_{\text{COR}}) = A_{\text{calculée}} = 3.74 \text{ cm}^2$

#### **a.1.4. Section d'armatures longitudinales adoptée pour les poteaux du RDC dans la direction Y-Y**

$A_{adoptée} = \max \{A(N_{max} \text{ (compression)}, M_{cor}), A(M_{max}, N_{cor}), A(N_{max} \text{ (traction)}, M_{cor})\}$

$$= \max \{0.00, 4.66, 3.74\} \text{ cm}^2 = 4.66 \text{ cm}^2$$

**Aadoptée** : Soit **2HA16+1HA14**, ce qui équivaut à une section d'acier de **5.56 cm<sup>2</sup>**

#### **a.2. Armatures transversales**

Le poteau le plus sollicité sous l'effort tranchant (**T**) est le **C20** (figure 3.2), sous la combinaison d'actions : **G + Q ±1.2E ; T = 65.6 KN** (voir tableau 3.10).

Ø Section d'armatures :

Ø Procédure de calcul : même procédure de calcul que précédemment sous l'effort tranchant dans la direction X-X.

**A<sub>t</sub> calculée = 1.02 cm<sup>2</sup>**

**A<sub>t</sub> adoptée = 2 cadres T8, ce qui équivaut à une section d'acier de 2.01 cm<sup>2</sup>**

### **b. A l'Etage 3 du bâtiment**

#### **b.1. Armature longitudinales**

##### **b.1.1. Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :**

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de compression (**N<sub>max</sub> (compression)**) et le moment fléchissant correspondant (**M<sub>cor</sub>**) est le **C10** (voir figure 3.2), sous la combinaison d'action **1.35G + 1.5Q ;**

**N<sub>max</sub> (compression) = 835.80 KN** et **M<sub>cor</sub> = 4.29KN.m** (voir tableau 3.8)

Ø Section d'armatures :

Ø Procédure de calcul : même procédure de calcul que précédemment.

$A_{calculée} = 0.00 \text{ cm}^2$   $\implies$  veut dire que la section de béton suffit à elle seule à reprendre ces sollicitations (M et N).

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

### **b.1.2. Sous le moment fléchissant maximum et l'effort normal de compression correspondant :**

Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant ( $M_{\max}$ ) et l'effort normal de compression correspondant ( $N_{\text{cor}}(\text{compression})$ ) est le **C3** (figure 3.2), sous la combinaison d'actions :  $G + Q \pm 1.2E$  ;

$M_{\max} = 88.02 \text{ KN.m}$  ;  $N_{\text{cor}}(\text{compression}) = 429.30 \text{ KN}$  (voir tableau 3.10).

Ø Section d'armatures :

Ø Procédure de calcul : même procédure de calcul que précédemment.

$A(M_{\max}, N_{\text{cor}}) = A_{calculée} = 1.20 \text{ cm}^2$

### **b.1.3. Sous l'effort normal de compression minimum et le moment fléchissant correspondant :**

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal de traction ( $N_{\min}(\text{compression})$ ) et le moment fléchissant correspondant ( $M_{\text{cor}}$ ) est le **C1** (voir figure 3.2), sous la combinaison d'actions :  $0.8G \pm E$  ;

$N_{\min} = 86.10 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{cor}} = 58.57 \text{ KN.m}$  (voir tableau 3.9)

• Section d'armatures :

Ø Procédure de calcul : même procédure de calcul que précédemment

$A(N_{\text{MIN}}, M_{\text{COR}}) = A_{calculée} = 2.95 \text{ cm}^2$

**b.1.4. Section d'armatures longitudinales adoptée pour les poteaux du 3<sup>ème</sup> étage dans la direction Y-Y**

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{A(N_{\text{max}}(\text{compression}), M_{\text{cor}}), A(M_{\text{max}}, N_{\text{cor}}), A(N_{\text{max}}(\text{traction}), M_{\text{cor}})\}$$

$$= \max \{0.00, 1.20, 2.95\} \text{ cm}^2 = 2.95 \text{ cm}^2$$

**A<sub>adoptée</sub> :** Soit **3HA14**, ce qui équivaut à une section d'acier de **4.62 cm<sup>2</sup>**

**a.2. Armatures transversales**

Le poteau le plus sollicité sous l'effort tranchant (**T**) est le **C5** (figure 3.2), sous la combinaison d'actions : **G + Q ±1.2E ; T = 48.80 KN** (voir tableau 3.10).

Ø Section d'armatures :

Ø Procédure de calcul : même procédure de calcul que précédemment sous l'effort tranchant dans la direction X-X.

$$A_t \text{ calculée} = 0.76 \text{ cm}^2$$

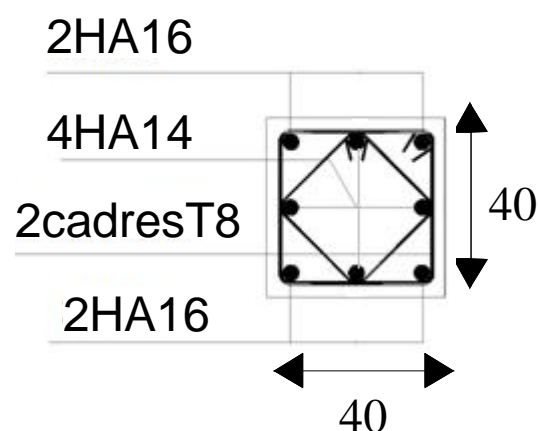
**A<sub>t</sub> adoptée = 2 cadres T8**, ce qui équivaut à une section d'acier de **2.01 cm<sup>2</sup>**

**4.2.2.3. Ferrailage définitif des poteaux les plus sollicités**

**a . Poteaux au RDC du bâtiment**

Section totale des armatures longitudinales,

$$\begin{aligned} A_{\text{longit}} &= 4HA16 + 4HA14 \\ &= 14.20 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



**Ø Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poteaux**

**§  $A_{(\min \text{ RPA})}$  :**

$$A_{(\min \text{ RPA})} = 0.8\% \text{ de la section de béton en zone II} \\ = 0.008 \times (40\text{cm} \times 40\text{cm}) = 12.8 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$A_{\text{longit}} = 14.20 \text{ cm}^2 > A_{(\min \text{ RPA})} = 12.80 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

**§  $A_{(\max \text{ RPA})}$  :**

**En zone courante du poteau :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 4\% \text{ de la section de béton} \\ = 0.04 (40\text{cm} \times 40\text{cm}) = 64 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$A_{\text{longit, zone courante}} = 13.25 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 64 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

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

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 6\% \text{ de la section de béton} \\ = 0.06 (40\text{cm} \times 40\text{cm}) = 96 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 14.20 \times 2 = 28.40 \text{ cm}^2$$

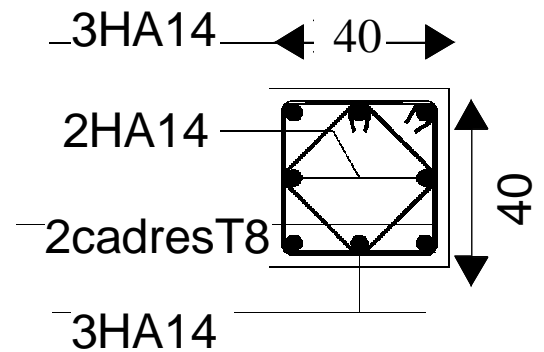
**Conclusion :**

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 28.40 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 96 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

**b. Poteaux au 3<sup>ème</sup> étage du bâtiment**

Section totale des armatures longitudinales,

$$A_{\text{longit}} = 8 \text{ HA } 14 \\ = 12.32 \text{ cm}^2$$



**Ø Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poteaux**

§  $A_{(\text{min RPA})}$  :

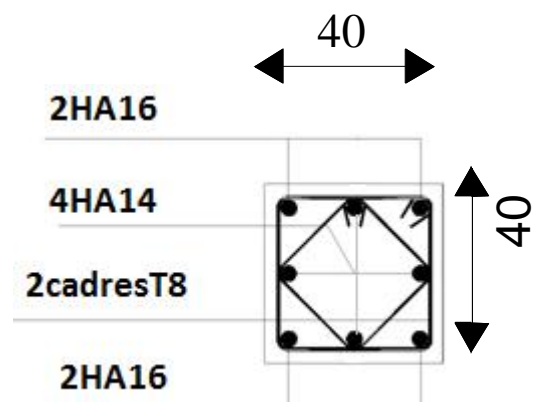
$$A_{(\text{min RPA})} = 0.8\% \text{ de la section de béton en zone II} \\ = 0.008 \times (40\text{cm} \times 40\text{cm}) = 12.80 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$A_{\text{longit}} = 12.32 \text{ cm}^2 < A_{(\text{min RPA})} = 12.80 \text{ cm}^2 \implies \text{condition n'est pas vérifiée}$$

**On adopte le même ferrailage pour tous les niveaux**

$A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}16 + 4\text{HA}14$ ,  
ce qui équivaut à une section d'acier de **14.20 cm<sup>2</sup>**



# **CHAPITRE 5**

## ***Résumé sur l'analyse pushover***

## 5.1 Introduction

L'analyse en poussée progressive (<<pushover>> en anglais) est fondamentalement une analyse statique nonlinéaire ; elle est exécutée en imposant une distribution des charges latérales sur la hauteur de la structure. Les charges latérales croissent de façon monotone de zéro jusqu'à l'état ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires demeurent constantes durant l'analyse.

L'analyse pushover est appliquée pour vérifier la performance structurale des structures, en particulier pour :

- évaluer les mécanismes plastiques attendus et les dommages en déterminant la formation des rotules plastiques successives conduisant à un mécanisme de ruine.
- évaluer la performance structurale des structures existantes ou renforcées.
- évaluer les forces et les déplacements post-élastiques de la structure.
- évaluer la charge limite élastique de la structure correspondant à l'atteinte pour la première fois de la résistance plastique dans un élément de la structure.

Le résultat de l'analyse est une courbe de "capacité " de la structure qui donne la relation entre l'effort tranchant à la base de cette dernière et le déplacement de contrôle, qui, en général, pour un bâtiment, est choisi comme étant le déplacement en tête de ce dernier (figure 3.1).

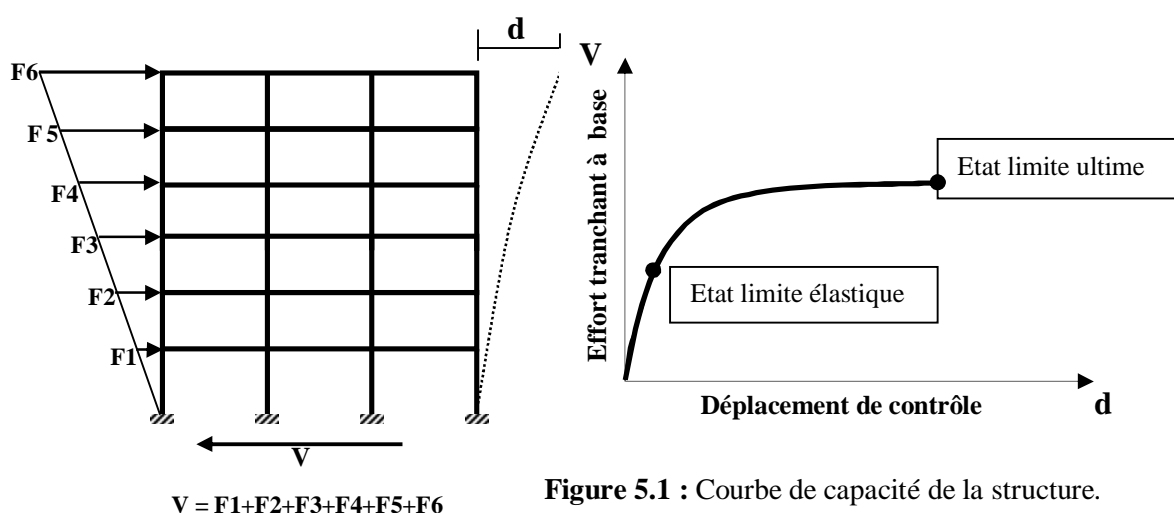


Figure 5.1 : Courbe de capacité de la structure.

Deux types de contrôle sont disponibles pour l'application des charges. Le choix dépend de la nature physique de celles-ci et du comportement attendu de la structure.

à *force contrôlée* : la totalité du chargement est appliqué tel qu'il est spécifié. Ce type de contrôle est employé quand les charges sont connues, et quand la structure est supposée pouvoir supporter les charges. Ce type de contrôle a été utilisé pour contrôler l'application des charges de gravité.

à *déplacement contrôlé* : on contrôle un déplacement type d'un point de la structure. L'amplitude de la combinaison de charges est augmentée ou diminuée par le programme jusqu'à ce que le déplacement cible atteigne la valeur spécifiée. On utilise le déplacement cible quand des déplacements spécifiques sont recherchés, quand l'amplitude des charges n'est pas connue à l'avance, quand on suppose que la structure peut perdre de la résistance ou devenir instable. Ce type de contrôle a été utilisé pour l'application des forces sismiques.

Les étapes nécessaires pour réaliser une analyse Pushover sont :

1. Définition et attribution de rotules plastiques aux éléments du modèle de la structure ;
2. Définition de la distribution verticale des charges latérales ;
3. Définition d'un déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme ;
4. Application des charges de gravité comme conditions initiales de l'analyse Pushover, qui doivent être maintenues constantes durant l'analyse ;
5. Application des charges latérales représentant le séisme, que l'on fait croître de façon monotone.

## **5.2 Distribution verticale des charges latérales**

Les charges latérales doivent être appliquées dans un profil qui représente, approximativement, la distribution verticale des forces d'inertie pendant un événement sismique. Les distributions des forces latérales utilisées dans notre étude sont celles recommandées par l'Eurocode 8 [13] et le code FEMA 273 [9] :

- . Une distribution *uniforme* fondée sur des forces latérales proportionnelles à la masse quelle que soit la hauteur de la structure.

• Une distribution *modale* proportionnelle aux forces correspondant à la distribution des forces latérales du premier mode élastique. dans la direction considérée, déterminée dans l'analyse élastique.

### 5.3 Définition et détermination d'un déplacement cible d'une structure

#### 5.3.1 Définition

On définit un déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme, de manière à associer les résultats de l'analyse pushover, qui caractérise <<l'offre de déformation>>, à la <<demande de déformation>> correspondant au déplacement cible.

Le point de contrôle du déplacement peut être pris au centre de gravité de la structure ou à son point le plus haut. Dans notre analyse, il sera pris comme étant situé au niveau le plus haut du portique.

Plusieurs méthodes existent pour la détermination du déplacement cible, parmi elles, on peut citer : *Capacity Spectrum Method* (CSM) [ ], *Displacement Coefficient Method* (DCM) [ ] et *N2 method* [ ].

#### 5.3.2 Méthode utilisée dans notre étude

La méthode utilisée dans notre étude est celle présentée dans l'Eurocode 8. La procédure d'approche relative à cette méthode comprend les étapes résumées dans les paragraphes 5.3.3.1 à 5.3.3.5 ci-après.

##### 5.3.2.1 Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système équivalent à un seul degré de liberté

La masse d'un système équivalent à un seul degré de liberté,  $m^*$ , est déterminée comme suit :

$$m^* = \sum m_i \Phi_i \quad (3.1)$$

et le coefficient de transformation est donné par :

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (3.2)$$

La force  $F^*$  et le déplacement  $d^*$  d'un système équivalent à un seul degré de liberté sont calculés comme suit :

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (3.3)$$

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad (3.4)$$

où  $V$  et  $d$  sont respectivement l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud de contrôle du système à plusieurs degrés de liberté.

$F^*$  et  $d^*$  servent à définir la courbe de capacité du système équivalent à un seul degré de liberté, illustrée à la figure 5.3.

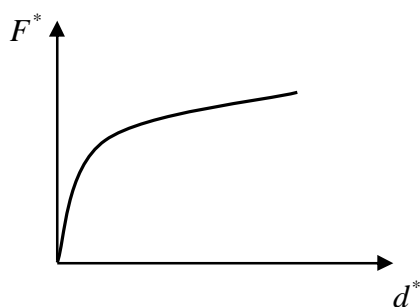


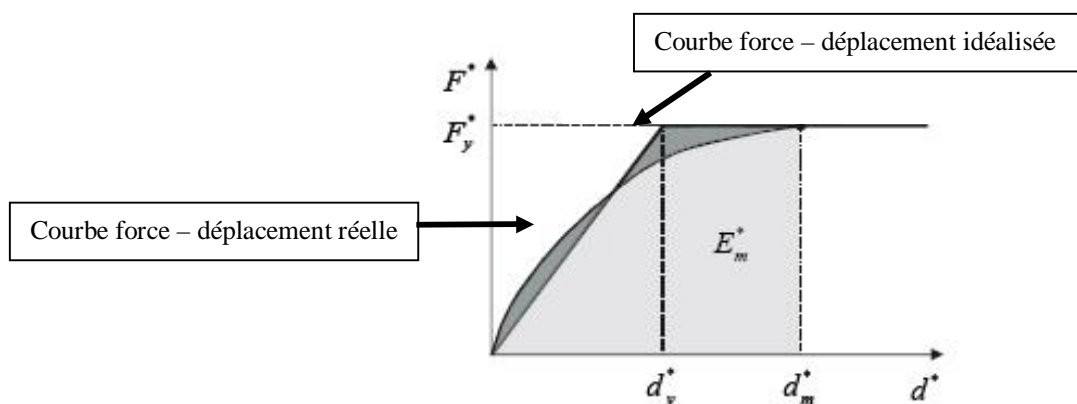
Figure 5.3 : Courbe de capacité du système équivalent à un seul degré de liberté.

### 5.3.2.2 Détermination d'une relation idéalisée force-déplacement élasto-plastique parfaite pour le système équivalent à un seul degré de liberté

L'effort plastique  $F_y^*$ , qui représente également la résistance ultime du système idéalisé, est égal à l'effort tranchant à la base du portique à la formation du mécanisme plastique. La rigidité initiale du système idéalisé est déterminée de telle sorte que les zones situées sous les courbes force - déplacement réelle et idéalisée soient égales (figure 5.4). Sur la base de cette hypothèse, le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté  $d_y^*$  est donné par :

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (5.5)$$

où  $E_m^*$  est l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique.



**Figure 5.4 :** Relation idéalisée force-déplacement élastoplastique parfaite du système équivalent à un seul degré de liberté.

### 5.3.2.3 Détermination de la période propre du système équivalent à un seul degré de liberté

La période  $T^*$  du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé est déterminée à partir de la figure 5.4 et est donnée par :

$$T^* = 2p \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (5.6)$$

### 5.3.2.4 Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté

Le déplacement cible du système à un seul degré de liberté ayant une période  $T^*$  et un déplacement élastique illimité est donné par :

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2p} \right]^2 \quad (5.7)$$

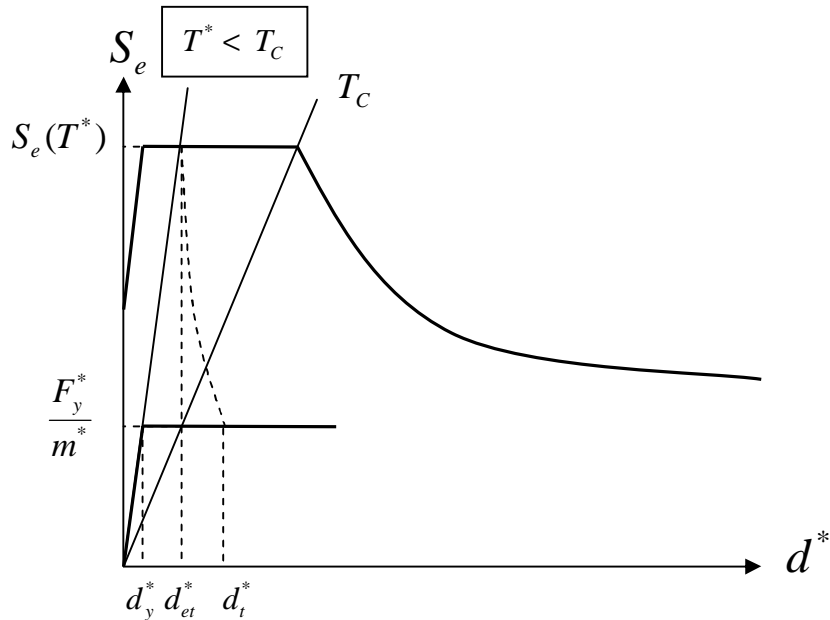
où  $S_e(T^*)$  est le spectre de réponse en accélération à la période  $T^*$ .

Pour la détermination du déplacement cible  $d_t^*$  des structures à un seul degré de liberté dans le domaine des périodes courtes et dans les domaines des périodes moyennes et longues,

il convient d'utiliser les différentes expressions ci-après établies sur la base des figures 5.5 et 5.6

a)- Pour  $T^* < T_c$  (domaine des périodes courtes)

où  $T_c$  est la période caractéristique du mouvement du sol. Elle est associée à la catégorie du site. Dans l'Eurocode 8 [12],  $T_c$  représente la limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante et dans le RPA99/Version 2003 [13] elle est désignée par  $T_2$ .



**Figure 5.5 :** Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté dans le domaine des courtes périodes.

- Si  $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$ , la réponse est élastique et donc on a :

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (5.8)$$

- Si  $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$ , la réponse est non linéaire, et on a :

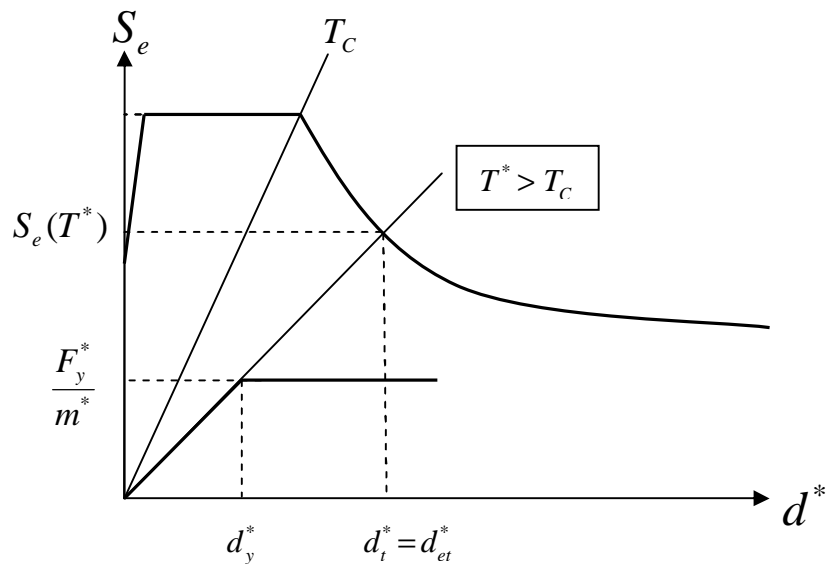
$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left( 1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (5.9)$$

où  $q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$  est le rapport entre l'accélération dans la structure ayant un comportement

élastique illimité et l'accélération  $\frac{F_y^*}{m^*}$  dans la structure avec une résistance limitée.

b)- Pour  $T^* \geq T_c$  (domaine des moyennes et longues périodes)

$$d_t^* = d_{et}^*$$



**Figure 5.6 :** Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté dans le domaine des moyennes et longues périodes.

### 5.3.2.5 Détermination du déplacement cible pour le système à plusieurs degrés de liberté

Le déplacement cible du système à plusieurs degrés de liberté est donné par :

$$d_t = \Gamma d_t^*$$

# **CHAPITRE 6**

## **Modélisation du bâtiment en portique en béton armé**

### 6.1 Introduction

La modélisation non linéaire du bâtiment en portiques en béton armé est effectuée à l'aide du logiciel ETABS [8].

Les éléments poutres et poteaux du bâtiment en béton armé sont caractérisés par des lois de comportement non linéaires en flexion, le comportement en cisaillement est supposé être linéaire : pas de plastification par cisaillement. Les poutres sont modélisées par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. Les poteaux sont modélisés de la même façon, en tenant compte de la loi de la variation du moment résistant en fonction de l'effort normal dans le poteau. La courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal utilisée est établie à l'aide du logiciel ETABS [8].

La courbe d'interaction utilisée par le logiciel ETABS est celle proposée par le code américain ACI 318-95 [ ].

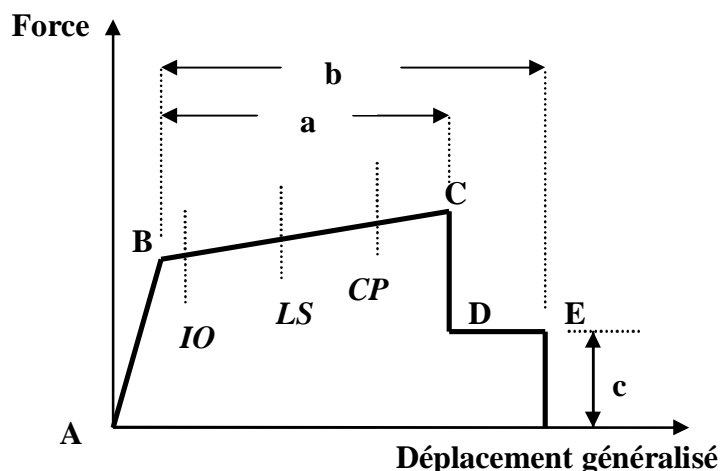
### 6.2 Définition et attribution des rotules plastiques aux éléments poutres et poteaux du bâtiment

La figure 6.1 montre la courbe typique idéalisée utilisée pour définir les critères d'acceptation et les paramètres des rotules plastiques en flexion [9].

La courbe est composée d'une réponse linéaire entre les points A et B. La pente entre les points B et C est en générale un faible pourcentage de la pente élastique (pente du segment AB). Ce pourcentage prend une valeur variant entre 0 à 10% [9]

Le point C a une ordonnée qui représente la résistance de l'élément et une abscisse égale à la déformation à partir de laquelle la dégradation de la résistance de l'élément s'initie (ligne CD). Au-delà du point D, l'élément répond avec une résistance réduite jusqu'au point E où elle vaut  $c$ . Pour des déformations supérieures au point E, la résistance de l'élément est considérée nulle.

La figure montre également les déformations  $a$  et  $b$  en relation avec la courbe idéalisée qui sont jugées acceptables pour les différents niveaux de performance, désignés par les paramètres  $IO, LS$  et  $CP$  qui seront définis ci-après.



**Figure 6.1** : Loi Force-déplacement idéalisée pour les éléments en béton armé.

Dans les analyses, trois points présentant trois niveaux de dommages (ou niveaux de performance) sont définis sur la courbe Force-déplacement de la figure 6.1 :

- Niveau *IO* = *Immediate Occupancy*
- Niveau *LS* = *Life Safety*
- Niveau *CP* = *Collapse Prevention*

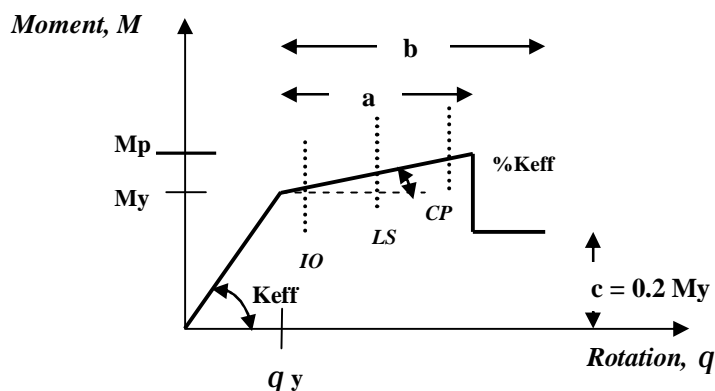
Au niveau *Immediate Occupancy*, les dommages sont relativement limités. La structure garde une grande partie de sa raideur initiale, et également, si pas toute, sa résistance.

Au niveau *Life Safety*, la structure a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.

Au niveau *Collapse Prevention*, la structure a subi des dommages extrêmes. Si elle est encore soumise à des déplacements latéraux, la structure peut subir une instabilité et s'effondrer.

### 6.3 : Rotules plastiques de flexion pour les poutres et poteaux

Le diagramme moment – rotation associé à la rotule plastique de flexion est représenté à la figure 6.2.



**Figure 6.2** : Diagramme moment – rotation associé à la rotule plastique de flexion pour les poutres et poteaux.

Les différents paramètres présentés sur la figure 6.2 sont définis comme suit :

- $K_{eff}$  : rigidité initiale à la flexion de la section de béton de l'élément poutre et poteau.
- $M_y$  : moment élastique limite de la section de béton armé de la poutre ou du poteau.
- $M_p$  : moment plastique de la section de béton armé de la poutre ou du poteau.
- $q_y$  : rotation élastique limite de la section de béton armé de la poutre ou du poteau.
- paramètres **a**, **b** et **c** et critères d'acceptation **IO**, **LS** et **CP** de la rotule plastique.

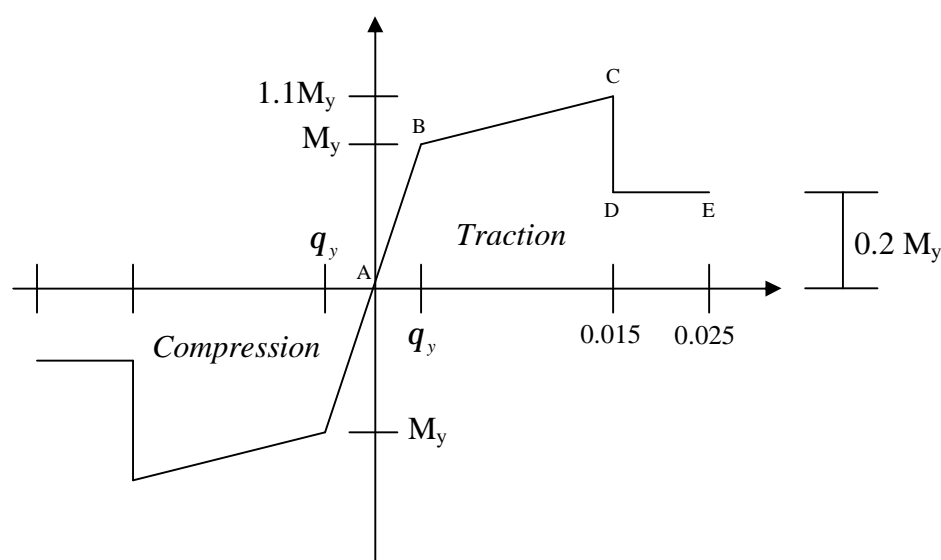
Les paramètres **a** et **b** représentent les valeurs de rotation plastique et **c** celui de la résistance résiduelle (en flexion) de la rotule plastique.

Les critères d'acceptation et les niveaux de performance **IO**, **LS** et **CP** sont définis précédemment au paragraphe 6.2.1.

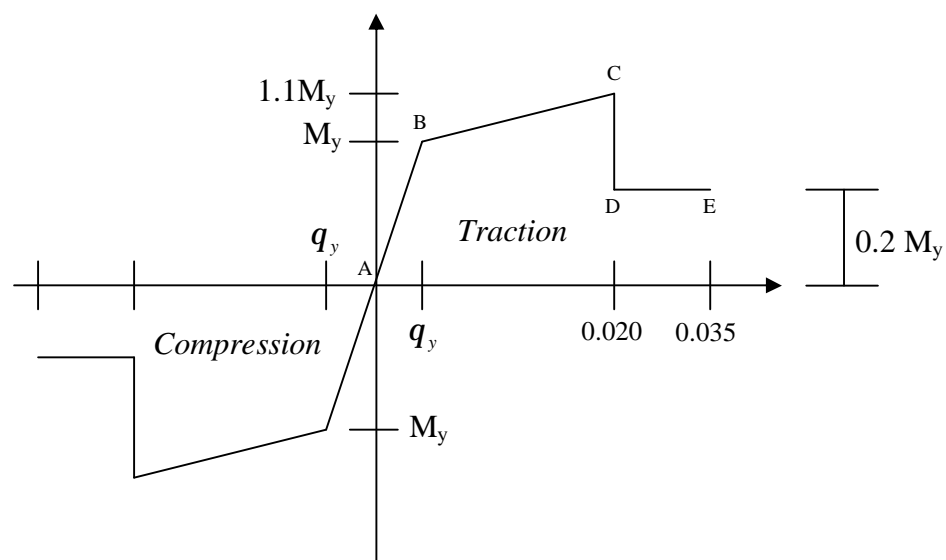
Le moment élastique limite de la section de béton armé de la poutre ou du poteau,  $M_y$ , et la rotation élastique limite de la section de béton armé de la poutre ou du poteau,  $q_y$ , sont calculés automatiquement par le logiciel ETABS.

Les propriétés post-élastiques de la rotule plastique, *en résistance et en déformation*, utilisées dans cette étude sont celles adoptées par le logiciel ETABS. Ce dernier utilise les valeurs moyennes des propriétés post-élastiques de la rotule plastique préconisées par l'ATC-40 [5] dans sa partie : paramètres de modélisation pour les analyses non linéaires. Ces propriétés sont

montrées  
aux figures  
6.3 et 6.4.



**Figure 6.3** : Propriétés de la rotule plastique pour l'élément poteau adoptées par ETABS.



**Figure 6.4** : Propriétés de la rotule plastique pour l'élément poutre adoptées par ETABS.

# **CHAPITRE 7**

## **Analyse non-linéaire pushover**

### 7.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on présente et on discute les résultats des analyses pushover effectuées sur le bâtiment en portique en béton armé, présenté et dimensionné au chapitre 4.

Les analyses pushover sont effectuées en considérant deux distributions des charges latérales, à savoir : distributions modale et uniforme.

On présente, pour le bâtiment étudié, d'abord les courbes de capacités dans les deux directions sismiques, à savoir : directions X-X et Y-Y.

Ces courbes de capacité donnent l'effort tranchant à la base du bâtiment en fonction de son déplacement latéral en tête. En suite, on montre et on analyse les mécanismes de ruines du bâtiment.

En fin, une critique de l'article 7.6.2 du RPA99/version 2003[14] relatif au dimensionnement d'un nœud poutre-poteau vis-à-vis du moment fléchissant sera menée.

### 7.2 Courbes de capacité du bâtiment

#### 7.2.1 Direction X-X

Nous montrons dans les figures 7.1 et 7.2 les courbes de capacité du bâtiment à savoir : les distributions modale et uniforme.

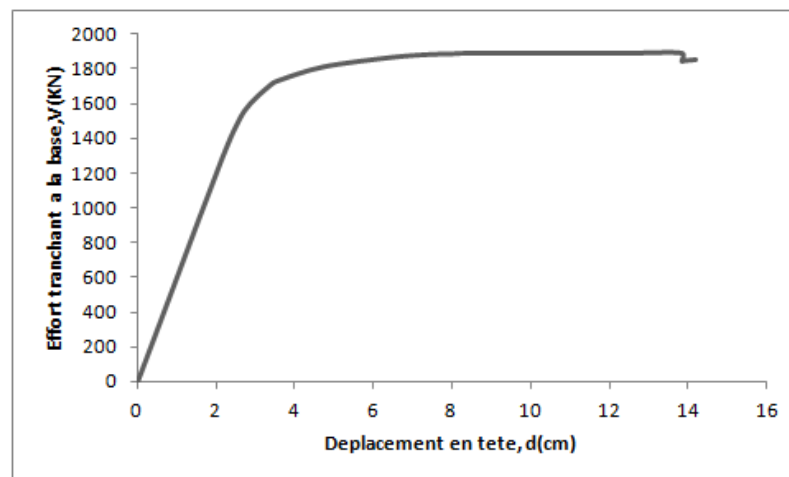


Figure 7.1 : courbe de capacité du bâtiment : distribution modale.

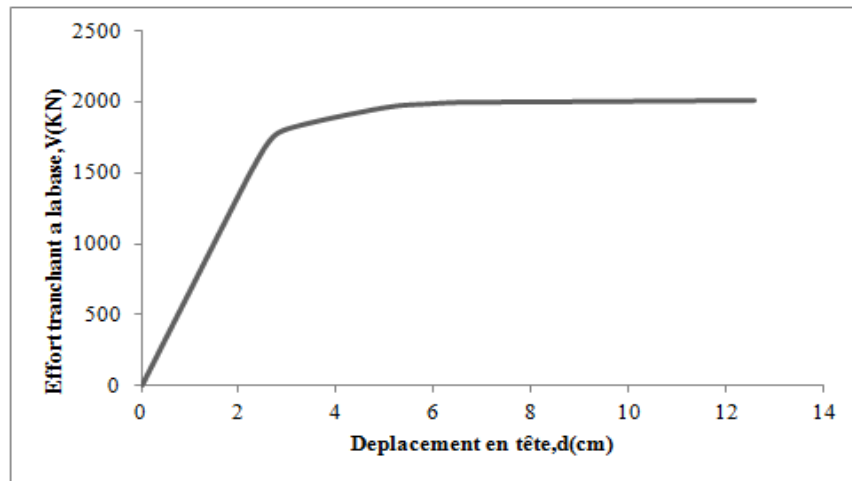


Figure 7.2 : courbe de capacité du bâtiment : distribution uniforme.

Nous donnons dans le tableau suivant les valeurs correspondantes à l'état limite de résistance du bâtiment.

<b>Etat limite de résistance du bâtiment</b>		
	<b>Effort tranchant ultime à la base, <math>V_u</math>(Kn)</b>	<b>Déplacement ultime en tête, <math>d_u</math> (cm)</b>
<b>Distribution modale</b>	<b><u>1851.62</u></b>	<b><u>14.21</u></b>
<b>Distribution uniforme</b>	<b><u>2016.99</u></b>	<b><u>12.58</u></b>

Tableau 7.1: Valeurs limites plastiques de résistance du bâtiment.

### 7.2.2 : Direction Y-Y

Nous montrons dans les figures 7.3 et 7.4 les courbes de capacité du bâtiment à savoir : les distributions modale et uniforme.

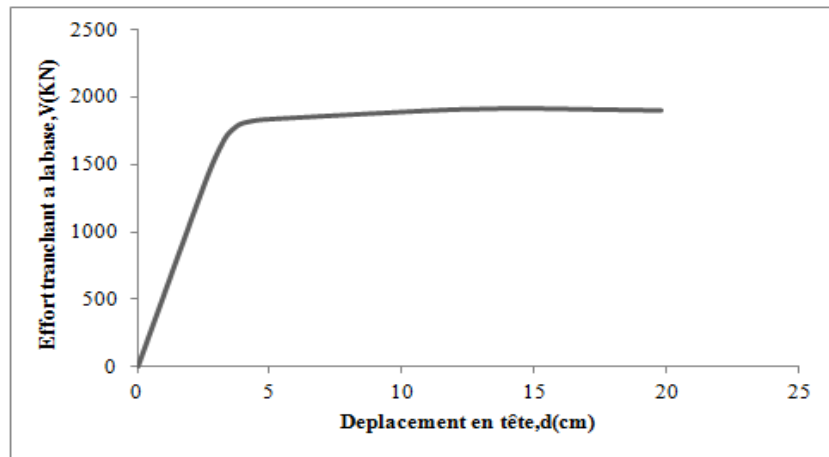


Figure 7.3 : courbe de capacité du bâtiment : distribution modale.

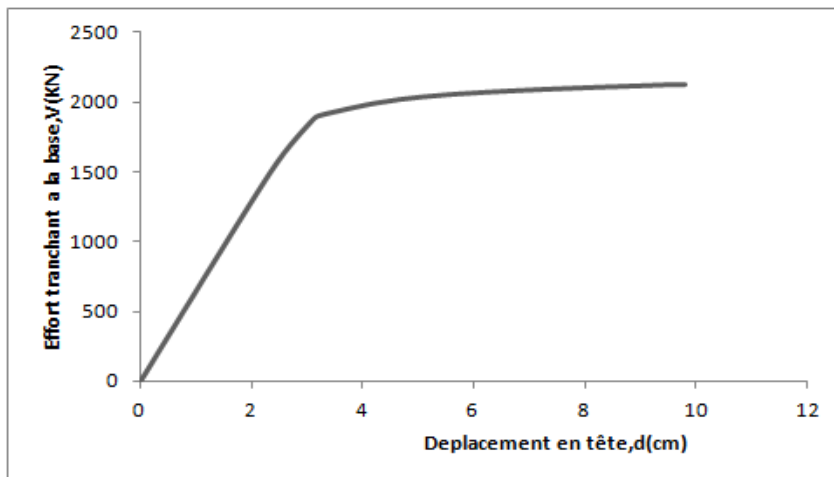


Figure 7.4 : courbe de capacité du bâtiment : distribution uniforme.

Nous donnons dans le tableau suivant les valeurs correspondantes à l'état limite de résistance du bâtiment.

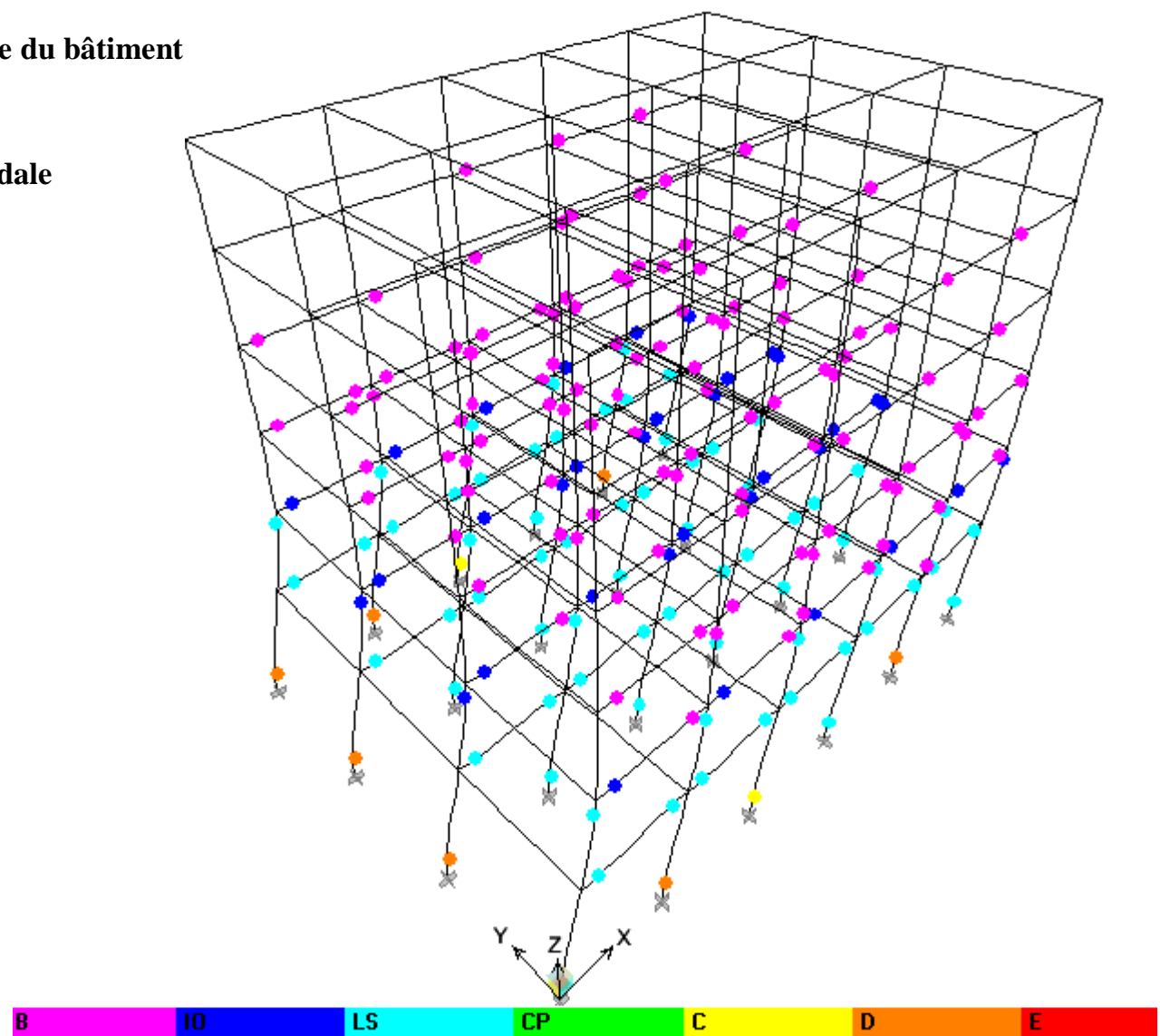
<b>Etat limite de résistance du bâtiment</b>		
	<b>Effort tranchant à la base, V(Kn)</b>	<b>Déplacement en tête, d (cm)</b>
<b>Distribution modale</b>	<b><u>1901.80</u></b>	<b><u>19.78</u></b>
<b>Distribution uniforme</b>	<b><u>2128.53</u></b>	<b><u>9.81</u></b>

**Tableau 7. 2** : Valeurs limites plastiques de résistance du bâtiment.

**7.3 : mécanismes de ruine du bâtiment**

**7.3.1 : direction X-X**

**7.3.1. a : distribution modale**



**Figure 7.5 :** Distribution des rotules plastique dans le bâtiment à l'état limite de résistance : distribution modale.

Nous montrons dans les figures 7.7 et 7.8 la distribution des rotules plastiques dans les portiques de rive et intermédiaire.

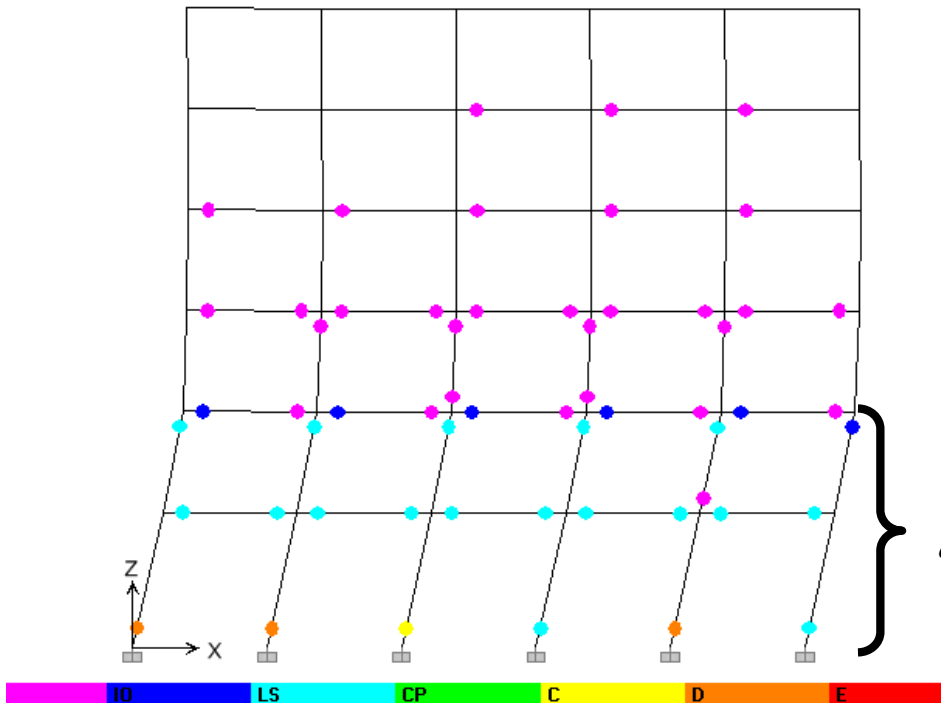


Figure 7.7 : distribution des rotules plastiques dans le portique de rive.

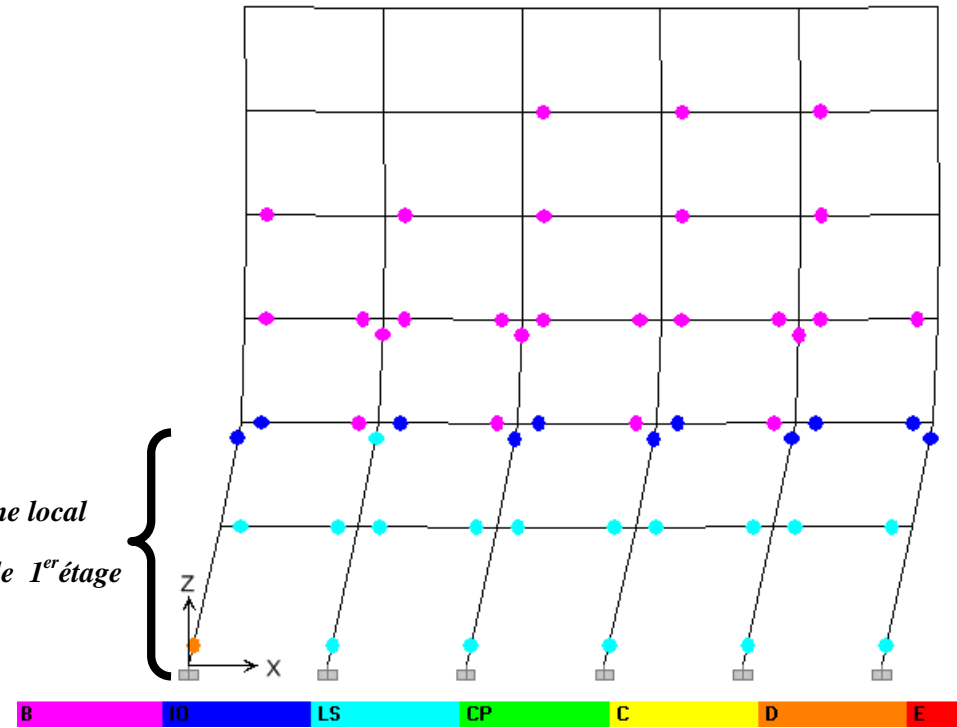


Figure 7.8 : distribution des rotules plastiques dans le portique intermédiaire

7.3.1. b : distribution uniforme

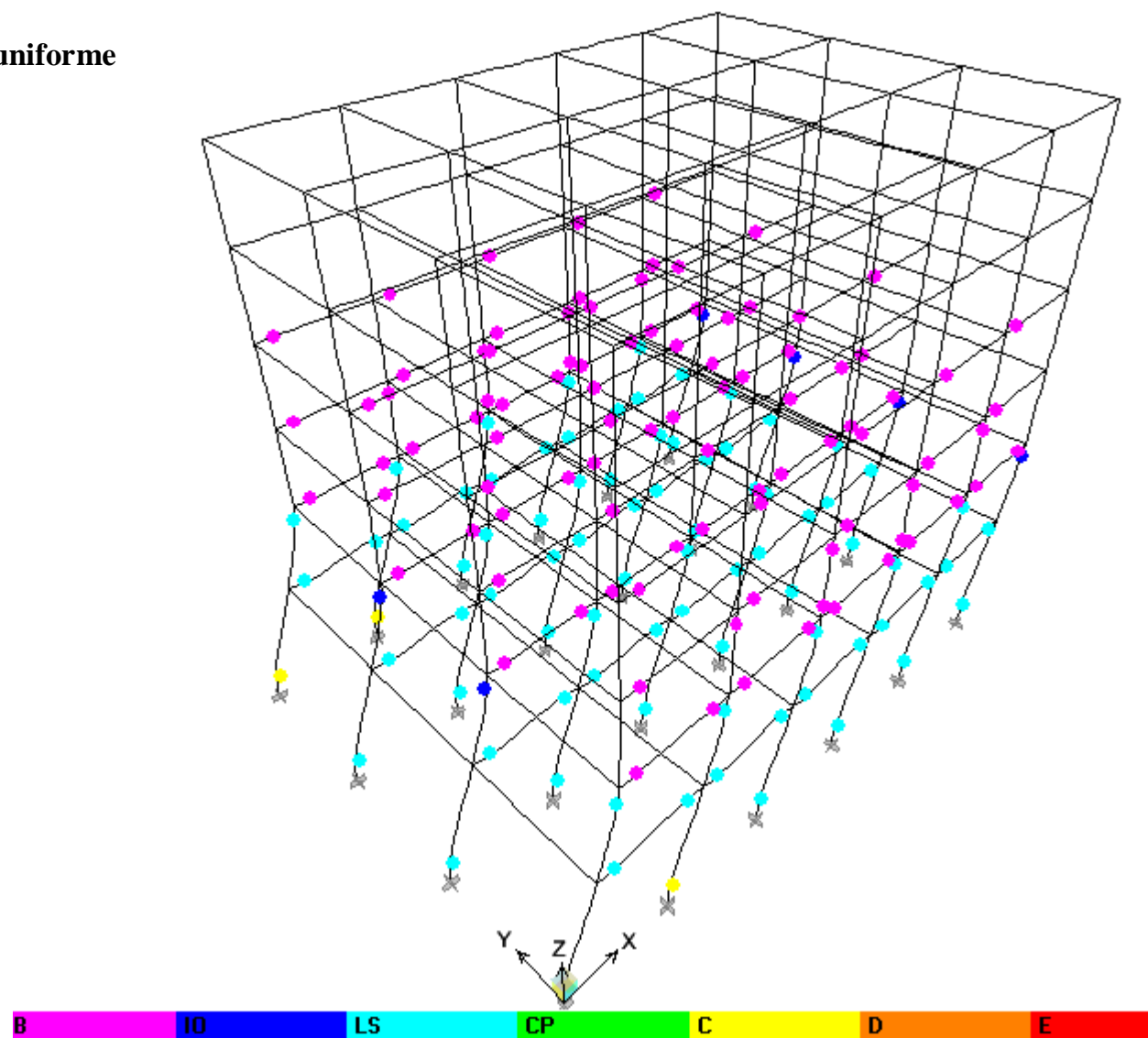


Figure 7.9 : Distribution des rotules plastique dans le bâtiment a l'état limite de résistance : distribution uniforme.

Nous montrons dans les figures 7.10 et 7.11 la distribution des rotules plastiques dans les portiques de rive et intermédiaire.

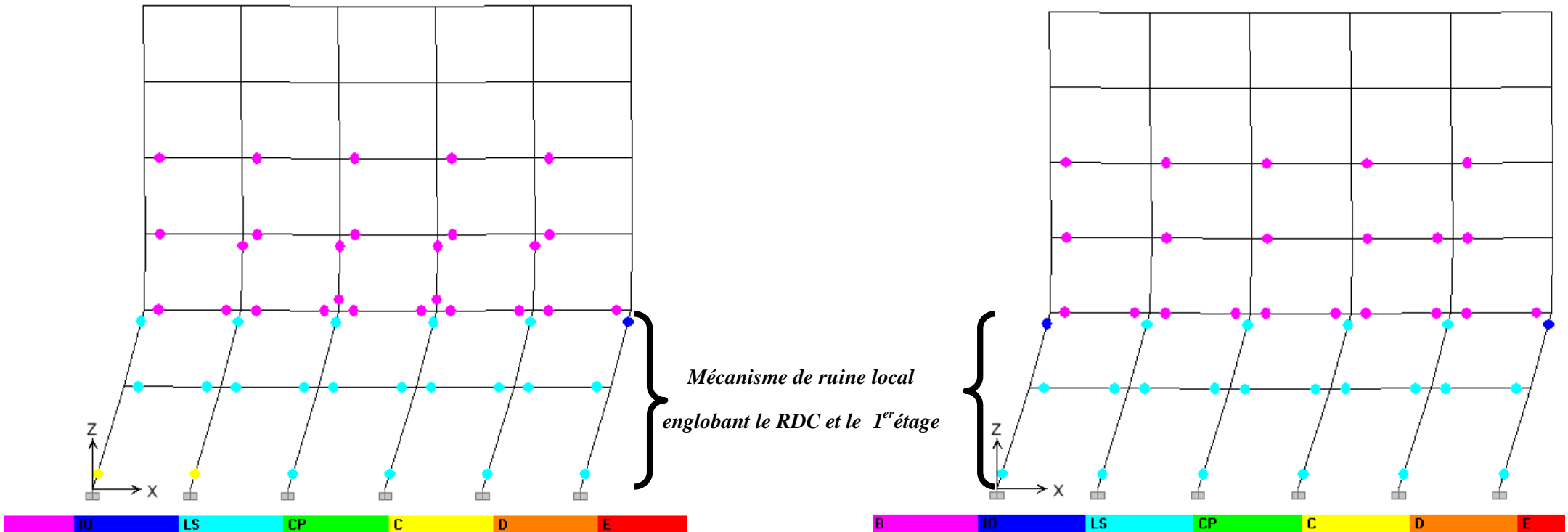


Figure 7.10 : distribution des rotules plastiques dans le portique de rive.

Figure 7.11 : distribution des rotules plastiques dans le portique intermédiaire.

7.3.2 : direction Y-Y

7.3.2. a : distribution modale

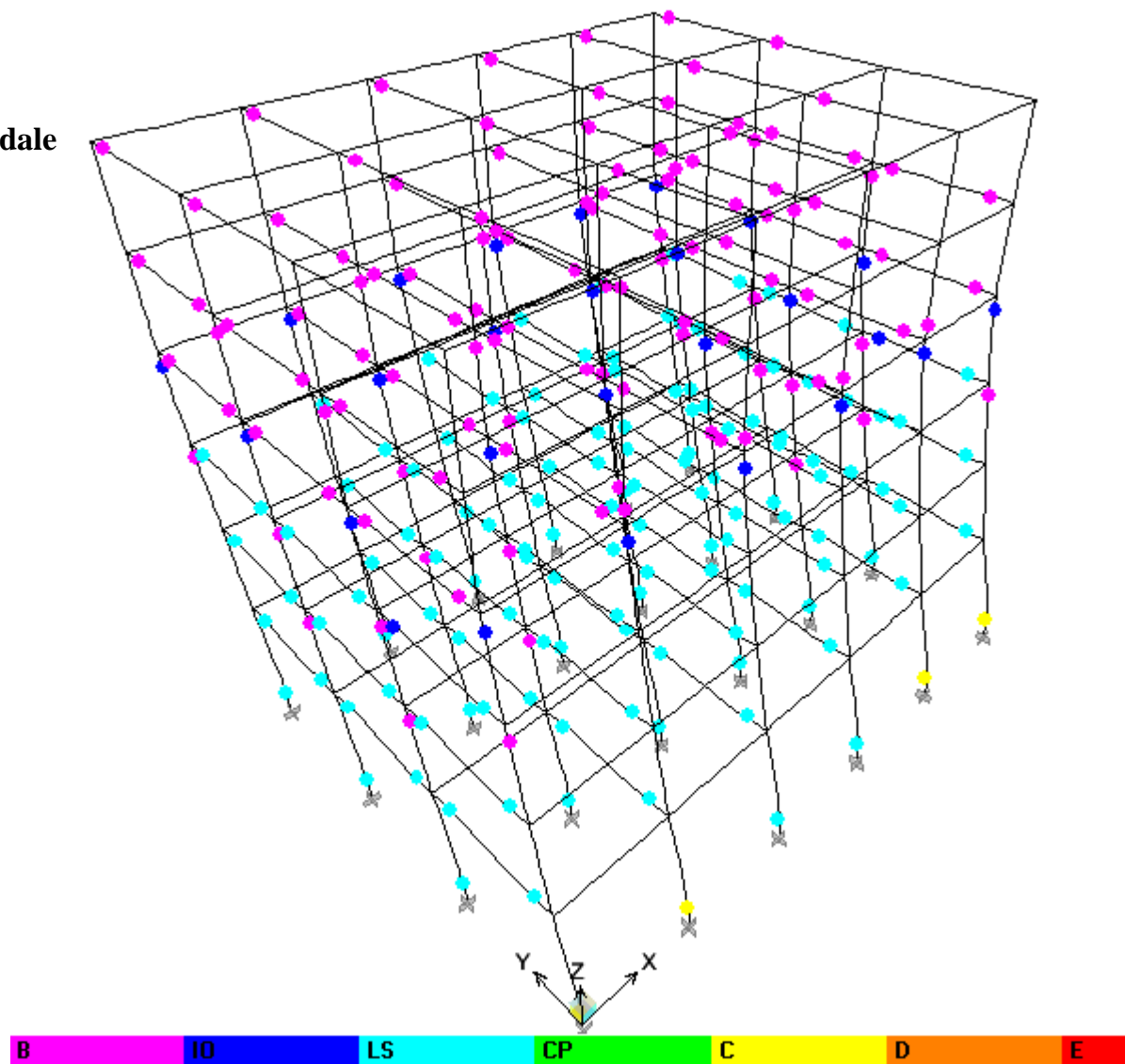


Figure 7.12 : Distribution des rotules plastique dans le bâtiment à l'état limite de résistance : distribution modale.

Nous montrons dans les figures 7.13 et 7.14 la distribution des rotules plastiques dans les portiques de rive et intermédiaire.

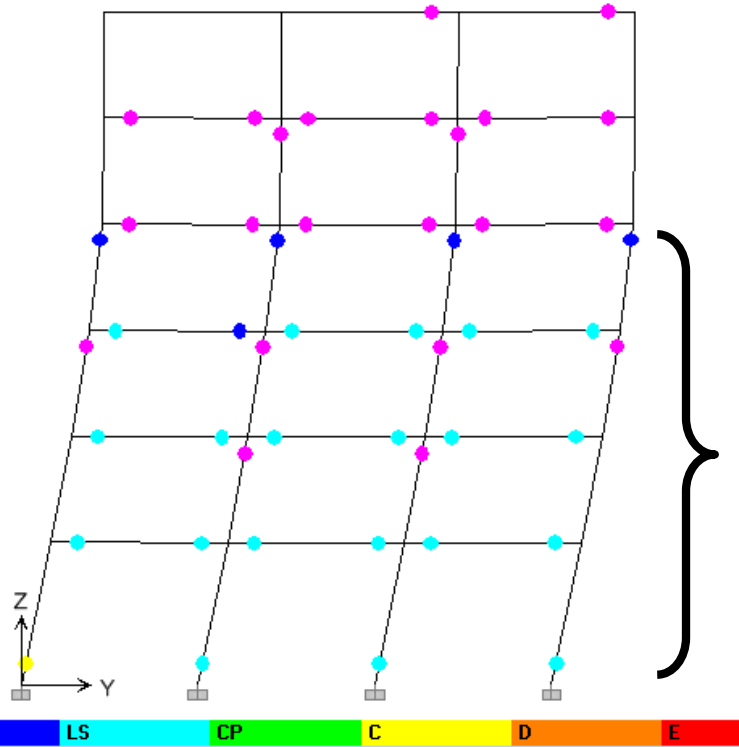


Figure 7.13 : distribution des rotules plastiques dans le portique de rive.

*Mécanisme de ruine local englobant le RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et le 3<sup>ème</sup> étage*

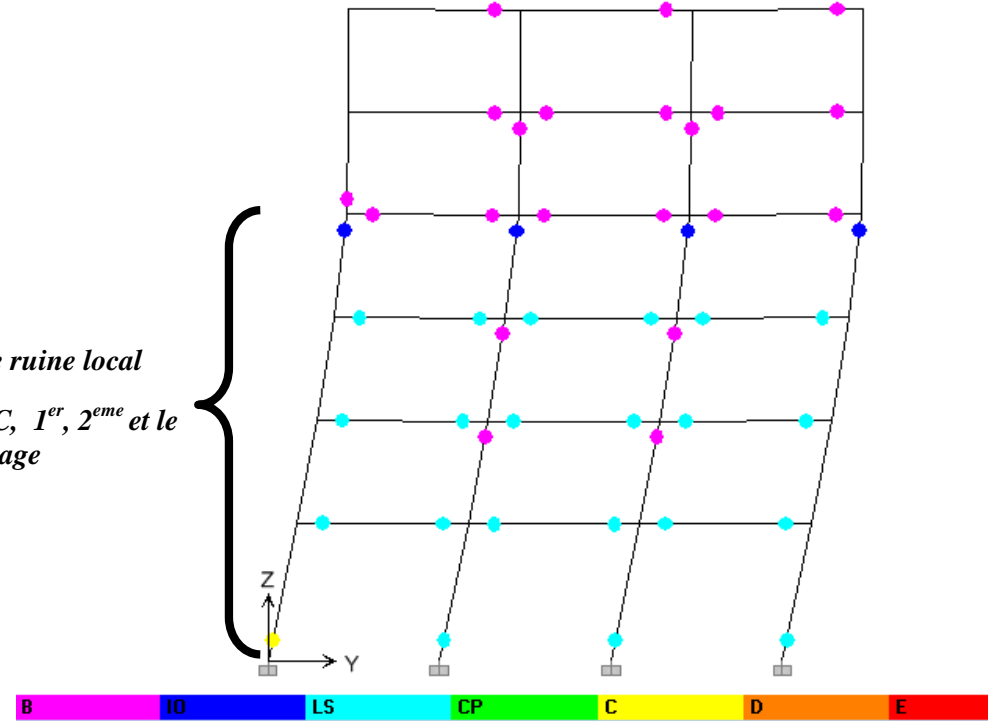


Figure 7.14 : distribution des rotules plastiques dans le portique intermédiaire.

7.3.2. b : distribution uniforme

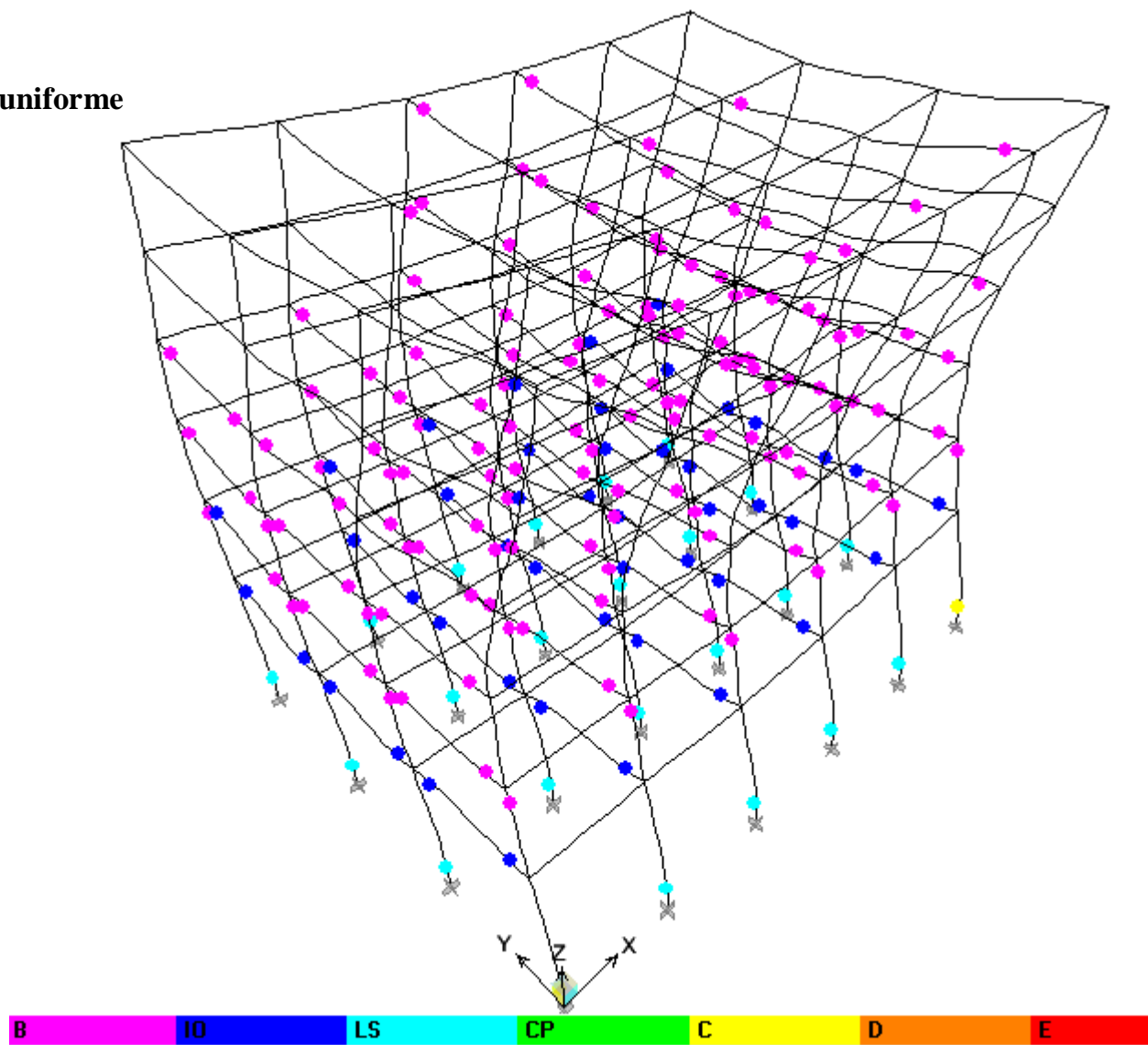
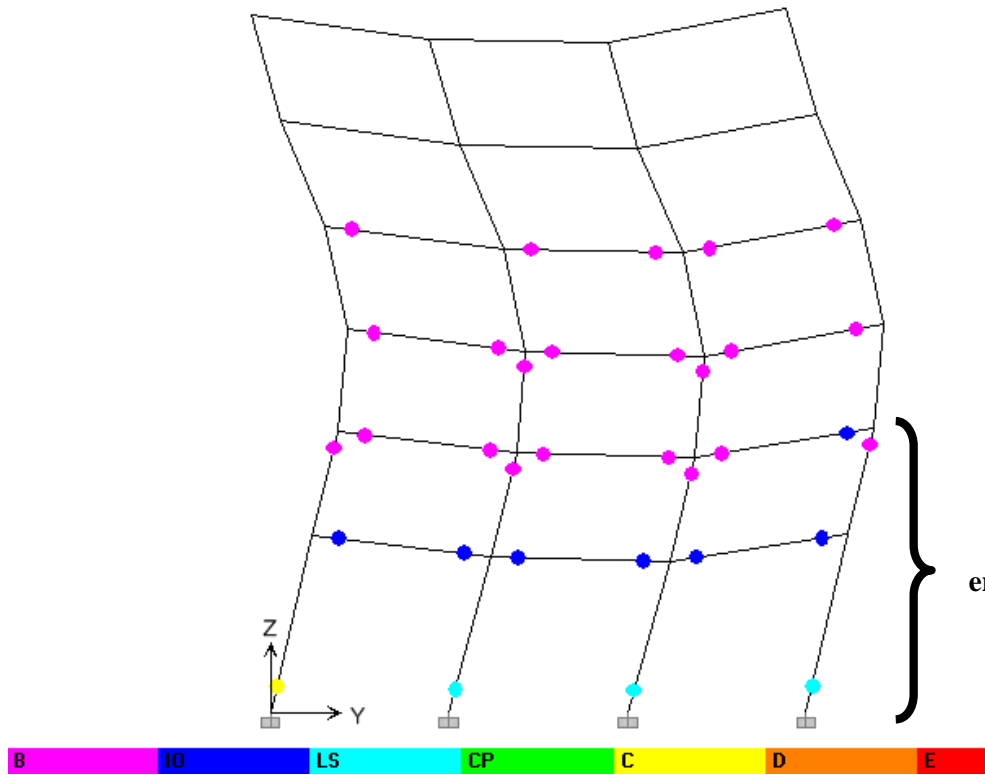


Figure 7.15 : Distribution des rotules plastique dans le bâtiment à l'état limite de résistance : distribution uniforme.

Nous montrons dans les figures 7.16 et 7.17 la distribution des rotules plastiques dans les portiques de rive et intermédiaire.



Mécanisme de ruine local englobant le RDC et le 1<sup>er</sup> étage

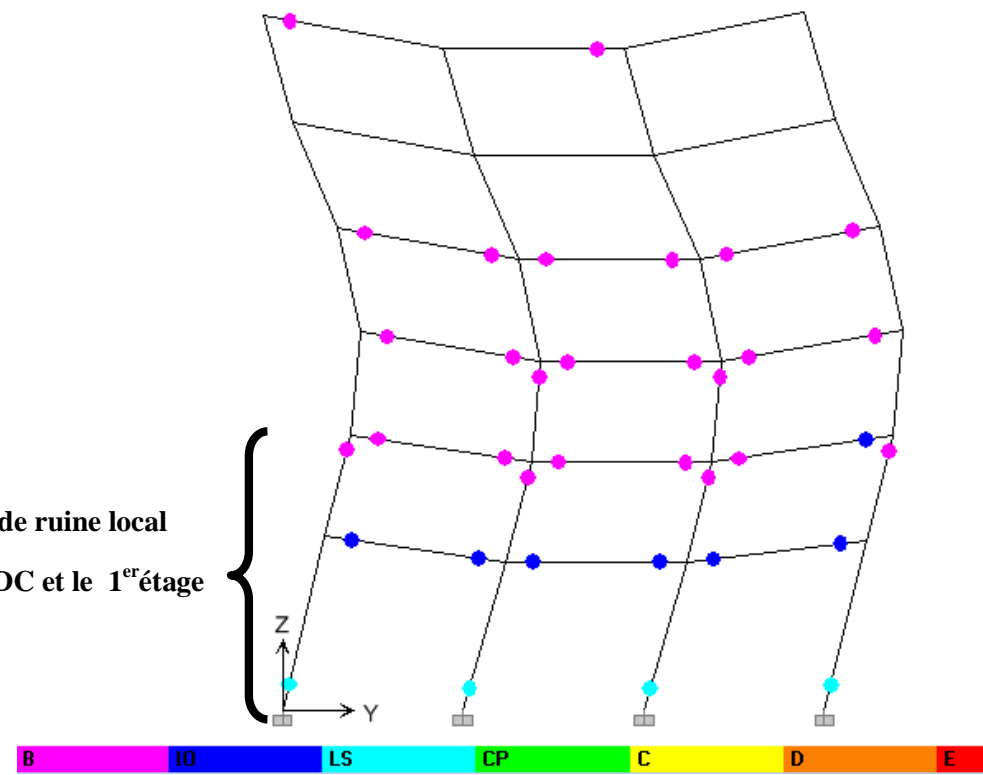


Figure 7.16 : distribution des rotules plastiques dans le portique de rive.

Figure 7.17 : distribution des rotules plastiques dans le portique intermédiaire.

Nous remarquons que tous les mécanismes de ruine du bâtiment, et ce quelque soit le mode de distribution des charges latérale utilisé, à savoir : Distributions uniforme et modale, sont des mécanismes de ruines locaux.

Le mécanisme de ruine local (mécanisme plastique d'étage) est fatal par la structure, car entraînant sa ruine. Un tel mécanisme de ruine n'est pas souhaitable étant donné que le but de dimensionnement sismique est d'établir une hiérarchie des ruines successives des divers éléments et d'atteindre un mécanisme de ruine global et ductile, afin de dissiper un maximum d'énergie.

Bien que le critère du RPA 99 / Version 2003 assurant à la structure un mécanisme de ruine global soit satisfait, les mécanismes de ruine observés sont tous des mécanismes de ruine locaux, voir les figures :7.7, 7.8, 7.10, 7.11, 7.13, 7.14, 7.16, 7.17.

Le critère en question est mentionné dans l'article 7.6.2 du RPA 99/version 2003 ;

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|) \quad (1)$$

$$|M'n| + |M's| \geq 1.25 (|M'w| + |M'e|) \quad (2)$$

La figure 7.18 illustre les différents moments résistants définis dans les relations (1) et (2),

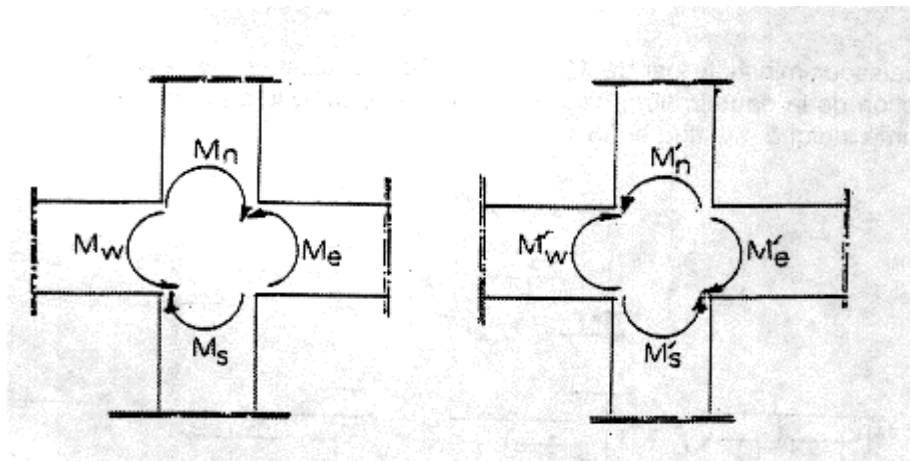


Figure 7.18 : Dimensionnement du nœud poutre-poteau.

Nous montrons dans les tableaux ci-dessous la vérification de l'article **7.6.2 du RPA 99/Version 2003**.

#### 7.4 : Vérification du dimensionnement des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant

##### 7.4.1: Direction : X-X

	<b>N(t)</b>	<b>M<sub>S</sub>(t.m)</b>	<b>M<sub>N</sub>(t.m)</b>	<b>Me(t.m)</b>	<b>M<sub>w</sub>(t.m)</b>	<b>Observé</b>
<b>STORY 1</b>	111.39	28.91	28.91	9.71	16.26	Oui
<b>STORY 2</b>	92.06	28.91	28.91	9.71	16.26	Oui
<b>STORY 3</b>	73.17	26.78	26.78	6.64	14.53	Oui
<b>STORY 4</b>	54.40	26.79	26.79	4.95	12.77	Oui
<b>STORY 5</b>	35.72	23.40	23.40	4.95	10.80	Oui
<b>STORY 6</b>	17.18	46.80	46.80	4.95	6.64	Oui

**Tableau 7.3** : Vérification du critère assurant à la structure un mécanisme de ruine global :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

7.4.2 : Direction : Y-Y

	N	M <sub>S</sub>	M <sub>N</sub>	Me	M <sub>w</sub>	Observé
<b>STORY 1</b>	73.80	27.72	27.77	9.71	16.26	Oui
<b>STORY 2</b>	80.30	26.53	26.53	9.71	16.26	Oui
<b>STORY 3</b>	64.37	26.53	26.53	6.64	14.53	Oui
<b>STORY 4</b>	48.55	26.53	26.53	4.95	12.77	Oui
<b>STORY 5</b>	32.81	23.40	23.40	4.95	10.80	Oui
<b>STORY 6</b>	17.28	23.25	23.25	4.95	6.64	Oui

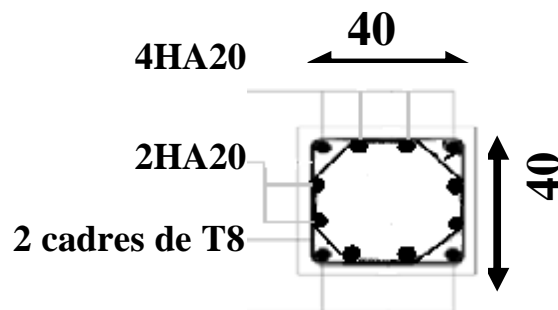
**Tableau 7.4** : Vérification du critère assurant a la structure un mécanisme de ruine global :

$$|M'n| + |M's| \geq 1.25 (|M'w| + |M'e|)$$

7.5 : Proposition de solution

Afin de remédier à ce problème : mécanisme de ruine local ; nous avons augmenté la section d'acier dans les poteaux, tout en vérifiant la condition du **RPA 99/version 2003**, concernant la section maximal dans les poteaux : **4% b×h** en Zone **IIa** .

La section d'acier permettant de satisfaire la condition de ruine globale dans le bâtiment est montrée à la figure ci-dessous.



**Figure 7.19** : section d'acier arrêtée dans les poteaux pour satisfaire la condition de ruine globale.

**Ø Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 relatives aux pourcentages minimum et maximum des aciers longitudinaux de la section des poteaux**

**Ø  $A_{(\max \text{ RPA})}$  :**

**En zone courante du poteau :**

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 4\% \text{ de la section de béton} \\ = 0.04 (40\text{cm} \times 40\text{cm}) = 64 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$A_{\text{longit, zone courante}} = 37.70 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 64 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

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

$$A_{(\max \text{ RPA})} = 6\% \text{ de la section de béton} \\ = 0.06 (40\text{cm} \times 40\text{cm}) = 96 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 37.70 \times 2 = 75.40 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$A_{\text{longit, zone de recouvrement}} = 75.40 \text{ cm}^2 < A_{(\max \text{ RPA})} = 96 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

## 7.6 : courbes de capacité du bâtiment satisfaisant la condition de ruine globale

### 7.6.1 : direction X-X

Nous montrons dans les figures 7.20 et 7.21 les courbes de capacité assurant à la structures un mécanisme de ruine global.

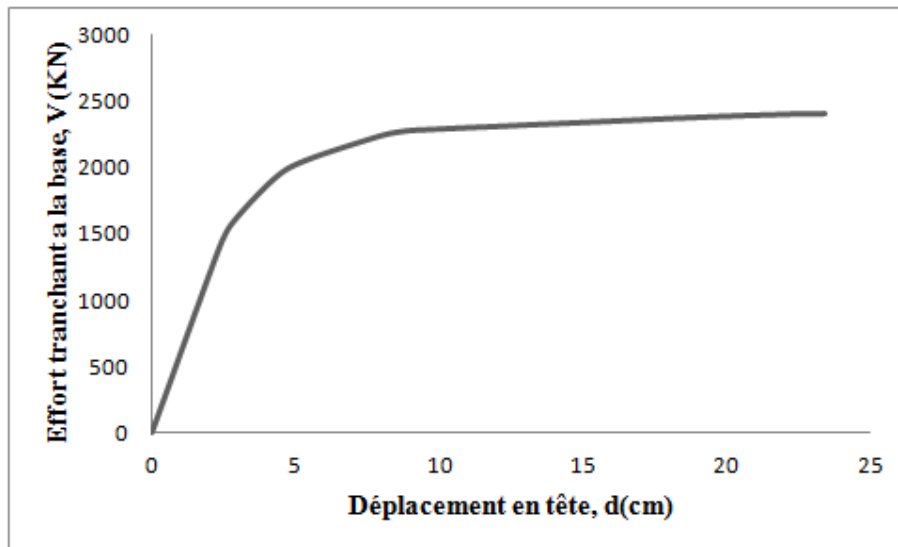


Figure 7.20 : courbe de capacité assurant à la structure un mécanisme de ruine global : distribution modale.

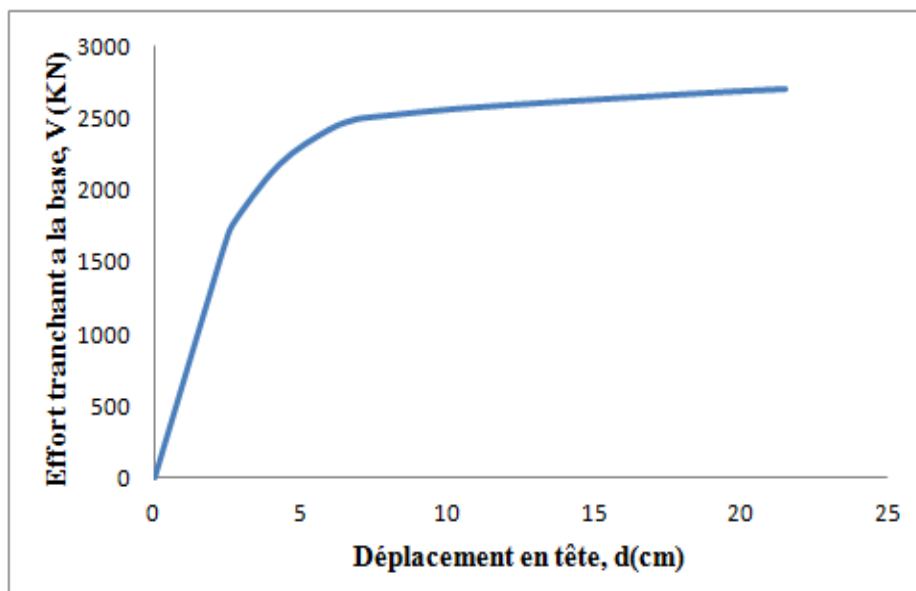


Figure 7.21 : courbe de capacité assurant à la structure un mécanisme de ruine global: distribution uniforme.

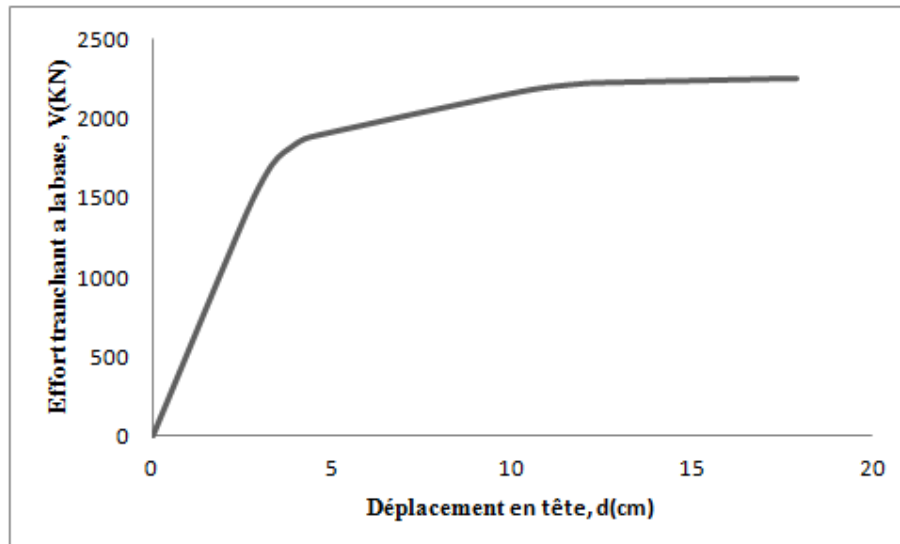
Nous donnons dans le tableau suivant les valeurs limites plastiques correspondant à l'état limite de résistance du bâtiment assurant à la structure un mécanisme de ruine global.

<b>Etat limite de résistance du bâtiment</b>		
	<b>Effort tranchant ultime à la base, <math>V_u</math>(Kn)</b>	<b>Déplacement ultime en tête, <math>d_u</math> (cm)</b>
<b>Distribution modale</b>	<u>2411.57</u>	<u>23.43</u>
<b>Distribution uniforme</b>	<u>2702.10</u>	<u>21.54</u>

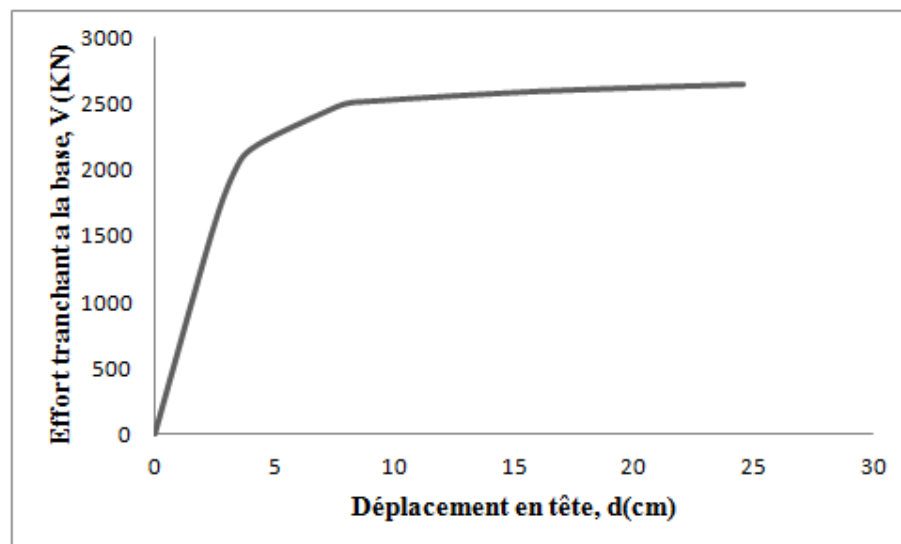
**Tableau 7.5:** Valeurs limites plastiques de résistance du bâtiment assurant un mécanisme de ruine global.

### 7.6.2 : direction Y-Y

Nous montrons dans les figures 7.22 et 7.23 les courbes de capacité assurant à la structures un mécanisme de ruine global,



**Figure 7.22:** courbe de capacité assurant à la structure un mécanisme de ruine global: distribution modale.



**Figure 7.23 :** courbe de capacité assurant à la structure un mécanisme de ruine global: distribution uniforme.

Nous donnons dans le tableau suivant les valeurs correspondant à l'état limite de résistance du bâtiment assurant un mécanisme de ruine global.

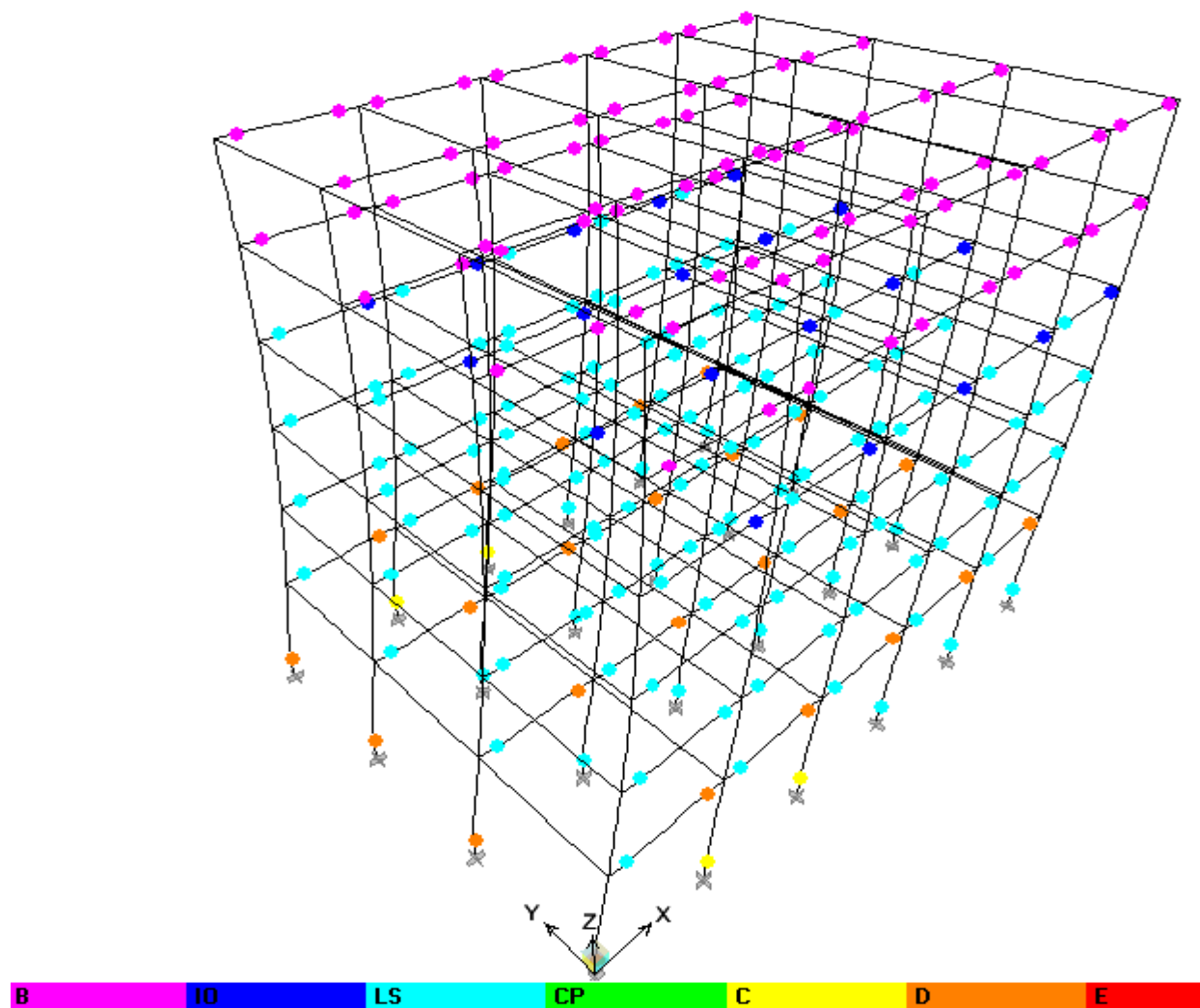
<b>Etat limite de résistance du bâtiment</b>		
	<b>Effort tranchant à la base, V(Kn)</b>	<b>Déplacement en tête, d (cm)</b>
<b>Distribution modale</b>	<b><u>2251.46</u></b>	<b><u>17.91</u></b>
<b>Distribution uniforme</b>	<b><u>2644.43</u></b>	<b><u>24.57</u></b>

**Tableau 7.6** : Valeurs limites plastiques de résistance du bâtiment assurant un mécanisme de ruine global.

**7.7 : mécanismes de ruine du bâtiment assurant un mécanisme de ruine global**

**7.7.1 : direction X-X**

**7.7.1. a : distribution modale**



**Figure 7.24 :** Distribution des rotules plastique dans le bâtiment à l'état limite de résistance : distribution modale.

Nous montrons dans les figures 7.25 et 7.26 la distribution des rotules plastiques dans les portiques de rive et intermédiaire.

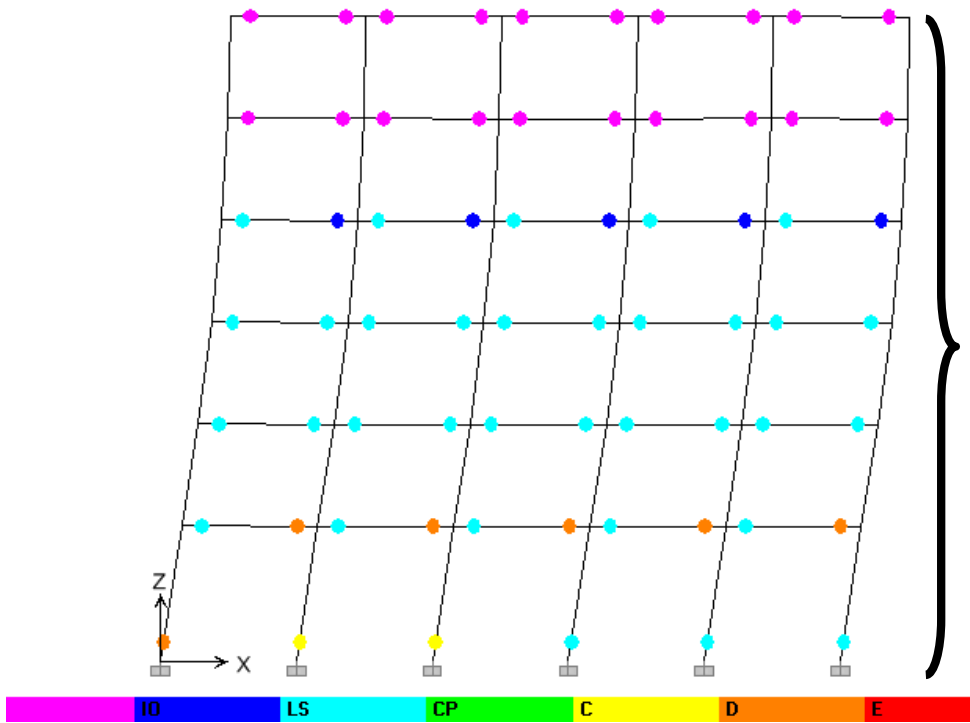


Figure 7.25 : distribution des rotules plastiques dans le portique de rive.

Mécanisme de ruine global

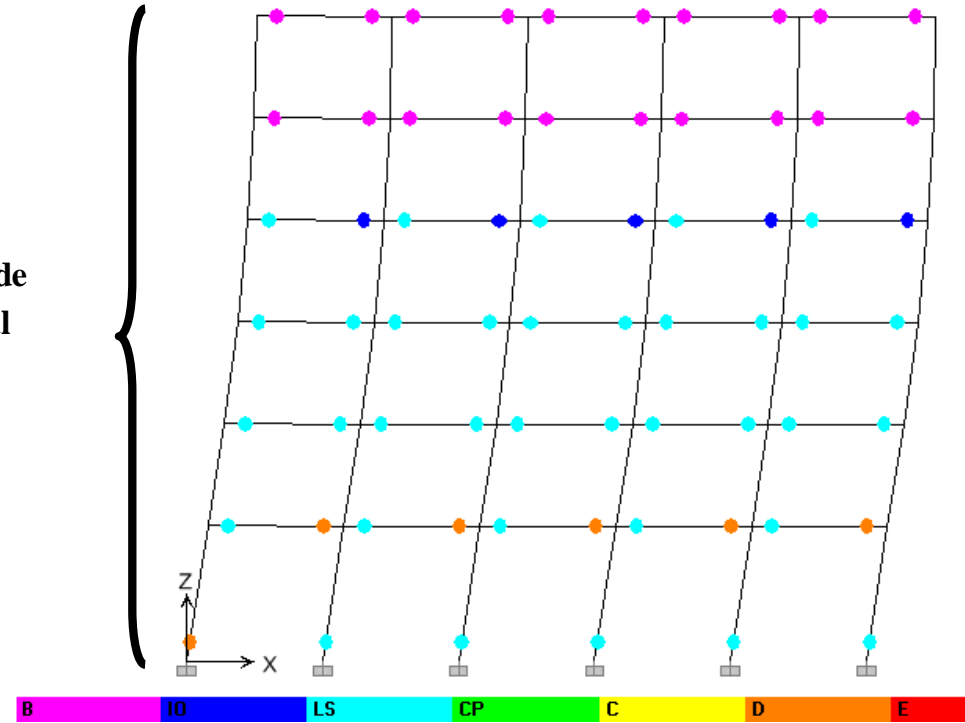


Figure 7.26 : distribution des rotules plastiques dans le portique intermédiaire.

7.7.1. b : distribution uniforme

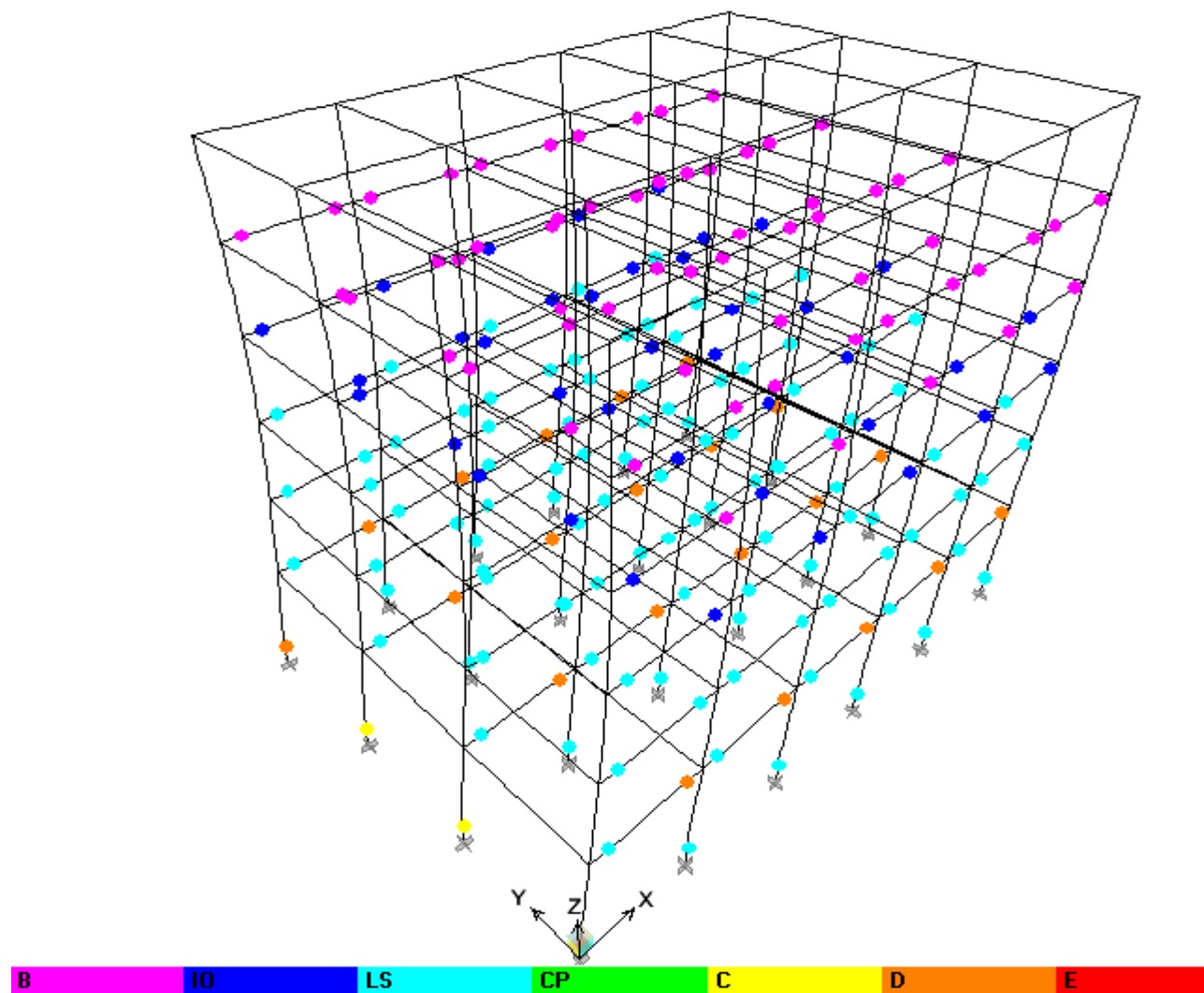


Figure 7.27 : Distribution des rotules plastique dans le bâtiment a l'état limite de résistance : distribution uniforme.

Nous montrons dans les figures 7.28 et 7.29 la distribution des rotules plastiques dans les portiques de rive et intermédiaire.

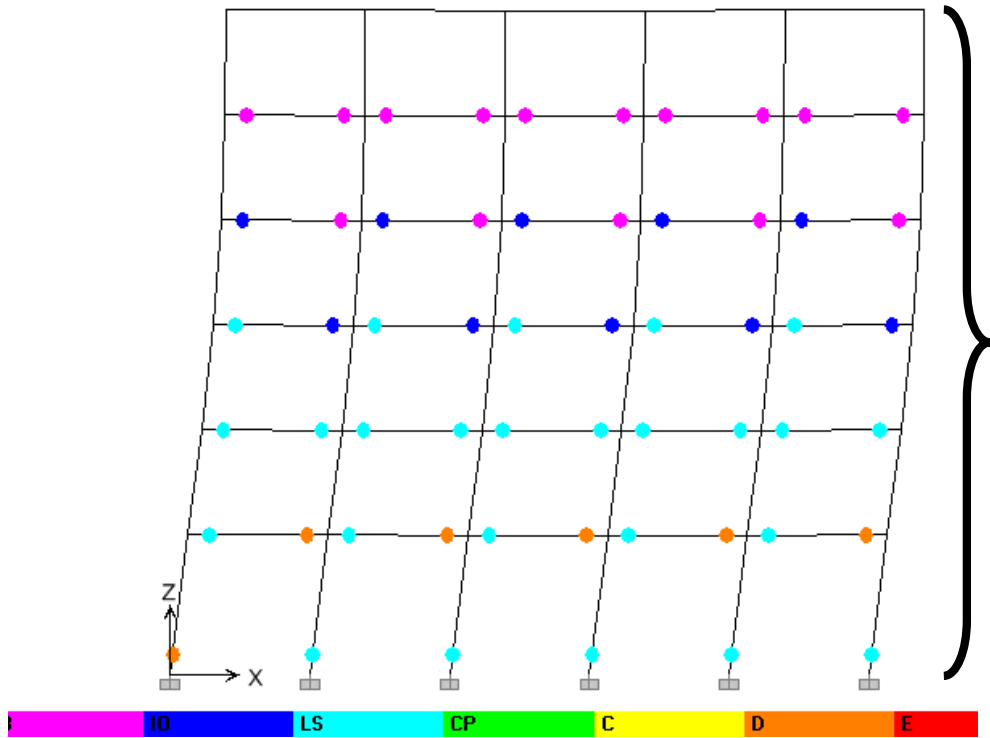


Figure 7.28 : distribution des rotules plastiques dans le portique de rive.

Mécanisme de ruine global

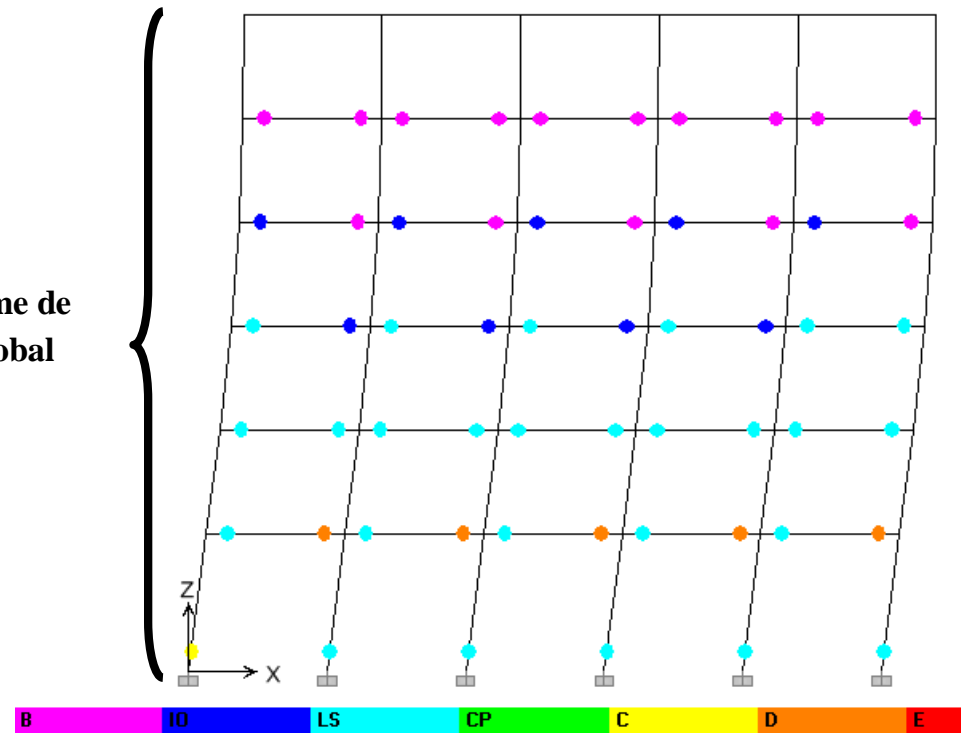


Figure 7.29 : distribution des rotules plastiques dans le portique intermédiaire.

7.7.2 : direction Y-Y

7.7.2. a : distribution modale

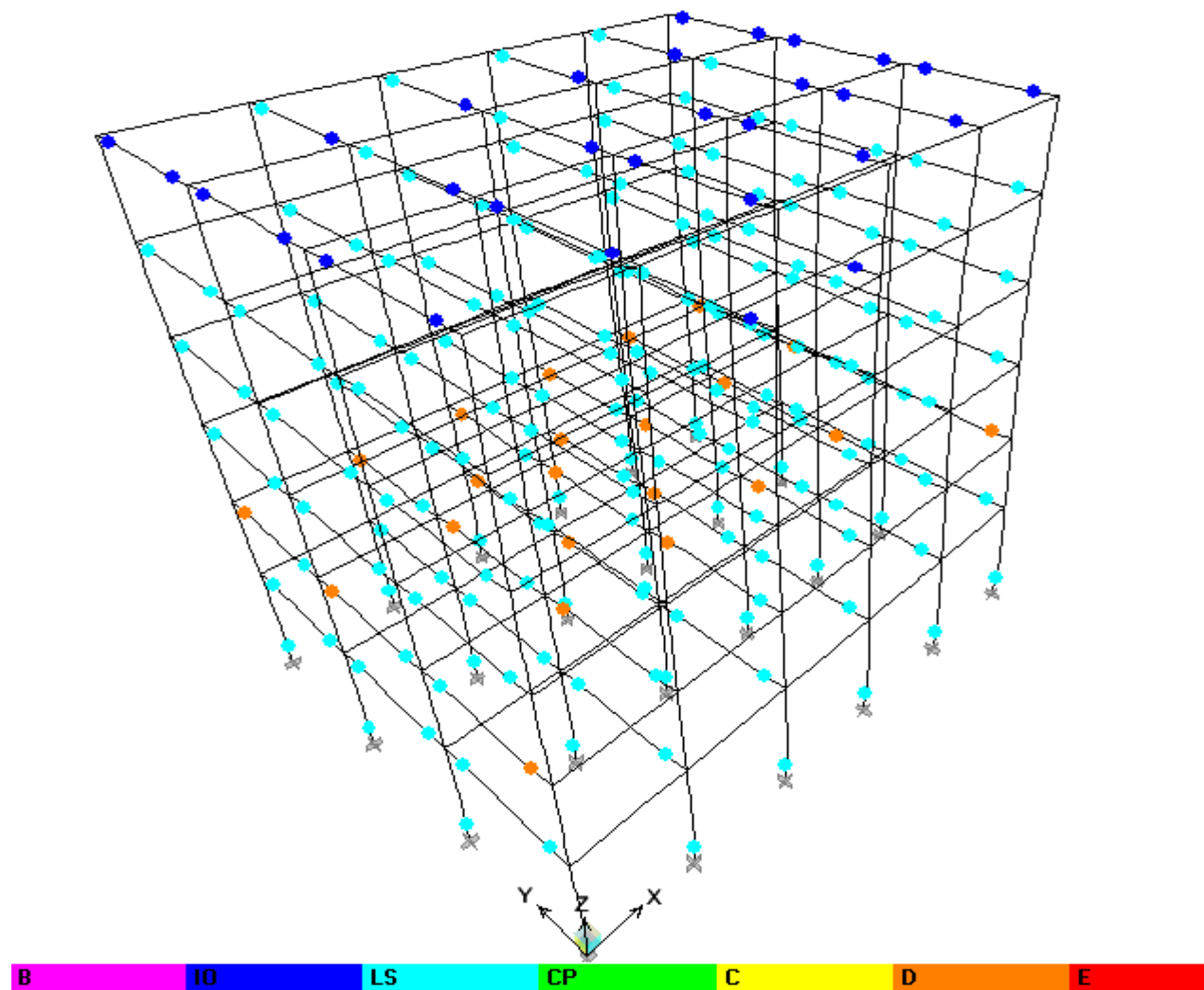


Figure7.30 : Distribution des rotules plastique dans le bâtiment à l'état limite de résistance : distribution modale.

Nous montrons dans les figures 7.31 et 7.32 la distribution des rotules plastiques dans les portiques de rive et intermédiaire.

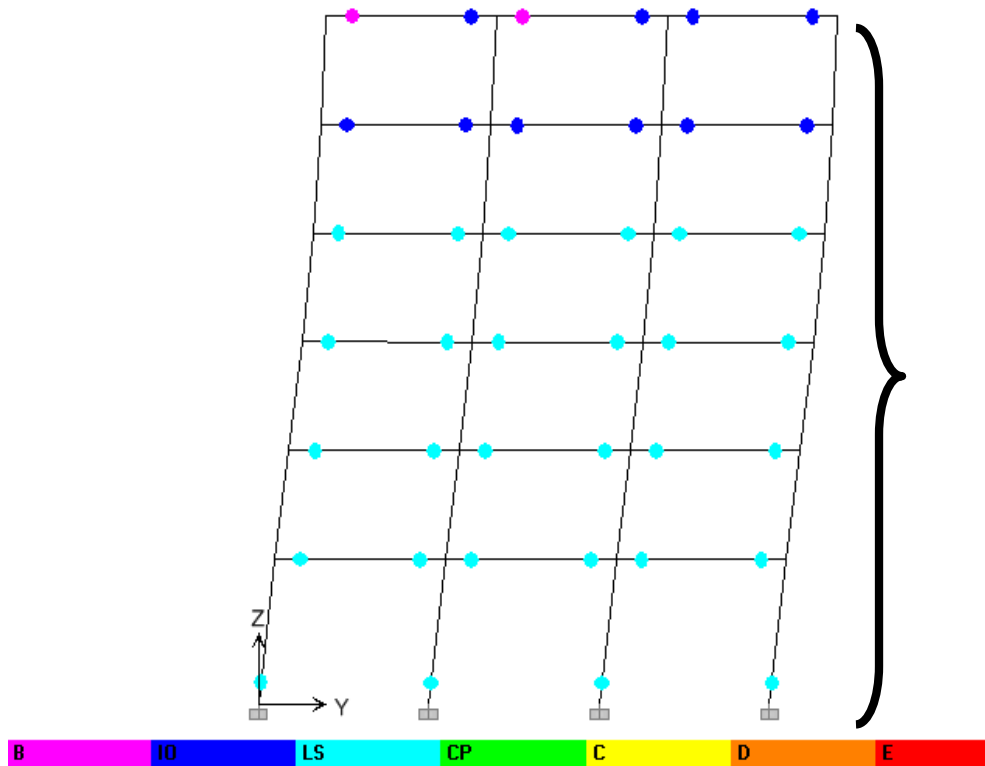


Figure 7.31 : distribution des rotules plastiques dans le portique de rive.

Mécanisme de ruine global

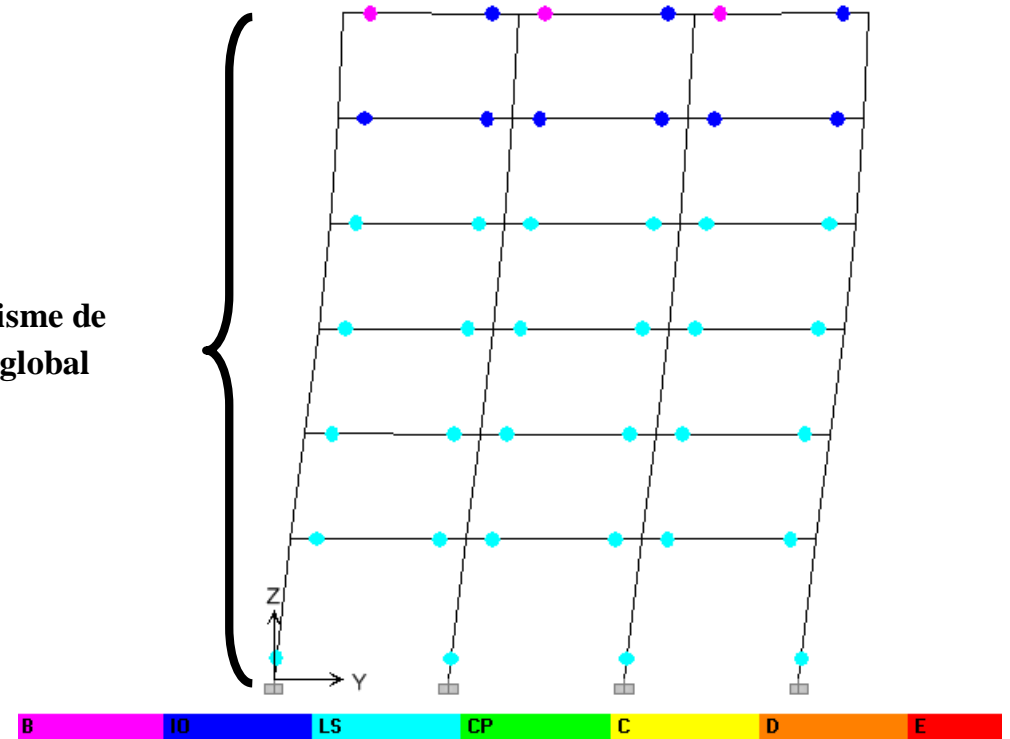


Figure 7.32 : distribution des rotules plastiques dans le portique intermédiaire.

7.7.2. b : distribution uniforme

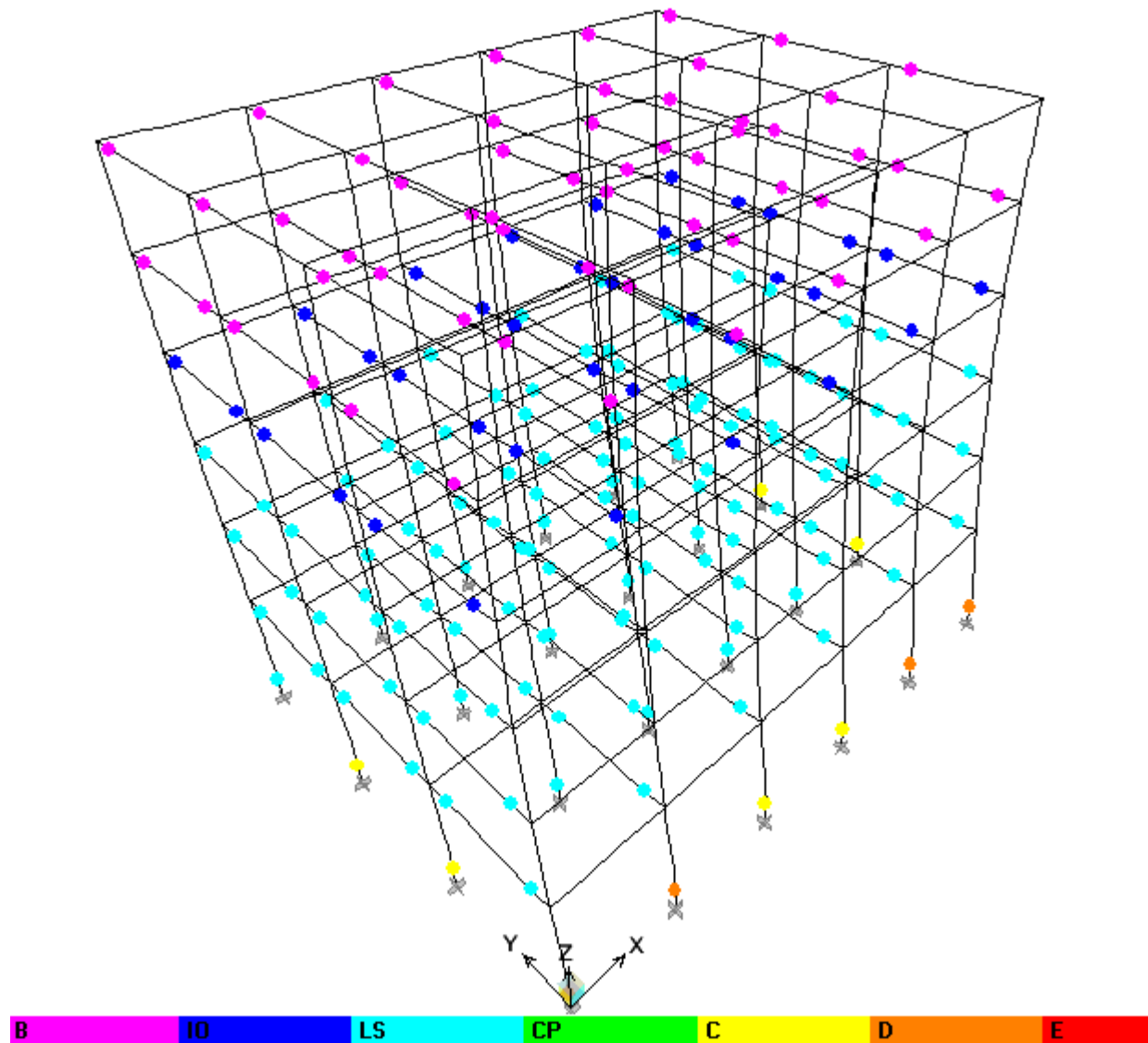


Figure7.33 : Distribution des rotules plastique dans le bâtiment a l'état limite de résistance : distribution uniforme.

Nous montrons dans les figures 7.34 et 7.35 la distribution des rotules plastiques dans les portiques de rive et intermédiaire.

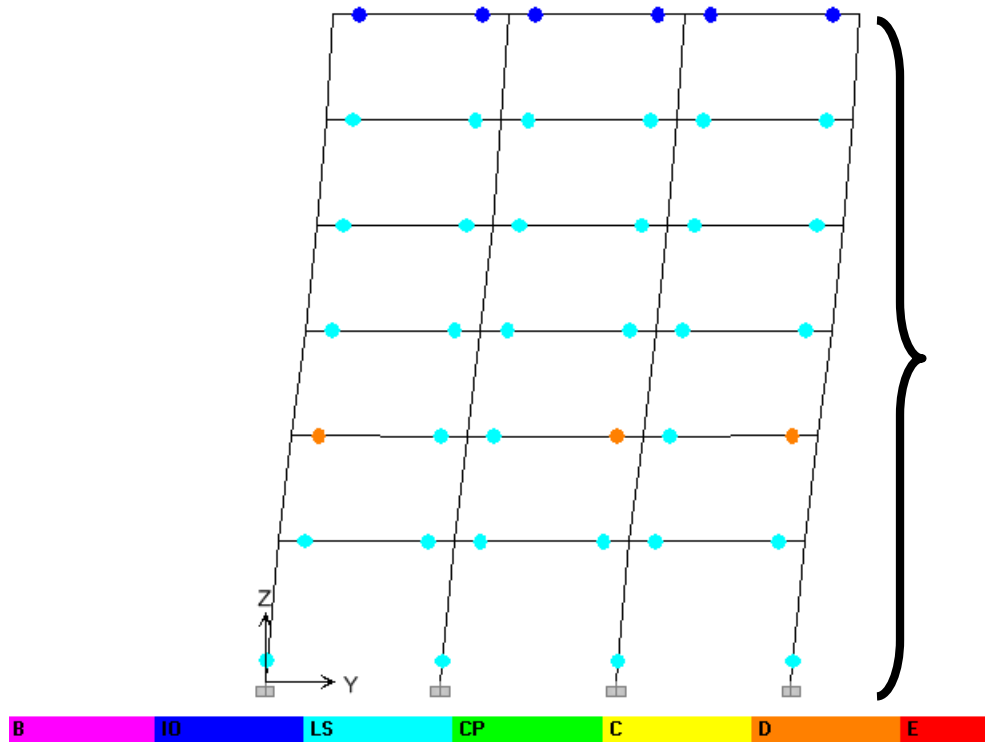


Figure 7.34 : distribution des rotules plastiques dans le portique de rive.

Mécanisme de ruine global

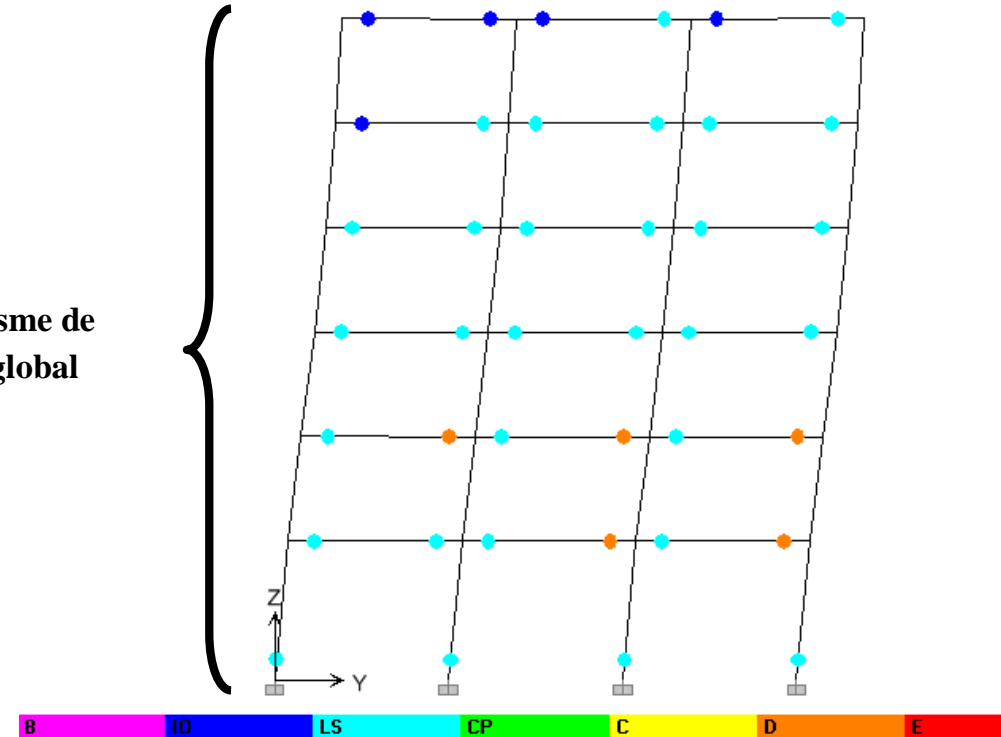


Figure 7.35 : distribution des rotules plastiques dans le portique intermédiaire.

**7.8 : Analyse comparative du bâtiment en fonction des modes de ruine : local et global.**

Cette comparaison porte essentiellement sur les résultats relatifs à l'état ultime de résistance, en considérant le bâtiment dans ses deux modes de ruine : ruines local et globale

- Ø Augmentation de la résistance ultime  $V_u$  du bâtiment dans son mode de ruine global par rapport au bâtiment dans son mode de ruine local. Cette augmentation est de **19.50%**
- Ø Augmentation de déplacement ultime  $d_u$  du bâtiment dans son mode de ruine global par rapport au bâtiment dans son mode de ruine local. Cette augmentation est de **60.07%**.

# ***CHAPITRE 8***

## **Conclusion**

## 8. CONCLUSION

La conception et le dimensionnement des bâtiments en béton armé en zone sismique obéissent en Algérie au règlement parasismique RPA 99 / Version 2003. Dans l'actuelle réglementation, l'étude de la réponse des bâtiments soumis à l'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes linéaires simplifiées : la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale.

Les efforts du comportement non linéaire des bâtiments sont pris en compte par l'utilisation d'un facteur de comportement,  $R$ , qui traduit principalement la capacité de dissipation de l'énergie sismique dans le domaine plastique.

Dans le cas de sollicitation sismique de forte amplitude, il est nécessaire de réaliser une analyse statique non linéaire de la réponse du bâtiment, car il n'est pas réaliste de considérer que son comportement reste dans le domaine linéaire pour ce type de séisme.

L'étude du comportement élasto-plastique d'un bâtiment en béton armé, à ossature auto-stable en rez-de-chaussée plus cinq étages était l'objectif du présent mémoire.

Pour ce faire, des analyses non-linéaires en poussée progressive (analyse *pushover*) ont été réalisées sur le bâtiment en considérant deux modes de distributions des charges latérales, et ce comme recommandé par l'Eurocode 8 et le code FEMA 273 : une distribution uniforme fondée sur des forces latérales proportionnelles à la masse quelle que soit la hauteur de la structure et une distribution modale proportionnelle aux forces correspondantes à la distribution des forces latérales du premier mode élastique.

Les analyses pushover réalisées sur le bâtiment nous ont fait ressortir les conclusions suivantes :

- L'analyse pushover permet la prise en compte des phénomènes non linéaires qui sont localisés aux extrémités des éléments poutres et poteaux (Rotules plastiques).
- L'analyse pushover permet d'avoir une idée sur le processus d'endommagement, et ainsi de déterminer les zones critiques dans le bâtiment.
- A partir de l'analyse pushover réalisée sur le bâtiment, on confirme que le critère du RPA 99 / Version 2003 concernant le dimensionnement des nœuds poutre – poteau vis-à-vis des moments fléchissants n'assure pas la formation d'un mécanisme de ruine global souhaité par le code. A cet effet, nous recommandons la réévaluation de ce critère.

- [1] LOUZAI Amar, Juin 2008, *Analyse du comportement sismique des structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie*, Mémoire de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, Faculté du Génie de la Construction, Département de Génie Civil ; Directeur de Mémoire : Dr. A. ABED.
- [3] Alain Capra et Victor Davidivici, 1984, *Calcul Dynamique des Structures en Zone Sismique*, Edition Eyrolles.
- [4] André Filiatrault, 1996, *Eléments de Génie Parasismique et de Calcul Dynamique des Structures*, Edition de l'école Polytechnique de Montréal.
- [5] Applied Technology Council, ATC-40, 1996, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Volume 1-2, Redwood City, California.
- [6] BAEL 91, 1992, *Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites*, Edition Eyrolles.
- [7] Chanti Amar, 2000, *Calcul Dynamique des Structures: Interprétation des Logiciels de Calcul*, OPU.
- [8] Etabs nonlinear Version 9.7.0 .Extended 3D Analysis of Building Systems  
Copyright 1984-2010 Computers and Structures, Inc
- [9] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, *NEHRP the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-273.
- [10] M. Belazougui, 2000, *Le Béton Armé aux Etats Limites*, OPU.
- [11] M. Zacek, 1996, *Construire Parasismique*, Edition Parenthèse.
- [12] Pr EN 1998-1, Eurocode 8: *Design for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Action and Rules for Buildings*, FINAL DRAFT, Commission of the European Communities (CEN), Brussels, Belgium, December 2003.
- [13] *Règles Parasismiques Algériennes (RPA/Version 2003)*, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [14] Victor Davidovici, 1999, *La Construction en Zone Sismique*, Edition le Moniteur.