

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

**Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila**  
**Institut des Sciences et de Technologie**  
**Département de Génie Civil et Hydraulique**



N°Ref : .....

**Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme**

**de MASTER**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Structure**

**Effet de la zone sismique, la hauteur et la  
disposition des voiles sur le choix du système de  
contreventement.**

**Réalisé par :**

**-Bouadj khaoula**

**-Houfani khawla**

**Soutenu devant le jury :**

**Mr. DJEGHADER Djamel**  
**Mr. BELGHIAT Choayb**  
**Mr. GUETTICHE Abdelheq**

**Président**  
**Examineur**  
**Promoteur**

**Année universitaire : 2021/2022**

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mon père « Dieu ait son âme »*

*A ma mère : source d'affectation de courage et  
d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre  
ce jour.*

*A tous mes frères GHOLEM, KHALED et ma chère  
sœur RAMA.*

*A cher oncle Amor, Abdelhamide et Labes.*

*A mes meilleures copines Romaiassa, Ithem et Manar.*

*A aux doux enfants Mohamed wassim et Taha.*

*A mon cher cousin Abdelkader .*

*A toute la promotion 2022, et à tous mes amis sans  
exception.*

*A tous ceux que je porte dans mon cœur.*

*Khaoula Bouadj*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à mes chers parents qui  
m'ont toujours aidés et soutenu tout au long de mon cursus  
dieu les garde pour nous.*

*A mon chere oncle et leurs familles*

*Khawla Houfani*

# Remerciement

Nous remercions Dieu le tout miséricordieux pour nous avoir donné la santé, l'énergie et la volonté pour pouvoir terminer cet édifice.

Nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nous témoignons nos reconnaissances envers notre promoteur du projet de fin d'études, *Dr. Guettiche Abdelheq*. Nous tenons à lui exprimer notre profonde gratitude pour, sa disponibilité, ses orientations et son aide scientifique et logistique.

Nous remercions aussi nos enseignants qui ont consacré leur précieux temps à nous aider, et pour leur totale disponibilité tout le long de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger et d'enrichir notre travail par leurs éventuelles propositions et corrections.

Nous saisissons cette occasion pour remercier le gérant ainsi que les ingénieurs du bureau d'études qui nous ont accueillis dans leur établissement, et pour l'aide consistait qu'ils nous ont apporté.

## Sommaire

Introduction générale

### **Chapitre I. Généralités sur les séismes et des différents paramètres qui influencent sur le choix de système de contreventement.**

I. Introduction.....	1
I.1 Structure de la terre.....	1
I.2 La sismicité.....	2
• I.2.1 Classification des séismes.....	2
• I.2.2 Les ondes sismiques.....	3
I.3 Distribution mondiale des séismes.....	4
I.4 La sismicité dans la zone méditerranée.....	6
I.5 La sismicité en algerie.....	7
• I.5.1 Principaux séismes connus en algérie.....	8
• I.5.2 Réglementation parasismique en algérie.....	9
I.6 Paramètres influencent sur la capacité en résistance et en ductilité d'une structure béton armé.....	12
• I.6.1 Notions théoriques de base.....	12
• I.6.2 L'influence du système structurel (portiques et voiles) sur la capacité en résistance et en ductilité d'une structure en béton armé [6].....	15
• I.6.3 Présentations des courbes de capacité en résistance et en ductilité.....	18
I.7 Critères de classification des systèmes de contreventement selon le R.P.A en fonction de la capacité en résistance et en ductilité.....	19
• I.7.1 Système 1: les structures en portiques.....	20
• I.7.2 Système 2: contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.....	21
• I.7.3 Système 4.a: contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.....	21
• I.7.4 système 4.b: Contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé .....	22

### **Chapitre II. La Présentation de l'ouvrage**

II.1 Introduction.....	23
II.2 Présentation des structures étudiées.....	23

• II.2.1 Caractéristiques géométriques.....	23
• II.2.2 Classification du bâtiment selon le R.P.A 99 version 2003.....	25
II.3 Caractéristique des matériaux.....	26
• II.3.1 Introduction.....	26
• II.3.2 Béton.....	27
• II.3.2.1 Définition.....	27
• II.3.2.2 Dosage du béton.....	27
• II.3.2.3 Caractéristique physique et mécanique du béton.....	27
• II.3.2.3.a Caractéristique physique.....	27
• II.3.2.3.b Caractéristique mécanique.....	28
• II.3.2.3.c Module de déformation longitudinale.....	28
• II.3.3 Acier.....	30

### **Chapitre III. Pré-dimensionnement**

III.1 Introduction.....	34
III.2 Pré dimensionnement du plancher.....	35
III.3 Pré dimensionnement des dalles pleines.....	39
• III.3.1 Plancher a dalle pleine.....	39
• III.3.2 Pré dimensionnement des balcons.....	40
III.4 Pré dimensionnement des poutres.....	40
• III.4.1 Poutres principales.....	41
• III.4.2 Poutres secondaires.....	41
III.5 Pré dimensionnement des escaliers.....	42
III.6 Pré dimensionnement des voiles.....	44
III.7 Pré dimensionnement des poteaux.....	45
III.8 La maçonnerie.....	46
III.9 Évaluation des charges et surcharges.....	46
• III.9.1 Les planchers.....	47
• III.9.2 Cloison extérieures.....	49
• III.9.3 Escalier.....	49
• III.9.4 Acrotère.....	50
III.10 Descente de charges.....	50
• III.10.1 Loi de dégression (DTRB.C 2.2).....	50

III.11 Conclusion.....	54
------------------------	----

## **Chapitre IV. Modélisation des structures et étude dynamique**

IV.1 Introduction.....	55
IV.2 Modélisation de la structure.....	55
• IV.2.1 Présentation du logiciel de calcul.....	55
• IV.2.2 Choix de la méthode de calcul.....	56
IV.3 Classification de l'ouvrage selon le règlement parasismique algérienne RPA99/2003.....	58
IV.4 Paramètres utilisées pour l'étude sismique.....	59
IV.5 Disposition des voiles.....	62
IV.6 Résultats de l'analyse sismique "4S- Z IIa- 5" et "4S- Z III- 5".....	65
• IV.6.1 Taux de participation massique et périodes de vibration.....	65
• IV.6.2 Vérification de l'interaction voiles-portiques.....	67
• IV.6.3 Justifications sismiques de la structure.....	69
• IV.6.4 Caractéristique géométrique et massique.....	77
IV.7 Résultats de l'analyse sismique "4S- Z IIa- 3.5" et "4S- Z III- 3.5".....	81
• IV.7.1 Taux de participation massique et périodes de vibration.....	81
• IV.7.2 Justifications sismiques de la structure.....	83
• IV.7.3 Caractéristique géométrique et massique.....	86
IV.8. Résultats de l'analyse sismique "8S- Z IIa- 5" et "8S- Z III- 5".....	90
• IV.8.1 Taux de participation massique et périodes de vibration.....	90
• IV.8.2 Justification de l'interaction voiles-portiques.....	91
• IV.8.3 Justifications sismiques de la structure.....	93
• IV.8.4 Caractéristique géométrique et massique.....	99
IV.9 Résultats de l'analyse sismique "8S- Z IIa- 3.5" et "8S- Z III- 3.5".....	103
• IV.9.1 Taux de participation massique et périodes de vibration.....	103
• IV.9.2 Justifications sismiques de la structure.....	104
• IV.9.3 Caractéristique géométrique et massique.....	108
IV.10 Résultats de l'analyse sismique "10S- Z IIa- 5" et "10S- Z III- 5".....	112
• IV.10.1 Taux de participation massique et périodes de vibration.....	112
• IV.10.2 Justification de l'interaction voiles-portiques.....	113
• IV.10.3 Justifications sismiques de la structure.....	115

• IV.10.4 Caractéristique géométrique et massique.....	122
IV.11 Résultats de l'analyse sismique "10S- Z IIa- 3,5" et "10S- Z III- 3,5".....	127
• IV.11.1 Taux de participation massique et périodes de vibration.....	127
• IV.11.2 Justifications sismiques de la structure.....	128
• IV.11.3 Caractéristique géométrique et massique.....	132
IV.12 Conclusion.....	136

**Chapitre V. Effet du positionnement des voiles, la zone sismique et la hauteur sur le choix du système de contreventement sur les structures étudiées.**

V.1 Introduction.....	138
V.2 Effet de la zone sismique.....	138
• V.2.1 Système R=5.....	139
• V.2.2 Système R=3.5.....	143
• V.2.3 Commentaire général.....	146
V.3 Effet de la hauteur sur la réponse sismique.....	146
V.4 Effet de la disposition des voiles.....	148
• V.4.1 Commentaires.....	149
V.5 Conclusion.....	151

**Conclusion générale**

**Référence bibliographique**

## Liste des figures

### Chapitre I. Généralités sur les séismes et des différents paramètres qui influencent sur le choix de système de contreventement.

<b>Figure I.1</b> : Structure interne de la terre.....	2
<b>Figure I.2</b> : Mécanisme de rupture entraînant la propagation d'ondes génératrices de tremblement de terre.....	3
<b>Figure I.3</b> : Carte de la distribution mondiale des tremblements de Terre.....	4
<b>Figure I.4</b> : Carte géologique de la méditerranée.....	6
<b>Figure I.5</b> : Carte de la méditerranée présentant distribution spatiale des séisme historiques survenus dans la région méditerranéenne.....	7
<b>Figure I.6</b> : Carte de la sismicité historique de 1359 à 1895 (Harbi, 2006) avec la sismicité instrumentale du nord de l'Algérie de 1900 à 2005 (Sources, ISC).....	8
<b>Figure I.7</b> : Les typologies existantes et les confortements proposés en 1716.....	10
<b>Figure I.8</b> : L'ancienne carte de zonage sismique de l'Algérie.....	11
<b>Figure I.9</b> : Catre de zonage de l'Algérie (RPA 81).....	12
<b>Figure I.10</b> : Carte de zonage de l'Algérie (RPA 88).....	12
<b>Figure I.11</b> : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99).....	12
<b>Figure I.12</b> : La nouvelle carte zonage sismique l'Algérie (RPA 99/ v 2003).....	12
<b>Figure I.13</b> : La relation non linéaire entre les forces appliqués et les déplacements.	13
<b>Figure I.14</b> : L'influence du système structurel sur la capacité en résistance et en ductilité d'une structure en béton armé.....	15
<b>Figure I.15</b> : Contreventement portique ou ossature poteaux/poutre.....	16
<b>Figure I.16</b> : Contreventement mixtes (Portiques et voiles).....	16
<b>Figure I.17</b> : Les structures en voiles.....	18
<b>Figure I.18</b> : L'influence de la capacité en résistance et en ductilité sur le choix du système de contreventement.....	18
<b>Figure I.19</b> : Les différents systèmes de contreventement du RPA avec les valeur attribuées au coefficient de comportement R.....	20

### Chapitre II. La Présentation de l'ouvrage

<b>Figure II.1</b> : Dimensions en élévation (exemple bâtiment R+4).....	24
<b>Figure II.2</b> : Vue en plan du rez-de-chaussée.....	24
<b>Figure II.3</b> : Diagramme contraintes déformation du béton.....	29
<b>Figure II.4</b> : Diagramme contraintes déformation à l'ELS.....	30

<b>Figure II.5</b> : Diagramme contraintes déformation de l'acier .....	31
---	----

### **Chapitre III. Pré-dimensionnement**

<b>Figure III.1</b> : Les éléments principaux d'un plancher à corps creux.....	35
<b>Figure III.2</b> : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	36
<b>Figure III.3</b> : Sens de disposition des poutrelles avec les poutres principales et les poutres de chaînage.....	37
<b>Figure III.4</b> : Schéma d'une section en T.....	38
<b>Figure III.5</b> : Dimensions de la section en T.....	38
<b>Figure III.6</b> : Dalle sur 3 appuis.....	39
<b>Figure III.7</b> : Dalle sur 2 appuis.....	40
<b>Figure III.8</b> : Dalle sur 2 appuis.....	40
<b>Figure III.9</b> : Composition d'un escalier.....	42
<b>Figure III.10</b> : Schéma représentatif de l'escalier.....	42
<b>Figure III.11</b> : Dimensions d'un l'escalier.....	42
<b>Figure III.12</b> : Coupe en élévation d'escalier.....	44
<b>Figure III.13</b> : Coupe de voile en élévation.....	44
<b>Figure III.14</b> : Coupes des voiles pour différents.....	45
<b>Figure III.15</b> : Hauteur libre de poteaux d'étage.....	46
<b>Figure III.16</b> : Coupe transversale d'un mur intérieur et extérieur.....	46
<b>Figure III.17</b> : Plancher à corps creux de terrasse.....	47
<b>Figure III.18</b> : Plancher à corps creux de terrasse.....	47
<b>Figure III.19</b> : Schéma d'un balcon.....	48
<b>Figure III.20</b> : Schéma de l'acrotère.....	50
<b>Figure III.21</b> : Emplacement du poteau le plus sollicité (sur le plan).....	51
<b>Figure III.22</b> : Schéma de poteau la plus sollicité (surface afférente).....	51

### **Chapitre IV. Modélisation des structures et étude dynamique**

<b>Figure IV.1</b> : 1 <sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe x).....	66
<b>Figure IV.2</b> : 2 <sup>ème</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y).....	66
<b>Figure IV.3</b> : 3 <sup>ème</sup> mode de vibration (torsion autour de l'axe Z).....	66
<b>Figure IV.4</b> : 1 <sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe x).....	81
<b>Figure IV.5</b> : 2 <sup>ème</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y).....	82
<b>Figure IV.6</b> : 3 <sup>ème</sup> mode de vibration (torsion autour de l'axe Z).....	82
<b>Figure IV.7</b> : 1 <sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe x).....	89

<b>Figure IV.8</b> : 2 <sup>ème</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y).....	90
<b>Figure IV.9</b> : 3 <sup>ème</sup> mode de vibration (torsion autour de l'axe Z).....	90
<b>Figure IV.10</b> : 1 <sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe x).....	102
<b>Figure IV.11</b> : 2 <sup>ème</sup> mode de vibration de vibration (translation selon l'axe Y).....	103
<b>Figure IV.12</b> : 3 <sup>ème</sup> mode de vibration de vibration (torsion autour de l'axe Z).....	103
<b>Figure IV.13</b> : 1 <sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe x).....	111
<b>Figure IV.14</b> : 2 <sup>ème</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y).....	112
<b>Figure IV.15</b> : 3 <sup>ème</sup> mode de vibration (torsion autour de l'axe Z).....	112
<b>Figure IV.16</b> : 1 <sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe x).....	126
<b>Figure IV.17</b> : 2 <sup>ème</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y).....	127
<b>Figure IV.18</b> : 3 <sup>ème</sup> mode de vibration (torsion autour de l'axe Z).....	127

## Liste des tableaux

### Chapitre I. Généralités sur les séismes et des différents paramètres qui influencent sur le choix de système de contreventement.

Tableau I.1 : Quelques exemples d'évènements sismiques récents liés à des pays.....	5
Tableau I.2 : Principaux séismes d'Algérie (1365–2005).....	8
Tableau I.3 : L'apparition du règlement parasismique en Algérie.....	9

### Chapitre II. La Présentation de l'ouvrage

Tableau II.1 : Caractéristiques géométriques de structures étudiées.....	23
Tableau II.2 : Caractéristique des aciers.....	31
Tableau II.3 : Caractéristiques mécaniques du béton.....	33
Tableau II.4 : Caractéristiques mécaniques des aciers.....	33

### Chapitre III. Pré-dimensionnement

Tableau III.1 : Pré dimensionnement des poutres.....	42
Tableau III.2 : Section des poteaux préalable.....	46
Tableau III.3 : Charges permanentes d'un plancher étage terrasse inaccessible.....	47
Tableau III.4 : Charges permanentes et d'exploitation d'étage courant à corps Creux.....	48
Tableau III.5 : Les charges permanentes et d'exploitations d'un balcon.....	48
Tableau III.6 : Charges permanentes des cloisons extérieures.....	49
Tableau III.7 : Charges permanentes d'un escalier.....	49
Tableau III.8 : Charges permanentes et d'exploitation d'un palier.....	49
Tableau III.9 : Charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère.....	50
Tableau III.10 : Les différentes sections de poteau.....	52
Tableau III.11 : La descente de charge de poteau.....	52
Tableau III.12 : Résultats des vérifications au flambement.....	54

### Chapitre IV. Modélisation des structures et étude dynamique

Tableau IV.1: Coefficient d'accélération de zone A.....	59
Tableau IV.2 : Valeur de facteur de qualité.....	60
Tableau IV.3 : Valeurs des périodes caractéristiques.....	61
Tableau IV.4 : Périodes et taux de participation massique de la structure.....	65
Tableau IV.5 : Justification de l'interaction sous charges verticales.....	67
Tableau IV.6 : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (X-X).....	67
Tableau IV.7 : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (Y-Y).....	68

<b>Tableau IV.8</b> : Justification de l'interaction sous charges verticales.....	68
<b>Tableau IV.9</b> : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens(X-X).....	69
<b>Tableau IV.10</b> : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens(Y-Y).....	69
<b>Tableau IV.11</b> : La réponse sismique totale de la structure (4S-ZIII-ZIIa-5).....	72
<b>Tableau IV.12</b> : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	72
<b>Tableau IV.13</b> : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	74
<b>Tableau IV.14</b> : Vérification vis-à-vis des déformations.....	75
<b>Tableau IV.15</b> : Vérification des effets P- $\Delta$ .....	76
<b>Tableau IV.16</b> : Poids et centre de gravité de la structure (4S-ZIIa-ZIII-5)	77
<b>Tableau IV. 17</b> : Effort tranchant, moments sismiques et les déplacements par niveau (4S-ZIIa-ZIII-5).....	78
<b>Tableau IV.18</b> : Périodes et taux de participation massique de la structure.....	81
<b>Tableau IV.19</b> : La réponse sismique totale de la structure (4S-ZIIa-ZIII-3.5).....	83
<b>Tableau IV.20</b> : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	83
<b>Tableau IV.21</b> : Vérification vis-à-vis des déformations.....	84
<b>Tableau IV.22</b> : Vérification des effets P- $\Delta$ .....	84
<b>Tableau IV.23</b> : Poids et centre de gravité de la structure (4S-ZIIa-ZIII-3.5).....	85
<b>Tableau IV. 24</b> : Effort tranchant, moments sismiques et les déplacements par niveau (4S-ZIIa-ZIII-3.5).....	86
<b>Tableau IV.25</b> : Périodes et taux de participation massique de la structure.....	89
<b>Tableau IV.26</b> : Justification de l'interaction sous charges verticales.....	90
<b>Tableau IV.27</b> : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens(X-X).....	91
<b>Tableau IV.28</b> : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens(Y-Y).....	91
<b>Tableau IV. 29</b> : La réponse sismique totale de la structure (8S-ZIIa-ZIII-5).....	93
<b>Tableau IV.30</b> : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	93
<b>Tableau IV.31</b> : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	94
<b>Tableau IV.32</b> : Les dimensions des poteaux.....	95
<b>Tableau IV.33</b> : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	95
<b>Tableau IV.34</b> : Vérification vis-à-vis des déformations.....	96
<b>Tableau IV.35</b> : Vérification des effets P- $\Delta$ .....	97
<b>Tableau IV.36</b> : Poids et centre de gravité de la structure (8S-ZIIa-ZIII-5).....	98
<b>Tableau IV.37</b> : Effort tranchant, moments sismiques et les déplacements par niveau (8S-ZIIa-ZIII-5).....	99

<b>Tableau IV.38</b> : Périodes et taux de participation massique de la structure.....	102
<b>Tableau IV. 39</b> : La réponse sismique totale de la structure (8S-ZIIa-ZIII-3.5).....	104
<b>Tableau IV.40</b> : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	104
<b>Tableau IV.41</b> : Vérification vis-à-vis des déformations.....	105
<b>Tableau IV.42</b> : Vérification des effets P- $\Delta$ .....	106
<b>Tableau IV.43</b> : Poids et centre de gravité de la structure (8S-ZIIa-ZIII-3.5).....	107
<b>Tableau IV. 44</b> : Effort tranchant, moments sismiques et les déplacements par niveau (8S-ZIIa-ZIII-3.5).....	108
<b>Tableau IV.45</b> : Périodes et taux de participation massique de la structure.....	111
<b>Tableau IV.46</b> : Justification de l'interaction sous charges verticales.....	112
<b>Tableau IV.47</b> : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens(X-X).....	113
<b>Tableau IV.48</b> : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens(Y-Y).....	113
<b>Tableau IV.49</b> : La réponse sismique totale de la structure (10S-ZIIa-ZIII-5).....	115
<b>Tableau IV.50</b> : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	115
<b>Tableau IV.51</b> : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	116
<b>Tableau IV.52</b> : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	117
<b>Tableau IV.53</b> : les dimensions des poteaux.....	117
<b>Tableau IV.54</b> : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	118
<b>Tableau IV.55</b> : Vérification vis-à-vis des déformations.....	119
<b>Tableau IV.56</b> : Vérification des effets P- $\Delta$ .....	120
<b>Tableau IV.57</b> : Poids et centre de gravité de la structure (10S-ZIIa-ZIII-5).....	121
<b>Tableau IV.58</b> : Effort tranchant, moments sismiques et les déplacements par niveau (10S-ZIIa-ZIII-5).....	123
<b>Tableau IV.59</b> : Périodes et taux de participation massique de la structure.....	126
<b>Tableau IV. 60</b> : La réponse sismique totale de la structure (10S-ZIIa-ZIII-3.5).....	128
<b>Tableau IV.61</b> : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	128
<b>Tableau IV.62</b> : Vérification vis-à-vis des déformations.....	129
<b>Tableau IV.63</b> : Vérification des effets P- $\Delta$ .....	130
<b>Tableau IV.64</b> : Poids et centre de gravité de la structure (10S-ZIIa-ZIII-3.5).....	131
<b>Tableau IV.65</b> : Effort tranchant, moments sismiques et les déplacements par niveau (10S-ZIIa-ZIII-3.5).....	132
<b>Tableau IV.66</b> : Les dimensions définitives des éléments structuraux.....	135
<b>Tableau IV.67</b> : Les dimensions définitives des éléments structuraux.....	136

<b>Tableau IV.68</b> : Les dimensions définitives des éléments structuraux	136
<b>Chapitre V. Effet du positionnement des voiles, la zone sismique et la hauteur sur le choix du système de contreventement sur les structures étudiées.</b>	
<b>Tableau V.1</b> : Les paramètres utilisés pour l'étude sismiques (8S-ZIIa-ZIII-5).....	138
<b>Tableau V.2</b> : Comparaisons de la réponse sismique des deux structures.....	139
<b>Tableau V.3</b> : Efforts tranchant, moments et déplacement par niveau (8S-ZIIa-ZIII-5).	140
<b>Tableau V.4</b> : Les paramètres utilisés pour l'étude sismiques (8S-ZIIa-ZIII-3.5).....	142
<b>Tableau V.5</b> : Efforts tranchant, moments et déplacement par niveau (8S-ZIIa-ZIII-3.5).....	143
<b>Tableau V.6</b> : Déplacements des trois structures étudiées.....	146
<b>Tableau V.7</b> : Comparaison entre les résultats trouvés dans les structure sélectionnés.....	147
<b>Tableau V.8</b> : Spectre de réponse des deux systèmes pour les différentes zones (IIa, III).....	148
<b>Tableau V. 9</b> : Valeurs de $V_{dyn-XX}$ des systèmes R=5 et R=3.5 dans la zone III.....	148
<b>Tableau V.10</b> : Sections des poteaux pour les trois types de structures.....	149
<b>Tableau V.11</b> : Déplacements aux sommets pour les structures étudiées.....	149
<b>Tableau V.12</b> : Valeurs des périodes des structures étudiées dans les deux systèmes	150
<b>Tableau V.13</b> : Poids des éléments (poteaux, poutres, voiles) pour les deux systèmes	150

## Nomenclature

### **Majuscules**

A : Section d'acier tendue.

A' : Section d'acier comprimée.

Amax : Section d'acier maximale.

Amin: Section d'acier minimale

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

ELU : Etat Limite Ultime.

ELS : Etat Limite de Service.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Eij: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : Module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

N : Effort normal.

Nser : Effort normal à l'ELS.

Nu : Effort normal ultime..

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

$\Delta$  : Variation.

$\Sigma$  : Somme.

W : Poids.

## **Minuscules**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en T.).

ep : Epaisseur.

e : Epaisseur du voile.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe: Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

$\gamma$  : Coefficient de sécurité.

$\varepsilon$ : Déformation relative.

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

$\lambda$ : Élancement mécanique.

$\mu$ : Coefficient de frottement.

$\nu$ : Coefficient de POISSON.

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\delta$ : Déplacement d'un niveau.

## **Autres notations**

CV : Condition vérifiée.

CNV : Condition non vérifiée.

RDC : Rez-De-Chaussée.

## ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة حول تأثير المنطقة الزلزالية ، والارتفاع ، وتموضع الجدران الحاملة (القدرة على المقاومة والليونة) على اختيار نظام التدعيم ، هذا العمل يتناول هياكل المباني ذات الاستخدامات المتعددة (سكنية وتجارية) مبنية بالخرسانة المسلحة دو ارتفاع منخفض  $R + 4$  و متوسط  $R + 8$  و عالي  $R + 10$  بارتفاع 15.33 م و 27.54 م و 33.66 م على التوالي. تكونت الدراسة من جزئين رئيسيين:

**الجزء الأول:** وصف لظاهرة الزلزال ثم عرض للايعاد الاولية للهيكل وأخيراً نزول الأحمال (سلاالم ، أرضيات ، بلاطات صلبة). في هذا الجزء ، يتم استخدام برنامج حساب ETABS للتحليل الزلزالي للهيكل المختارة. مع مراعاة توصيات القوانين الجزائرية في مجال البناء.

- **الجزء الثاني:** يتناول هذا الجزء تأثير عدة عوامل: المنطقة الزلزالية (متوسط وقوي) ، ارتفاع الهيكل (مشار اليه مسبقاً) ، تموضع الحوائط الحاملة (حسب النسبة المئوية للقوى المحمولة من طرف الحوائط الحاملة والاطارات) على اختيار نوع السلوك الإنشائي ، ثم تتم مقارنة النتائج ومناقشتها.

**الكلمات المفتاحية:** العمارة ، الخرسانة المسلحة ، الارتفاع ، المنطقة الزلزالية ، ترتيب الجدران الحاملة ، إيتابس.

## Abstract :

This project presents a study on the influence of the seismic zone, the height, and the position of the concrete walls (the capacity in resistance and ductility) on the choice of bracing system, this work deals with typical building structures for multiple use (residential and commercial) with reinforced concrete in low rise (R+4), Mid-rise (R+8) and high rise (R+10), corresponding to heights 15.33 m, 27.54 m and 33.66 m respectively. The study consisted of two main parts:

**The first part:** it is the description of the earthquake phenomenon, then the resizing of the structure and finally the descent of the loads (stairs, floors, solid slabs). In this part, using the ETABS code for the seismic analysis of the chosen structures. Taking into account the recommendations of Algerian code in the field of construction.

- **The second part:** This part deals with the influence of several parameters: the seismic zone (Average and strong seismicity), the height of the structure (already indicated), the provision of shear walls (according to the percentage of the efforts taken up by the of shear walls and concrete moment frame) on the choice of the behavior system, the results are then compared and discussed.

**Keywords:** building, reinforced concrete, height, seismic zone, position of shear walls, ETABS.

## Résumé

Ce projet présente une étude sur l'influence de la zone sismique, la hauteur, et la disposition des voiles (la capacité en résistance et en ductilité) sur le choix de système de contreventement, ce travail traite des structures de bâtiment type à usage multiple (habitation et commerce) en béton armé en R+4, R+8 et R+10 avec des hauteurs 15,33 m, 27,54 m et 33,66 m respectivement. L'étude se compose de deux parties principales:

- **La première partie:** c'est la description de phénomène de séisme, ensuite le redimensionnement de la structure et enfin la descente des charges (les escaliers, les planchers, les dalles pleines). Dans cette partie, en utilisant le logiciel de calcul ETABS pour l'analyse sismique des structures choisies. En tenant compte des recommandations des règlements algériens dans le domaine de la construction.

- **La deuxième partie:** Cette partie traite l'influence de plusieurs paramètres : la zone sismique (Moyenne et forte sismicité), la hauteur de la structure (déjà indiqué), la disposition de voiles (en fonction du pourcentage des efforts repris par les voiles et les portiques) sur le choix du système de comportement, ensuite, les résultats sont comparés et discutés .

**Mots clés :** bâtiment, béton armé, la hauteur, la zone sismique, disposition des voiles, ETABS.

### 1. INTRODUCTION

Parmi les phénomènes naturels, le séisme qui est considéré de loin comme la catastrophe la plus meurtrière, un événement qui peut entraîner de graves conséquences, en termes de dommages aux bâtiments, de pertes en vie humaines et de perturbations sociales et économiques, ainsi que pour l'environnement.

En ce sens, le séisme qui a frappé durement la Wilaya de Boumerdes en Algérie le 21 Mai 2003 s'est soldé par 2.250 morts et 11000 blessés, il a endommagé 100 bâtiments et 343 maisons individuelles ce qui représente 128.000 logements dont 13.300 sont complètement détruits. L'actualisation du code sismique Algérien RPA99/version 2003 après ce séisme est réservée essentiellement à:

- la révision du zonage sismique.
- Aux valeurs du coefficient d'accélération de zone (A) qui s'y rattachent.
- Proposer plusieurs systèmes structurels de contreventement pour la structure étudiée: portique auto-stables, mixte (portique, voile) avec ou sans interaction et voiles porteurs.
- l'action sismique (la zone sismique).

Dans ce contexte; ce travail traite des cas types de structures en béton armé en variant: la hauteur, la zone sismique et la disposition des voiles. Dans le but d'étudier l'influence de ces paramètres (la capacité en résistance et en ductilité) sur le choix de système de contreventement.

Ce choix permet d'attribuer une valeur de R en fonction des pourcentages des charges verticales et horizontales reprises par les portiques et les voiles.

### 2. OBJECTIFS ET PORTÉE DU MEMOIRE

Notre travail consiste à étudier des cas types de structures en béton armé en variant: la hauteur, la zone sismique et la disposition des voiles, dans le but de déduire :

- L'influence de la zone sismique sur le choix du système de contreventement.
- L'influence de la hauteur sur le choix du système de contreventement.
- L'influence de la disposition des voiles sur le choix du système de contreventement.

### 3. DEMARCHES ET CONTENU DE L'ETUDE

Pour atteindre les objectifs précédents, il est nécessaire de circonscrire convenablement le domaine de l'étude. Compte tenu de la diversité du tissu urbain existant en ALGERIE, certains choix ont été effectués au préalable. L'étude est orientée vers les structures en

## Introduction générale

---

béton armé contreventées par des portiques et des voiles. Le choix de ce type de structures pour l'étude est à prendre en considération, car celles-ci forment la plus importante catégorie en nombre de bâtiments pour les villes Algériennes. Pour cela, le travail de mémoire est organisé en quatre chapitres :

- Le premier chapitre sera consacré aux généralités sur les séismes et la présentation des différents paramètres qui influencent sur le choix de système de contreventement.
- Le deuxième chapitre sera réservé à la présentation de l'ouvrage, ou on exposera les caractéristiques: géométriques, structurelles de l'ouvrage et les matériaux utilisés, ainsi les références du calcul pour la première proposition et le pré-dimensionnement des éléments, tels que les planchers, et les voiles.
- L'analyse sismique de la structure fera l'objet du troisième chapitre pour s'assurer que nos structures ont un comportement dynamique satisfait aux critères de sécurité imposés par le règlement parasismique Algérien: les déformations inter-étages, l'effet  $P - \Delta$ .
- Le quatrième chapitre sera affecté au traitement de l'influence de la zone sismique, la hauteur, la disposition des voiles sur le choix du système de contreventement.
- Enfin, la conclusion viendra compléter le mémoire. Les documents de support au contenu du mémoire seront joints en Annexe pour références.

# CHAPITRE I

## Généralités sur les séismes et de différents paramètres qui influencent sur le choix de système de contreventement

### I. INTRODUCTION

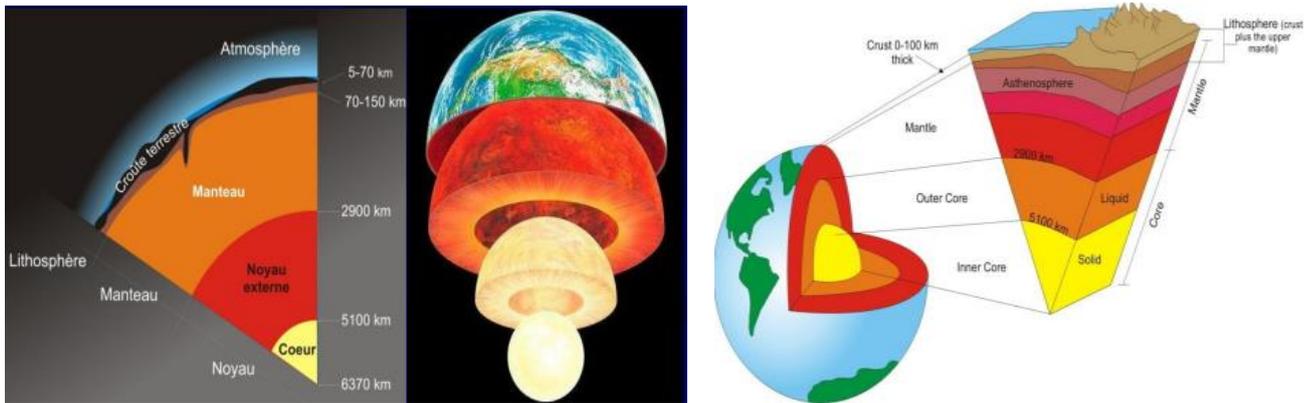
La terre est vivante. Les continents s'assemblent et disloquent, les mers apparaissent et disparaissent, à l'échelle des temps géologiques bien sûr. Il y a quelque 200 à 250 millions d'années, l'océan atlantique n'existait pas, la terre n'était qu'un continent unique, la Pangée entourée d'un océan appelé Panthalassa.

Quelque dizaines de millions d'années plus tard, la Pangée s'est morcelée en plusieurs continents qui ont dérivé lentement jusqu'à leurs positions actuelles.

### I.1 STRUCTURE DE LA TERRE

La terre est constituée d'une succession de couches de composition chimique, de densité et de température différentes.

- ✓ Au centre, le noyau, qui représente 17% du volume terrestre, et qui se divise en noyau interne solide et noyau externe visqueux.
- ✓ Puis se trouve le manteau, qui constitue l'essentiel du volume terrestre, 81%, et qui se divise en manteau inférieur solide et manteau supérieur principalement plastique, mais dont la partie tout à fait supérieure est solide.
- ✓ Vient ensuite la croûte (ou écorce), qui compte pour moins de 2% en volume et qui est solide.



**Figure I-1:** Structure interne de la terre

### I.2 LA SISMICITE

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse plus ou moins violente de la croûte terrestre, résultant de la libération d'une grande quantité d'énergie. Il se traduit en surface par des vibrations du sol qui proviennent de la fracturation des roches en profondeur. En effet, la croûte terrestre se divise en plusieurs plaques tectoniques. Ces plaques bougent de quelques centimètres par année sous l'effet des mouvements de convection du magma à l'intérieur du manteau. Et comme la lithosphère est principalement solide, lorsqu'elle est soumise à des forces internes de la terre, cette partie emmagasine de l'énergie et se déforme graduellement. Lorsque la tension est trop élevée, il se produit une rupture. En somme, un tremblement de terre est le résultat d'une libération brusque d'énergie accumulée par les forces exercées sur les roches. Sur ce, les séismes proviennent de diverses origines.

#### I.2 .1 Classification des séismes

La classification des séismes se base sur un nombre de critères. Les plus importants sont:

- ✓ la profondeur du foyer.
- ✓ l'origine du séisme.
- ✓ l'intensité et la magnitude des séismes.

Selon la profondeur du foyer, on distingue :

- Les séismes superficiels: la profondeur du foyer est inférieure à 60 km.
- Les séismes intermédiaires: le foyer est situé entre 60 et 300 km de profondeur.
- Les séismes profonds: la profondeur du foyer dépasse 300 km.

Selon l'origine du séisme, on distingue les séismes d'origine tectonique et ceux d'origine non-tectonique.

- Les séismes d'origine tectonique sont liés aux mouvements de l'écorce terrestre le long de failles. C'est les plus importants (95 % des séismes enregistrés).

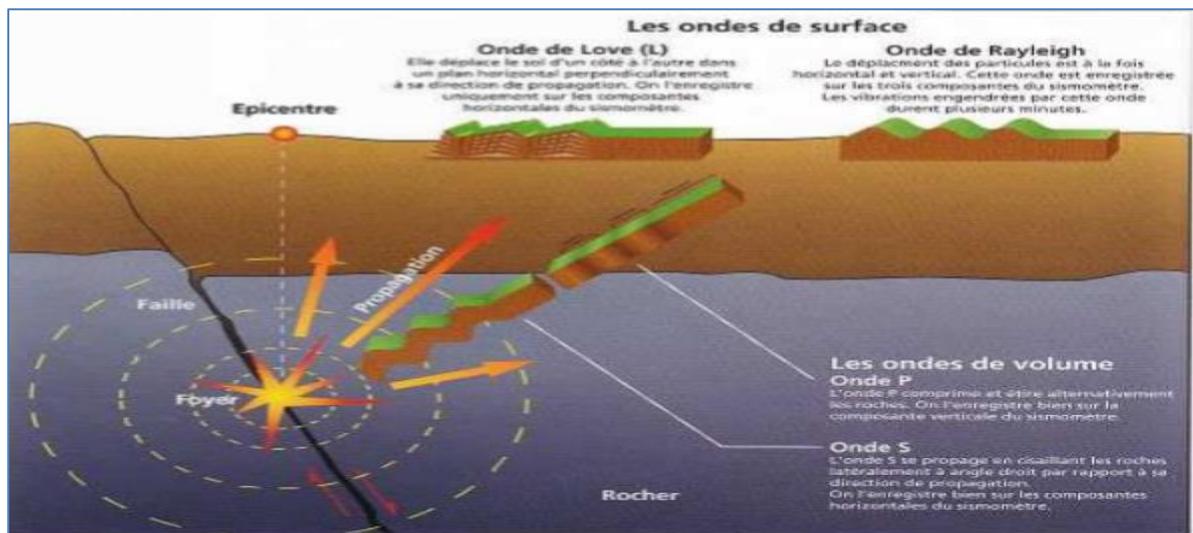
## Chapitre 1

- Les séismes d'origine non-tectonique peuvent être provoqués par des éruptions volcaniques (remontée et dégazage du magma), l'effondrement de cavités souterraines naturelles ou par de gros glissements de terrain. Ces séismes sont en général de faible intensité et concernent des surfaces limitées.
- Les séismes d'origine artificielle sont dus à certaines activités humaines telles que barrages, pompes profonds, extraction minière, explosions souterraines ou nucléaires.

### I.2.2 Les ondes sismiques

Un séisme correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement du sol (rupture) le long d'une faille active, à partir d'un point appelé foyer ou hypocentre.

Le point en surface situé à la verticale de l'hypocentre (foyer) est appelé l'épicentre du séisme. La distance entre ce point et l'endroit d'enregistrement de l'accélérogramme est appelée distance épacentrale. Le processus de rupture peut durer quelques secondes (pour les séismes de courte durée) à quelques dizaines de secondes (pour les séismes de longue durée). Les ondes intéressantes pour le génie civil sont les ondes de volume (P et S) et les ondes de surface (L et R).



**Figure I-2:** Mécanisme de rupture entraînant la propagation d'ondes génératrices de tremblement de terre [1]

**a. Ondes de volume** qui vont traverser la terre. Leur vitesse dépend du matériau traversé et elle augmente avec la profondeur. On distingue deux types d'ondes de volume.

**Ondes P**, ou primaires, qui engendrent des dilatations et des compressions des sols parallèlement à la propagation de l'onde, sont les plus rapides.

## Chapitre 1

**Ondes S, ou secondaires**, provoquent des mouvements du sol perpendiculaire à leur propagation.

**b. Ondes de surface** qui se propagent parallèlement à la surface et qui sont moins rapides que celles de volumes, mais par contre qui peuvent être de plus forte amplitude. Elles se décomposent en deux types :

D'un côté les « **ondes de Love** » dont le déplacement se développe dans un plan horizontal perpendiculaire à la propagation de l'onde et les « **ondes de Rayleigh** » qui provoquent des déplacements complexes aussi bien verticaux qu'horizontaux.

### I.3 DISTRIBUTION MONDIALE DES SEISMES

Les séismes se produisent dans les régions actives du point de vue Géologique (zones de subduction), les zones des dorsales océaniques et les régions de déformation de chaînes de montagnes. Ils se localisent dans les zones de limite des plaques tectoniques. Les zones où se produisent fréquemment des séismes sont dites ceintures sismiques. On connaît trois principales ceintures sismiques à la surface de la terre :

**a. La ceinture circum pacifique** : c'est la zone qui entoure l'océan pacifique. C'est la plus importante zone sismique à la surface de la Terre, et elle libère plus de 80 % de l'énergie sismique de notre planète. Cette chaîne couvre le Chili, le Pérou, l'Amérique Centrale, la région des Caraïbes, le Mexique, Kamtchatka, le Japon, les Philippines, L'Indonésie, la Nouvelle Zélande.... Cette zone coïncide avec les zones de subduction et les foyers des séismes peuvent être profonds.

**La ceinture Alpo-himalayenne**: elle comprend la bande plissée allant des Açores la Birmanie en passant par l'Espagne, le Maroc, l'Algérie, l'Italie, la Turquie, l'Iran, Nord d'Inde et l'Himalaya.

La majorité des séismes de cette ceinture sont superficiels.

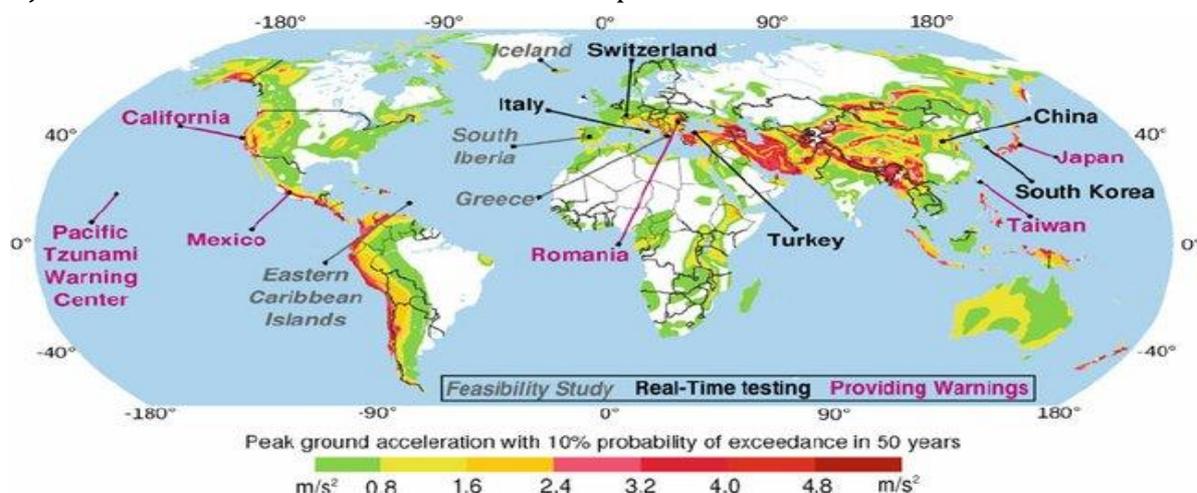


Figure I.3 : Carte de la distribution mondiale des tremblements de Terre [2].

## Chapitre 1

b. **La zone des dorsales océaniques** : des séismes sont localisés le long des dorsales océaniques. Ils sont en général imperceptibles étant donné qu'ils se produisent au milieu des océans [2]

Ce qui suit est un résumé des séismes importants au cours du 21<sup>e</sup> siècle. En termes de décès, le séisme de 2004 en Indonésie a été l'événement le plus destructeur avec environ 227 898 décès, suivi du séisme de 2010 en Haïti avec 160 000 décès, et après le séisme de 2005 au Cachemire avec 87 351.

date	Pays	Magnitude	victimes
26, 12.2004	 Indonésie	9.1	227,898
12,01. 2010	 Haïti	7.0	160,000
12,04. 2008	 Chine	7.9	87,587
8,10. 2005	 Pakistan	7.6	87,351
26,12. 2003	 Iran	6.6	26,271
11,03. 2011	 Japon	9.0	20,896
26,01. 2001	 Inde	7.7	20,085
25,04. 2015	 Népal	7.8	8,964
26,05. 2006	 Indonésie	6.4	5,782
28,09. 2018	 Indonésie	7.5	4,340
April 13, 2010	 Chine	6.9	2,968
21,05. 2003	 Algérie	6.8	2,266
14,08. 2021	 Haïti	7.2	2,248

**Tableau I.1** : quelques exemples d'événements sismiques récents liés à des pays [3].

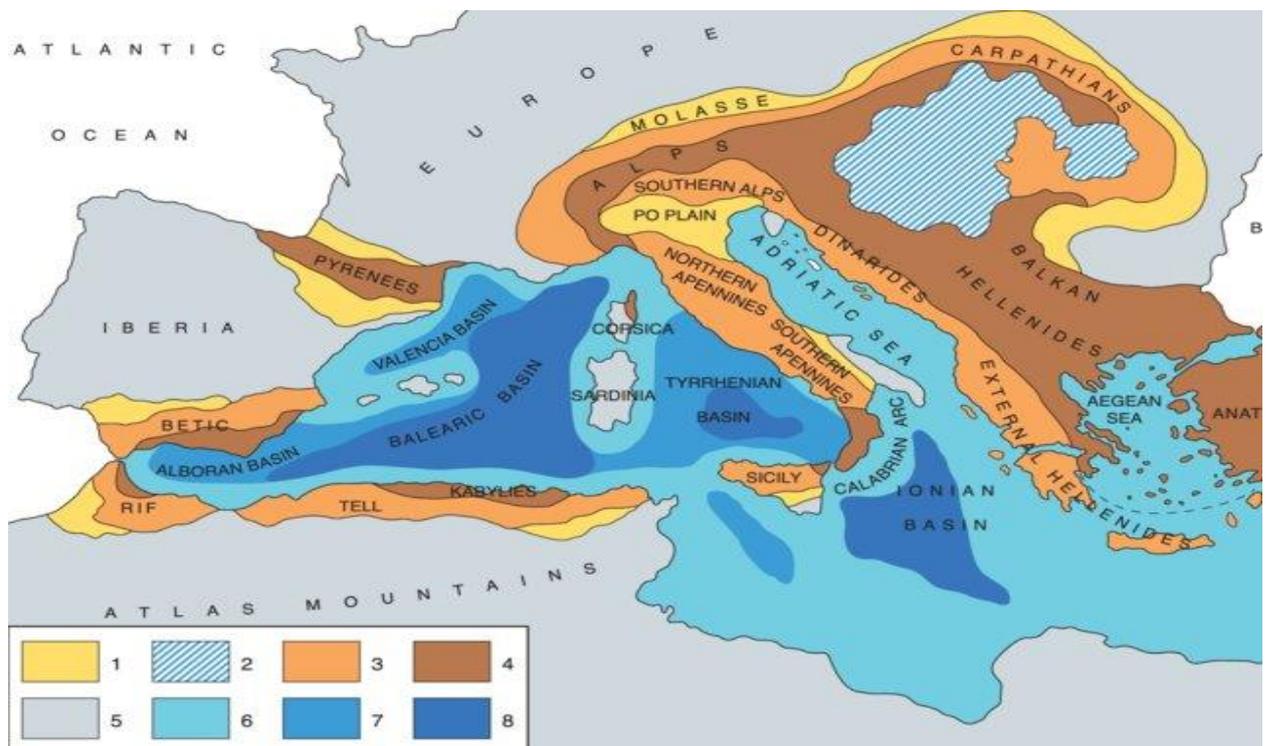
## Chapitre 1

Le séisme et le tsunami de Tōhoku en 2011 sont devenus la catastrophe naturelle la plus coûteuse, entraînant environ 360 milliards de dollars de dégâts matériels à l'époque, suivis du tremblement de terre du Sichuan en 2008 qui a entraîné au moins 150 milliards de dollars de dégâts.

### I.4 LA SISMICITE DANS LA ZONE MEDITERRANEE

La zone méditerranéenne est comprise entre 30° à 45° en latitude et -30° à 30° en longitude. Cette dernière est une mer dite intercontinentale, d'où son nom: "mare medi terra" en latin signifiant "mer aux milieux des terres". En effet, elle est entourée par le continent africain, l'Europe et l'Asie. La méditerranée est presque fermée entièrement, le détroit de Gibraltar permet une ouverture vers l'océan Atlantique. Elle a une superficie d'environ 2,5 millions de kilomètres carrés.

Durant ces dernières années, de nombreux séismes ont eu lieu en méditerranée. Ceux-ci ont des magnitudes comprises entre 0 et 7. Ceci s'explique par le fait que la méditerranée est située à la limite de deux grandes plaques: la plaque eurasiennne et la plaque africaine. Ces dernières se reprochent, elles créent donc des collisions continentales et des subductions.



1) Neogene foredeeps. 2) Pannonian back-arc basin. 3) Neogene thrust belts. 4) Cretaceous thrust belts. 5) Stable continental blocks. 6) Mediterranean continental crust. 7) Mediterranean thinned continental crust. 8) Oceanic crust.

**Figure I.4:** Carte géologique de la méditerranée [4]

## Chapitre 1

C'est pourquoi la région est une zone à forte sismicité, et est secouée par des activités volcaniques comme le Vésuve, l'Etna... Les mouvements de ces plaques provoquent des séismes en Italie, Sicile, Grèce... qui sont les plus touchés.

Toutefois des chercheurs ont effectué des recherches sur ses séismes ayant eu lieu dans cette zone de 2002 à 2009. Ils ont tout d'abord intéressé au séisme reçu par des bases de données mondiales reconnues a pour but d'observer, identifier et analyser les séismes présents mondialement. Il va alors centraliser et archiver les données. Celles-ci sont accessibles pour tous.



**Figure I.5:** carte de la méditerranée présentant distribution spatiale des séismes historiques survenus dans la région méditerranéenne [5]

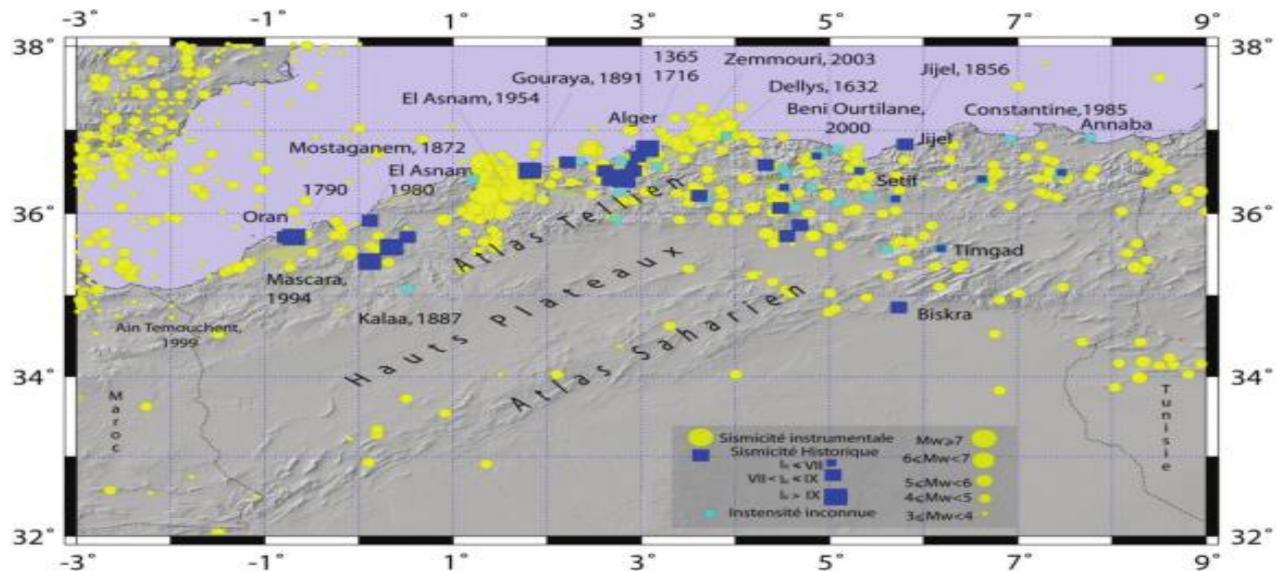
La figure (1.5) représente la distribution de 65 séismes survenus dans la région méditerranéenne entre 1908 et 2014, avec une intensité épicentrale  $I \geq VI$  (voir TAB 1), répartis sur neuf pays : Algérie (25 événements) Italie (12 événements) ; Grèce (11 événements); Turquie (11 événements ) ; Maroc (deux événements ) ; Espagne (deux événements ) ; et la France, la Libye (un événement chacun) .

### I.5 LA SISMICITE EN ALGERIE

La sismicité de l'Algérie du Nord est connue depuis 1365, date de séisme qui frappe la ville d'Alger (tableau 2). Les nombreux travaux qui se sont intéressés à l'historique de la sismicité ont permis la réalisation de plusieurs catalogues. Ces catalogues montrent que la sismicité est concentrée dans la

## Chapitre 1

région nord du pays c'est à dire dans la bande comprise entre la région littorale et la région de la flexure sud atlasique, et des frontières marocaines jusqu'aux frontières tunisiennes. Fig 1. 6



**Figure I.6.** Carte de la sismicité historique de 1359 à 1895 (Harbi, 2006) avec la sismicité instrumentale du Nord de l'Algérie de 1900 à 2005 (Sources, ISC). [6]

### I.5.1 Principaux Séismes connus en Algérie

L'étude de la sismicité historique montre enfin que les séismes importants ont souvent occasionné des dégâts importants et entraîné la perte de milliers de personnes. Cela s'explique aujourd'hui par l'inadéquation du type de construction de l'époque, non adapté aux normes requises pour des régions concernées par les séismes.

Lieu	Date	I	M	profondeur	Victimes	Bâtiments détruits	Coûts des dommages \$Mill
Alger	03/01/1365	X			Plusieurs	101 à1000	5.000 à 24.000
Alger	10/03/1673	X			20 000		
Mitidja	03/02/1716				2000		< 1 .000
Oran	09/10/1790	X			7000	101 à1000	5.000 à 24.000
Blida	02/03/1825	X				≥1001	>25.000
Djidjelli	22/08/1856	X			3		
Aurès	16/11/1869	IX			30	101 à1000	1.000 à 5.000
Gouraya	15/01/1891	X			38	75	1.000 à 5.000
Aumale	24/06/1910	VIII	6,6	33	81		
Orléansville	09/09/1954	X	6,7		1243	20000	6.000
El Asnam	10/10/1980	X	7,3	10	2633	25000	5200.000
Constantine	27/10/1985	VIII	6,0	10	10		< 1 .000
Tipaza	29/10/1989	VIII	6,0	6	22		5.000
Boumerdes -Alger	21/05/2003	X	6,8	12	2300	43000	5000.000

**Tableau I.2.** Principaux séismes d'Algérie (1365–2005) [5]

## Chapitre 1

Il faut cependant signaler que ce n'est qu'à la trentaine années siècle que sont apparus les premiers édifices répondant à des normes techniques scientifiques dites parasismiques, permettant aujourd'hui de vivre dans certains pays développés sans risquer trop de dommages.

### I.5.2 Réglementation parasismique en Algérie :

La réglementation technique de la construction à travers le monde a été et reste fortement marquée par l'expérience acquise suite aux différents événements survenus dans chacune des régions concernées par le phénomène sismique d'une part et la conjoncture socio- économique d'un pays d'autre part. La définition du niveau de risque normal (acceptable) n'est pas seulement du ressort des techniciens, les politiciens ont également leur part de décision. Ce qui conduit à l'élaboration de systèmes propres à chaque pays, diversifiés aussi bien par leur appellation, leur force de loi que dans leur contenu.

En Algérie, l'origine de la réglementation parasismique visant à assurer la stabilité des constructions vis-à-vis du séisme remonte à l'événement de 1716. Survenu à Alger après le séisme d'Orléanville en 1954, une deuxième action préventive ayant pour effet d'atténuer les conséquences du séisme sur les constructions, était annoncée sous forme de recommandations AS55, ces dernières ont été mises à l'épreuve lors du séisme d'Agadir survenu en 1960, les dommages occasionnés aux constructions sur lesquelles ces recommandations ont été appliquées ont révélé les insuffisances des précautions édictées par ce premier document.

Année	Séisme au Maghreb	Parution de
1716 1954	Alger Orléans ville Algérie	Mesures parasismiques – <b>Dey CHAOUCH Alger</b> Recommandations de constructions parasismique <b>AS 55</b>
1980 1985 1989	El Asnam-Algérie Constantine-Algérie Tipaza-Algérie	«Addenda 02/82»au <b>PS 69</b> -Règles parasismiques Algériennes <b>RPA 81 et 83</b> Révision en <b>RPA88</b>
1999	Ain Témouchent- Algérie	Révision du zonage en <b>RPA99</b>
2003	Boumerdes-Algérie	Révision du <b>RPA99</b> en <b>RPA2003</b>

**Tableau I.3 : L'apparition du règlement parasismique en Algérie**

La synthèse des dommages observés sur les constructions d'Orléanville en 1954 et d'Agadir a donné naissance aux premières règles parasismiques Françaises, sous l'appellation les règles parasismiques 69 (PS69), néanmoins leur application en Algérie n'était pas imposée à toutes les constructions. Par la suite, et pour s'attaquer plus profondément au problème, une convention CTC/Université de Stanford-Californie a permis pendant la période1976-1979 de produire une étude et des cartes d'aléas sismiques à l'échelle nationale avec des périodes de retour de 100, 200

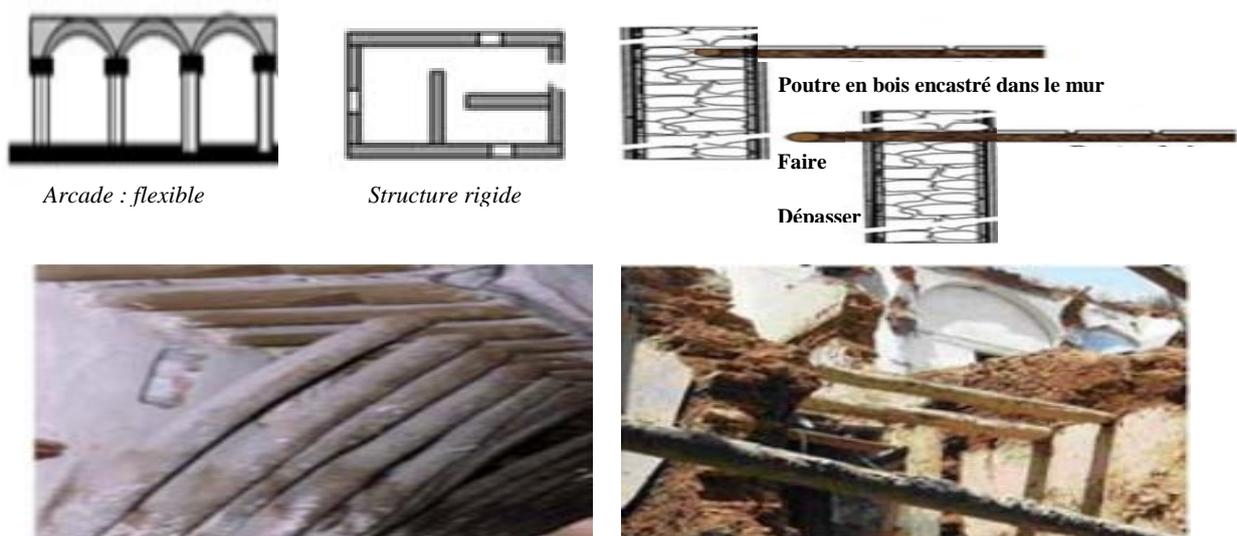
## Chapitre 1

et 500 ans. Ces cartes ont servi à l'élaboration de la carte de macro-zonage sismique qui est les premières dispositions parasismiques algériennes après l'indépendance ont été introduites en 1981 (RPA81) après le séisme de Chlef en 1980 qui fut suivie par le RPA81 version de 1983. Les exigences ont été accrues dans les générations de normes suivantes, de 1988, 1999, et 2003 (version en vigueur) pour tenir compte des nouvelles connaissances en génie parasismique et en sismologie. donc cette section présente l'évolution des normes de construction parasismique au fil de temps et les principaux changements et modifications élaborés ,et de même que celles qui seront en vigueur au cours des prochaines années.

### a. Mesures parasismiques Dey d'Alger « Chaouch »

Historiquement les premières mesures parasismiques sont celles prises par le Dey Ali chaouch d'Alger en 1717, après le séisme d'Alger de 1716, et d'après les désordres constatés, ces mesures parasismiques concernent :- Structure en maçonnerie porteuse.

- Structure flexible : Type arcade
- Planchers constitués par des poutres en bois en saillie des murs sur lesquels elles sont posées.
- Les baies
- Renforts en bois pour les encorbellements.



**Figure.I.7.** les typologies existantes et les confortements proposés en 1716

#### • Points à retenir :

- Pas de calcul
- Pas de zonage sismique
- Pas de coefficients et paramètres sismiques
- Distinction entre type de contreventement :  
Structure rigide : CV par refends.  
Structure flexible : Ossature déformable.

## Chapitre 1

- Recommandation de faire dépasser les poutres : Eviter la perte d'appui
- Raidisseurs au droit des ouvertures : les baies
- Disposition constructive pour les éléments qui seront appelés «secondaires» :

Ces renforts souvent appelés jambages contribuent sous l'action sismique de réduire l'effet dynamique local sous le séisme vertical.

### b. Les recommandations AS55

Après le séisme d'El Assnam 1954 :Le premier code parasismique « Recommandations AS55 » a été créé après le séisme de 1954 de Chlef (El Asnam ). Les recommandations AS55 (Mai 1955) ont été «appliquées pour la construction après le séisme.

- **carte de zonage sismique de l'Algérie**

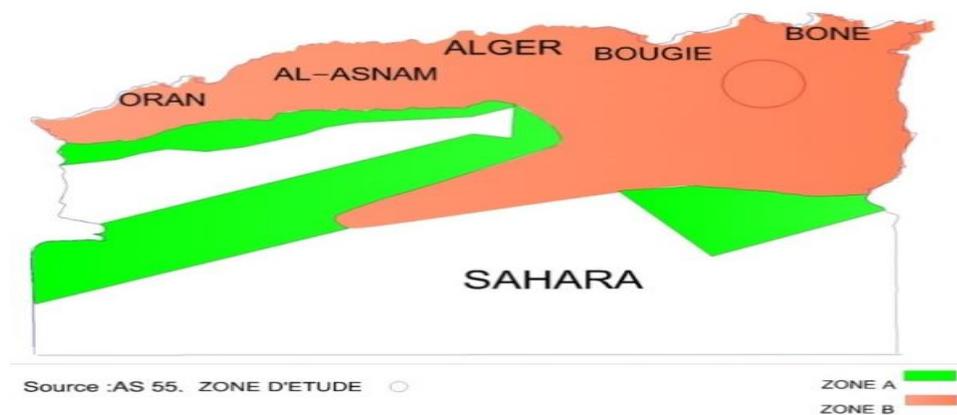


Figure I-8: l'ancienne carte de zonage sismique de l'Algérie.

### c. Apparition des règles parasismiques après AS55 :

Après les bases primaires données par les AS55 l'Algérie a connu succinctement :

- **le règlement PS 69:**

Les règles PS69 ont été élaborées après le tremblement de terre d'Agadir 1960.

- **la naissance des RPA :**

- Mise en place de la réglementation parasismique par la mise en œuvre de la carte microsismique de l'Algérie : De 1976 à 1978. Préparation du 1er RPA 80 avec l'université de Stanford
- Le séisme du 10 Octobre 1980 apporta son « accélération » pour donner naissance au premier RPA 80 qui va cohabiter avec le PS69 qui reçoit l'addenda 82.
- Les « Règles parasismiques Algérienne 1981 Version 1983 » est un document élaboré sur l'étude de sismicité de l'Algérie et du projet de règlement en collaboration de l'université de Stanford et des remarques des experts de Socotec, B.R.I Japon, CSTB, de Roumanie et Yougoslavie.
- Le RPA 88 est érigé « Document Technique Règlementaire : DTR B-C 2-48 » par arrêté n° 61

# Chapitre 1

portant approbation du règlement parasismique Algérien version 1988 (RPA 88).

- Le séisme de Témouchent de 1999 donna la version RPA99. Les principales modifications sont :

- Revue : Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique spectrale
- Mise en chapitres des fondations et des matériaux

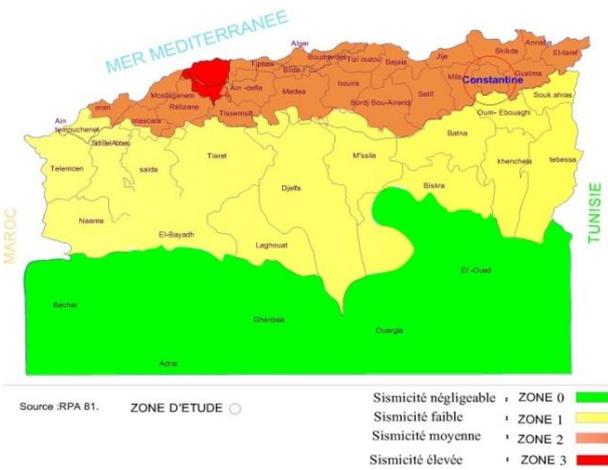
- Le séisme de Boumerdes/Alger 2003 est la 5ème version dite RPA99/version 2003 RPA99/2003 – Principales modifications :

- **Reconnaissance et Etudes de Sol, Etudes de sol sont obligatoires**

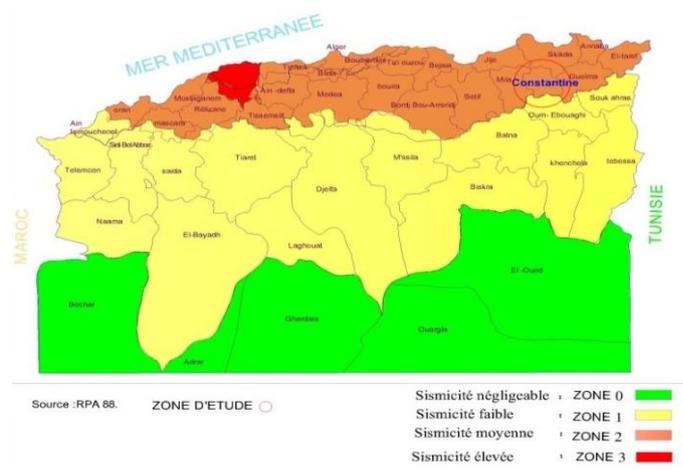
Sauf pour R+2 au maximum ou 11m de hauteur moyenne (Surface des planchers : 400m<sup>2</sup>).

**Classification des Zones Sismiques. Passage à 5 zones:** La zone II éclatée en 2 sous zones

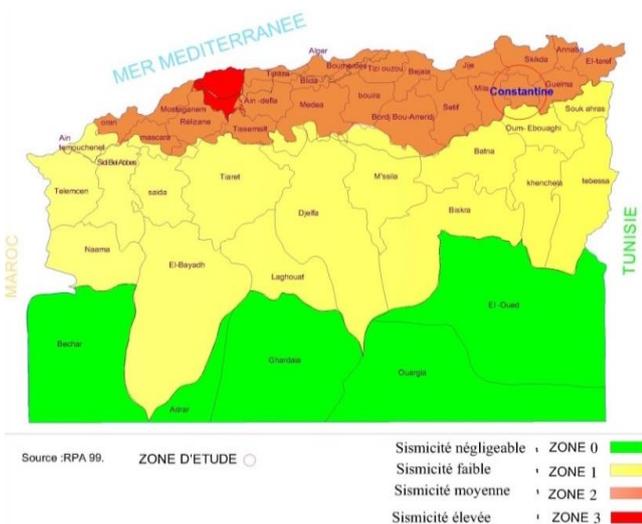
- **cartes de zonage sismique**



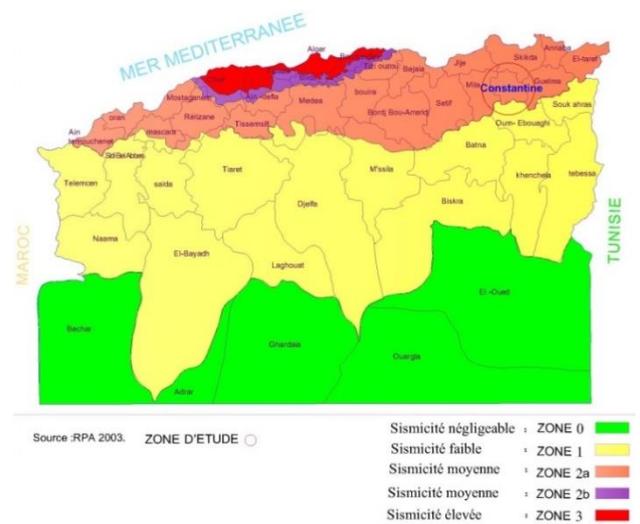
**Figure I.9 :** Carte de zonage de l'Algérie (RPA 81)



**Figure I.10 :** carte de zonage de l'Algérie (RPA 88)



**Figure I.11 :** carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99)



**Figure I.12 :** la nouvelle carte de zonage sismique de l'Algérie (RPA 99/ v 2003)

### I.6 Paramètres influençant sur la capacité en résistance et en ductilité d'une structure béton armé

#### I.6.1 Notions théoriques de base

Les propriétés structurelles spécifiques prises en considération dans la conception parasismique paramètres qui caractérisent le comportement post élastique de la structure sont la rigidité, la résistance et la ductilité.

##### a. Rigidité d'une structure

Vis à vis des mouvements du sol, les structures se comportent comme des oscillateurs dont les modes propres d'oscillation dépendent notamment de la raideur (ou rigidité) des éléments de la structure.

La rigidité est définie comme étant le rapport entre la force et la déformation d'une structure. La raideur des différents éléments de la structure est un des paramètres fondamentaux du comportement dynamique des structures qui doit être pris en considération par le projet architectural en amont des calculs de vérification. La raideur des éléments constructifs est fonction de quatre paramètres sur lesquels le concepteur de la structure peut agir.

- La nature des liaisons (articulations, encastrement...) conditionne la raideur .Elle est représentée par un coefficient de symbole « n ». Exemple : la flèche est beaucoup plus importante pour les poutres articulées que pour les poutres encastrées, le coefficient n'est plus élevé pour les encastremets.
- L'inertie des sections (dans le sens de la sollicitation) conditionne la raideur de l'élément. Le paramètre « inertie des sections » de la raideur est un élément prépondérant pour la conception des structures, en effet, la raideur croît selon le cube de la dimension considérée, ce qui est énorme, nous verrons que, mal maîtrisé, ce paramètre est à l'origine de la plupart des dommages dont l'origine est une mauvaise conception de la structure.

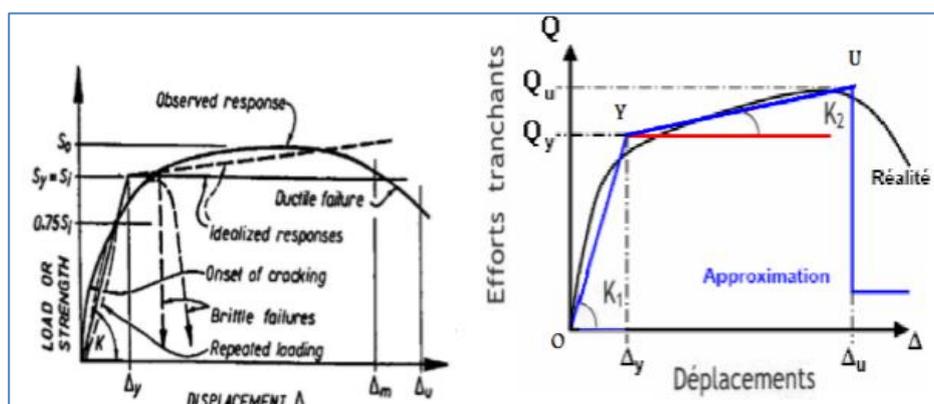


Figure I.13: la relation non linéaire entre les forces appliquées et les déplacements [7].

- Le matériau (module de déformation) conditionne la raideur. La raideur croît avec le module de déformation du matériau.
- La longueur des éléments conditionne la raideur (on considèrera la hauteur des éléments porteurs dans le cas des structures verticales soumises à l'action horizontale d'un séisme).

### **b. Capacité en Résistance d'une structure**

La résistance signifie que la structure doit avoir une force suffisante pour résister aux actions internes générées lors de la réponse dynamique élastique de la structure.

Le critère de résistance est traditionnellement introduit comme un but primordial dans le dimensionnement parasismique; la structure doit donc satisfaire ce critère à travers la relation suivante : demande de Résistance  $\leq$  capacité de Résistance les deux termes de l'équation sont déterminés respectivement à partir de l'action sismique et la configuration structurelle. La demande de résistance peut être déterminée en utilisant plusieurs méthodes, et elle dépend du :

- type de séisme, se référant à son intensité, durée, période, etc.
- type de structure
- spectre de dimensionnement, tiré du spectre élastique en utilisant le facteur de réduction de force R.

Les étapes nécessaires pour déterminer la capacité de résistance sont comme suit :

- établir un mécanisme favorisant la rotation au niveau des poutres reconnu comme le mécanisme le moins exigeant si la notion de ductilité est considérée en respectant l'approche poteau fort.
- poutre faible.
- Identifier les sections critiques ou dissipatives d'énergie, leur fournir le ferrailage nécessaire de résistance et de confinement afin de leur conférer l'aptitude ductile requise.
- dimensionner les régions préalablement conçues comme élastiques de façon à éviter la migration accidentelle des déformations plastiques.

### **c. Capacité en Ductilité d'une structure**

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure de supporter de larges déformations dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de résistance. Plusieurs règlements exigent à ce que ces structures aient la capacité de résistance garantissant le niveau de demande de ductilité résultant.

Pour les portiques auto stables, la plastification préférée est celle causée par un comportement flexionnel que celles causées par l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence

## Chapitre 1

qui sont à éviter, vu qu'elles conduisent à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie. Cet objet est atteint si le critère de ductilité est satisfait :

Demande de ductilité  $\leq$  capacité de ductilité

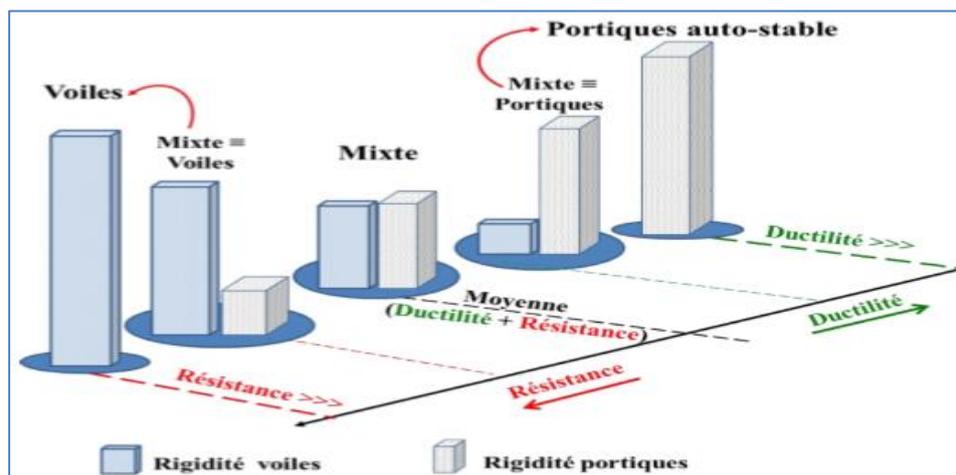
Les récents développements dans la conception parasismique incluent le fait de doter la structure d'une ductilité suffisante comme il est recommandé pour la rigidité et la résistance. Pour ce, une méthodologie claire et cohérente pour le contrôle direct de ductilité doit être développée.

### I.6.2 L'influence du système structurel (portiques et voiles) sur la capacité en résistance et en ductilité d'une structure en béton armé [6]

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible. Par ailleurs, ce système doit être suffisamment redondant de façon à assurer une marge importante entre la limite d'élasticité et le seuil de rupture de la structure. Une attention particulière doit être accordée à l'étude et à la réalisation de tous les assemblages, en tenant compte des conséquences que peut avoir toute défaillance à ce niveau sur le comportement de la structure.

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

Les systèmes de contreventement retenus dans les présentes règles sont classés selon les catégories suivantes :



**Figure I.14** : l'influence du système structurel sur la capacité en résistance et en ductilité d'une structure en béton armé

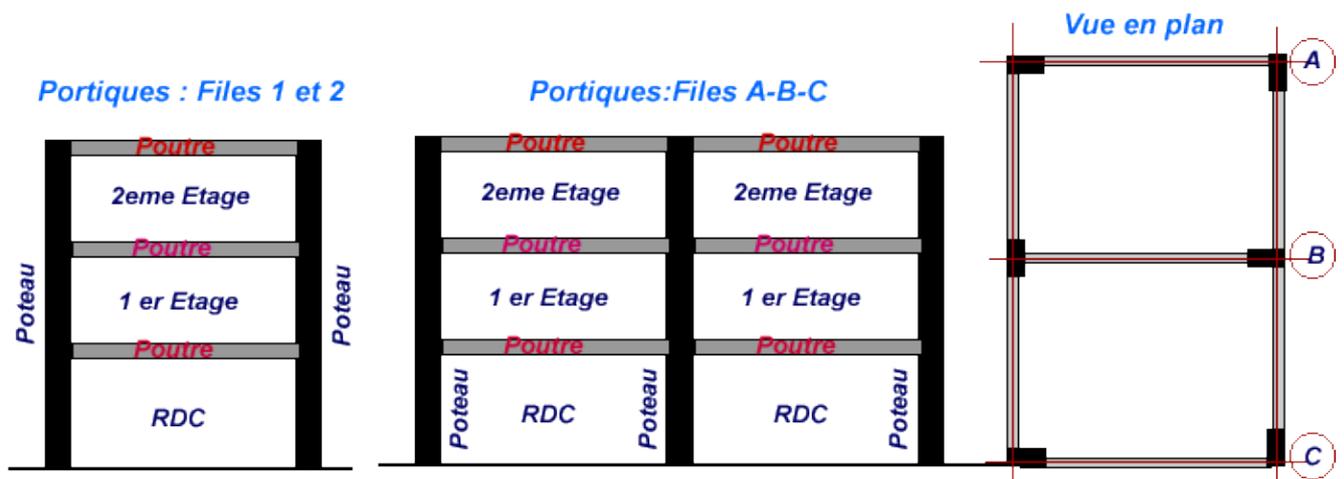
La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de

## Chapitre 1

comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

### a. Les structures en portiques

Un portique est une structure élémentaire, constituée de deux montants supportant une traverse, ces trois éléments ayant leurs axes contenus dans un même plan. Sa fonction structurelle est de partager les charges qui s'appliquent sur lui en les transmettant vers ses fondations, pour générer un espace dégagé.

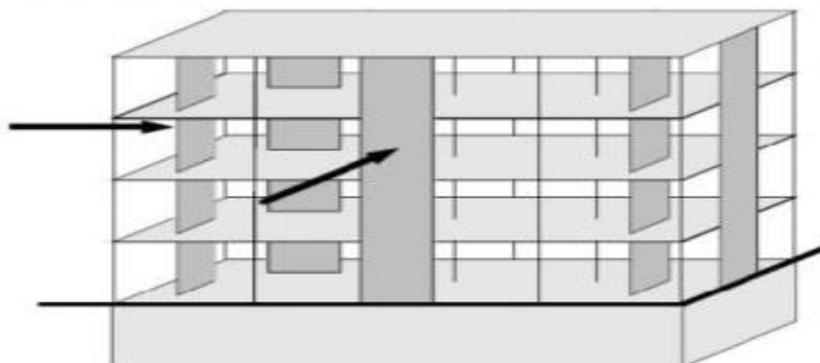


**Figure I.15:** Contreventement portique ou ossature poteaux/poutre

Ce système est caractérisé par sa haute capacité en ductilité (elle subit à des déplacements importants avant l'endommagement).

### b. Les structures mixtes (Portiques et voiles)

C'est le système structural composé de portiques et de voiles.



**Figure I.16:** Contreventement mixte (Portiques et voiles)

Les bâtiments formés par l'interaction des portiques et des voiles en béton armé sont connus sous le nom d'un système mixte ou hybride. Généralement, les voiles supportent la majorité

des charges sismiques et une partie des charges verticales, cependant les portiques supportent une partie des charges horizontales et le reste des charges verticales revenant. Aujourd'hui, la majorité des constructions en zone sismique emploie largement ce type de contreventement. La résistance aux efforts sismiques est assurée par les voiles et les portiques, proportionnellement à leurs rigidités respectives.

On distinguera trois cas :

**-Les systèmes à contreventement mixte équivalent à une ossature :** On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement ou totalement par les portiques (structure primaire); vu que la rigidité des portiques est importante par rapport à la rigidité des voiles. Dans ce cas, on considère que la structure a une capacité en ductilité importante avec une capacité en résistance moyennement faible.

**-Les systèmes à contreventement mixte :** charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;.(RPA).

Dans ce cas, on considère que la structure a une capacité en ductilité importante avec une capacité en résistance moyennement faible.

**-Les systèmes à contreventement mixte équivalent à des voiles :** On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement ou totalement par les voiles (structure primaire); vu que la rigidité des voiles est importante par rapport à la rigidité des portiques. Dans ce cas, on considère que la structure a une capacité en résistance très élevée avec une capacité en ductilité moyennement faible.

### c. Les structures en voiles

Le système est constitué de plusieurs murs isolés ou couplés. Les voiles sont couramment utilisés dans les édifices élancés en B.A compte tenu de leur comportement, considéré satisfaisant vis-à-vis des forces latérales (le séisme). Leur grande résistance et leur rigidité contribuent à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements inter-étages excessifs. Reprenant la plus grande partie des efforts latéraux, ils améliorent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Pour ce faire certaines cloisons sont remplacées par des voiles, et ce de préférence dans le sens de la longueur et de la largeur de la construction qui sont les directions principales du plan. Dans le sens de la longueur, le contreventement est dit "longitudinal". Dans le sens de la largeur, il est dit "transversal".

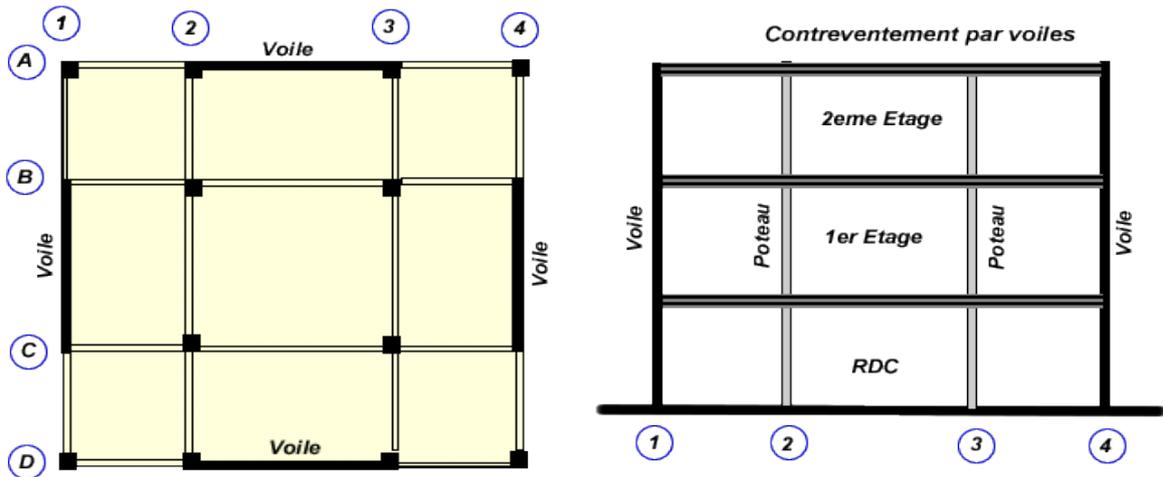


Figure I.17: Les structures en voiles.

### I.6.3 Présentations des courbes de capacité en résistance et en ductilité

La courbe de capacité (en bleu) : représente le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet ( $u_t$ ) et en ordonnée l'effort tranchant à la base ( $V_b$ ).

La demande sismique (en rouge): représente la sollicitation apportée par le séisme.

Le principe de la méthode consiste à superposer une courbe représentant la capacité en résistance d'une structure issue d'une analyse non linéaire (push-over) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (demande sismique). L'intersection de ces courbes permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira (point de performance).

La figure. I.18 : montre l'influence de la capacité en résistance et en ductilité sur le choix du système de contreventement.

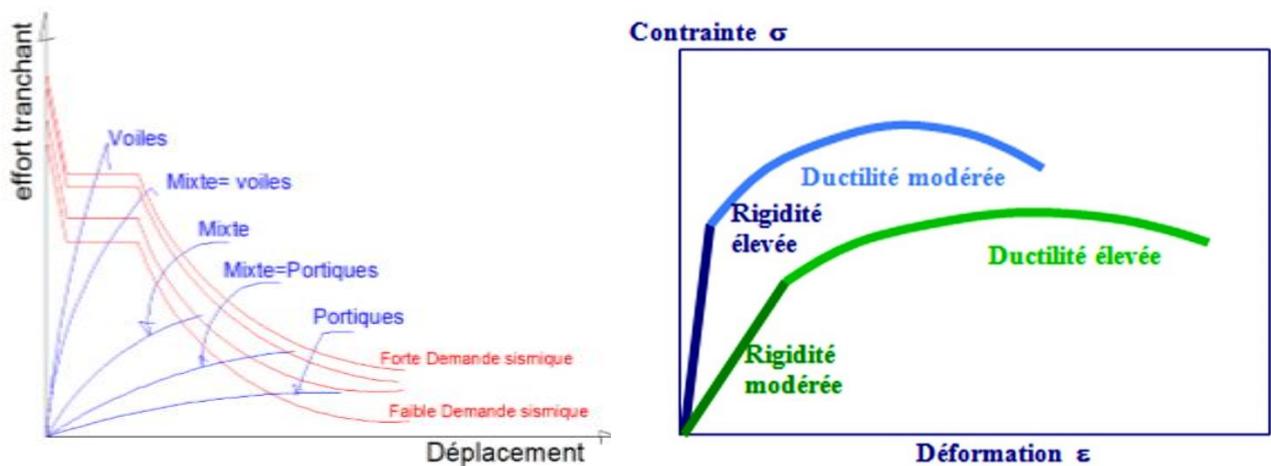


Figure I.18: l'influence de la capacité en résistance et en ductilité sur le choix du système de contreventement

### a. les structures en portiques auto-stables

Les structures en portique sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales. Généralement, dans les zones de moyen à faible sismicité, les bâtiments en béton armé se composent en portiques auto stables tridimensionnelles, qui sont liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

À cause de capacité en ductilité élevée avec une capacité en résistance moyennement faible, ce système peut supporter :

- lorsque la demande sismique est faible (l'intensité de l'action sismique), la capacité en résistance et en ductilité de ces structures peut supporter cette demande sismique même pour des hauteurs élevées, mais a une hauteur limitée.
- lorsque la demande sismique augmente, la capacité en résistance et en ductilité de ces structures ne satisfait pas à la demande sismique que pour des hauteurs faibles.

### b. les structures mixtes

#### - Les systèmes à contreventement mixte équivalent à une ossature :

Ce système peut supporter de fortes demandes sismiques même pour des hauteurs élevées sachant qu'il subira des déplacements avancés à cause de sa haute ductilité (il entre dans le domaine plastique) sans perdre sa capacité en résistance.

#### - Les systèmes à contreventement mixte :

Ce système satisfait à n'importe quelle demande sismique; mais a des hauteurs limitées à cause de capacité en ductilité et en résistance moyenne.

#### - Les systèmes à contreventement mixte équivalent à des voiles :

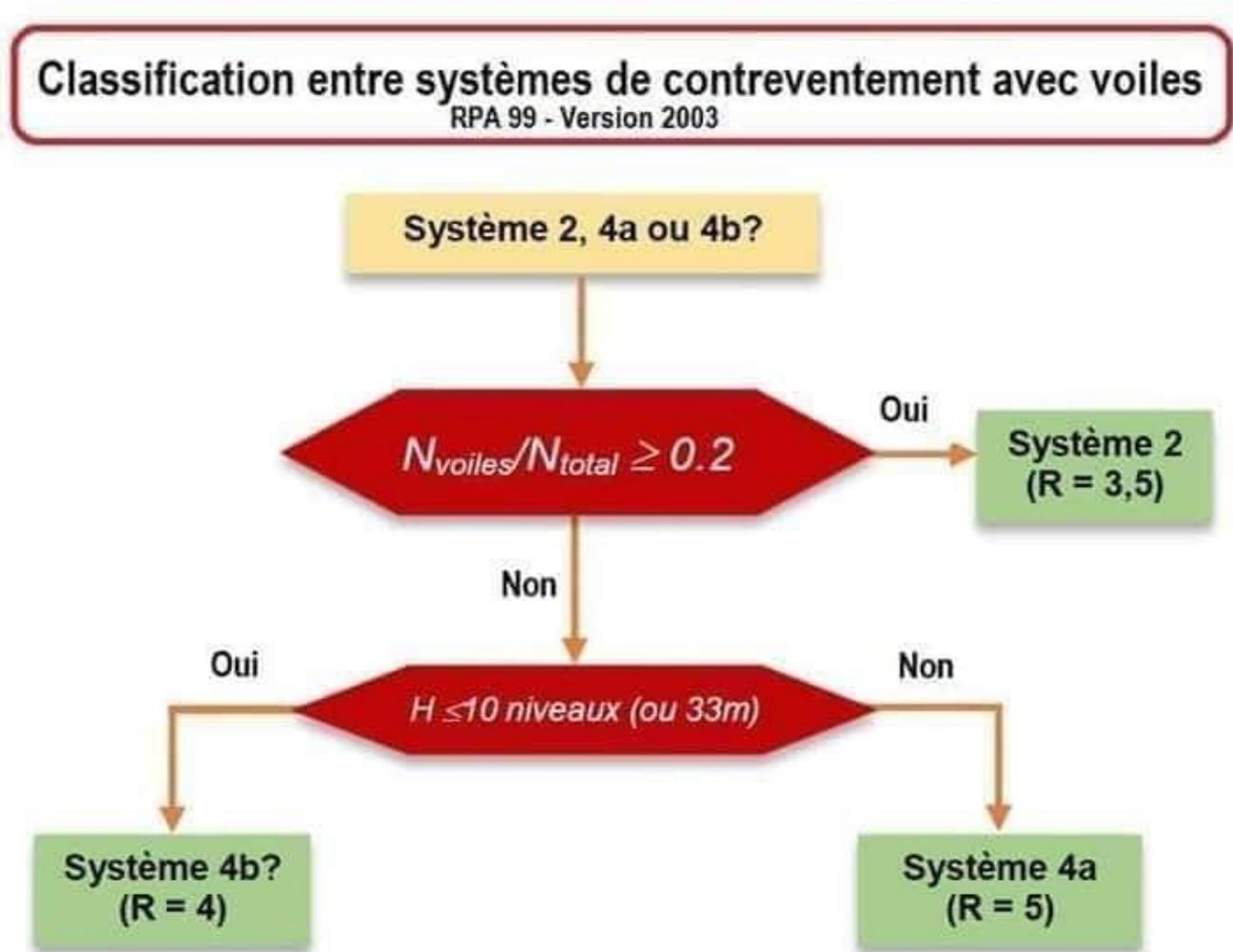
Ce système peut supporter de fortes demandes sismiques même pour des hauteurs élevées sachant qu'il subira à de faibles déplacements à cause de sa haute capacité en résistance.

### c. Les structures en voiles

À cause de capacité en résistance élevée avec une capacité en ductilité moyennement faible, ce système satisfait à n'importe quelle demande sismique.

## I.7 Critères de classification des systèmes de contreventement selon le R.P.A en fonction de la capacité en résistance et en ductilité

Figure I.19 montre les différents systèmes de contreventement proposés le Règlement parasismique Algérien R.P.A99/2003 avec les valeurs attribuées au coefficient de comportement R :



**Figure I-19:** les différents systèmes de contreventement du RPA avec les valeurs attribuées au coefficient de comportement R [8].

### I.7.1 Système 1: Les structures en portiques

#### a. Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques)

Par ailleurs les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23 m

En zone I, 5 niveaux ou 17m en zone II et 2 niveaux ou 8m en zone III.

La valeur du coefficient de comportement R attribué à ce système est R=5.

### **b. Portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide**

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveau ou une deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieur est tolérée; Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux-poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie - structure ).

En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage (portique auto-stable).

Les bâtiments concernés ne doivent par ailleurs pas dépasser 6 niveaux ou 20m. En zone I et II et 2 niveaux ou 8m en zone III.

La valeur du coefficient de comportement R attribué à ce système est  $R=3.5$ .

#### **1.7.2 Système 2: Contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé [6]**

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

La valeur du coefficient de comportement R attribué à ce système est  $R=3.5$ .

#### **1.7.3 Système 4.a: Contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles [6]**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

La valeur du coefficient de comportement R attribué à ce système est  $R=5$

### **I.7.4 Système 4.b: Contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé**

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement, les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum. La valeur du coefficient de comportement  $R$  attribué à ce système est  $R=4$ .

# CHAPITRE II

## La présentation de l'ouvrage

### II.1 INTRODUCTION :

L'objet de notre travail est l'étude d'un bâtiment en béton armé, qui nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur en génie civil prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. À cet effet nous allons définir dans ce présent chapitre les différents éléments et matériaux constituant l'ouvrage à étudier en mentionnant les règles de calculs avec une préalable description de notre projet. Ce travail porte sur l'étude des bâtiments en béton armé (RDC+ 4, RDC+8 et RDC+10) à usage d'habitation.

### II.2 PRESENTATION DES STRUCTURES ETUDIEES

On propose dans ce projet trois structures types de bâtiment en béton armé; ces structures ont 5 niveaux (R+4), 9 niveaux (R+8) et 11 niveaux (R+10) sur une emprise au sol de 426.15m<sup>2</sup>.

La contrainte admissible du sol varie entre 2.3 et 3 bars, donc la contrainte à prendre en considération est égale :  $\bar{\sigma}_s=2.3$  bares.

#### II.2.1 Caractéristiques géométriques

Tableau II.1 : Caractéristiques géométriques de structures étudiées		
En élévation	Hauteur totale de la super- structure <b>R+10</b> .....	<b>33.66m</b>
	Hauteur totale de la super- structure <b>R+8</b> .....	<b>27.54m</b>
	Hauteur totale de la super- structure <b>R+4</b> .....	<b>15.30m</b>
	Hauteur du RDC ( <b>Commerce</b> ) .....	<b>3.06 m</b>
	Hauteur de l'étage courant ( <b>Habitation</b> ).....	<b>3.06 m</b>
En plan	Longueur total(L <sub>x</sub> ).....	23.85m
	Largeur total(L <sub>y</sub> ).....	17.90m

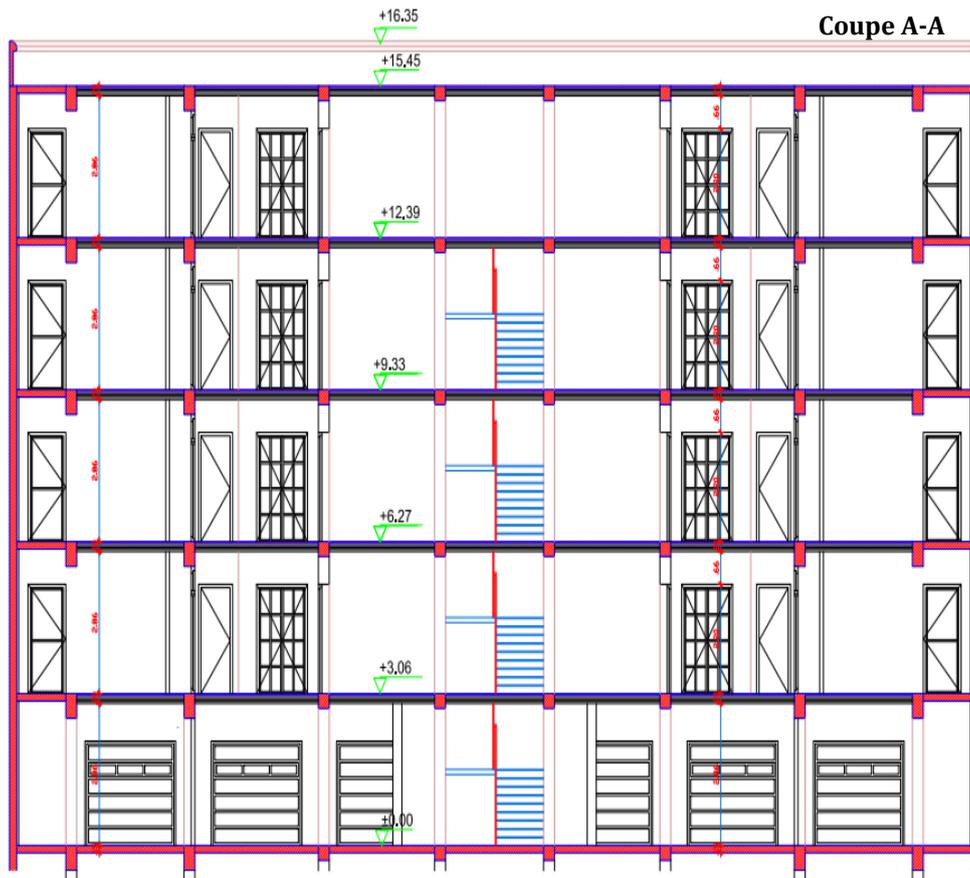


Figure II.1 : Dimensions en élévation ( exemple bâtiment R+4)

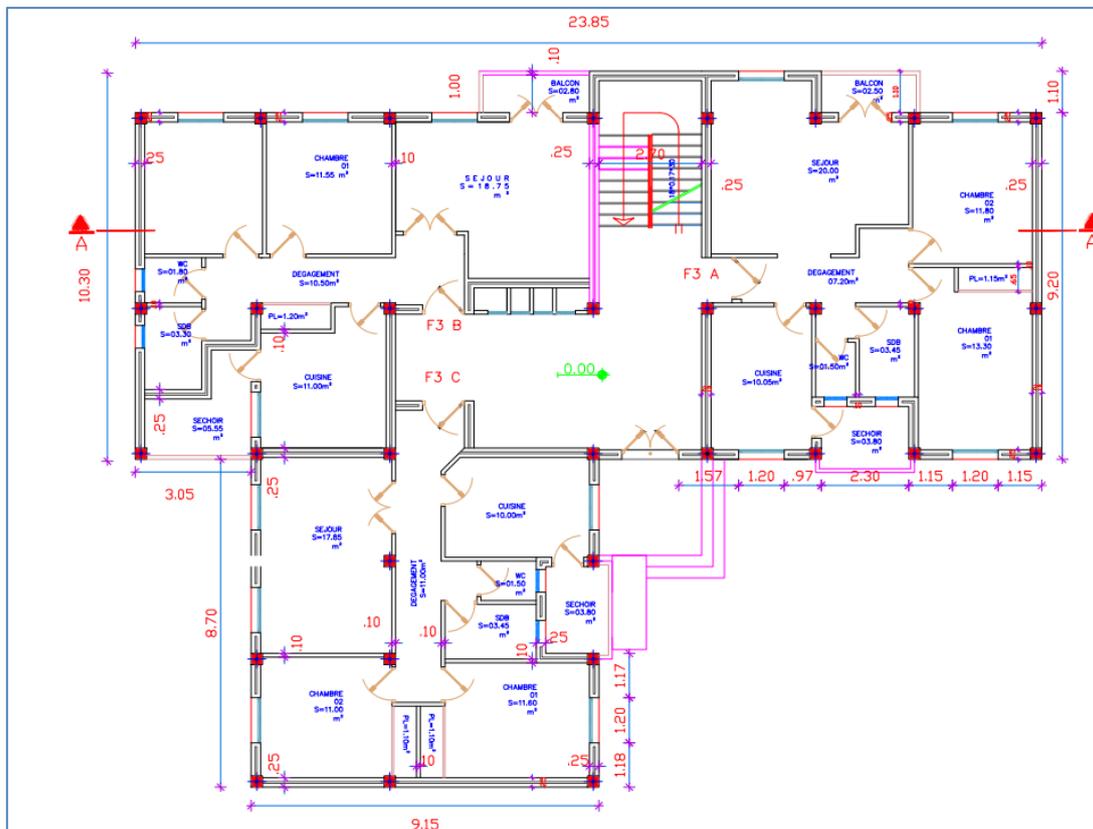


Figure II.2 : Vue en plan du rez-de-chaussée.

## Chapitre 2

### II.2.2 Classification du bâtiment selon le RPA 99 version 2003 :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le (groupe d'usage 2), car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. Selon les conditions de RPA 2003 on doit faire une vérification de régularité en plan et en élévation [9].

#### Régularité en plan

##### a.1. Régularité géométrique

❖ Condition 1 :  $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$

•  $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{23.85}{19} = 1.25 \leq 4$  CV

❖ Condition 2 : On doit avoir :  $\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0.25$

Des parties saillantes :

$X_1 = 11.59\text{m}$   $Y_1 = 1.1\text{m}$

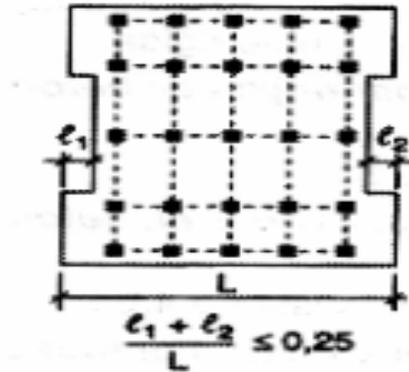
$X_2 = 2.60\text{m}$   $Y_2 = 0.35\text{m}$

$X_3 = 9.15\text{m}$   $Y_3 = 8.7\text{m}$

Selon X-X :  $\frac{11.59+2.60+9.15}{23.85} = 0.97 \geq 0.25$  CNV

Selon Y-Y :  $\frac{1.1+0.35+8.7}{17.9} = 0.56 \geq 0.25$  CNV

Donc la structure est **irrégulière en plan**



##### a.2. Régularité structurelle en plan

- Selon l'article Ar 3.5.1.a2 du RPA2003 à chaque niveau et pour chaque direction, la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

#### Centre de rigidité :

$X_{CR} = 8.5999\text{m}$

$Y_{CR} = 10.0501\text{m}$

#### Centre de masse

$X_{CM} = 7.9253\text{m}$

$Y_{CM} = 11.199\text{m}$

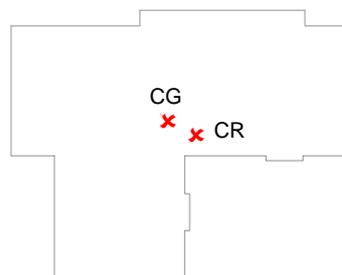
Avec :

$L_x = 23.85\text{m}$

$L_y = 19\text{m}$

On doit avoir :  $e_x \leq 0.15L_x$  et  $e_y \leq 0.15L_y$

$e_x = X_{CR} - X_{CM} \Rightarrow e_x = 8.5999 - 7.9253 = 0.6746\text{m} < 0.15L_x = 3.57\text{m}$  CV



## Chapitre 2

$$e_y = YCR - YCM \Rightarrow e_y = 10.0501 - 11.1998 = -0.6988\text{m} < 0.15L_y = 2.85\text{m} \text{ CV}$$

Selon l'article Ar 3.5.1.a4 du RPA2003 Les planchers doivent présenter une rigidité

- ❖ suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

On doit avoir :  $S_{\text{ouverture}} / S_{\text{plancher}} \leq 15\%$

$$S_{\text{ouverture}} = 2.68 \times 6.15 = 16.48\text{m}^2$$

$$S_{\text{plancher}} = 313.62\text{m}^2$$

$$S_{\text{ouverture}} / S_{\text{plancher}} = 0.052 < 0.15 \dots \text{CV}$$

Donc ce plancher est considéré comme indéformable (diaphragme rigide).

Les autres planchers sont automatiquement vérifiés cette condition (plancher identique).

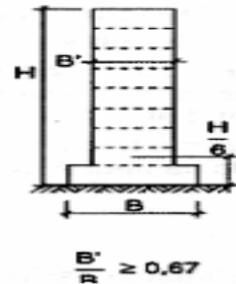
### a. Régularité en élévation :

#### ❖ Régularité géométrique

Selon RPA 2003 paragraphe § 3.5.1. b4: Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre 2 niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.....CV (tous les niveaux sont identiques)

$$\text{Condition 1 : } \frac{B'}{B} \geq 0.67 \Rightarrow \frac{23.85}{23.85} = 1 > 0.67 \dots \dots \dots \text{CV}$$

La construction est considérée **régulière en élévation**.



#### ❖ Régularité structurelle:

Les irrégularités structurales verticales pouvant affecter de manière défavorable la résistance sismique d'un bâtiment.

- Le système de contreventement de notre structure est continu sur toute la hauteur.
- Les masses et les rigidités sont distribuées de façon régulière

Donc notre structure est régulière en élévation

Selon les conditions de RPA99/version 2003 notre structure est considérée **irrégulière, donc la méthode statique équivalente est non applicable**.

## II.3 CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX

### II.3.1 Introduction

Le matériau béton armé est un matériau composite, constitué de deux composants essentiels : le béton et l'acier. La qualité structurale du béton armé est impérativement liée à la qualité de ses constituants. Dans ce qui suit nous allons étudier les principales propriétés du béton et de l'acier.

## Chapitre 2

---

### II.3.2 Béton

#### II.3.2.1 Définition

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL) [10].

Le béton doit présenter les avantages suivants:

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- une bonne résistance aux feux.
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

#### II.3.2.2 Dosage du béton :

Les constituants pour 1m<sup>3</sup> de béton sont les suivants :

- Ciment (CPA) :.....Dosé à 350 Kg /m<sup>3</sup>.
- sable grossier :.....Dg ≤5 mm, 400L.
- Gravillons : .....5 mm ≤ Dg ≤ 15 mm, 800L.
- Gravier :.....15 mm ≤Dg ≤ 25 mm.
- L'eau de gâchage :.....175 L.

Le béton obtenu sera une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m<sup>3</sup> et 2500 Kg/m<sup>3</sup> cette formulation conduit à un béton armé de densité à ( $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ )

La résistance moyenne  $f_{c28}$  comprise entre 22 et 25 MPA. Donc on prend  $f_{c28}=25 \text{ MPA}$ .

#### II.3.2.3 Caractéristique physique et mécanique du béton

##### II.3.2.3.A. Caractéristique physique :

###### 1. Masse volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre (2200 et 2500) Kg/ m<sup>3</sup>. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

###### 2. Retrait :

C'est la diminution de longueur d'un élément de bétons, on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de température qui entraîne un raccourcissement.

###### 3. Dilatation (CBA Art A.3.1.3.3) [11] :

Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à  $10^{-5}$ , pour une variation de  $\pm 20$  on obtient :  $\Delta l = \pm (2/1000) \times \text{longueurs}$ .

## Chapitre 2

---

### 4. Fluage :

C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

#### II.3.2.3 B Caractéristique mécanique

**a. Résistance à la compression (BAEL 91 Art A.2.1.11) [10] :** Dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression d'une durée de 28 jours, qui est dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci notée «  $f_{c28}$  » est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de 200 cm<sup>2</sup> de section et d'une hauteur double à son diamètre.

La résistance à la compression est donnée (à j jours) par :

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa
  - o  $f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83j)} \times f_{c28}$  Si  $j \leq 28j$
  - o  $f_{cj} = f_{c28}$  Si  $j > 28j$
- Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa
  - o  $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$  Si  $j \leq 28j$
  - o  $F_{cj} = f_{c28}$  Si  $j > 28j$

Dans notre projet en prend :  $f_{c28} = 25$  MPA.

#### b. Résistance à la traction (CBA.93 Art A. 2.1.1.2) [11] :

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jour, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad (f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPA})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA, on trouve alors } f_{t28} = 2.1 \text{ MPA.}$$

#### II.3.2.3. C Module de déformation longitudinale :

##### a. Module de déformation longitudinale instantané : (BAEL91.Art A.2.1. 2.2)[10].

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton de j jours est égal :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPA})$$

i : instantané ; j : jour

$$\text{Pour notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad E_{i28} = 32164.19 \text{ MPA.}$$

##### b. Module de déformation longitudinale différé :( BAEL91 Art A-2.1. 2.1) [10].

Le module de déformation longitudinal différée du béton « $E_{vj}$ » à «j» jours du au fluage et le retrait est donnée par la formule :

## Chapitre 2

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Pour notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$      $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPA}$ .

### c. Coefficient de poisson : (Art A-2.1.3 BAEL91) [10]

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}} \begin{cases} \frac{\Delta d}{d} : \text{Allongement relatif de la section transversale} \\ \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement relatif de la section longitudinale} \end{cases}$$

Dans le calcul, le coefficient de poisson est pris égal à :

- $\nu = 0$  à l'ELU (béton fissuré)
- $\nu = 0.2$  à l'ELS (béton non fissuré)

### d. Poids volumique

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

### e. Contraintes limites de calcul :

#### ❖ Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) : (Art A-4. 3.4 BAEL91) [10]

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà du laquelle il y a ruine de l'ouvrage.  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$  Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1.15$  Combinaisons accidentelles
- $\gamma_b = 1.5$  Combinaisons courantes.

$\theta$  : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$  si la durée d'application des charges est supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$  si la durée d'application des charges est comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$  si la durée d'application des charges est inférieure à 1h.

Pour  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta = 1$ , on aura :  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$

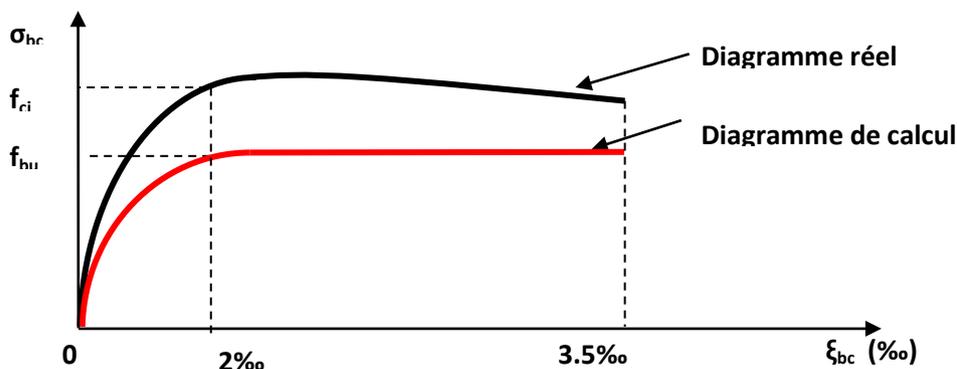


Figure II.3 : Diagramme contraintes déformation du béton.

## Chapitre 2

### f. Contraintes limites à l'état limite service (ELS) :( BAEL91.Art A-4.5.2) [10]

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

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

La contrainte limite de service est donnée par :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$  avec  $\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$

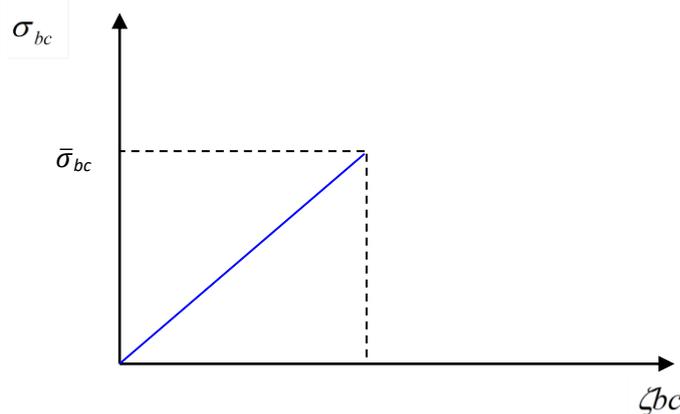


Figure II.4 : Diagramme contraintes déformation à l'ELS

### ❖ Contrainte ultime du béton au cisaillement :( BAEL91.A.5.1.2) [10]

La contrainte de cisaillement ultime pour les armatures droites ( $\alpha=90^\circ$ ) est donnée par les expressions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \text{ Si : la fissuration et non préjudiciable.} \\ \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) \text{ Si : la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

### II.3.3 Acier

L'acier est alliage de fer et de carbone en faible pourcentage de ce dernier. Les aciers utilisés pour le béton armé sont appeler armatures doivent adhérer au béton afin de supporter les efforts de traction.

Selon le pourcentage du carbone dans le fer, on distingue :

- Acier doux ou mi durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. Il existe plusieurs types :

Tableau II.2 : caractéristique des aciers			
Acier	Désignation	Limite d'élasticité	Utilisation
Ronds lisses	FeE 220	215	Cadre et étriers des poutres et des poteaux, anneaux de levage des pièces préfabriqués
	FeE 240	235	
Acier HA type	FeE 400	400	Tous travaux en béton armé
	FeE 500	500	
Treillis soudés (Ronds lisses type)	TLE 520 $\theta \leq 6$	520	Emploi courant pour : -Radiers - Voiles -Planchers -dallage
	TLE 500 $\theta > 6$	500	

**a. Module d'élasticité des aciers longitudinal :(Art A-2.2.1 BAEL91) [10]**

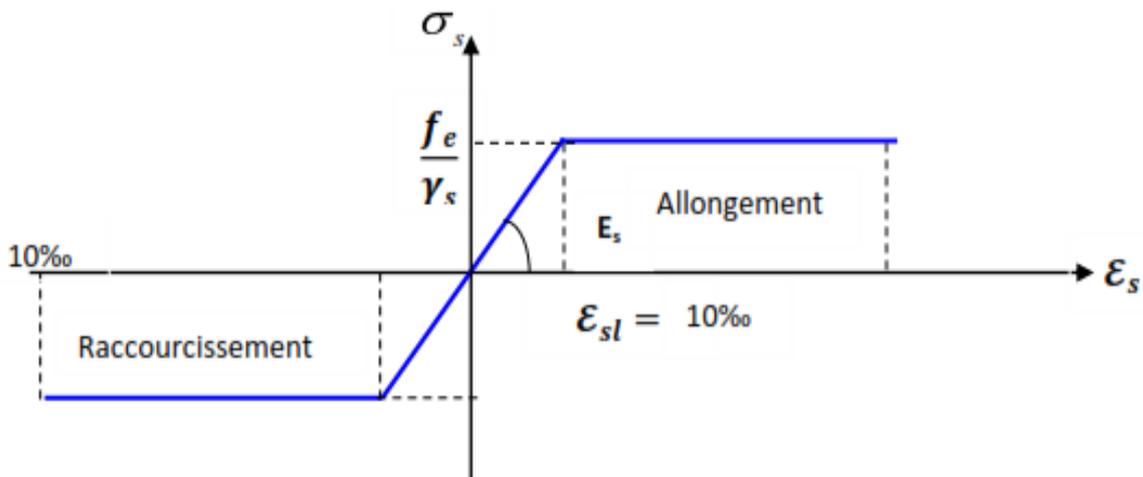
Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale .Les expériences ont montré que sa valeur est fixée, quelle que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2.10^5$  MPA.

**b. Les contraintes limites de calcul**

**Les contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)**

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :



**Figure II.5 : Diagramme contraintes déformation de l'acier**

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ pour } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\% \\ \bar{\sigma}_s = E_s \times \epsilon_s \text{ pour } \epsilon_s \leq \epsilon_{se} \rightarrow \text{avec } \epsilon_s = \frac{f_e / \gamma_s}{E_s} \end{cases}$$

## Chapitre 2

---

$$\text{Tel que: } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour une situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour une situation accidentelle} \\ \varepsilon_s = \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA} \end{cases}$$

Pour notre cas :  $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow$  pour situation durable.  
 $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow$  situation accidentelle

### ❖ Les contraintes limites à l'état limite service (ELS) :

La limitation des ouvertures des fissures est en fonction des contraintes dans les armatures, donc la valeur de  $(\sigma_s)$  est donnée selon le type de la fissuration.

- **Fissuration peu nuisible : (BAEL91Art A-4.5.32) [10].**

L'élément situé dans un endroit clos et couvert donc pas de limitation de la contrainte «  $\sigma_s = f_e$  »

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91Art A-4.5.33) [10]**

Si l'élément exposé aux intempéries, la contrainte est limitée à :

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

- **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91Art A-4.5.34) [10]**

Si l'élément exposé à un milieu agressif, la contrainte est limitée à :

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

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier

- $\eta = 1$  pour les aciers ronds lisses.
- $\eta = 1.6$  pour les aciers à haute adhérence.

### c. Coefficient de scellement : (BAEL91.Art A-6.1.21) [10]

$\Psi_s = 1$  ; Pour les ronds lisses.

$\Psi_s = 1.5$  ; Pour les hautes adhérences.

### d. Le coefficient d'équivalence (C.B.A.93.art.A.4.5.1) [11].

Le coefficient d'équivalence noté «  $n$  » avec

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \begin{cases} n: \text{Coefficient d'équivalence} \\ E_s: \text{Module de déformation de l'acier} \\ E_b: \text{Module de déformation du béton} \end{cases}$$

Tableau II.3 : Caractéristiques mécaniques du béton.			
<b>Résistance</b>	A la compression		25 MPa
	A la traction		2.1 MPa
<b>Contrainte admissible</b>	ELU	Situation durable	14.2 MPa
		Situation accidentelle	18.48 MPa.
	ELS		15 MPa
<b>Module de déformation</b>	instantané		32164.195 MPa
	Différé		10818.87 MPa

Tableau II.4 : Caractéristiques mécaniques des aciers.			
<b>Contrainte admissible</b>	ELU	Situation durable	348MPa
		Situation accidentelle	400 MPa
	ELS	Fissuration Peu nuisible	400 MPa
		Fissuration nuisible	201.63 MPa
		Fissuration Très nuisible	164.97 MPa

# CHAPITRE III

## Pré-dimensionnement

### III.1 INTRODUCTION :

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : Les éléments structuraux et non-structuraux.

L'objectif du pré-dimensionnement ' le pré calcul' est de déterminer les sections des différents éléments de la structure pour but de déterminer l'ordre de grandeur de point de vue coffrage des différents éléments résistants aux différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis .

Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par : RPA 99/Version 2003 ; BAEL 91 modifie 99 ; CBA 93 ; D.T.RB.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans La phase de dimensionnement.

### III.2. PRE DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments Porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. On a deux types:

- Plancher corps creux dans tous les étages et RDC.
- Plancher dalle pleine pour les escaliers, balcons.

Dans notre projet, on a choisi des planchers en corps creux, Ce type de plancher est adopté pour tous les étages il est constitué de :

- Corps creux: Dont le rôle est le coffrage, isolation phonique et sonore, aucune fonction de résistance.
- Poutrelles: Ce sont les éléments résistants du plancher. Elles servent à répartir les charges sur les poutres principales.
- Dalle de compression: C'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6cm. Elle sert à répartir uniformément les charges et les surcharges sur les poutrelles.
- Treillis soudé: Il sert à armer la dalle de compression pour éviter sa fissuration et sa destruction.

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.



**Figure III.1** : Les éléments principaux d'un plancher à corps creux

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après :

### 1. Condition de résistance au feu [12]

Les exigences de résistance au feu d'après est :

$e = 07\text{cm}$  : Pour une (01) heure de coupe de feu.

$e = 11\text{cm}$  : Pour deux (02) heures de coupe de feu.

$e = 17.5\text{cm}$  : Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

Dans notre projet on prend  $e = 15\text{ cm}$ .

### 2. Condition acoustique :

Selon l'OMS Afin de permettre une conversation dans des conditions confortables à l'intérieur pendant la journée, le niveau du bruit interférant ne devrait pas excéder 35 dBA Les isolements demandés sont en général de l'ordre de 25 à 40 dB(A) suivants les cas [13]. Telles valeurs seraient facile à obtenir si la façade est continue c'est à dire sans vitrage (cas de notre plancher).

Dans ce cas, il suffirait d'employer une masse surfacique de l'ordre de 200 kg/m<sup>2</sup> selon le DTR C3.1.1. [14]. Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de notre plancher (corps creux) doit être supérieure ou égale à 15 cm (la règle de la masse surfacique) DTRC.3.1.1 Annexe III [14];

On adopte une épaisseur de :  $e=16\text{cm}$ .

### 3. Condition de résistance à la flèche : CBA93 (article B.6.8.4.2.4)[11]

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité donnée par le CBA93 comme suit :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

$L_{\max}$  : Travée maximale de la poutrelle mesurée entre nus d'appuis.

$H_t$  : Hauteur totale du plancher

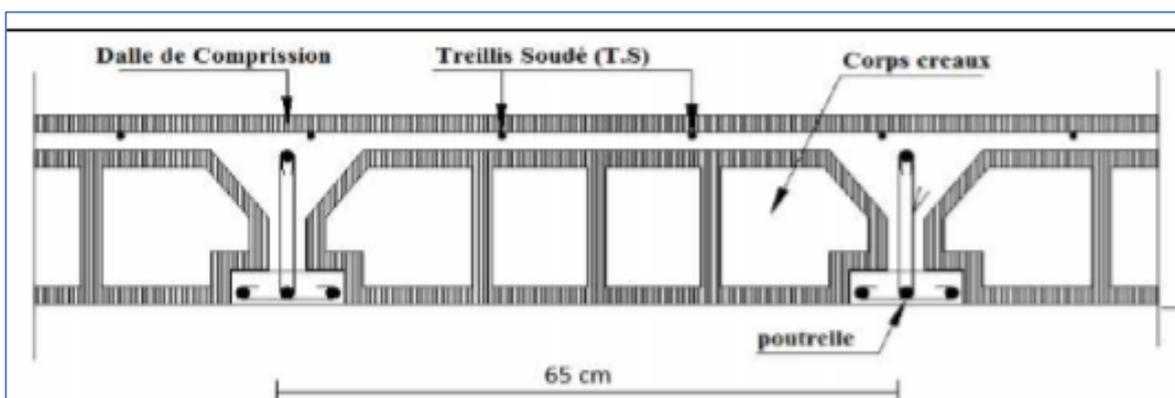


Figure III.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux



### Chapitre 3

D'après la disposition des poutrelles choisie :  $L_{max} = 475 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{4.75}{22.5} = 0.21 \text{ cm}$

Alors, on opte pour un plancher (20+4) : 
$$\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 20 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_t = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

#### ❖ dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments en béton armé, qui assurent la transmission des charges aux poutres. Elles sont caractérisées par leur faible section et se calculent comme des sections en T

#### Calcul de la largeur de la nervure : [12]

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t \text{ Avec } h_t = 24 \text{ cm}$$

$$7.2 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14.4 \text{ cm}$$

Pour des raisons de construction, on prend  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

#### Calcul de la largeur d'une aile de la section en T :

D'après le CBA 93 (Art A. 4.1.3), la largeur efficace

$b$  est déterminée comme suit :  $\left(\frac{b-b_0}{2}\right) \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$

$b$ : Largeur efficace.

$b_0$ : largeur de la poutrelle ( $b_0 = 10 \text{ cm}$ ).

$L_x$ : La distance entre les faces voisines de deux

nervures consécutives (Distance entre nus de deux poutrelles) :  $L_x = 65 - b_0 = 55 \text{ cm}$ .

$L_y$ : Distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles :  $L_y = 230 \text{ cm}$

Avec :  $\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-10}{2} = \min(27.5, 23) \Rightarrow b = 56 \text{ cm}$

On adoptera donc un plancher de (20 + 4 cm) avec les dimensions suivantes :

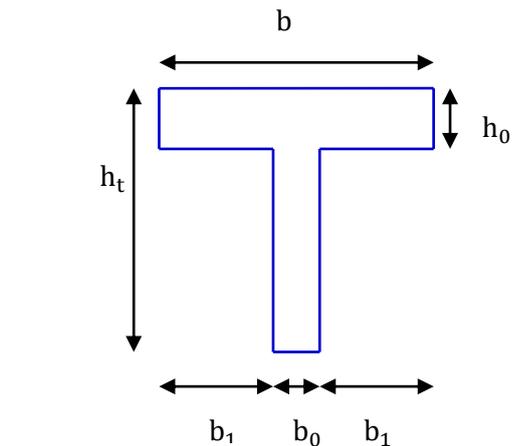
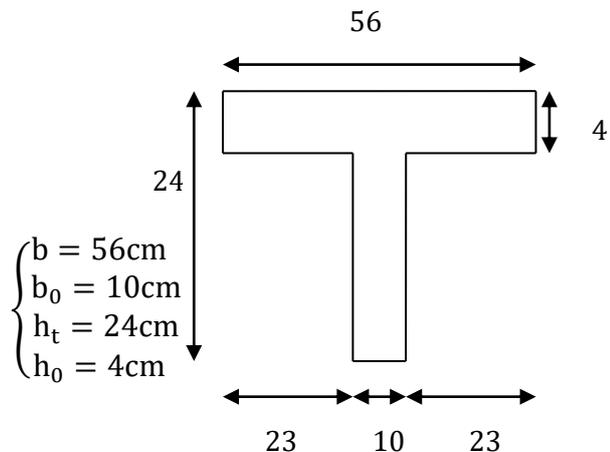


Figure III.4 : schéma d'une section en T.

III.3 Pré dimensionnement des Dalle pleines :

II.3.1 Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des éléments horizontaux d'épaisseur mince en béton armé coulés sur place. Ils sont caractérisés par leur petite portée  $L_x$  et  $L_y$  la grande portée. Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

a) Critère résistance au feu [12] :

$e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe – feu ;

$e \geq 11\text{ cm}$  pour deux heures de coupe – feu ;

$e \geq 17.5\text{ cm}$  pour quatre heures de coupe – feu.

On prend une épaisseur équivalente à plus de 2 heures de coupe-feu

Donc on prend : **e=15cm.**

b) Critère résistance à la flexion [12] :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle pleine portant dans deux directions ( $\frac{L_x}{L_y} > 0.4$ ):

Travée isostatique :  $\frac{L_x}{40} \leq e \leq \frac{L_x}{25}$

Travée hyperstatiques :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{35}$

- Dalle pleine portant dans une direction ( $L_x/L_y < 0.4$ ) :

Travée isostatique :  $\frac{l_x}{30} \leq e \leq \frac{l_x}{20}$

Travée hyperstatiques :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{25}$

$L_x$  étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

**Cas°1 (D1)** : dalles reposant sur 3 appuis ont une portée :  $\begin{cases} L_x = 1.10\text{ m} \\ L_y = 2.55\text{ m} \end{cases}$

Donc  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.43 > 0.4$

⇒ Le panneau isostatique porte dans les deux  $L_x=1,1\text{ m}$  directions.

Alors la dalle est reposée sur trois appuis :

$$\frac{L_x}{40} \leq e \leq \frac{L_x}{25} = \frac{110}{40} \leq e \leq \frac{110}{25}$$

donc  $2.75 \leq e \leq 4.4$

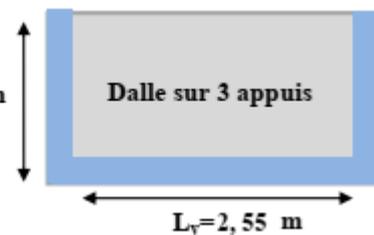


Figure III.6: Dalle sur 3 appuis

## Chapitre 3

**Cas°2 (D2) :** dalles reposant sur 2 appuis avec les

$$\text{dimensions : } \begin{cases} L_x = 1.10 \text{ m} \\ L_y = 2.60 \text{ m} \end{cases}$$

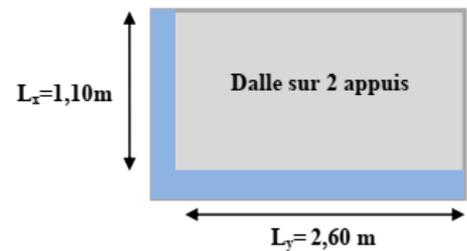
$$\text{Donc } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.42 < 0.4$$

⇒ Le panneau isostatique porte dans les deux directions.

$$\frac{L_x}{40} \leq e \leq \frac{L_x}{25} = \frac{110}{40} \leq e \leq \frac{110}{25}$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend :

**e = 15 cm.**



**Figure III.7:** Dalle sur 2 appuis

**Cas°3 (D3) :** dalles reposant sur 2 appuis avec les dimensions :  $\begin{cases} L_x = 1.10 \text{ m} \\ L_y = 2.825 \text{ m} \end{cases}$

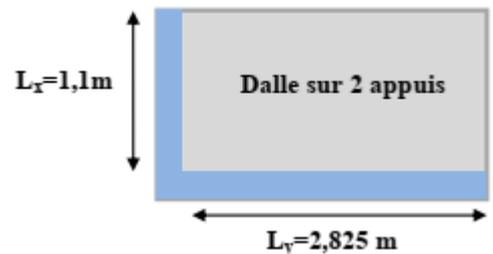
$$\text{Donc } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.38 < 0.4$$

⇒ Le panneau isostatique porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul sera comme une poutre de 1 mètre de largeur :

$$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{20} = \frac{110}{20} \leq e \leq \frac{110}{20} = 3.66 \leq h_0 \leq 5.5$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend :

**e = 15 cm.**



**Figure III.8:** Dalle sur 2 appuis

### III.3.2 Pré dimensionnement des balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans une extrémité et libre dans l'autre.

- **Calcul de l'épaisseur e :**

L'épaisseur est conditionné par :

$$e > \frac{l}{20}$$

Avec :

l: Largeur de balcon.

On prend la valeur défavorable de " l ".

$$\text{Donc : } e > \frac{l}{20} = \frac{0.35}{20} = 1.75 \text{ cm.}$$

On prendra **e = 15cm.**

### III.4PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section (b×h) qui assurant la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon le RPA99/V2003.

## Chapitre 3

### III.4. 1 Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

$L_{\max}$  : est la longueur maximale entre les nus (BAELB.6.1.1) [10].

$h$  = hauteur de la poutre

$b$  = largeur de la poutre

Dans notre cas la poutre la plus sollicitée est de longueur entre nus :  $L_{\max} = 4.97\text{m}$ .

$$\text{Donc } \frac{497}{15} \leq h \leq \frac{497}{10} \Rightarrow 33.13 \leq h \leq 49.70 \Rightarrow h = 45\text{cm.}$$

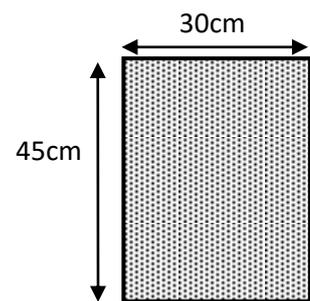
$$\text{Donc : } 14.91 \leq b \leq 34.79 \Rightarrow \text{on prend : } b = 30\text{cm.}$$

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003(RPA Article 7.5.1) [9] est effectuée par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.50 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales

une section de :  **$b \times h = (30 \text{ cm} \times 45 \text{ cm})$**



### III.4.2 Poutres secondaires :

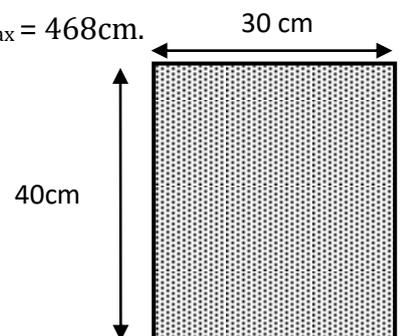
Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

Dans notre cas la poutre secondaire la plus sollicitée est de longueur :  $L_{\max} = 4.68\text{m}$ .

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{468}{15} \leq h \leq \frac{468}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 31.20 \leq h \leq 46.80 \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \\ 14.04 \leq b \leq 32.76 \quad b = 30 \text{ m} \end{cases}$$



Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003(RPA Article 7.5.1) [9] est effectuée par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

## Chapitre 3

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres Secondaires une section de :  $b \times h = (30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm})$

Tableau III.1: Pré dimensionnement des poutres					
	Hauteur		Largeur		$h/b$
	$h \geq 30$		$b \geq 20$		$\frac{h}{b} \leq 4$
	Pré dimensionnement des poutres				
	$L_{max}$	$\frac{L_{max}}{10}$	$\frac{L_{max}}{15}$	$h_{choisis}$	$b_{choisis}$
Poutre principale	497	49.70	33.13	45	30
Poutre secondaire	468	46.8	31.20	40	30

### II.5 Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers servent à relier les différents niveaux d'un bâtiment, il se compose de différents éléments (volées ; palier ....)

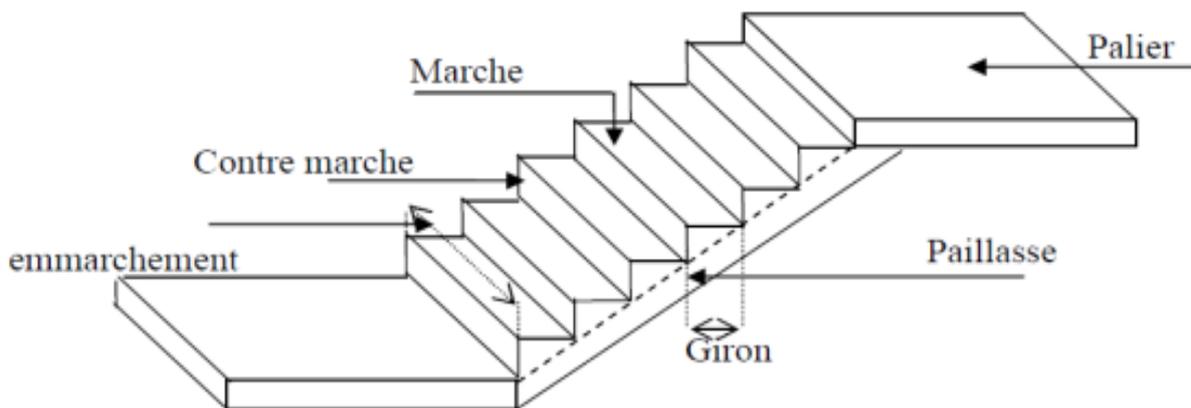


Figure III.9 : Composition d'un escalier.

- le dimensionnement d'un escalier :

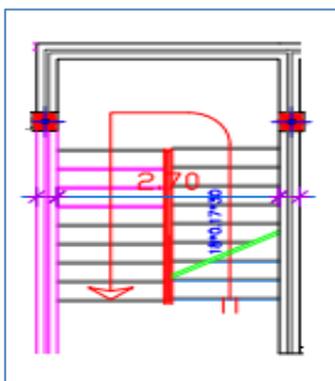


Figure III.10: Schéma représentatif d'escalier

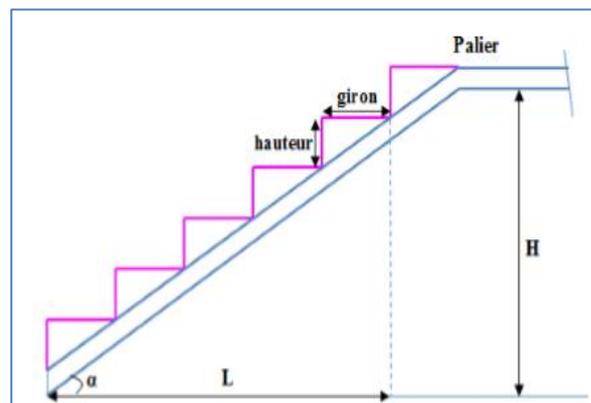


Figure III.11 : Dimensions d'un escalier

### Chapitre 3

---

- On calcul la hauteur de la volée H par la formule suivante :

$$H = \frac{h_e}{2} = \frac{360}{2} = 180\text{cm}$$

$h_e$  : La hauteur de chaque niveau (H=3.06m).

- On choisit une hauteur de contre marche h, en suite on calcule le nombre de contremarches n Par la relation suivante :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \quad \text{On aura 18 contre marches entre chaque deux étage.}$$

h : la hauteur de la marche.

Pour les bâtiments d'habitation, la hauteur idéale serait de 17cm pour un giron entre 28cm et 30cm. On fixe la hauteur de la marche h à 17cm et le giron g=30cm.

La relation entre h et g :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad \text{relation de blondel.}$$

$$2 \times 17 + 30 = 64\text{cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- en déduire le nombre de marches m :

$$m = \frac{n}{2} - 1 \Rightarrow m = \frac{18}{2} - 1 = 9 - 1 = 8 \Rightarrow 8 \text{ marches par chaque volée.}$$

$$\text{Inclinaison : } \text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57$$

$$\Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

Longueur de paillasse

$$l = \frac{2.4}{\cos\alpha} = 2.76 \text{ m}$$

#### a. Évaluation de l'épaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de paillasse et le palier est déterminée comme suite :  $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

$$L = 2.75 \text{ m} \Rightarrow 9.2\text{cm} \leq e \leq 13.8\text{cm} ; \text{ On prend } e = 13 \text{ cm}$$

#### b. Épaisseur de palier :

Pour le palier, on adopte une épaisseur de 15cm.

- **Condition de dégagement rapide des escaliers :**

$$1.2 \text{ m} \leq \text{l'embranchement} \leq 1.5 \text{ m} \text{ Pour un bâtiment collectif}$$

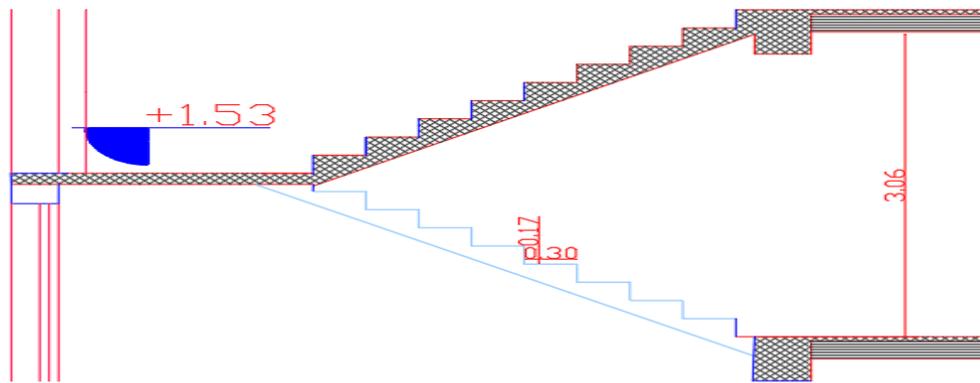


Figure III.12 : Coupe en élévation d'escalier

### III.6 Pré dimensionnement des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent (action climatique) ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

D'après le RPA99/ version2003 articles 7.7.1 [9] « les éléments satisfaisant la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérées comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires » avec:

L:Porté du voile,

e: Epaisseur du voile

D'après l'article (7.7.1 du RPA99/ version2003) « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes:

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right)$$

Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux:

$$e \geq \max\left(e_{\min}; \frac{h_e}{25}\right),$$

Pour les voiles avec un seul about sur poteau:

$$e \geq \max\left(e_{\min}; \frac{h_e}{22}\right),$$

Pour les voiles à about libre:  $e \geq \max\left(e_{\min}; \frac{h_e}{20}\right)$ .

$$H_e = \text{hauteur d'étage} - h_p = \text{hauteur d'étage} - 45\text{cm}$$

$$= 3.06 - 0.45 = 2.61\text{m}$$

$h_p$  : Hauteur totale de la poutre.

$h$ : Hauteur libre d'étage.

$e$  : Épaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.

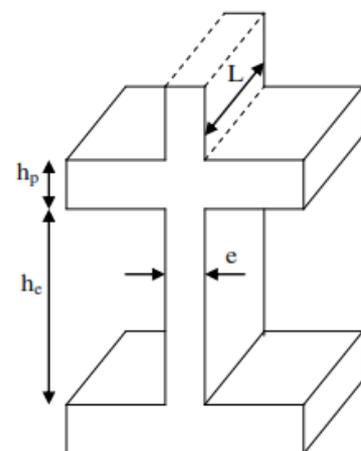


Figure III.13: coupe de voile en élévation

## Chapitre 3

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{2.61}{20} = 0.13 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{2.61}{22} = 0,12 \text{ m.}$$

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \frac{2.61}{25} = 0,104 \text{ m.}$$

$$e \geq \max (13 ; 12 ; 10,4) \text{ cm}$$

$e \geq 13,3 \text{ cm.}$  on adopte pour tous les voiles une épaisseur:  $e = 20 \text{ cm.}$

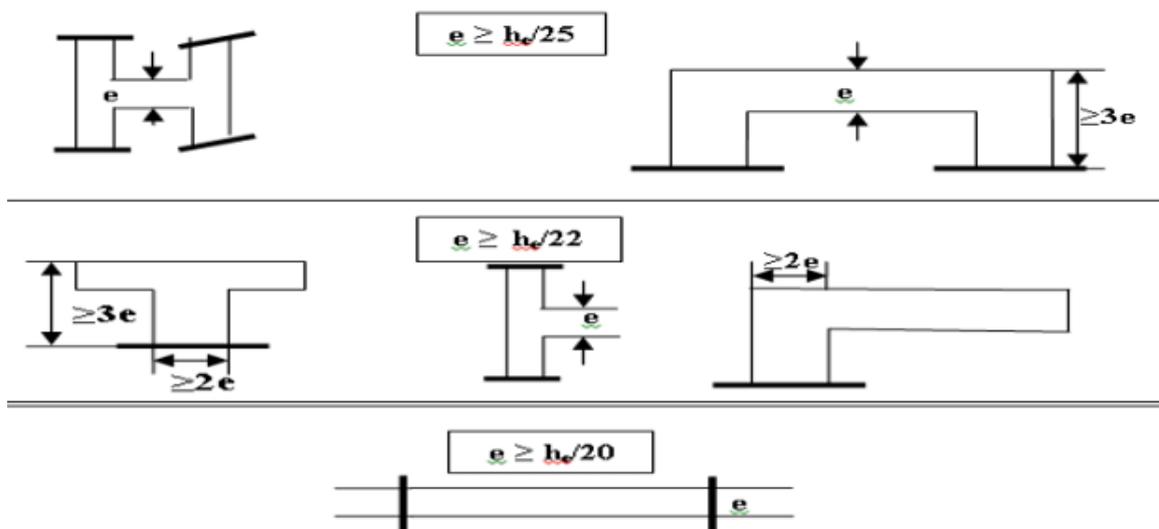


Figure III.14 : Coupes des voiles pour différents

### III.7 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ( $N_u = 1,35G + 1,5Q$ ).

En résumé, Les Poteaux ils sont pré-dimensionnés par:

- Les conditions du R.P.A.99,
- Critère de stabilité: La condition de non-flambement,
- Critère de résistance: La descente des charges.

Les exigences de RPA en zone III[9]

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases} \quad \text{RPA (Article 7.4.1)}$$

$$h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$$

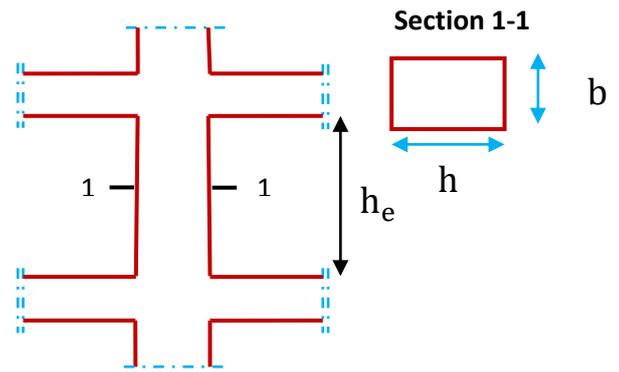


Figure III.15 : Hauteur libre de poteaux d'étage.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 (version 2003) citées ci-dessus. On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Tableau III.2 : section des poteaux préalable			
Étages	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	3 <sup>me</sup> et 4 <sup>eme</sup>
Section (b × h) cm <sup>2</sup>	40×40	40×40	40×40

### III.8 La maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse :

- Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en brique creuses de (Celle de l'intérieur de 10cm pour d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15cm d'épaisseur) séparées par un vide de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs (cloisons de séparation) sont faits en simple paroi de briques de 10 cm d'épaisseur.

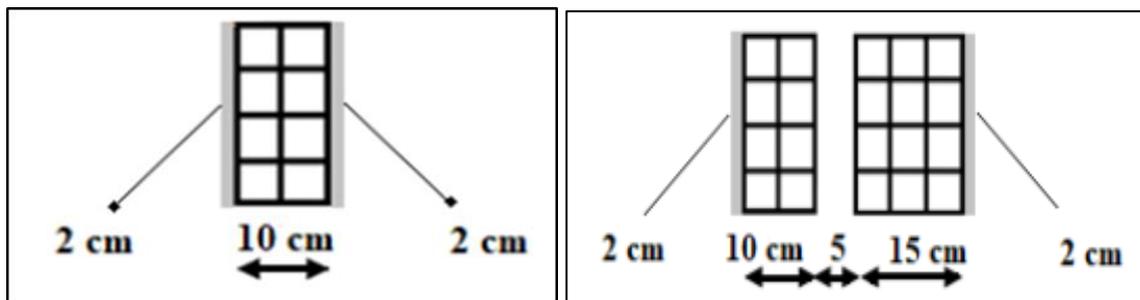


Figure III.16 : Coupe transversale d'un mur intérieur et extérieur

### III.9 ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Évaluation des charges et surcharges est pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

## III.9.1 Les planchers :

### a. Planchers en corps creux étage terrasse :

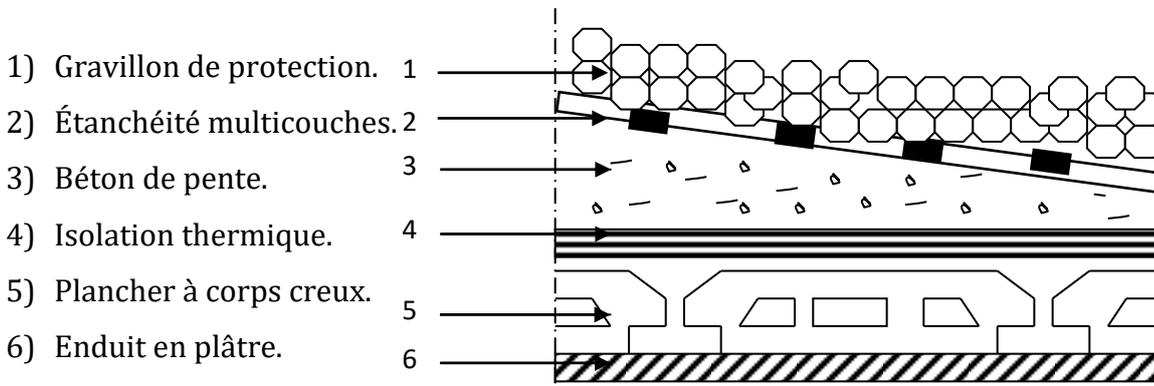


Figure III.17 : Plancher à corps creux de terrasse.

### • Charge permanente et d'exploitation (DTRB.C 2.2) [15] :

Tableaux III.3: charges permanentes d'un plancher étage terrasse inaccessible.				
N°	Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge (N/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	20000	1000
2	Étanchéité multicouches	0.02	6000	120
4	Forme de pente (béton non armé)	0.1	22000	2200
3	Isolation thermique (polystyrène expansé)	0.04	400	16
5	Dalle à corps creux	(0.2+0.04)	13750	3300
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
<b>Charge permanente totale</b>				$G_T = 6836$
<b>Surcharge d'exploitation</b>				$Q_T = 1000$

### b. Planchers étage courants :

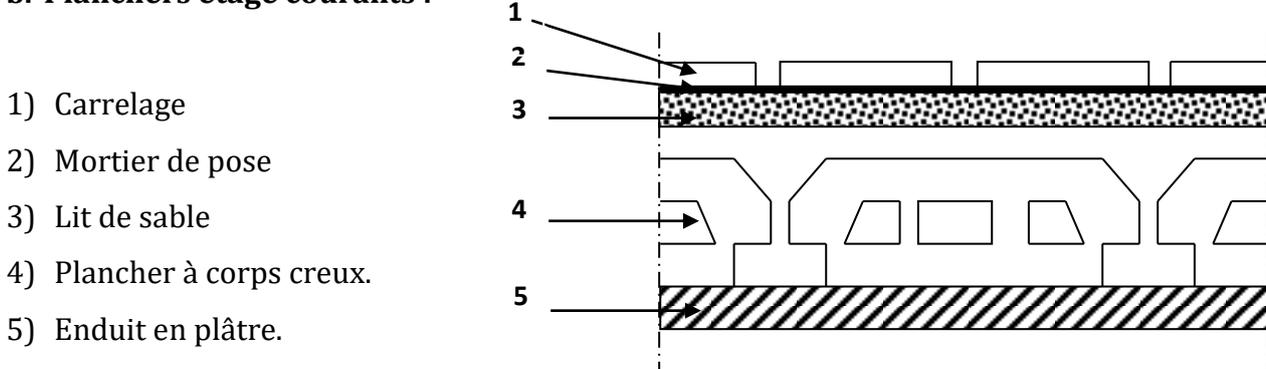


Figure III.18 : Plancher à corps creux de terrasse.

- Charge permanente et d'exploitation (DTRB.C 2.2) [15] :

Tableaux III.4 : charges permanentes et d'exploitation d'étage courant à corps creux				
N°	Designation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge ( N/m <sup>2</sup> )
	Cloison en brique	0.1	9000	900
1	Carrelage	0.02	20000	400
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Couche de sable	0.03	18000	540
4	Plancher à corps creux	0.24	13750	3300
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge Permanente totale				$G_E = 5740$
Surcharge d'exploitation				$Q_E = 1500$

**C. Balcon**

- 1) Carrelage
- 2) Mortier de pose
- 3) Lit de sable
- 4) Dalle pleine.
- 5) Enduit en plâtre

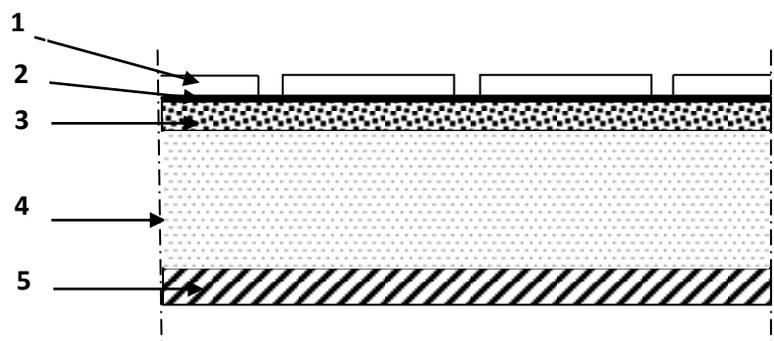


Figure III.19 : schéma d'un balcon.

Tableaux III.5 : les charges permanentes et d'exploitations d'un balcon				
N°	Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge ( N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20000	400
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_b = 5290$
Surcharge d'exploitation				$Q_b = 3500$

## Chapitre 3

### II.9.2 Cloison extérieures :

Tableaux III.6 : charges permanentes des cloisons extérieures.			
Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge (N/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment (extérieur)	0.02	18000	360
Brique creux de 15	0.15	9000	1350
Lame d'air	0.05	-	-
Brique creux de 10	0.1	9000	900
Enduit plâtre (intérieure)	0.02	10000	200
Charge permanente totale			$G_E = 2810$

### II.9.3 Escalier :

#### 1. le paillassé

Tableaux III.7: charges permanentes d'un escalier.					
N°	Désignations		e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charges (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	Horizontal	0,02	22000	440
		Vertical	0,02h/g	22000	249.33
2	mortier de pose	Horizontal	0,02	20000	400
		Vertical	0,02h/g	20000	226.67
3	Poids des marches		0,17/2	25000	2125
4	Poids de la paillassé		0,13/cos $\alpha$	25000	3735.21
5	Enduit en plâtre		0,02/cos $\alpha$	10000	200
6	Gardes corps		-	-	600
Charge permanente totale					$G_p = 7976.21$
Charge d'exploitation totale					$Q_p = 2500$

#### 2. Palier de repos :

Tableaux III.8 : charges permanentes et d'exploitation d'un palier.				
N°	Désignation	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charge (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle pleine	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_{pr} = 5150$
Surcharge d'exploitation				$Q_{pr} = 2500$

## Chapitre 3

### III.9.4 Acrotère

- **Charge permanente :**

L'acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre :

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = (0.9 \times 0.1) + (0.10 \times 0.05) + \left( \frac{0.05 \times 0.10}{2} \right) = 0.0975 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0.0975 = 2.438 \text{ KN/ml avec:}$$

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.
- $\rho$  : Poids volumique du béton : 25 KN/m<sup>3</sup>

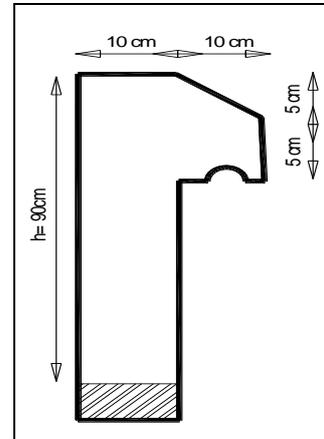


Figure III.20: Schéma de l'acrotère

**Tableaux III.9:** charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère.

désignation	h (m)	Surface (m)	Poids propre Totale G (KN/ml)	Surcharge d'exploitation Q(KN /ml)
<b>Acrotère</b>	0.9	0.0975	2.438	1

### III.10.DESCENTE DE CHARGES :

L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations. Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

#### III.10.1 Loi de dégression (DTRB.C 2.2) [15] :

Soit  $q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment  $Q_1, Q_2, Q_3$  on les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés

### Chapitre 3

à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

Sous toit ou terrasse ... ..  $Q_0$

Sous dernier étage (étage 1) ... ..  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

(Étage 2)  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

(Étage 3)  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Étage 4)  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Étage n)  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots Q_n)$

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante :

$$\Sigma Q = Q_0 = 1000 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + Q_1 = 2500 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 3850 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5050 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6100 \text{ N}$$



**Figure III.21:** Emplacement du poteau le plus sollicité (sur la plan )

Pour la vérification de leur section dans ce cas On prend un type de poteau N°20 ou leur emplacement est indiqué sur la figure ci-dessous :

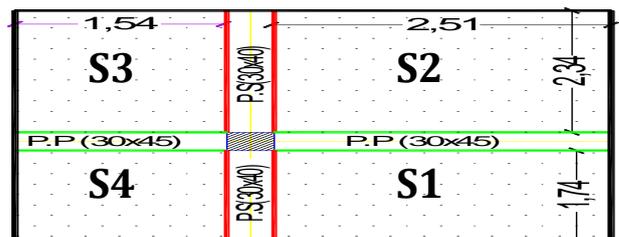
La surface afférente du poteau B2 est représentée dans la figure qui suit :

Les distances sont présent entre nus d'appuis.

S1, S2, S3, S4=surface du plancher a corps creux

$L_{PP}$ = longueur des poutres principales.

$L_{PS}$ = longueur des poutres secondaire.



**Figure III.22:** Schéma de poteau la plus sollicité (surface afférente)

## Chapitre 3

- **Poteau intermédiaire : (La surface afférente)**

$$S_1 = 1.74 \times 2.51 = 4.37 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 2.34 \times 2.51 = 5.87 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 1.54 \times 2.34 = 3.60 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 1.54 \times 1.74 = 2.68 \text{ m}^2.$$

Donc :  $S_t = 16.52 \text{ m}^2$

- **Poutre :**

$$G_{pp1} = 25 \times 1.54 \times 0.30 \times 0.45 = 5.20 \text{ KN}$$

$$G_{pp2} = 25 \times 2.51 \times 0.30 \times 0.45 = 8.47 \text{ KN.}$$

$$G_{ps1} = 25 \times 2.34 \times 0.30 \times 0.40 = 7.02 \text{ KN.}$$

$$G_{ps2} = 25 \times 1.74 \times 0.30 \times 0.40 = 5.22 \text{ KN.}$$

Donc :  $G_{p.tot} = 25.91 \text{ KN}$

**Tableaux III.10 : Les différentes sections de poteau**

Les niveaux	Section du Poteau	La surface du poteau (S) m <sup>2</sup>	La surface afférente (S) m <sup>2</sup>
RDC 1 <sup>ème</sup> -2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> -4 <sup>ème</sup>	40 × 40	0.16	16.52

**Tableaux III.11 : La descente de charge de poteau**

Etages	Niveau	Elément	Poids Propre G ( KN )	Charge d'exploitation Q ( KN )
4 <sup>ème</sup> étage	N <sub>0</sub>	Plancher terrasse+ acrotère	6.84 × 16.52 + 2.44 = 115.4	16.52
		Poutres	25.91	
	Somme		141.35	16.52
3 <sup>ème</sup> étage	N <sub>1</sub>	Venant N <sub>0</sub>	141.35	41.30
		Poteau	0.40 × 0.40 × 3.06 × 25 = 12.24	
		Plancher étage+ mur exterieu	5.74 × 16.52 + 2.81 = 97.63	
	Poutres	25.91		
Somme		277.13	41.30	
2 <sup>ème</sup> étage	N <sub>2</sub>	Venant N <sub>1</sub>	277.13	63.60
		Poteaux	12.24	
		Plancher étage	97.63	
	Poutres	25.91		
Somme		412.91	63.60	
1 <sup>ème</sup> étage	N <sub>3</sub>	Venant N <sub>2</sub>	412.91	83.43

### Chapitre 3

		Poteaux	12.24	83.43
		Plancher étage	97.63	
		Poutres	25.91	
		Somme	548.19	
R D C	N <sub>4</sub>	Venant N <sub>3</sub>	548.19	100.77
		Poteaux	12.24	
		Plancher étage	97.63	
		Poutres	25.91	
			Somme	681.66
en ELU			1.35 G = 920.24	1.5 Q = 151.16
Effort normal à la base du poteau			N <sub>u</sub> = 1 071.40 KN	

#### ❖ Vérification :

Selon le CBA93 (article B.8.11)[11] on doit majorer pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois Travées l'effort de compression ultime N<sub>u</sub> à 10 % telle que :

$$N_u = 1.10 (1.35G + 1.5Q)$$

-L'effort normal maximum : N<sub>u</sub> = 1.10 x 1071.40 = 1 178.54 KN

Donc : N<sub>u</sub> = 1 162.40 KN (Pour le poteau (40×40))

L'effort normal agissant ultime N<sub>u</sub> d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ.

λ = max(λ<sub>x</sub>; λ<sub>y</sub>) Avec

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

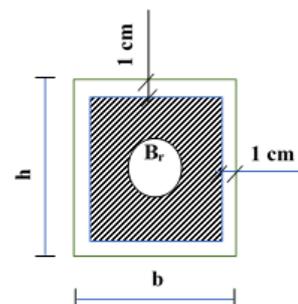
$$l_f = 0.7 \times l_0 \quad (\text{BAEL91Art B. 8. 3. 31}) \quad \Rightarrow \quad l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14\text{m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{2.14}{0.40} = 18.53 \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{2.14}{0.40} = 18.53$$

λ = 18.53 < 50 ⇒ selon (BAEL91Art B. 8. 4. 1):

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{18.53}{35} \right)^2} = 0.80$$

B<sub>r</sub> : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa



## Chapitre 3

section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h - 2) (b - 2)$$

$$\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{BAEL} ; A_{RPA})$$

$$A_{\min} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B) = \max(3.2 \text{ cm}^2 ; 6.4 \text{ cm}^2) = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.9 \%B \text{ (zone III)}$$

**Tableau III.12: Résultats des vérifications au flambement**

Poteau	$N_u$ (KN)	$\alpha$	$A_{\min}^{BAEL}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{RPA}$ (mm <sup>2</sup> )	A (mm <sup>2</sup> )	$B_r$ (mm <sup>2</sup> )	$\bar{N}$ (KN)	Condition
40x40	1178.54	0.80	640	1440	1440	144400	2539.95	CV

### III.11 Conclusion :

Pour clôturer ce chapitre relatif au pré dimensionnement des éléments, nous présentons ci-dessous les dimensions adoptées pour les différents éléments composant la structure de notre bâtiment :

**a. Plancher :**

- Plancher à corps creux 20+4 cm.
- Plancher à dalle pleine de 15 cm.

**b. Voile :**

- Un voile d'épaisseur de 20 cm.

**c. Poutres :**

- Poutre principale :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$ .
- Poutre secondaire :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$ .

**d. Poteau :**

- Poteaux RDC 1<sup>eme</sup> 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage et 4<sup>eme</sup> étage: (40x40) cm.

**e. Escalier :**

- $e = 15 \text{ cm}$  pour la paillasse.
- $e = 15 \text{ cm}$  pour le palier de repos.

# CHAPITRE IV

## MODELISATION DES STRUCTURES ET ETUDE DYNAMIQUE

### IV.1 INTRODUCTION :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de Vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période....) sous l'effet du séisme.

### IV.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié. L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul ETABS.

#### IV.2.1. Présentation du logiciel de calcul

**Nom du programme:** Extended Analysis of Building Systems.

**Version :** 17.0.1

**Entreprise productrice :** Computers and structure. Berkeley, Californie, USA.

**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments (plancher, dalle, trumeau, linteau ...etc.). Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de

bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (Autocad, SAP2000).

### IV.2.2.Choix de la méthode de calcul :

- **Méthodes utilisées pour le calcul dynamique**

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) préconisent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

En ce qui concerne notre cas, les conditions de la méthode statique équivalente sont vérifiées (notre structure est considérée irrégulière), alors cette méthode est applicable selon l'article 4.1.2 (RPA99/version2003). Malgré ça et pour des objectifs de cette étude donc on a utilisé une autre méthode qui est la méthode modèle spectrale. Néanmoins, nous allons calculer au premier lieu l'effort sismique à la base avec la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure.

- **Méthode d'analyse modale spectrale (article 4.3 du RPA99/2003)**

- a) **Principe :**

Selon le RPA La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égaux 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

### **b) Modélisation**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques

1. Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
2. Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
3. Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
4. La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
5. Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
6. Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

### IV.3. Classification de l'ouvrage selon le règlement parasismique algérienne RPA99/2003

Des classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques. À savoir, la zone sismique, groupe d'usage, site, et le système de contreventement.

#### ❖ Zone sismique (A3.1./RPA99/2003) [9]

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone IIa et IIb : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Dans cette étude on a choisi comme exemple de calcul deux zones sismiques: faible sismicité (IIa) et forte sismicité (III) dans le but d'analyser l'effet de la zone sismique.

#### ❖ Importance de l'ouvrage (A3.2./RPA99/2003) [9]

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : Ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : Ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : Ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 (Groupe 2).

#### ❖ Site (A3.3./RPA99/2003) [9]

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols. Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage site meuble (**catégorie S3**).

### ❖ **Système de contreventement (A3.4./RPA99/2003) [9]**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement **R**.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Le règlement parasismique algérien R.P.A99/2003 a classé trois types de système de contreventement pour les structures en béton contreventé par portiques et voiles :

-**Système 2** : contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

-**Système 4a** : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.

-**Système 4b** : Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé. En fonction du pourcentage de charges verticale et horizontale, on peut fixer une valeur pour R (voir page 30 de RPA). Pour notre projet consiste de choisir : Système 2 et Système 4a.

### **IV.4. Paramètres utilisées pour l'étude sismique**

#### ❖ **Coefficient d'accélération de zone A (A.4.2.3 tableau 4.1 P37 RPA99/2003)**

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

<b>Tableau.IV.1: Coefficient d'accélération de zone A.</b>					
	<b>ZONE</b>				<b>Zone IIa groupe 2 ⇒ A=0.15</b> <b>Zone III groupe 2 ⇒ A=0.25</b>
<b>Groupe</b>	<b>I</b>	<b>IIa</b>	<b>IIb</b>	<b>III</b>	
<b>1A</b>	0.15	0.25	0.30	0.4	
<b>1B</b>	0.12	0.20	0.25	0.3	
<b>2</b>	0.10	0.15	0.20	0.2	
<b>3</b>	0.07	0.10	0.14	0.1	

#### ❖ **Coefficient du comportement R (A.4.2.3.tableau4.3 RPA99/2003) [9]**

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

## Chapitre 4

### ❖ Facteur de qualité Q (A.4.2.3 tableau 4.4 RPA99/2003)

La valeur de Q est déterminée par la formule:  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$  (Formule 4.4 P 39)[9] Avec,  $P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non (Tableau 4.4 P41) [9]. Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau.IV.2 : Valeur de facteur de qualité.				
Critère q	Observé	$P_{qx}$	observé	$P_{qy}$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2. Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Oui	0.00	Oui	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00
$Total \sum_1^6 P_q$	1.15		1.15	
$Q_{x,y} = 1 + \sum_1^6 P_q$	$Q_x = 1.15$		$Q_y = 1.15$	

### ❖ Coefficient de pondération « $\beta$ » (A.4.2.3 tableau4.5 RPA99/2003)

Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, pour notre cas : Bâtiments d'habitation I bureaux ou assimilés  $\beta = 0,2$

### ❖ Pourcentage critique d'amortissement « $\xi$ (%) » : (A.4.2.3 tableau4.2 RPA99/2003)

C'est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.  $\xi = 7\%$ .

### ❖ facteur de correction d'amortissement $\eta$

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

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

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.881 \geq 0.7$$

Donc  $\eta = 0,881$ .

## Chapitre 4

### ❖ Coefficient CT (A.4.2.3 tableau 4.6)

Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Pour un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, le coefficient CT égal à 0.05.

### ❖ Valeurs de T1 et T2 (A.4.2.3 tableau 4.7 RPA99/2003)

T1, T2 représentent les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA99. (Tableau 4.7 P45) [9].

Tableau.IV.3 : Valeurs des périodes caractéristiques T <sub>1</sub> , T <sub>2</sub> .				
Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (sec)	0.15	0.15	<b>0.15</b>	0.15
T <sub>2</sub> (sec)	0.30	0.40	<b>0.50</b>	0.70

Dans notre cas le sol est meuble (site S3) : T<sub>1</sub>= 0.15s & T<sub>2</sub>=0.50s.

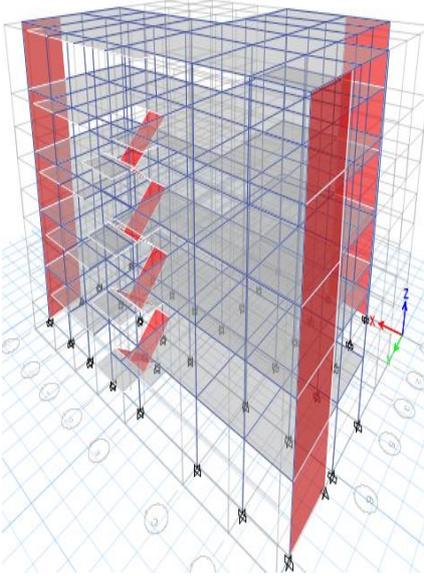
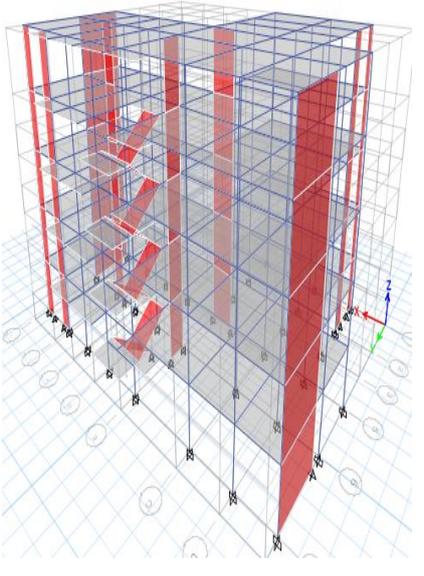
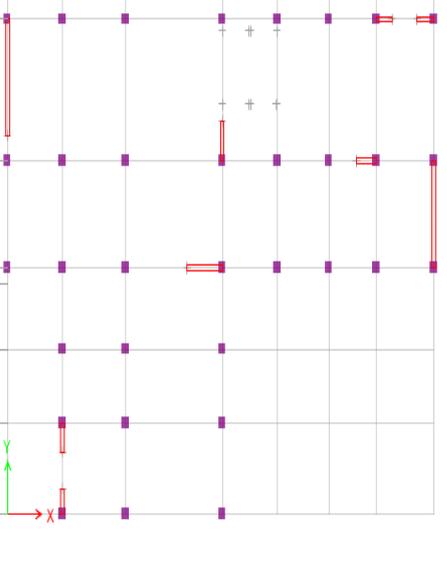
### ❖ Spectre de réponse sismique (A.4.2.3 tableau 4.7 RPA99/2003) [9].

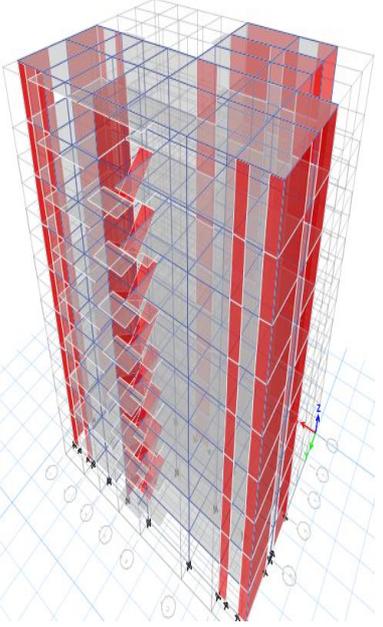
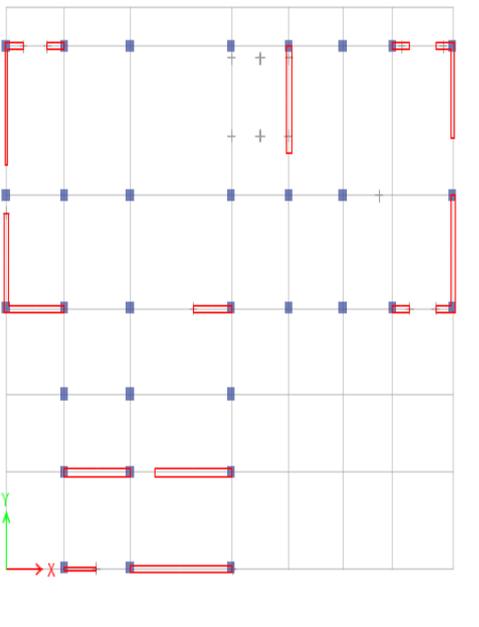
Le spectre de réponse est défini comme étant la réponse maximale d'un système à un degré de liberté avec amortissement à un mouvement dynamique ou des forces, et il dépend donc des caractéristiques du système et de la nature du mouvement du sol. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

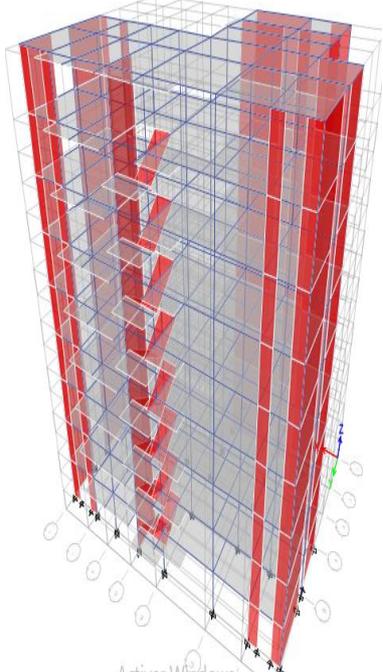
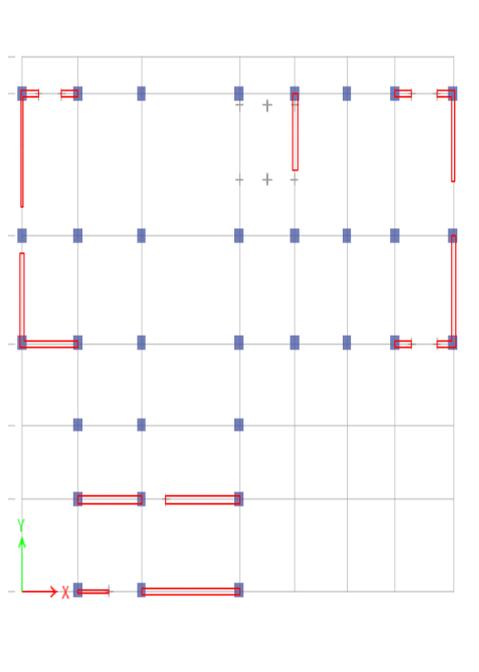
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{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

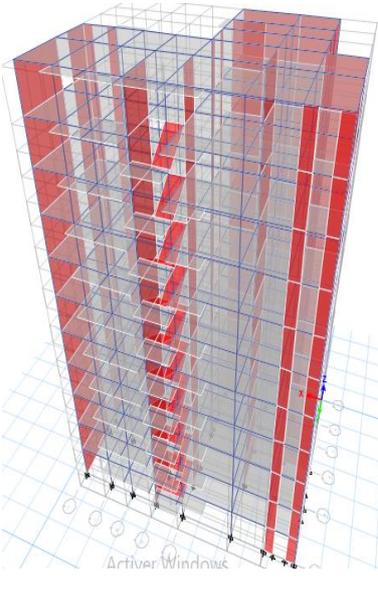
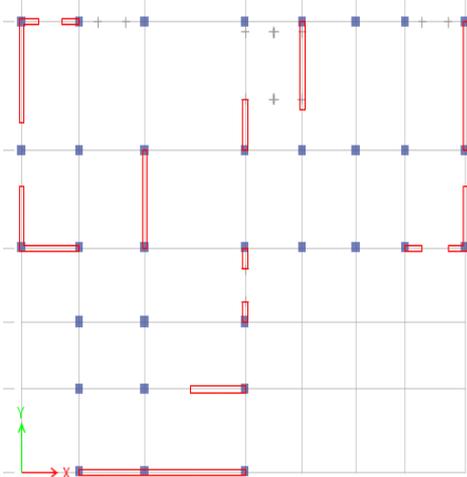
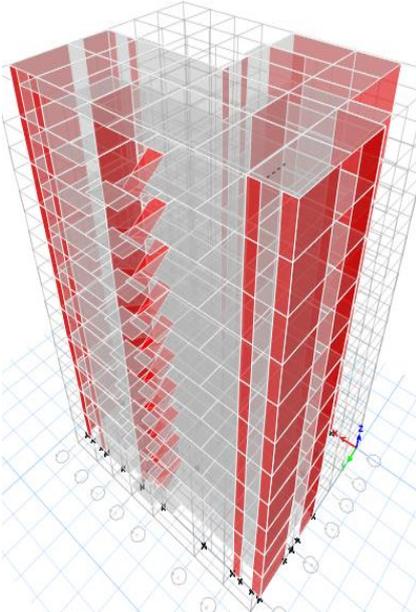
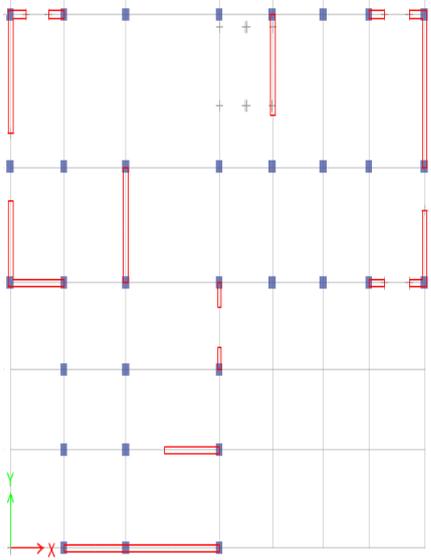
**IV.5. Disposition des voiles :**

- 1er indice indique le nombre de niveaux, 2ème indice indique la zone sismique et le dernier indice désigne la valeur attribuée au coefficient de comportement. (Exemple : 5S-ZIIa-3.5 désigne : 5 niveaux-zone IIa -R=3.5)

Système		4S- ZIIa- 5 et 4S- ZIII- 5	
Eléments linéaires		Voiles -portiques Avec justification de l'interaction	
		Vue en 3D	Vue n plan
Poutres	Principal: (30*45)		
	Secondaire : (30*40)		
Poteaux	RDC, étage 1- 2-3-4 : (40*40)		
Eléments surfaciques			
Voiles	Ep=20cm		
Plancher corps creux	Ep=(20+4)cm		
Palier et paillasse	Ep=15cm		
Système		4S- ZIIa- 3.5 et 4S- ZIII- 3.5	
		Vue en 3D	Vue n plan
Eléments linéaires			
Poutres	Principal: (30*45)		
	Secondaire : (30*40)		
Poteaux	RDC, étage 1- 2-3-4 : (40*40)		
Eléments surfaciques			
Voiles	Ep=20cm		
Plancher corps creux	Ep=(20+4)cm		
Palier et paillasse	Ep=15cm		

8S- Z IIa- 3.5 et 8S- Z III – 3.5			
Système		Voiles porteurs	
		Vue en 3D	Vue n plan
<b>Eléments linéaires</b>			
Poutres	Principal: (30*45)		
	Secondaire : (30*40)		
Poteaux	RDC, étage 1- 2-3-4 : (40*40)		
<b>Eléments surfaciques</b>			
Voiles	Ep=15cm et 25cm		
Plancher corps creux	Ep=(20+4)cm		
Palier et Paillasse	Ep=15cm		

8S- Z IIa- 5 et 8S- Z III – 5			
Système		Voiles -portiques Avec justification de l'interaction	
		Vue en 3D	Vue n plan
<b>Eléments linéaires</b>			
Poutres	Principal: (30*45)		
	Secondaire : (30*40)		
Poteaux	RDC, étage 1- 2-3-4 : (40*40)		
<b>Eléments surfaciques</b>			
Voiles	Ep=15cm et 25cm		
Plancher corps creux	Ep=(20+4)cm		
Palier et paillasse	Ep=15cm		

10S- Z IIa- 5 et 10S- Z III - 5			
Système		Voiles -portiques Avec justification de l'interaction	
		Vue en 3D	
Eléments linéaires		Vue n plan	
Poutres	Principal: (30*45)		
	Secondaire : (30*40)		
Poteaux	RDC, étage 1- 2-3-4 : (40*40)		
Eléments surfaciques			
Voiles	Ep=25m		
Planche corps creux	Ep=(20+4)cm		
Palier et paillasse	Ep=15cm		
10S- Z IIa- 3.5 et 10S- Z III - 3.5			
Système		Voiles porteurs	
		Vue en 3D	
Eléments linéaires		Vue n plan	
Poutres	Principal: (30*45)		
	Secondaire : (30*40)		
Poteaux	RDC, étage 1- 2-3-4 : (40*40)		
Eléments surfaciques			
Voiles	Ep=25cm		
Planche corps creux	Ep=(20+4)cm		
Palier et paillasse	Ep=15cm		

### IV.6. Résultats de l'analyse sismique "4S- Z IIa- 5" et "4S- Z III- 5"

#### IV.6.1. Taux de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que:

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

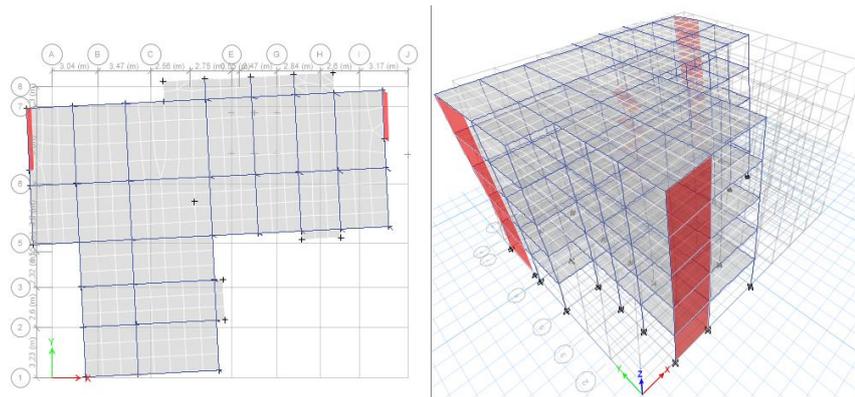
(Article 4.3.4 P45-46) [9].

Le tableau suivant donne la période analytique ainsi le taux de participation massique pour chaque mode :

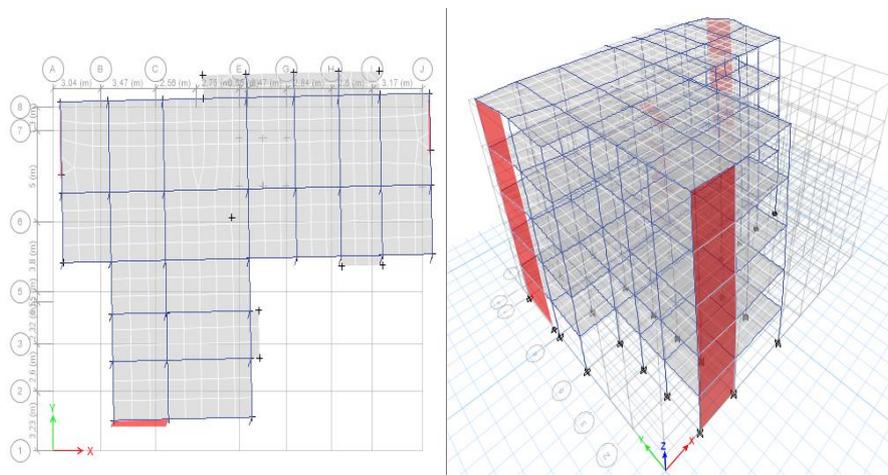
tableau IV.4. Périodes et taux de participation massique de la structure							
Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	Sec						
1	<b>0,449</b>	<b>0,6748</b>	0,0406	0,6748	0,0406	0,0507	0,0507
2	0,383	0,0537	<b>0,6734</b>	0,7285	0,7141	0,0068	0,0575
3	0,254	0,0328	0,0198	0,7613	0,7339	0,6665	0,724
4	0,131	0,1401	0,0034	0,9014	0,7373	0,0089	0,7329
5	0,097	0,0061	0,1734	0,9075	0,9107	0,0015	0,7344
6	0,065	0,0489	0,001	0,9564	0,9117	0,0038	0,7382
7	0,058	0,0137	0,0045	<b>0,9701</b>	<b>0,9161</b>	0,18	<b>0,9181</b>

#### Remarque :

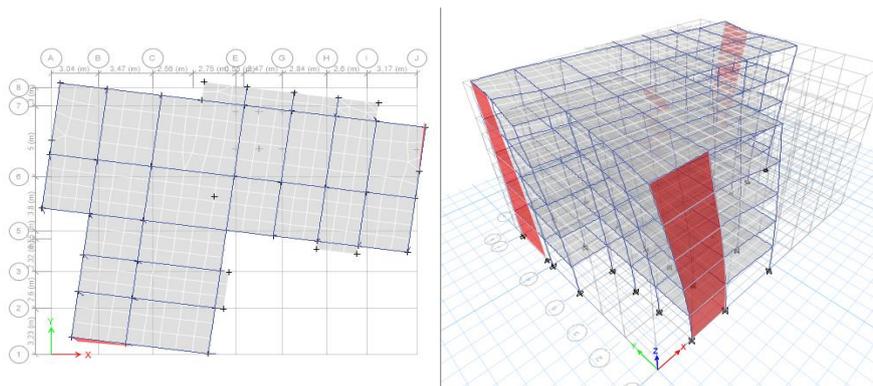
- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0,449s$ .
- ✓ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 7 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).atteinne les 90% (selon le RPA99).



**Figure IV-1** : 1<sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe x)  $T_1=0,449s$ .



**Figure IV-2** : 2<sup>eme</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y)  $T_2=0,383s$



**Figure IV-3** : 3<sup>eme</sup> mode de vibration (torsion autour de l'axe Z)  $T_3=0,254s$

#### IV.6.2. Vérification de l'interaction voiles-portiques :

L'article (3.4.4.a P27) du RPA99/version 2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales

## Chapitre 4

sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

✓ **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ des charges verticales reprises par les voiles}$$

Les résultats obtenus à partir du logiciel « ETABS » sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.5. Justification de l'interaction sous charges verticales					
Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques ≥ 80%	Voiles ≤ 20%	
RDC	14947.5682	1883.9184	88.807	11.193	Vérifiée
1er étage	11854.6762	1494.6895	88.803	11.197	Vérifiée
2ème étage	8791.1319	1084.6152	89.017	10.983	Vérifiée
3ème étage	5735.1739	664.6736	89.614	10.386	Vérifiée
4ème étage	2892.5847	252.7635	91.964	8.0361	Vérifiée

✓ **Sous charges horizontales:**

Pour la structure soit classée en système de contreventement mixte il faut que :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ des charges horizontales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ des charges horizontales reprises par les voiles}$$

**Sens X-X:**

Tableau IV.6. Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (X-X).					
Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques ≥ 25%	Voiles ≤ 75%	
RDC	1062,7531	1697,863	38,497	61,503	Vérifiée
1er étage	1291,0364	1427,8553	47,484	52,516	Vérifiée
2ème étage	1327,3002	1096,5223	54,761	45,239	Vérifiée
3ème étage	1162,1542	734,7016	61,267	38,733	Vérifiée
4ème étage	966,6736	439,0788	68,766	31,234	Vérifiée

Sens Y-Y

Tableau IV.7. Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (Y-Y).					
Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques $\geq$ 25%	Voiles $\leq$ 75%	
RDC	399,0268	1793,7777	18,1970987	81,8029013	Non Vérifiée
1er étage	520,8661	1505,8473	25,7000373	74,2999627	Vérifiée
2ème étage	613,6332	1173,9265	34,3279836	65,6720164	Vérifiée
3ème étage	582,1365	801,4456	42,0745903	57,9254097	Vérifiée
4ème étage	721,3007	458,2304	61,1514779	38,8485221	Vérifiée

• **Commentaire**

Le tableau IV.7 montre les charges horizontales converties en pourcentages reprises par les portiques et les voiles à chaque étage. Nous constatons que la limite des **25%** exigée par le **RPA99/version2003** a été globalement respectée sauf pour le RDC où nous avons enregistré de légers dépassements pour les voiles. Néanmoins, lorsque le règlement dit « les portiques doivent reprendre 25% de... » Ou bien « les voiles reprennent 100% de ... », ce n'est pas une vérification à faire pour classer le système de contreventement, mais c'est une exigence pour le dimensionnement après avoir déjà choisi le système de contreventement.

Après plusieurs tentatives on a trouvé que l'augmentation de la section des poteaux pour le RDC et le 1<sup>er</sup> étage va régler la distribution des forces horizontales en sens y-y (choix une section des poteaux ( 60cm × 55 cm).

Tableau IV.8. Justification de l'interaction sous charges verticales					
Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques $\geq$ 80%	Voiles $\leq$ 20%	
RDC	15812,33	1535,335	91,150	8,850	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	12360,99	1192,108	91,204	8,796	Vérifiée
2ème étage	9147,435	937,9016	90,700	9,300	Vérifiée
3ème étage	5921,395	565,0945	91,288	8,712	Vérifiée
4ème étage	2909,454	205,75	93,395	6,605	Vérifiée

Sens X-X:

Tableau IV.9. Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (X-X).					
Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques ≥ 25%	Voiles ≤ 75%	
RDC	1647,63	1504,062	52,278	47,722	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	1643,562	1365,973	54,612	45,388	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	1340,754	1174,989	53,295	46,705	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	1210,42	782,8393	60,726	39,274	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	988,5125	440,6893	69,165	30,835	Vérifiée

Sense Y-Y :

Tableau IV.10. Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (Y-Y).					
Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques ≥ 25%	Voiles ≤ 75%	
RDC	662,4297	1588,323	29,431	70,569	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	679,6782	1438,097	32,094	67,906	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	553,9784	1238,019	30,914	69,086	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	565,6507	846,1423	40,066	59,934	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	722,6846	478,8221	60,148	39,852	Vérifiée

⇒ Après satisfaction de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales et verticales nous pouvons dire que le système approprié est un système mixte avec interaction voiles-portiques.

#### IV.6.3. Justifications sismiques de la structure

##### a . VERIFICATION DE LA RESULTANTE SISMIQUE

En se référant à l'article 4-3-6 de RPA[9], la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dy}$  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  $V_{sta}$ , nous avons :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base " $V_{st}$ " obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments..) dans le rapport  $r = \frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$ .

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente donnée par la formule ci-dessous :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA Art 4, 2, 3}) \quad [9]$$

$$A = 0.25, A=0.15 ; Q = 1.15 ; R = 5$$

**W** : poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**$W_{Gi}$**  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

**$W_{Qi}$**  : charges d'exploitation

**$\beta$** : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau 4.5 du RPA. Dans le cas d'un bâtiment à usage d'habitation la valeur de ce coefficient est fixée à 0.2

- partir des résultats de modélisation par ETABS 17.01 on trouve :

$$W = 19309,582 \text{ KN}$$

Donc tous les paramètres sont calculés sauf le facteur d'amplification dynamique moyenne D.

Le facteur d'amplification dynamique moyens  $D_x$  et  $D_y$ , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

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

Donc pour calculer la valeur de D on doit calculer la période T.

### a.1. Détermination de la période fondamentale T

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

#### Période empirique

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{Article 4.2.4 P42}) \quad [17]$$

## Chapitre 4

---

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).  
pour notre cas :  $h_N = 15.30 \text{ m}$

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

Pour notre cas  $C_T = 0.050$  (Tableau 4.6 P42) [9]

$$\text{Donc } T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 15.3^{3/4} = 0.39 \text{ s}$$

**Remarque** : d'après (Article 4.2.4 P42) [17], la période peut être calculée par deux autres formules, formule de Rayleigh ou encore la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

Selon RPA 2003 applicable éventuellement pour le cas n° 3 et 4 qui est le nôtre, citée dans RPA le (Tableau 4.6 P42) [17]

### a. 2. Vérification de la résultante sismique

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

$$D_x = 23.85 \text{ m} \quad ; \quad D_y = 17.90 \text{ m}$$

$$T_x = 0.28 \text{ s} \quad ; \quad T_y = 0.33 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0.28 \text{ s}, 0.39 \text{ s}) \Rightarrow \text{Donc } : T_x = 0.28 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.33 \text{ s}, 0.39 \text{ s}) \Rightarrow \text{Donc } : T_y = 0.33 \text{ s}$$

Dans l'article (4.2.4 P42) RPA 2003 exige que les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30% :

$$T_{\text{numérique}} \leq 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{numérique}} = 0.449 > 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.33 \times 1.3 = 0.429 \text{ s.}$$

On doit calculer (D) avec 1,3 Temp :

$$\rightarrow \begin{cases} T_x = 0.37 \text{ s} \\ T_y = 0.429 \text{ s} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen  $D_x$  et  $D_y$ , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

#### ❖ Sens x-x :

$$\text{On a : } 0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.37 < 0.5 \text{ s}$$

Donc :  $D_x=2.5\eta \Rightarrow D_x=2.5 \times 0.881 = 2.202$

❖ **Sens Y-Y :**

On a :  $0 < T < T_2 \Rightarrow 0 < 0.429 < 0.5s$

Donc :  $D_y=2.5\eta \Rightarrow D_y=2.5 \times 0.881 = 2.202$

• **Combinaison des réponses modales**

Selon l'article A.4.3.5 /R.P.A99/03, la réponse sismique totale de la structure est donnée par :

-Si les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres :

$$E = \sum E_i \quad E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

-Si deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E1 et E2 par exemple, la réponse totale

est donnée par :  $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$

Avec : E : effet de l'action sismique considéré.

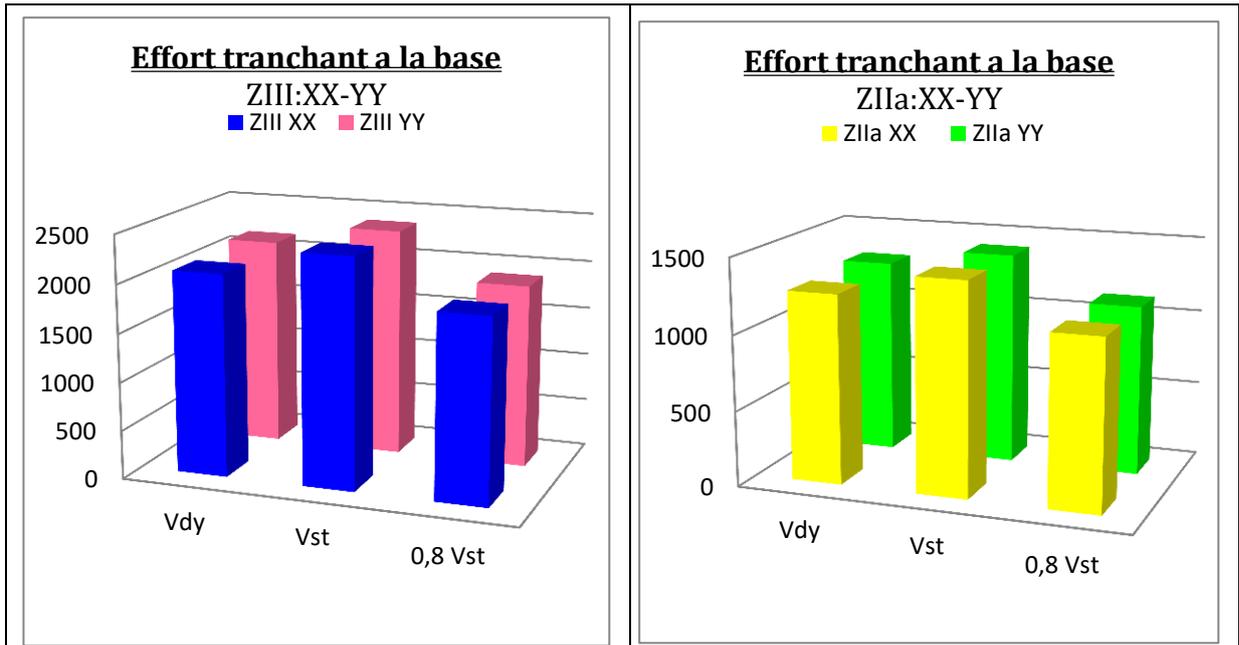
$E_i$  : valeur modale de E selon le mode « i ».

K : nombre de modes retenus

<b>Tableau.IV. 11 : La réponse sismique totale de la structure (4S-ZIII-ZIIa-5)</b>		
	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
$T_1(s)$	0.449	0.383
$T_2(s)$	0.131	0.097
$r = T_i/T_j (T_i \leq T_j)$	0.29	0.25
$10/(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	0.6	0.6
$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$		

✓ A partir des résultats de modélisation par Etabs on trouve :

<b>Tableau.IV.12 : Vérification de l'effort tranchant à la base.</b>				
ZONE	III		IIa	
	sens X	sens Y	sens X	sens Y
$V_{dy}$	2092,32	2157,587	1257,982	1296,96
$V_{st}$	2366,17	2366,17	1408,44	1408,44
$0,8 V_{st}$	1892,94	1892,94	1126,75	1126,75



• Commentaires

Vue que les réponses modales sont indépendantes les unes des autres, la réponse sismique

totale de la structure est :  $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^{k=7} E_i^2}$  ( 7 modes).

**b. Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, (Article 7.4.3.1) [9] exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

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

Avec :

**B<sub>c</sub>** : air de la section transversale du poteau considéré.

**N<sub>d</sub>** : effort normal de compression de calcul sous combinaisons accidentelles (sismique).

Selon le CBA, dans le chapitre B.8.2 [14], (combinaisons d'actions à considérer) dans le l'Article B.8.2.2 (Poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme), il y a ce qui suit : "Les combinaisons d'action à considérer sont celles données par le DTR. BC 2.48 auxquelles il y a lieu de se référer. Donc pour un ouvrage avec des voiles (mixtes)

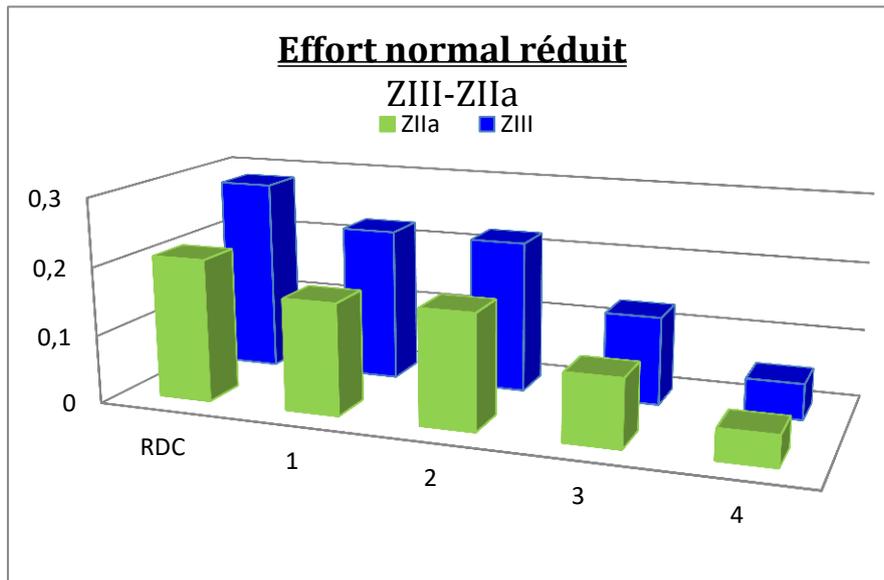
$$G+Q+ Ex,y ; G+Q- Ex,y ; 0.8G+Ex, y ; 0.8G-Ex,y$$

Par expérience la combinaison la plus défavorable était la combinaison :

G+Q+ Ex,y ; G+Q- Ex,y

**Tableau IV.13. Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.**

ZONE III							
Niveau	Poteaux	$B_c(m^2)$	N° poteau	$f_{c28}(\frac{KN}{m^2})$	N_d (KN)	v	Observation
RDC	60×55	0,33	2	25000	2340,8511	0,284	C.V
Etage 1	60×55	0,33	2	25000	1855,5632	0,225	C.V
Etage 2	50×45	0,225	2	25000	1250,0603	0,222	C.V
Etage 3	50×45	0,225	2	25000	727,0804	0,129	C.V
Etage 4	50×45	0,225	2	25000	295,8129	0,053	C.V
ZONE IIa							
Niveau	Poteaux	$B_c(m^2)$	N° poteau	$f_{c28}(\frac{KN}{m^2})$	N_d (KN)	v	Observation
RDC	60×55	0,33	12	25000	1724,8928	0,209	C.V
Etage 1	60×55	0,33	12	25000	1347,7281	0,163	C.V
Etage 2	50×45	0,225	12	25000	943,2305	0,168	C.V
Etage 3	50×45	0,225	12	25000	552,7048	0,098	C.V
Etage 4	50×45	0,225	8	25000	248,5047	0,044	C.V



• **Commentaires**

La rupture fragile dans les poteaux sous effort sismique est écartée.

**c. Vérification des déplacements :**

Selon l'article 4.4.3 [9], Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

## Chapitre 4

Avec:

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$\delta_k$  : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

R : coefficient de comportement global, notre cas R = 5.

Selon le (Article.5.10) [17], les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents (K-1), ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :  $\Delta_k < 1\% h_k$

Avec :  $h_k$  : la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau (K-1) est égale à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.14 : Vérification vis-à-vis des déformations								
ZONE III								
Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	$\delta_k/\delta_{k-1}$	$h_k$ (m)	R	$\Delta_k$ (m)	$\delta_k/\delta_{k-1}$	$\Delta_k$ (m)	1%hk	observation
4	0,0011	3,06	5	0,017	0,0016	0,024	0,0306	Vérifiée
3	0,0013	3,06	5	0,02	0,0017	0,026	0,0306	Vérifiée
2	0,0014	3,06	5	0,021	0,0016	0,025	0,0306	Vérifiée
1	0,0012	3,06	5	0,018	0,0013	0,019	0,0306	Vérifiée
RDC	0,0007	3,06	5	0,01	0,0006	0,01	0,0306	Vérifiée
ZONE IIa								
Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			observation
	$\delta_k/\delta_{k-1}$	$h_k$ (m)	R	$\Delta_k$ (m)	$\delta_k/\delta_{k-1}$	$\Delta_k$ (m)	1%hk	
4	0,0007	3,06	5	0,01	0,0009	0,014	0,0306	Vérifiée
3	0,0008	3,06	5	0,012	0,001	0,0154	0,0306	Vérifiée
2	0,0008	3,06	5	0,013	0,001	0,0148	0,0306	Vérifiée
1	0,0007	3,06	5	0,011	0,0008	0,012	0,0306	Vérifiée
RDC	0,0004	3,06	5	0,006	0,0004	0,006	0,0306	Vérifiée

### • Commentaires

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

### d. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

Les effets du second ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après

## Chapitre 4

déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (Article 5.9) [9]

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{h_k \times V_k} < 0.1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau k.

$V_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Si :  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $1 / (1 - \theta_k)$ .

Si :  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.15 : Vérification des effets P- $\Delta$								
Zone III								
Niveaux	Sens X-X					Sens Y-Y		
	$P_k$	$\Delta_k$	$h_k$	$V_k$	$\theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta_k$
	KN	m	m	KN		M	KN	
4	3935,366	0,017	3,06	764,2747	0,029	0,024	845,5647	0,037
3	7654,915	0,020	3,06	1287,0905	0,039	0,026	1345,1052	0,046
2	11374,46	0,021	3,06	1667,9561	0,047	0,025	1710,6552	0,053
1	15342,02	0,018	3,06	1932,738	0,046	0,019	1984,231	0,049
RDC	19309,58	0,010	3,06	2092,3201	0,030	0,010	2157,5871	0,029
Zone IIa								
Niveaux	Sens X-X					Sens Y-Y		
	$P_k$	$\Delta_k$	$h_k$	$V_k$	$\theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta_k$
	KN	m	m	KN		m	KN	
4	3935,366	0,010	3,06	459,4811	0,029	0,014	508,1761	0,037
3	7654,915	0,012	3,06	773,8526	0,039	0,0154	808,6373	0,048
2	11374,46	0,013	3,06	1002,8892	0,047	0,0148	1028,5638	0,053
1	15342,02	0,011	3,06	1162,051	0,046	0,012	1192,8825	0,049
RDC	19310	0,006	3,06	1257,9823	0,030	0,006	1296,9597	0,029

### • Commentaires:

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0,1 pour tous les niveaux et cela dans les deux sens de calcul.

V.6.4. Caractéristique géométrique et massique

a. Poids et centre de gravité et de rigidité de la structure

**Tableau.IV.16 : Poids et centre de gravité de la structure (4S-ZIIa-ZIII-5)**

Niveau	Diaphragm	$\sum P_k$	Center de masse		Center de rigidité	
			X <sub>m</sub>	Y <sub>m</sub>	X <sub>r</sub>	Y <sub>r</sub>
		kN	M	m	m	M
RDC	D1	19310	10,72	10,762	9,8728	5,3973
1	D2	15342	10,72	10,778	9,0765	5,6586
2	D3	11374	10,71	10,798	8,8268	6,4432
3	D4	7654,9	10,68	10,755	8,7972	7,3522
4	D5	3935,4	10,77	10,932	8,7978	8,0133

•Commentaires

Dans le but d'avoir un meilleur comportement, on a essayé de minimiser l'excentricité entre le centre de gravité (X<sub>m</sub>, Y<sub>m</sub>) et le centre de rigidité (X<sub>r</sub>, Y<sub>r</sub>) afin de minimiser les effets de torsion.

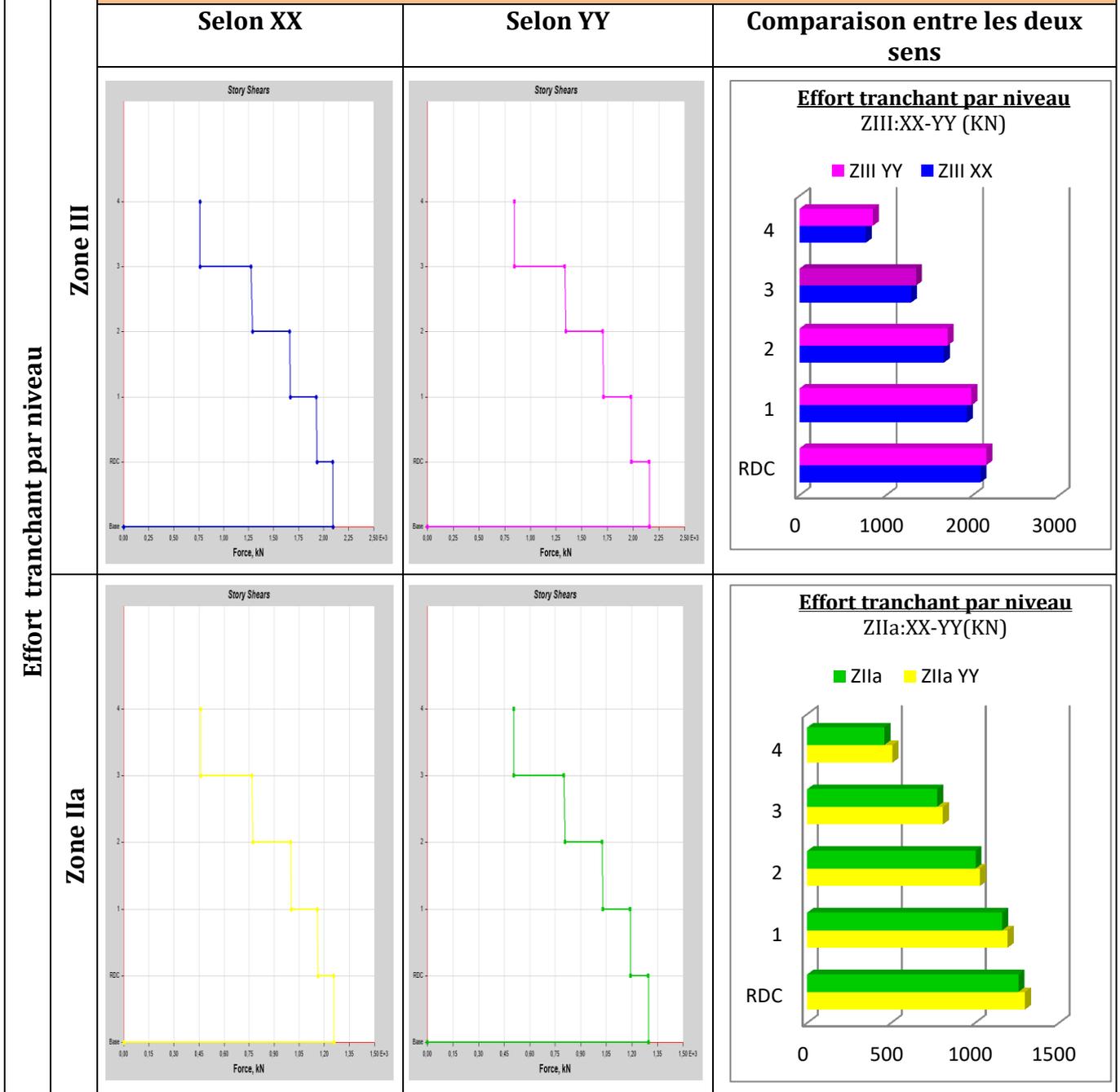
**b.Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P.A99/2003) [6]**

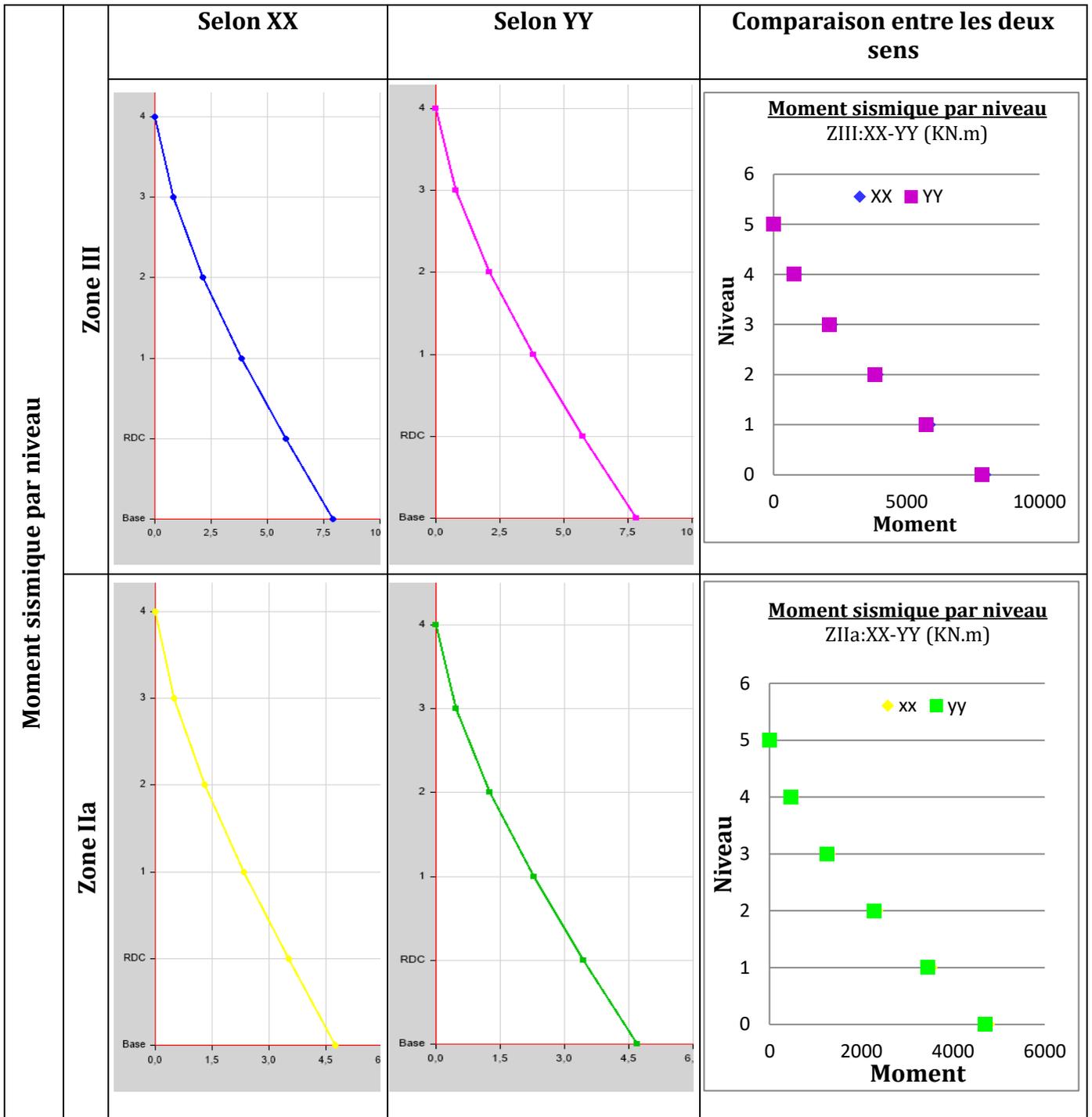
L'excentricité accidentelle additionnelle ± 0.05 L est introduite dans le programme de calcul, lors de la définition des réponses sismiques Ex et Ey.

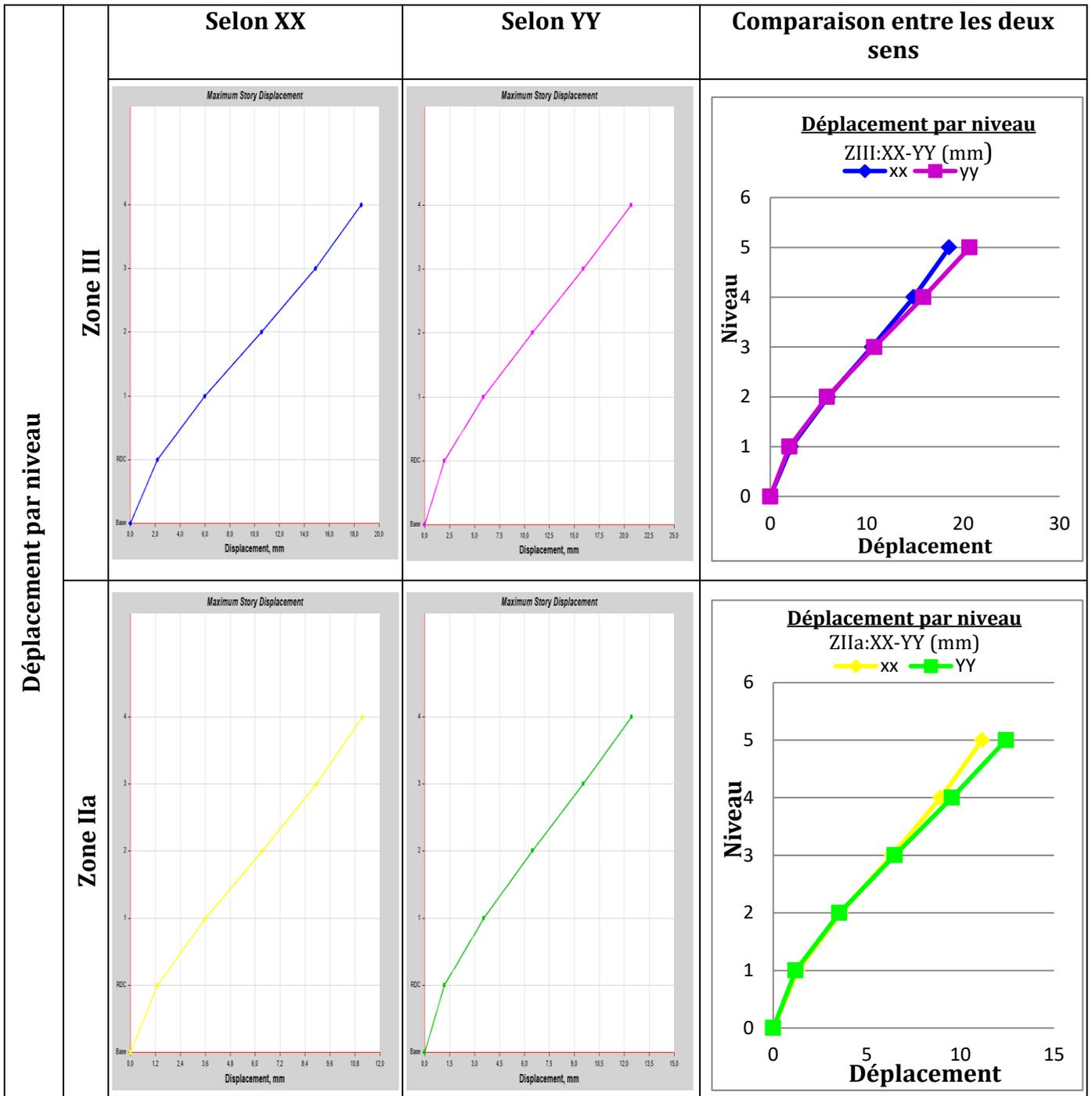
**c. Effort tranchant, moment sismique et les déplacements par niveau**

Dans le tableau suivant, on montre les résultats trouvés sous formes graphes et tableau dans les deux directions XX et YY : les efforts, les moments sismiques avec les déplacements par niveau ainsi une comparaison entre les deux directions :

**Tableau.IV. 17 : Effort tranchant, moments sismiques et les déplacements par niveau (4S-ZIIa-ZIII-5)**







• **Commentaires :**

La structure a une géométrie en T , ce qui signifie une différence en termes de rigidité dans les deux directions. Pour corriger cette différence, on a disposé (1 voile ) parallèles a X et (2 voiles) parallèles a Y (Voir Tableau.2.10)

IV.7. Résultats de l'analyse sismique "4S- Z IIa- 3.5" et "4S- Z III- 3.5"

IV.7.1. Taux de participation massique

Le tableau suivant donne la période analytique ainsi la participation massique pour chaque mode :

tableau IV.18. Périodes et taux de participation massique de la structure							
Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	Sec						
1	<b>0,425</b>	<b>0,7783</b>	0,0017	0,7783	0,0017	0,0044	0,0044
2	0,326	0,0008	<b>0,6962</b>	0,779	0,6979	0,0267	0,0311
3	0,254	0,0059	0,0303	0,785	0,7282	0,6906	0,7217
4	0,128	0,1272	7E-06	0,9122	0,7282	0,0008	0,7224
5	0,08	0	0,187	0,9122	0,9152	0,0009	0,7233
6	0,064	0,0517	4E-05	0,9638	0,9152	2E-05	0,7234
7	0,061	4E-05	0,0001	0,9639	0,9153	0,1941	0,9175

Remarques :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0,425$
- ✓ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

On doit retenir les 7 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

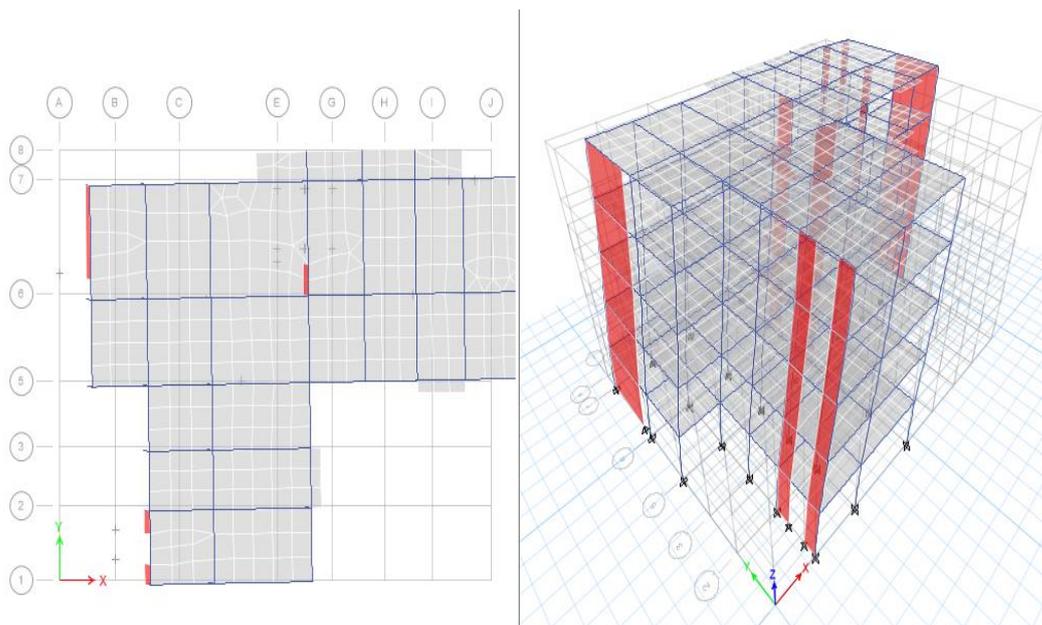


Figure IV-4 : 1<sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe x)  $T_1 = 0,425s$

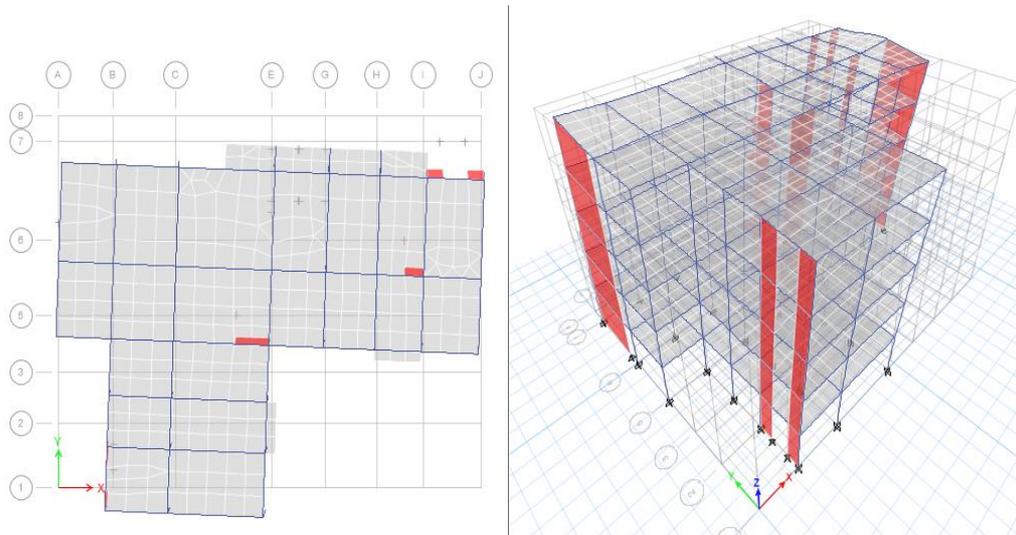


Figure IV-5 :2<sup>ème</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y)  $T_2= 0,326s$

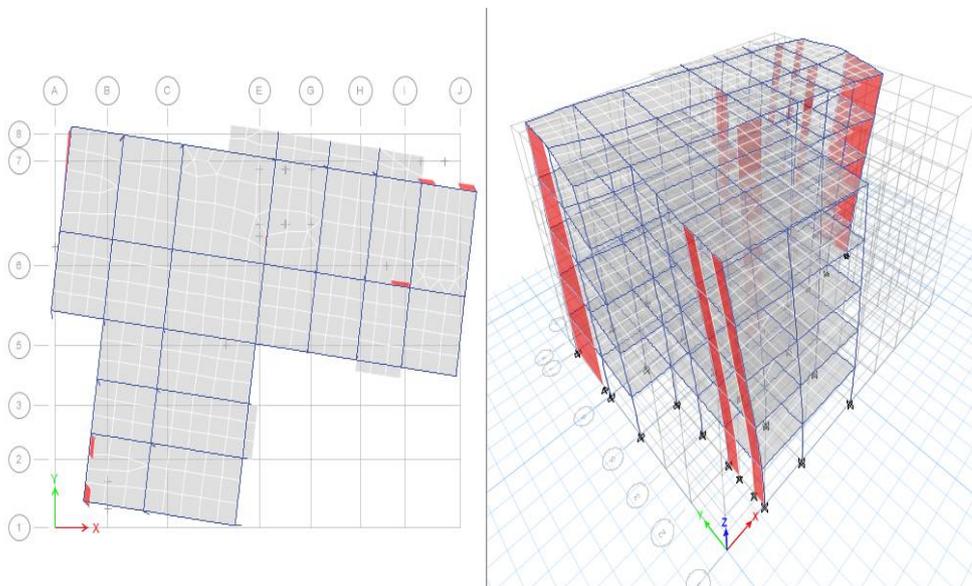


Figure V-6 :3<sup>ème</sup> mode de vibration (torsion autour de l'axe Z)  $T_3=0,254s$

#### IV.7.2. Justifications sismiques de la structure

##### a. Effort tranchant à la base (A.4.3.6 R.P.A99/2003)

$$R=3.5$$

$$W=18399,815$$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 15.3^{3/4} = 0.39s$$

$$T_x = \min (0,282s , 0,39s) \Rightarrow T_x = 0.28 s$$

$$T_y = \min (0.33 s , 0.39 s) \Rightarrow T_y = 0,33s$$

$$T_{\text{numérique}} = 0,425s > 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.33 \times 1.3 = 0.429s < T_2 = 0.5s$$

## Chapitre 4

Donc :  $D_x = D_y = 2.5\eta = 2.202$

- **Combinaison des réponses modale**

Tableau.IV.19 : La réponse sismique totale de la structure (4S-ZIIa-ZIII-3.5)		
	X-X	Y-Y
$T_1(s)$	0.425	0.326
$T_2(s)$	0.128	0.08
$r = T_i/T_j (T_i \leq T_j)$	0.30	0.24
$10/(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	0.6	0.6
$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$		

Les valeurs trouvées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau.IV.20. Vérification de l'effort tranchant à la base.				
ZONE	III		IIa	
	sens X	sens Y	sens X	sens Y
$V_{dy}$	3245,5109	3033,4177	1952,8591	1980,098
$V_{st}$	3265,6526	3265,6526	1948,5662	1948,57
$0,8 V_{st}$	2612,522	2612,522	1558,853	1558,9

**Effort tranchant a la base**  
ZIII:XX-YY

■ ZIII YY ■ ZIII XX

Category	ZIII YY (kN)	ZIII XX (kN)
Vdy	3245.51	3033.42
Vst	3265.65	3265.65
0,8 Vst	2612.52	2612.52

**Effort tranchant a la base**  
ZIIa:XX-YY

■ ZIIa YY ■ ZIIa XX

Category	ZIIa YY (kN)	ZIIa XX (kN)
Vdy	1952.86	1980.10
Vst	1948.57	1948.57
0,8 Vst	1558.85	1558.90

- **Commentaires**

- Vue que les réponses modales sont indépendantes les unes des autres, la réponse sismique

totale de la structure est :  $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^7 E_i^2}$  ( 7 modes).

## Chapitre 4

- L'effort tranchant dynamique à la base est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique.

### b. justification vis-à-vis les déformations :

Les valeurs trouvées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.21. Vérification vis-à-vis des déformations								
ZONE III								
Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y		1%h <sub>k</sub>	observation
	$\delta_k/\delta_{k-1}$	h <sub>k</sub> ( m )	R	$\Delta_k$ ( m )	$\delta_k/\delta_{k-1}$	$\Delta_k$ ( m )		
4	0,001395	3,06	3,5	0,015	0,001435	0,015	0,0306	vérifiée
3	0,001642	3,06	3,5	0,018	0,001453	0,016	0,0306	vérifiée
2	0,001784	3,06	3,5	0,019	0,001359	0,015	0,0306	vérifiée
1	0,001669	3,06	3,5	0,018	0,001102	0,012	0,0306	vérifiée
RDC	0,000926	3,06	3,5	0,01	0,000562	0,006	0,0306	vérifiée
ZONE IIa								
Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y		1%h <sub>k</sub>	observation
	$\delta_k/\delta_{k-1}$	h <sub>k</sub> ( m )	R	$\Delta_k$ ( m )	$\delta_k/\delta_{k-1}$	$\Delta_k$ ( m )		
4	0,000839	3,06	3,5	0,009	0,000948	0,01	0,0306	vérifiée
3	0,000988	3,06	3,5	0,011	0,00096	0,01	0,0306	vérifiée
2	0,001074	3,06	3,5	0,012	0,000897	0,01	0,0306	vérifiée
1	0,001004	3,06	3,5	0,011	0,000727	0,008	0,0306	vérifiée
RDC	0,000557	3,06	3,5	0,006	0,00037	0,004	0,0306	vérifiée

#### • Commentaires

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

### c. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.22 : Vérification des effets P-Δ								
Zone III								
Niveaux	Sens X-X				$\Theta_k$	Sens Y-Y		
	P <sub>k</sub> KN	$\Delta_k$ m	h <sub>k</sub> m	V <sub>k</sub> kN		$\Delta_k$ m	V <sub>k</sub> kN	$\Theta_k$
4	3852,617	0,015	3,06	1134,739	0,017	0,015	1184,6694	0,016
3	7489,416	0,018	3,06	1984,034	0,022	0,016	1935,0593	0,02
2	11126,22	0,019	3,06	2631,996	0,026	0,015	2472,009	0,021
1	14763,02	0,018	3,06	3056,381	0,028	0,012	2840,4359	0,02
RDC	18399,82	0,01	3,06	3245,511	0,018	0,006	3033,4177	0,012

Zone IIa								
Niveaux	Sens X-X					Sens Y-Y		
	$P_k$	$\Delta_k$	$h_k$	$V_k$	$\theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta_k$
	KN	m	m	KN		m	KN	
4	3852,617	0,009	3,06	682,6068	0,017	0,01	776,418	0,016464
3	7489,416	0,011	3,06	1193,814	0,022	0,010	1266,1345	0,019875
2	11126,22	0,012	3,06	1583,82	0,026	0,01	1616,3011	0,021612
1	14763,02	0,011	3,06	1839,169	0,028	0,008	1855,6359	0,020243
RDC	18399,82	0,006	3,06	1952,859	0,018	0,004	1980,098	0,012034

• **Commentaires:**

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0,1 pour tous les niveaux et cela dans les deux sens de calcul.

**IV.7.3. Caractéristique géométrique et massique**

**a. Poids et centre de gravité et de rigidité de la structure**

Tableau.IV.23 : Poids et centre de gravité de la structure (4S-ZIIa-ZIII-3.5)						
Niveau	Diaphragm	$\sum P_k$	Center de masse		Center de rigidité	
			$X_m$	$Y_m$	$X_r$	$Y_r$
		KN	m	m	M	M
RDC	D1	18399,82	10,8853	10,9177	10,6741	12,2483
1	D2	14763,02	10,8842	10,9143	10,5889	12,1429
2	D3	11126,22	11,3327	10,9479	10,2846	12,1419
3	D4	7489,416	11,2642	10,836	9,9896	12,0914
4	D5	3852,617	11,0718	10,7744	9,7606	12,0438

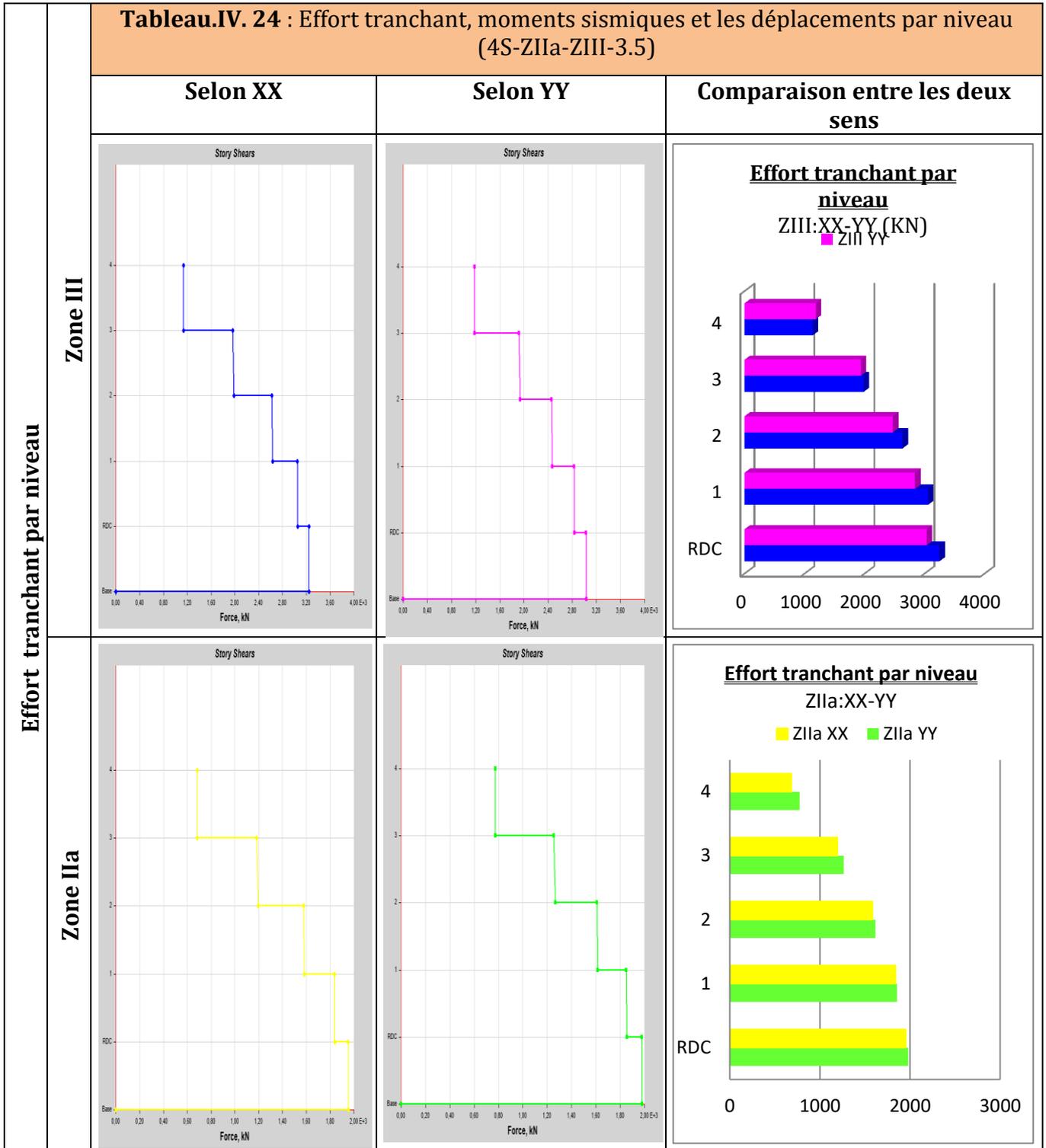
• **Commentaires**

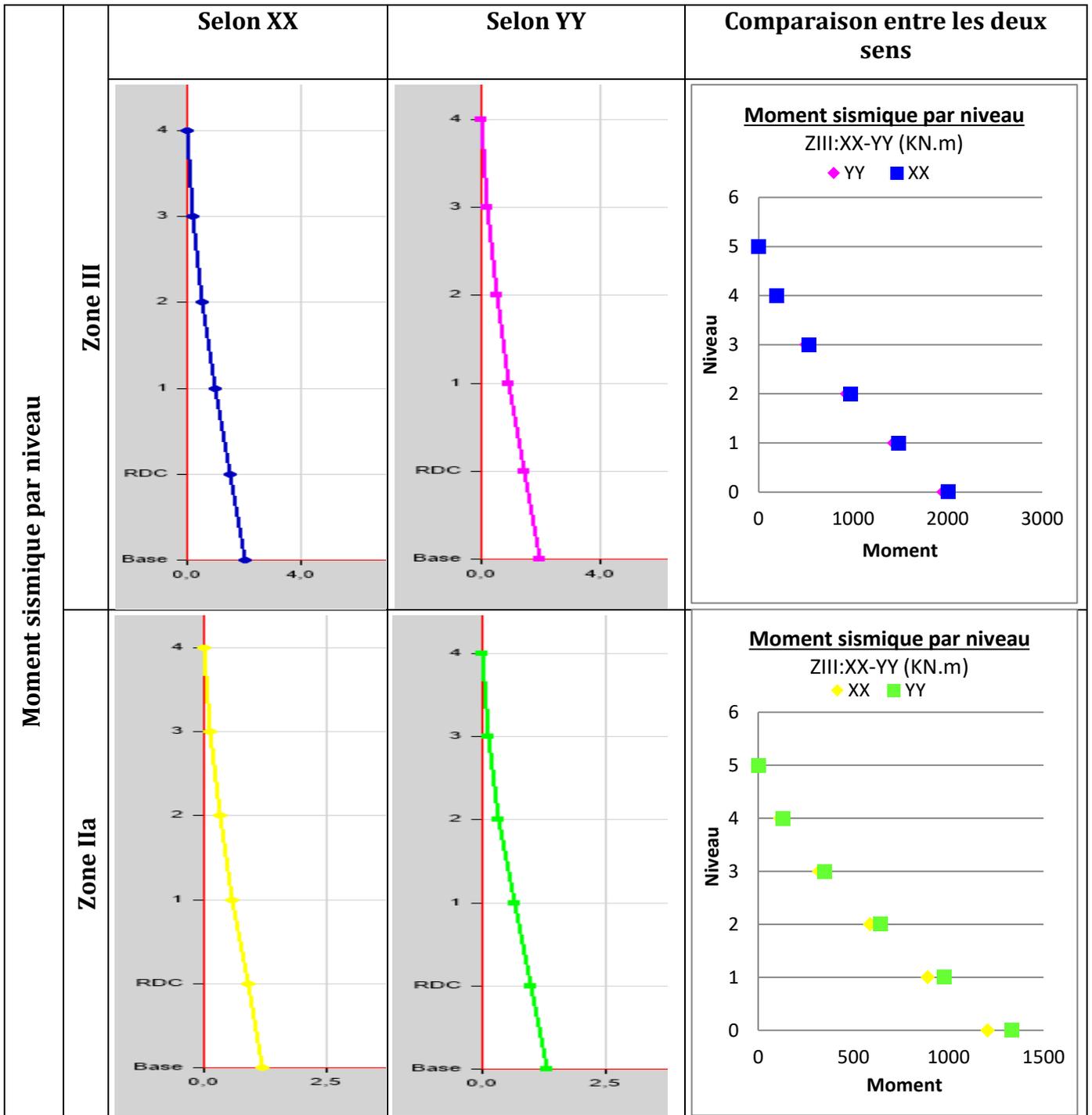
Dans le but d'avoir un meilleur comportement, on a essayé de minimiser l'excentricité entre le centre de gravité ( $X_m, Y_m$ ) et le centre de rigidité ( $X_r, Y_r$ ) afin de minimiser les effets de torsion

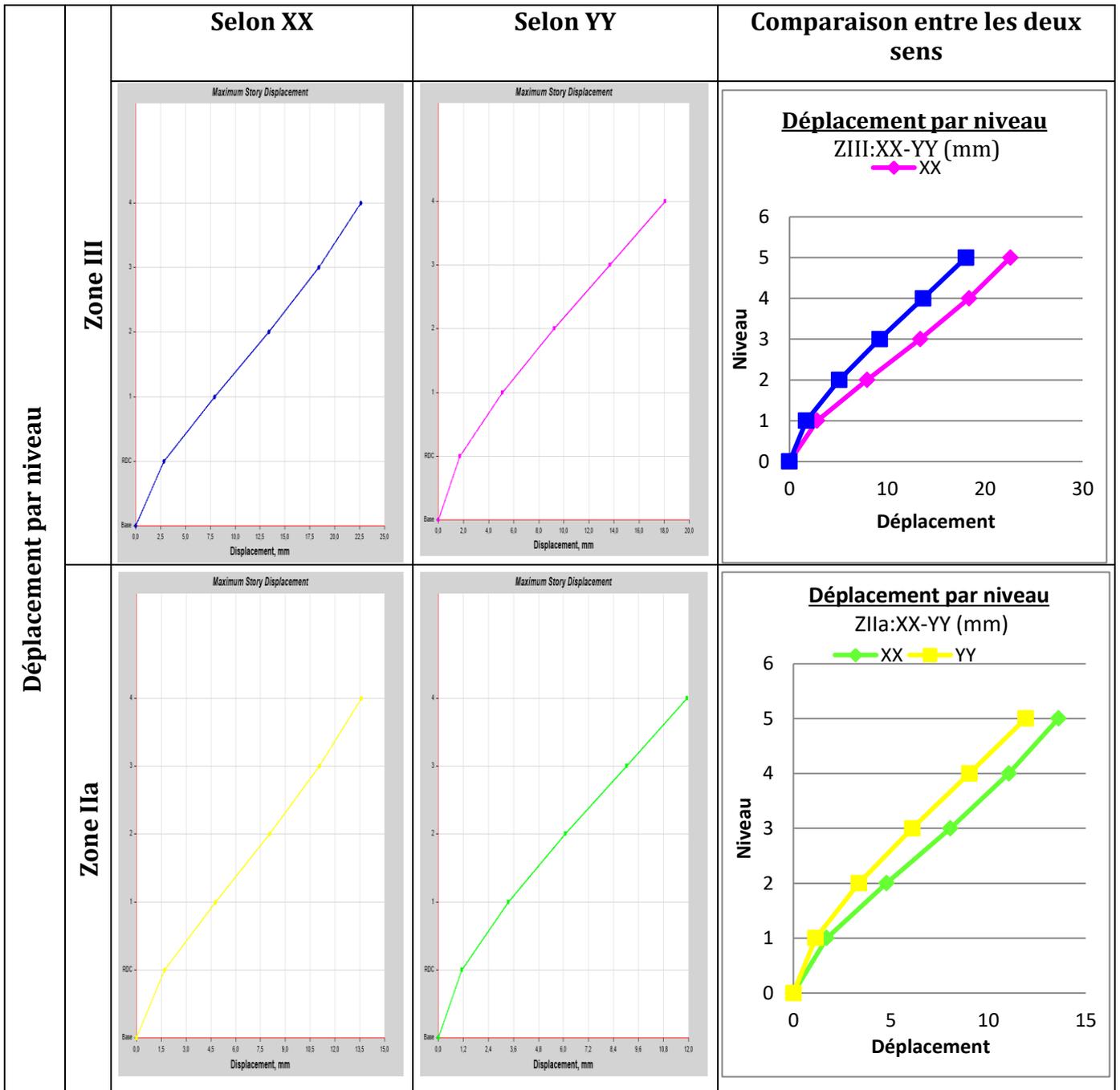
**b. Effort tranchant, moment sismique et les déplacements par niveau**

Dans le tableau suivant, on montre les résultats trouvés sous formes graphes et tableau dans les deux directions XX et YY : les efforts, les moments sismiques avec les déplacements par niveau ainsi une comparaison entre les deux directions :

**Tableau.IV. 24 : Effort tranchant, moments sismiques et les déplacements par niveau (4S-ZIIa-ZIII-3.5)**







• Commentaires :

La structure a une géométrie en T, ce qui signifie une différence en termes de rigidité. Pour corriger cette différence, on a disposé (4 voiles) parallèles a X et (5 voiles) parallèles a Y (Voir Tableau.IV.24)

IV.8. Résultats de l'analyse sismique "8S- Z IIa- 5" et "8S- Z III- 5"

IV.8.1. Taux de participation massique et périodes de vibration:

Le tableau suivant donne la période analytique ainsi la participation massique pour chaque mode :

tableau IV.25 : Périodes et taux de participation massique de la structure							
Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	sec						
1	<b>0,535</b>	<b>0,5368</b>	0,1005	0,5368	0,1005	0,0839	0,0839
2	0,519	0,1072	<b>0,6175</b>	0,644	0,718	0,0024	0,0863
3	0,304	0,0686	0,0073	0,7126	0,7252	<b>0,6381</b>	0,7243
4	0,145	0,1347	0,0045	0,8474	0,7297	0,0141	0,7385
5	0,139	0,004	0,1509	0,8514	0,8806	0,0034	0,7418
6	0,077	0,0232	0,001	0,8745	0,8816	0,146	0,8879
7	0,071	0,0478	0,0065	0,9223	0,8881	0,0013	0,8891
8	0,065	0,0055	0,0504	0,9279	0,9384	0,0038	0,893
9	0,044	0,017	0,0049	0,9449	0,9433	0,0056	0,8985
10	0,04	0,0051	0,0238	0,95	0,9672	0,0004	0,8989
11	0,036	0,0132	0,0003	0,9632	0,9675	0,0478	0,9467

Remarques :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale T = **0,535s**
- ✓ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 11 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

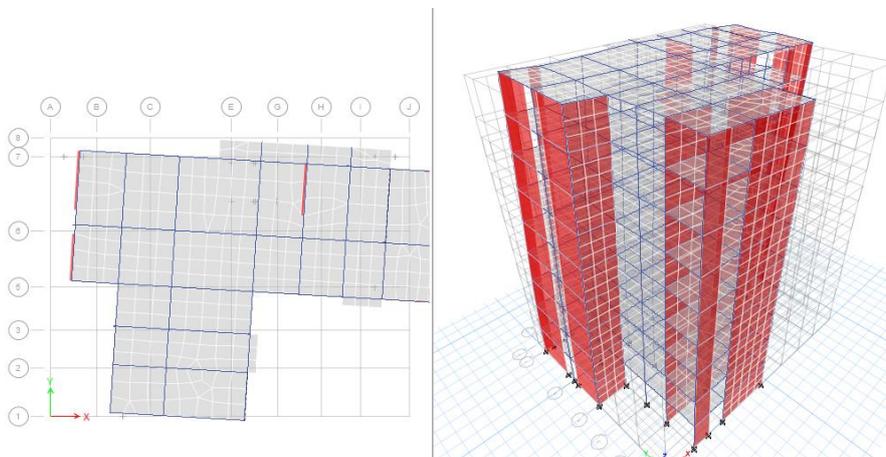


Figure IV-7 : 1<sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe x) T<sub>1</sub>= 0,534s

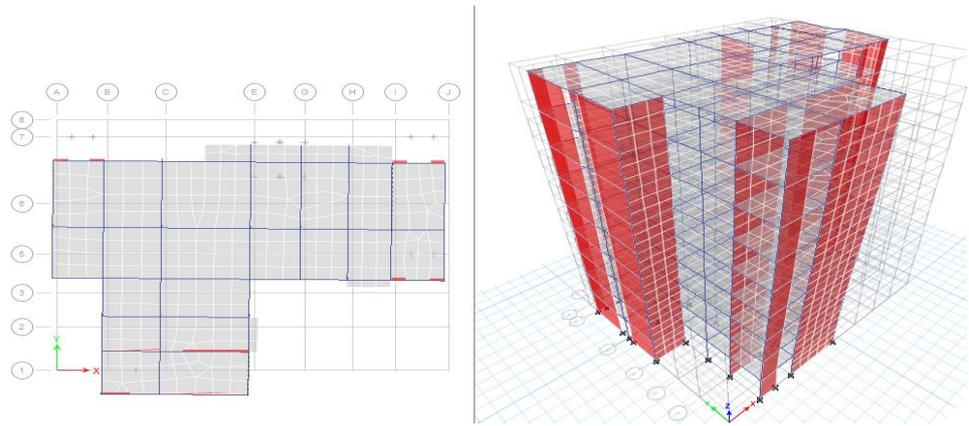


Figure IV-8 :2<sup>ème</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y)  $T_2=0,511s$

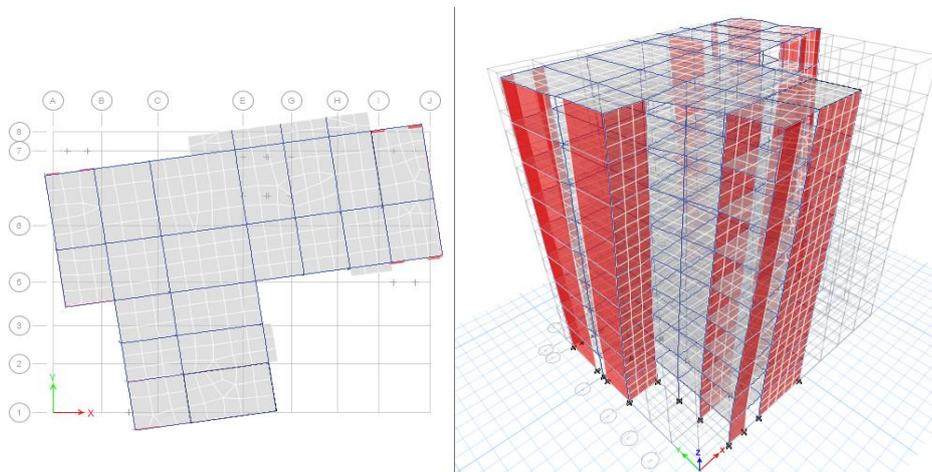


Figure IV-9 :3<sup>ème</sup> mode de vibration (torsion autour de l'axe Z)  $T_3=0,304s$

**IV.8.2. Justification de l'interaction voiles-portiques**

✓ **Sous charges verticales :**

Les résultats obtenus à partir du logiciel « ETABS » sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.26 : Justification de l'interaction sous charges verticales					
Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques ≥ 80%	Voiles ≤ 20%	
RDC	14821,8341	16032,8803	48,037	51,962	Non Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	12910,8957	14637,9499	46,865	53,135	Non Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	11105,6362	12856,4132	46,347	53,653	Non Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	9388,2339	10998,2928	46,051	53,949	Non Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	7744,7837	9076,0813	46,043	53,957	Non Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	6161,3877	6888,3206	47,215	52,785	Non Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	4624,9542	5093,5963	47,589	52,411	Non Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	3087,2627	2998,879	50,726	49,274	Non Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	1602,3332	1132,5684	58,588	41,412	Non Vérifiée

## Chapitre 4

### ✓ Sous charges horizontales:

#### Sens X-X:

Tableau IV.27 : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (X-X).					
Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques $\geq$ 25%	Voiles $\leq$ 75%	
RDC	466,9778	4525,794	9,353	90,647	Non Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	774,4709	4354,168	15,100	84,899	Non Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	930,4507	4079,589	18,572	81,428	Non Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	1005,136	3739,266	21,186	78,814	Non Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	1007,997	3324,716	23,265	76,735	Non Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	963,8767	2794,282	25,648	74,352	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	887,0909	2224,499	28,509	71,491	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	782,2912	1553,59	33,490	66,510	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	775,0446	692,1703	52,824	47,176	Vérifiée

#### Sens Y-Y

Tableau IV.28 : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (Y-Y).					
Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques $\geq$ 25%	Voiles $\leq$ 75%	
RDC	278,0984	4808,634	5,467	94,533	Non Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	449,5626	4501,557	9,080	90,920	Non Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	532,2941	4141,155	11,390	88,610	Non Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	554,7358	3776,742	12,807	87,193	Non Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	538,8057	3350,032	13,855	86,145	Non Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	496,6709	2848,067	14,850	85,150	Non Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	433,8605	2250,271	16,164	83,836	Non Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	354,1301	1532,988	18,766	81,234	Non Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	379,5594	692,9596	35,390	64,610	Vérifiée

**Remarque :** Les interactions horizontales et verticales sont non justifiées

Pour cela on fait une autre analyse du système portique (en supprimant les voiles) sous 25% de la charge sismique.

## Chapitre 4

---

Pour chaque portique, on compare les efforts tranchants d'étages repris par chaque portique du système mixte sous 100% de la charge sismique, et les efforts tranchants d'étages repris par chaque portique du système auto-stable sous 25% de la charge sismique, pour que cette exigence soit vérifiée.

Il faut que pour chaque portique et pour chaque étage, l'effort tranchant des auto-stables sous 25% soit supérieure à celui des portiques du système mixte sous 100%, le cas contraire, le portique est dimensionné par le max des deux.

Après la vérification entre les deux systèmes. On observe que les efforts tranchants repris par les portiques dans le système mixte sont supérieurs aux efforts tranchants repris par les portiques en système portiques auto-stables. Donc les poteaux et les poutres sont dimensionnés par les efforts de système mixte.

### IV.8.3. Justifications sismiques de la structure

#### a. Effort tranchant à la base

- Période empirique

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 27.54^{3/4} = 0.60 \text{ s}$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

$$D_x = 23.85 \text{ m} ; \quad D_y = 17.90 \text{ m}$$

$$T_x = 0.507 \text{ s} ; \quad T_y = 0.585 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0.507 \text{ s}, 0.60 \text{ s}) \text{ Donc: } T_x = 0.507 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.585 \text{ s}, 0.60 \text{ s}) \text{ Donc: } T_y = 0.585 \text{ s}$$

Dans l'article (4.2.4 P42) RPA 2003 exige que les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30% :

$$T_{\text{numérique}} \leq T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{numérique}} = 0,535 < T_{\text{empirique}} = 0.585$$

On doit calculer (D) avec  $T_{\text{numérique}} = 0,535\text{s}$

Le facteur d'amplification dynamique moyens  $D_x$  et  $D_y$ , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

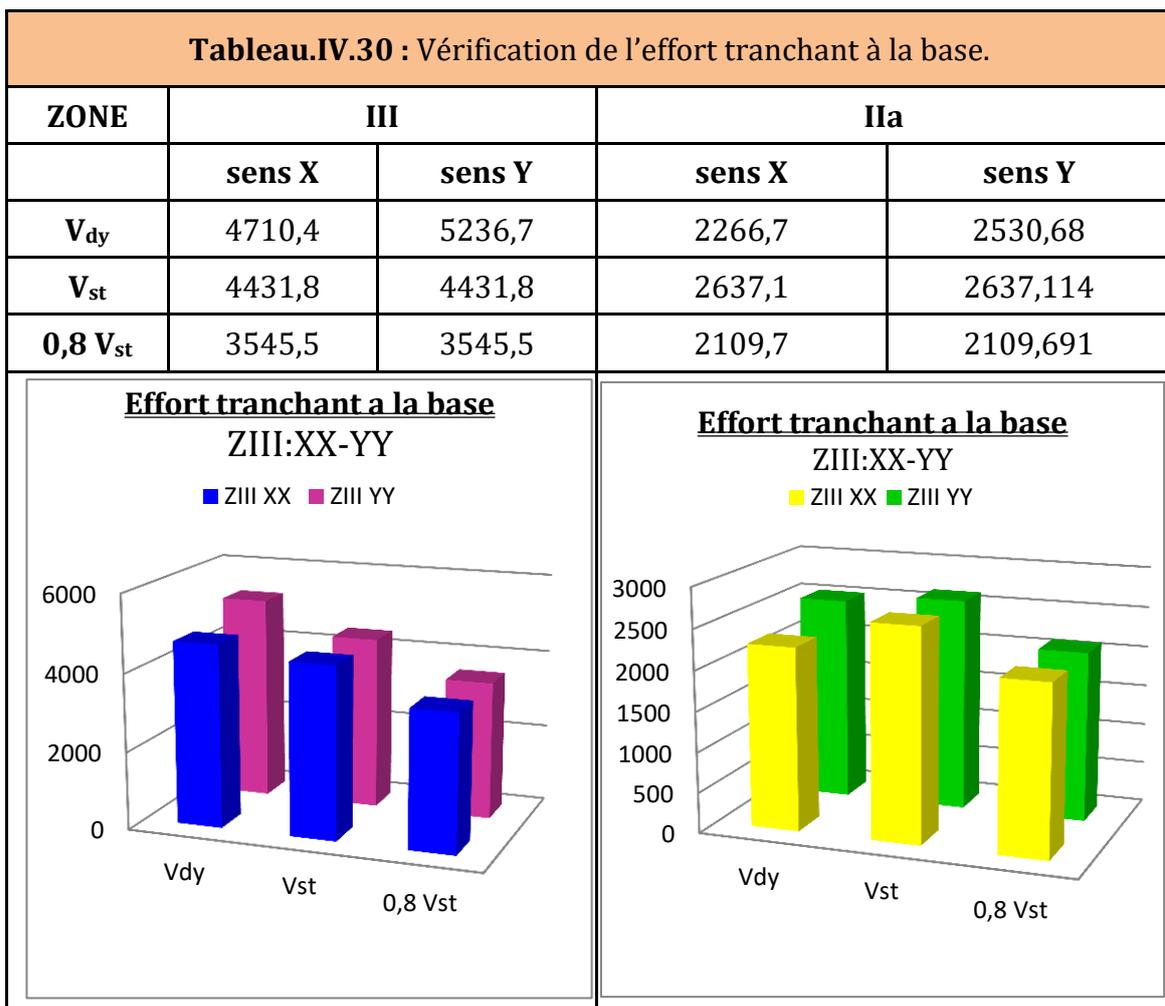
$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow 0.5\text{s} < 0.535 < 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc } D_x = D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow 2.5 \times 0.881 \times \left(\frac{0.5}{0.535}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.105$$

• **Combinaison des réponses modale**

<b>Tableau.IV. 29: La réponse sismique totale de la structure (8S-ZIIa-ZIII-5)</b>		
	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
$T_1(s)$	0.535	0.519
$T_2(s)$	0.145	0.139
$r = T_i/T_j (T_i \leq T_j)$	0.27	0.27
$10/(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	0.6	0.6
$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$		

A partir des résultats de modélisation par Etabs on trouve :



## Chapitre 4

- **Commentaires :**

Vue que les réponses modales sont indépendantes les unes des autres, la réponse sismique

totale de la structure est :  $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^{k=11} E_i^2}$  ( 11 modes).

- **b. Vérification de l'effort normal réduit**

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

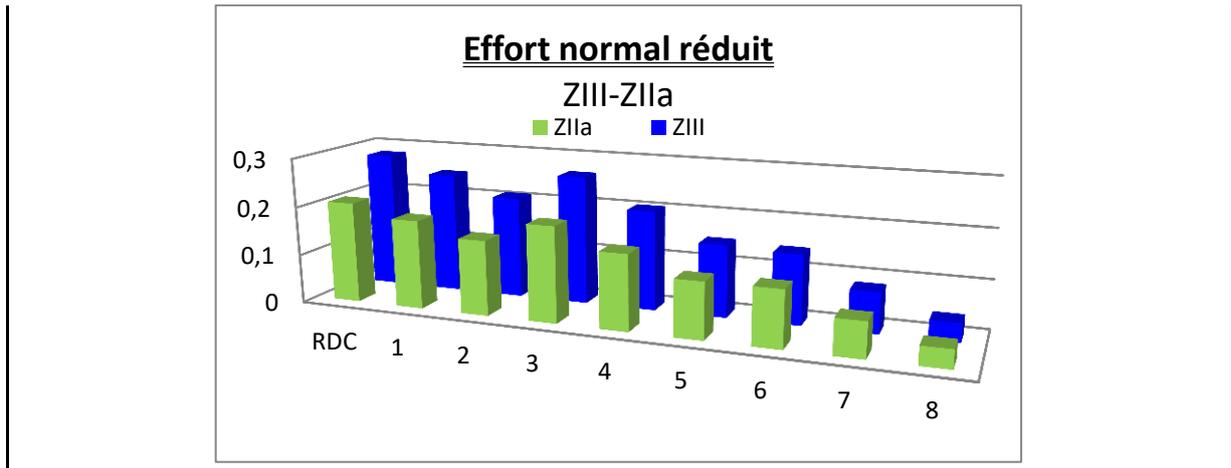
Tableau IV.31 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.						
ZONE III						
Niveau	Poteaux	$B_c (m^2)$	$f_{c28} \left( \frac{KN}{m^2} \right)$	N_d (KN)	$\nu$	Observation
RDC	40x40	0,16	25000	2891,538	0,72288438	C.N.V
Etage 1	40x40	0,16	25000	2475,582	0,6188954	C.N.V
Etage 2	40x40	0,16	25000	2036,141	0,50903528	C.N.V
Etage 3	40x40	0,16	25000	1606,524	0,401631	C.N.V
Etage 4	40x40	0,16	25000	1209,981	0,30249528	C.N.V
Etage 5	40x40	0,16	25000	862,2283	0,21555708	C.V
Etage 6	40x40	0,16	25000	591,5133	0,14787833	C.V
Etage 7	40x40	0,16	25000	398,3475	0,09958688	C.V
Etage 8	40x40	0,16	25000	233,7703	0,05844258	C.V
ZONE IIa						
Niveau	Poteaux	$B_c (m^2)$	$f_{c28} \left( \frac{KN}{m^2} \right)$	N_d (KN)	$\nu$	Observation
RDC	40x40	0,16	25000	2086,7975	0,52169938	C.N.V
Etage 1	40x40	0,16	25000	1791,662	0,4479155	C.N.V
Etage 2	40x40	0,16	25000	1483,3487	0,37083718	C.N.V
Etage 3	40x40	0,16	25000	1192,8737	0,29821843	C.V
Etage 4	40x40	0,16	25000	944,4611	0,23611528	C.V
Etage 5	40x40	0,16	25000	752,6528	0,1881632	C.V
Etage 6	40x40	0,16	25000	566,8849	0,14172123	C.V
Etage 7	40x40	0,16	25000	385,693	0,09642325	C.V
Etage 8	40x40	0,16	25000	217,4452	0,0543613	C.V

- **Remarque:**

L'effort normal n'est pas vérifié donc on change les dimensions des poteaux avec les dimensions suivantes :

Tableau IV.32 : les dimensions des poteaux	
RDC-1-2	75×75
3-4-5	60×60
6-7-8	50×50

Tableau IV.33 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.							
ZONE III							
Niveau	Poteaux	$B_c (m^2)$	N° poteau	$f_{c28} \left( \frac{KN}{m^2} \right)$	N_d (KN)	$\nu$	Observation
RDC	75x75	0,5625	12	25000	3950,727	0,281	C.V
Etage 1	75x75	0,5625	12	25000	3478,9921	0,247	C.V
Etage 2	75x75	0,5625	12	25000	2935,6297	0,209	C.V
Etage 3	60x60	0,36	12	25000	2369,9112	0,2637	C.V
Etage 4	60x60	0,36	12	25000	1834,1586	0,204	C.V
Etage 5	60x60	0,36	12	25000	1329,7112	0,148	C.V
Etage 6	50x50	0,25	12	25000	890,5286	0,142	C.V
Etage 7	50x50	0,25	12	25000	520,3097	0,083	C.V
Etage 8	50x50	0,25	8	25000	241,9569	0,039	C.V
ZONE IIa							
Niveau	Poteaux	$B_c (m^2)$	N° poteau	$f_{c28} \left( \frac{KN}{m^2} \right)$	N_d (KN)	$\nu$	Observation
RDC	75x75	0,5625	12	25000	2912,2057	0,207	C.V
Etage 1	75x75	0,5625	12	25000	2556,9473	0,182	C.V
Etage 2	75x75	0,5625	12	25000	2160,8241	0,154	C.V
Etage 3	60x60	0,36	12	25000	1758,4626	0,195	C.V
Etage 4	60x60	0,36	12	25000	1385,7634	0,154	C.V
Etage 5	60x60	0,36	12	25000	1035,1051	0,1150	C.V
Etage 6	50x50	0,25	12	25000	720,9927	0,1153	C.V
Etage 7	50x50	0,25	12	25000	448,0685	0,072	C.V
Etage 8	50x50	0,25	8	25000	235,5297	0,038	C.V



• Commentaires :

La rupture fragile dans les poteaux sous effort sismique est écartée.

c. Vérification des déplacements :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.34 : Vérification vis-à-vis des déformations								
ZONE III								
Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y		1%h <sub>k</sub>	observation
	δ <sub>k</sub> /δ <sub>k-1</sub>	h <sub>k</sub> ( m )	R	Δ <sub>k</sub> ( m )	δ <sub>k</sub> /δ <sub>k-1</sub>	Δ <sub>k</sub> ( m )		
8	0,001064	3,06	5	0,01628	0,001477	0,0226	0,0306	vérifiée
7	0,001228	3,06	5	0,01879	0,001614	0,02469	0,0306	vérifiée
6	0,001379	3,06	5	0,0211	0,001731	0,02648	0,0306	vérifiée
5	0,001467	3,06	5	0,02244	0,001781	0,02725	0,0306	vérifiée
4	0,001516	3,06	5	0,0232	0,00177	0,02708	0,0306	vérifiée
3	0,001479	3,06	5	0,02263	0,001654	0,02531	0,0306	vérifiée
2	0,001321	3,06	5	0,02021	0,00142	0,02173	0,0306	vérifiée
1	0,001082	3,06	5	0,01656	0,001102	0,01686	0,0306	vérifiée
RDC	0,000554	3,06	5	0,00848	0,000558	0,00854	0,0306	vérifiée
ZONE IIa								
Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y		1%h <sub>k</sub>	observation
	δ <sub>k</sub> /δ <sub>k-1</sub>	h <sub>k</sub> ( m )	R	Δ <sub>k</sub> ( m )	δ <sub>k</sub> /δ <sub>k-1</sub>	Δ <sub>k</sub> ( m )		
8	0,000513	3,06	5	0,008	0,000712	0,011	0,0306	vérifiée
7	0,000592	3,06	5	0,009	0,000778	0,012	0,0306	vérifiée
6	0,000664	3,06	5	0,01016	0,000834	0,013	0,0306	vérifiée
5	0,000705	3,06	5	0,01079	0,000857	0,013	0,0306	vérifiée
4	0,000729	3,06	5	0,011	0,000851	0,013	0,0306	vérifiée
3	0,000711	3,06	5	0,01088	0,000795	0,012	0,0306	vérifiée
2	0,000635	3,06	5	0,01	0,000683	0,01	0,0306	vérifiée
1	0,000521	3,06	5	0,008	0,00053	0,008	0,0306	vérifiée
RDC	0,000267	3,06	5	0,004	0,000269	0,004	0,0306	vérifiée

## Chapitre 4

### • Commentaires :

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

### d. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.35 : Vérification des effets P- $\Delta$									
Zone III									
Niveaux	Sens X-X					Sens Y-Y			observation
	P <sub>k</sub>	$\Delta_k$	h <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	$\theta_k$	$\Delta_k$	V <sub>k</sub>	$\theta_k$	
	KN	m	m	KN		m	KN		
8	4525,1	0,0163	3,06	1084,8	0,022	0,0226	1277,7	0,026	Vérifiée
7	8834,4	0,0188	3,06	2018,1	0,027	0,0247	2336,1	0,03	Vérifiée
6	13144	0,0211	3,06	2799,4	0,032	0,0265	3204	0,036	Vérifiée
5	17714	0,0224	3,06	3459,4	0,038	0,0273	3947,8	0,04	Vérifiée
4	22284	0,0232	3,06	4008,5	0,042	0,0271	4572,8	0,0431	Vérifiée
3	26853	0,0226	3,06	4443,2	0,045	0,0253	5068,6	0,0438	Vérifiée
2	31909	0,0202	3,06	4791,2	0,044	0,0217	5452,2	0,042	Vérifiée
1	36965	0,0166	3,06	5055,7	0,04	0,0169	5728,8	0,036	Vérifiée
RDC	42020	0,0085	3,06	5186,7	0,022	0,0085	5858,3	0,02	Vérifiée
Zone IIa									
Niveaux	Sens X-X					Sens Y-Y			observation
	P <sub>k</sub>	$\Delta_k$	h <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	$\theta_k$	$\Delta_k$	V <sub>k</sub>	$\theta_k$	
	KN	m	m	KN		m	KN		
8	4525,1	0,008	3,06	529,34	0,022	0,011	628,97	0,026	Vérifiée
7	8834,4	0,009	3,06	974,37	0,027	0,012	1132,5	0,03	Vérifiée
6	13144	0,0102	3,06	1348	0,032	0,013	1543,8	0,036	Vérifiée
5	17714	0,0108	3,06	1664,4	0,038	0,013	1899,6	0,04	Vérifiée
4	22284	0,011	3,06	1927	0,042	0,013	2198,7	0,043	Vérifiée
3	26853	0,0109	3,06	2135,1	0,045	0,012	2436,6	0,044	Vérifiée
2	31909	0,01	3,06	2304,1	0,044	0,01	2621,2	0,042	vérifiée
1	36965	0,008	3,06	2439,9	0,039	0,008	2760,3	0,035	vérifiée
RDC	42020	0,004	3,06	2512,7	0,022	0,004	2830,5	0,02	vérifiée

### • Commentaires:

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0,1 pour tous les niveaux et cela dans les deux sens de calcul.

IV.8.4. Caractéristique géométrique et massique

a. Poids et centre de gravité et de rigidité de la structure

Tableau.IV.36 : Poids et centre de gravité de la structure (8S-ZIIa-ZIII-5)						
Niveau	Diaphragme	$\sum P_k$	Center de masse		Center de rigidité	
			X <sub>m</sub>	Y <sub>m</sub>	X <sub>r</sub>	Y <sub>r</sub>
		kN	m	m	m	M
RDC	D1	42020	10,728	10,741	11,414	5,6812
1	D2	36965	10,727	10,74	11,346	4,8023
2	D3	31909	10,727	10,739	10,926	4,9243
3	D4	26853	10,726	10,738	10,501	5,1933
4	D5	22284	10,724	10,735	10,135	5,4934
5	D6	17714	10,722	10,732	9,8303	5,7871
6	D7	13144	10,717	10,725	9,5703	6,0624
7	D8	8834,4	10,702	10,704	9,3419	6,3054
8	D9	4525,1	10,774	10,901	9,1567	6,4809

• Commentaires :

Dans le but d'avoir un meilleur comportement, on a essayé de minimiser l'excentricité entre le centre de gravité (X<sub>m</sub>, Y<sub>m</sub>) et le centre de rigidité (X<sub>r</sub>, Y<sub>r</sub>) afin de minimiser les effets de torsion.

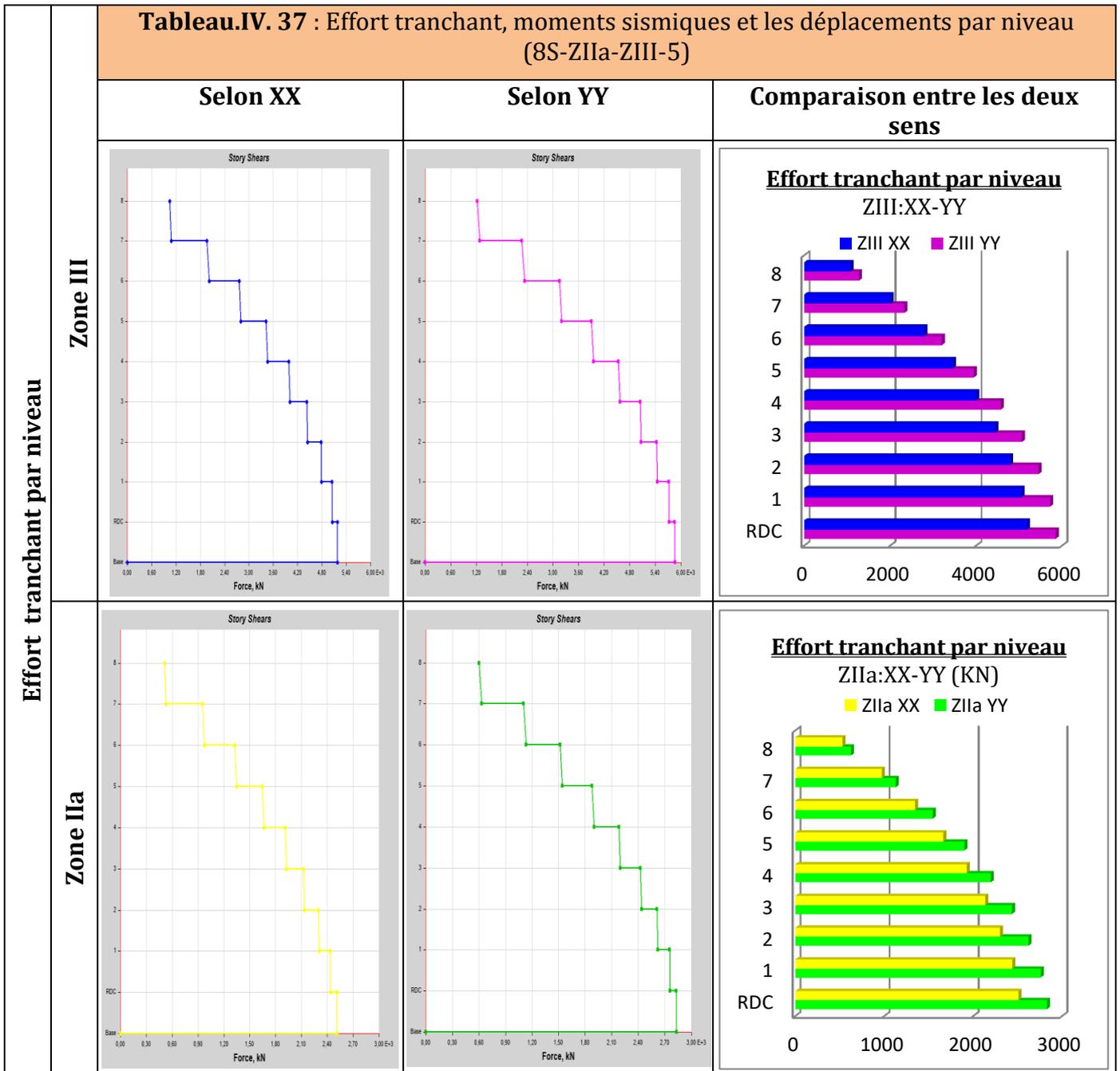
b. Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P.A99/2003) [9]

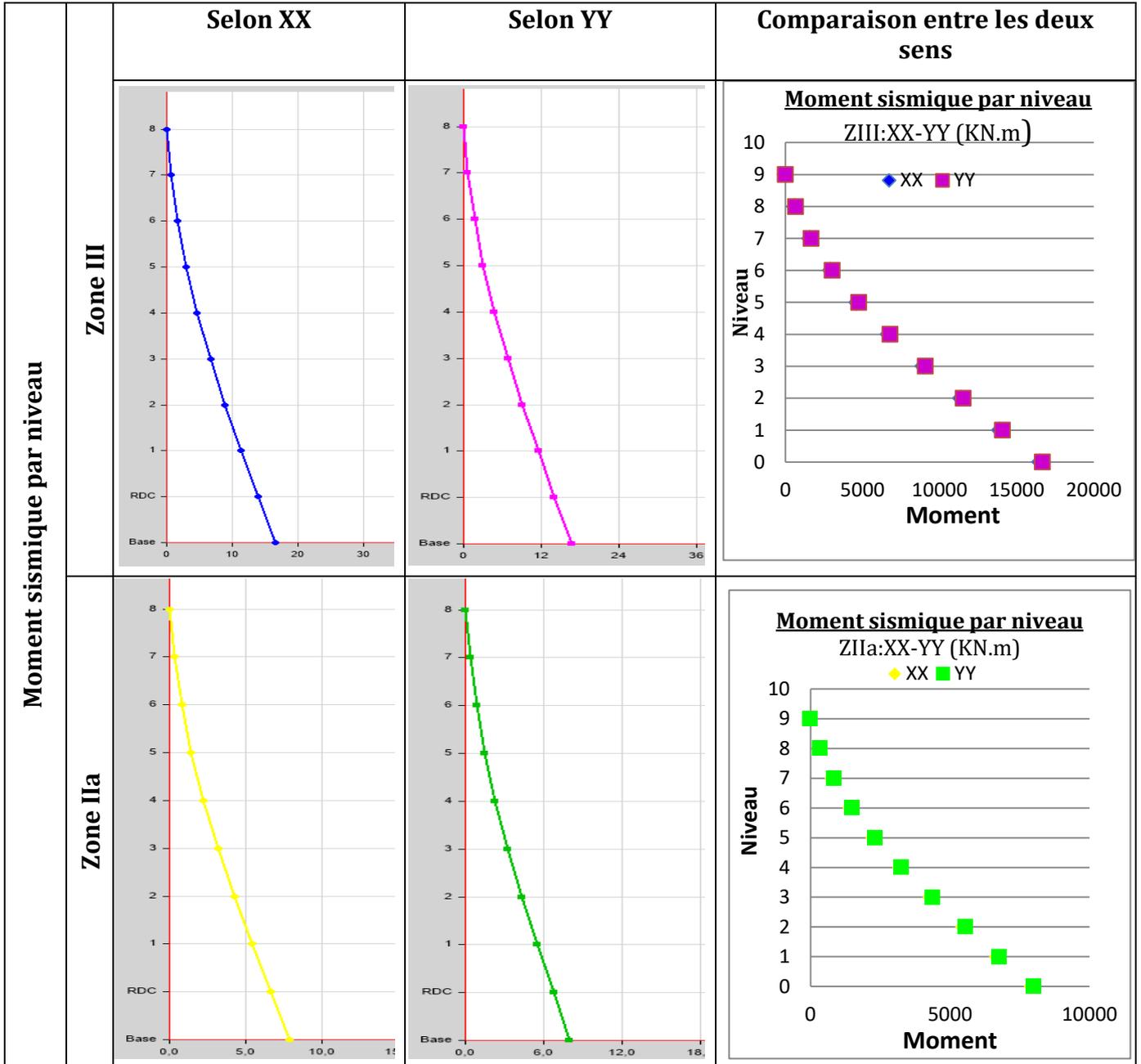
L'excentricité accidentelle additionnelle ± 0.05 L est introduite dans le programme de calcul, lors de la définition des réponses sismiques Ex et Ey.

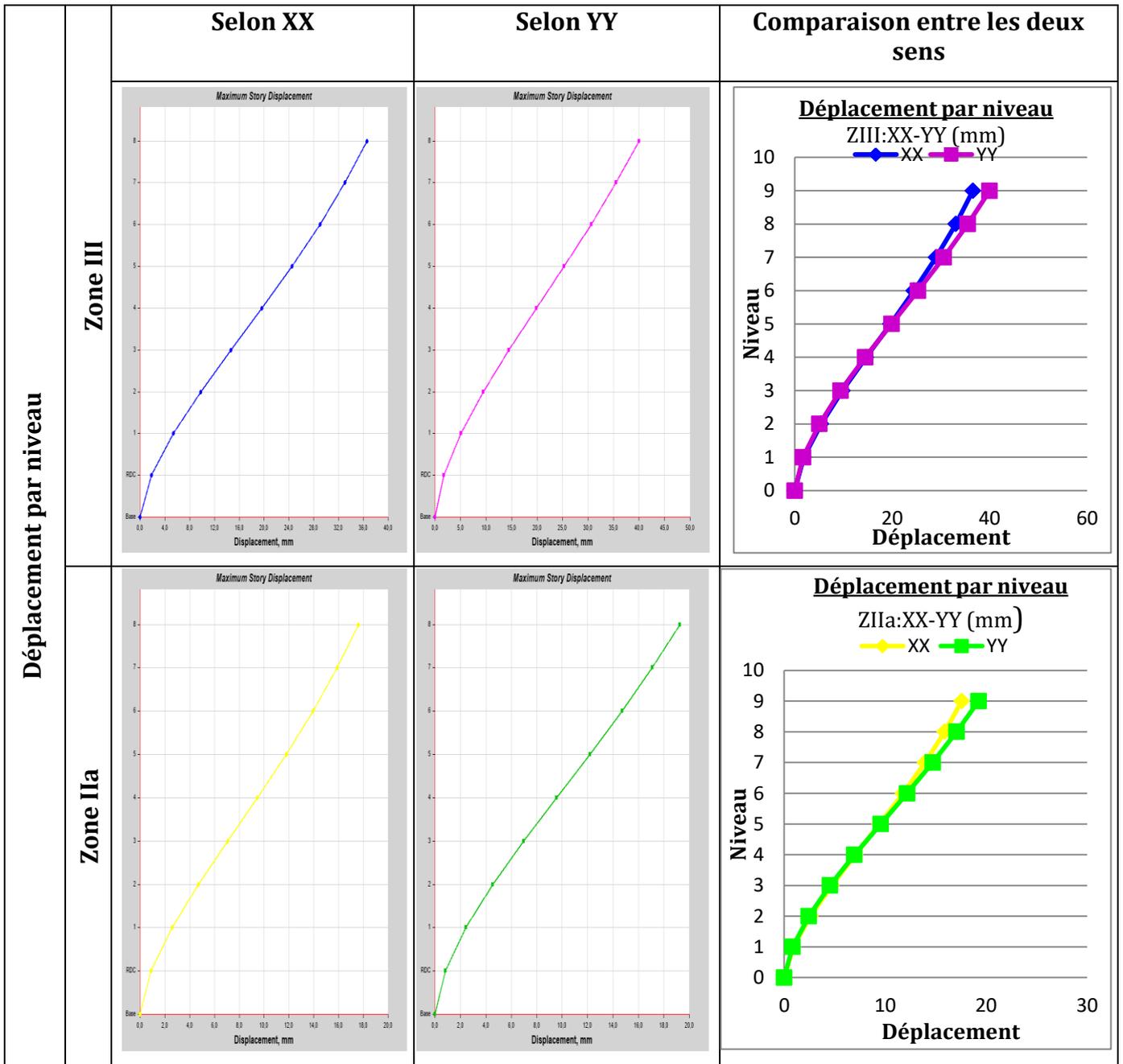
c. Effort tranchant, moment sismique et les déplacements par niveau

Dans le tableau suivant, on montre les résultats trouvés sous formes graphes et tableau dans les deux directions XX et YY : les efforts, les moments sismiques avec les déplacements par niveau ainsi une comparaison entre les deux directions :

**Tableau.IV. 37 : Effort tranchant, moments sismiques et les déplacements par niveau (8S-ZIIa-ZIII-5)**







• Commentaires :

La structure a une géométrie en T, ce qui signifie une différence en termes de rigidité. Pour corriger cette différence, on a disposé (11 voiles) parallèles a X et (5 voiles) parallèles a Y (Voir Tableau.IV.37)

IV.9. Résultats de l'analyse sismique "8S- Z IIa- 3.5" et "8S- Z III- 3.5"

IV.9.1. Taux de participation massique :

Le tableau suivant donne la période analytique ainsi la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.38 : Périodes et taux de participation massique de la structure							
Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	sec						
1	<b>0,524</b>	<b>0,6022</b>	0,0247	0,6022	0,0247	0,0966	0,0966
2	0,505	0,0314	<b>0,6923</b>	0,6336	0,717	1,5E-05	0,0966
3	0,297	0,0776	0,006	0,7112	0,7231	<b>0,6291</b>	0,7257
4	0,143	0,1269	0,0104	0,8381	0,7334	0,0142	0,7399
5	0,133	0,0096	0,1479	0,8477	0,8814	0,004	0,744
6	0,076	0,0202	0,0009	0,8679	0,8823	0,1461	0,8901
7	0,069	0,0503	0,0072	0,9182	0,8895	0,0003	0,8904
8	0,062	0,0065	0,0505	0,9247	0,94	0,0034	0,8938
9	0,043	0,0157	0,0053	<b>0,9404</b>	<b>0,9454</b>	0,0068	<b>0,9005</b>

Remarques :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale T = **0,524s**.
- ✓ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 9 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

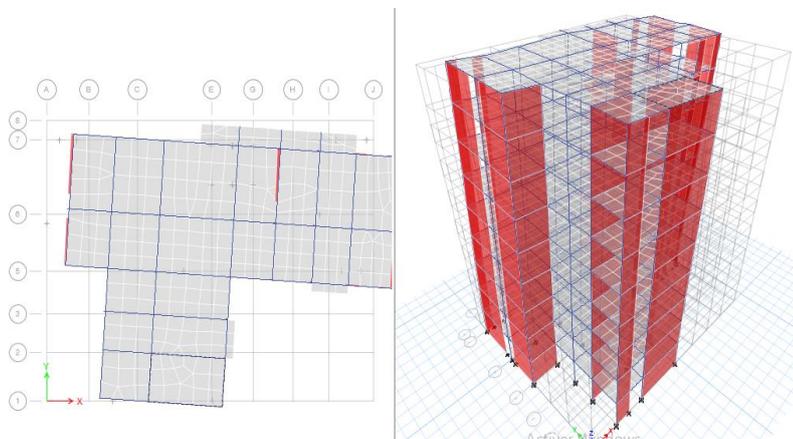


Figure IV-10 : 1<sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe x) T<sub>1</sub>= 0,524s.

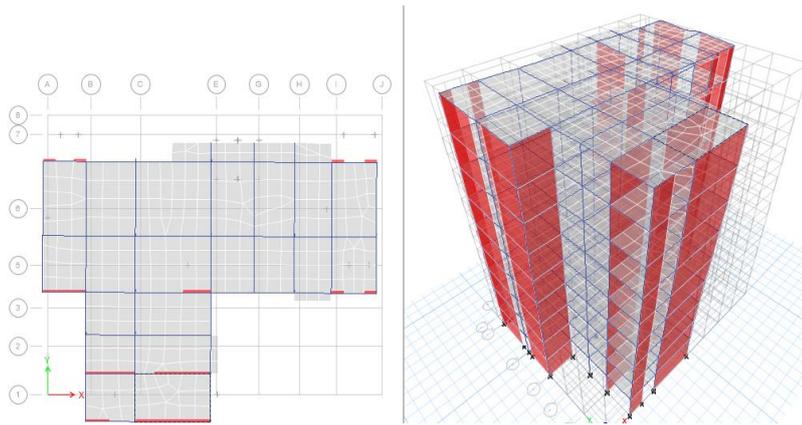


Figure IV-11 :2<sup>ème</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y)  $T_2=0,505s$ .

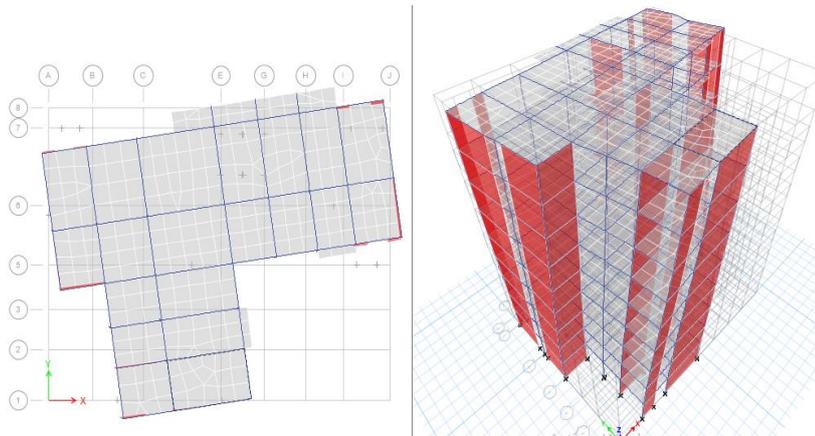


Figure IV-12 :3<sup>ème</sup> mode de vibration (torsion autour de l'axe Z)  $T_3=0,297s$

## IV.9.2. Justifications sismiques de la structure

### a. Effort tranchant à la base (A.4.3.6 R.P.A99/2003)

$$R=3.5 \quad W=37520,1KN$$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 27.54^{3/4} = 0.60 S$$

$$T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

$$T_x = \min (0,51 s , 0,60 s) \text{ Donc: } T_x = 0.51 s$$

$$T_y = \min (0,585 s , 0,60 s) \text{ Donc: } T_y = 0,585 s$$

$$T_{\text{numérique}} = \mathbf{0,524} < T_{\text{empirique}} = 0.585$$

On doit calculer (D) avec  $T_{\text{numérique}} = \mathbf{0,524s}$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3.0 s \Rightarrow 0.5s < 0.524 < 3 s$$

$$\text{Donc } D_x = D_y = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow 2.5 \times 0.881 \times \left( \frac{0.5}{0.524} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.13$$

• Combinaison des réponses modale

Tableau.IV. 39: La réponse sismique totale de la structure (4S-ZIIa-ZIII-3.5)		
	X-X	Y-Y
$T_1(s)$	0.524	0.505
$T_2(s)$	0.143	0.133
$r = T_i/T_j (T_i \leq T_j)$	0.27	0.26
$10/(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	0.6	0.6
$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$		

A partir des résultats de modélisation par Etabs on trouve :

Tableau.IV.40 : Vérification de l'effort tranchant à la base.				
ZONE	III		IIa	
	sens X	sens Y	sens X	sens Y
$V_{dy}$	5422,764	6140,189	3247,692	3691,234
$V_{st}$	6460,5354	6460,536	3839,404	3839,404
$0,8 V_{st}$	5168,428	5168,428	3071,523	3071,523

**Effort tranchant a la base**  
ZIII:XX-YY

■ ZIII XX ■ ZIII YY

Zone	sens X (V)	sens Y (V)
V <sub>dy</sub>	5422.764	6140.189
V <sub>st</sub>	6460.5354	6460.536
0.8 V <sub>st</sub>	5168.428	5168.428

**Effort tranchant a la base**  
ZIIa:XX-YY

■ ZIII XX ■ ZIII YY

Zone	sens X (V)	sens Y (V)
V <sub>dy</sub>	3247.692	3691.234
V <sub>st</sub>	3839.404	3839.404
0.8 V <sub>st</sub>	3071.523	3071.523

• Commentaires :

Vue que les réponses modales sont indépendantes les unes des autres, la réponse sismique

totale de la structure est :  $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^{k=9} E_i^2}$  (9 modes).

**b. Vérification des déplacements :**

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.41 : Vérification vis-à-vis des déformations								
ZONE III								
Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y		1%h <sub>k</sub>	observation
	δ <sub>k</sub> /δ <sub>k-1</sub>	h <sub>k</sub> ( m )	R	Δ <sub>k</sub> (m)	δ <sub>k</sub> /δ <sub>k-1</sub>	Δ <sub>k</sub> ( m )		
8	0,001605	3,06	3,5	0,017	0,002106	0,023	0,0306	vérifiée
7	0,001802	3,06	3,5	0,019	0,002272	0,024	0,0306	vérifiée
6	0,002001	3,06	3,5	0,021	0,002426	0,026	0,0306	vérifiée
5	0,00216	3,06	3,5	0,023	0,002528	0,027	0,0306	vérifiée
4	0,002241	3,06	3,5	0,024	0,002537	0,027	0,0306	vérifiée
3	0,002212	3,06	3,5	0,024	0,002416	0,026	0,0306	vérifiée
2	0,002029	3,06	3,5	0,022	0,002123	0,023	0,0306	vérifiée
1	0,001632	3,06	3,5	0,017	0,001609	0,017	0,0306	vérifiée
RDC	0,000823	3,06	3,5	0,009	0,000775	0,008	0,0306	vérifiée
ZONE IIa								
Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y		1%h <sub>k</sub>	observation
	δ <sub>k</sub> /δ <sub>k-1</sub>	h <sub>k</sub> ( m )	R	Δ <sub>k</sub> (m)	δ <sub>k</sub> /δ <sub>k-1</sub>	Δ <sub>k</sub> ( m )		
8	0,000961	3,06	3,5	0,010	0,001266	0,014	0,0306	vérifiée
7	0,001079	3,06	3,5	0,012	0,001366	0,015	0,0306	vérifiée
6	0,001198	3,06	3,5	0,013	0,001459	0,016	0,0306	vérifiée
5	0,001293	3,06	3,5	0,014	0,00152	0,016	0,0306	vérifiée
4	0,001342	3,06	3,5	0,014	0,001525	0,016	0,0306	vérifiée
3	0,001325	3,06	3,5	0,014	0,001452	0,016	0,0306	vérifiée
2	0,001215	3,06	3,5	0,013	0,001276	0,014	0,0306	vérifiée
1	0,000977	3,06	3,5	0,010	0,000967	0,010	0,0306	vérifiée
RDC	0,000493	3,06	3,5	0,005	0,000466	0,005	0,0306	vérifiée

• **Commentaires :**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

**c. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.42 :Vérification des effets P-Δ

Zone III									
Niveaux	Sens X-X					Sens Y-Y			observation
	$P_k$	$\Delta_k$	$h_k$	$V_k$	$\theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta_k$	
	KN	M	m	KN		m	KN		
8	4360,737	0,017	3,06	1158,369	0,021	0,023	1347,703	0,024	Vérifiée
7	8505,658	0,019	3,06	2168,154	0,025	0,024	2496,266	0,027	Vérifiée
6	12650,58	0,021	3,06	3023,015	0,03	0,026	3450,335	0,031	Vérifiée
5	16795,5	0,023	3,06	3728,282	0,034	0,027	4244,264	0,035	Vérifiée
4	20940,42	0,024	3,06	4299,086	0,039	0,027	4893,66	0,038	Vérifiée
3	25085,34	0,024	3,06	4748,983	0,0409	0,026	5404,955	0,039	Vérifiée
2	29230,26	0,022	3,06	5087,575	0,0408	0,023	5781,056	0,038	Vérifiée
1	33375,18	0,017	3,06	5314,165	0,036	0,017	6024,545	0,031	Vérifiée
RDC	37520,1	0,009	3,06	5422,764	0,02	0,008	6140,189	0,017	Vérifiée
Zone IIa									
Niveaux	Sens X-X					Sens Y-Y			observation
	$P_k$	$\Delta_k$	$h_k$	$V_k$	$\theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta_k$	
	KN	M	m	KN		m	KN		
8	4360,737	0,010	3,06	693,894	0,021	0,014	809,9707	0,024	Vérifiée
7	8505,658	0,012	3,06	1298,598	0,025	0,015	1500,506	0,027	Vérifiée
6	12650,58	0,013	3,06	1810,441	0,03	0,016	2074,211	0,031	Vérifiée
5	16795,5	0,014	3,06	2232,673	0,034	0,016	2551,645	0,035	Vérifiée
4	20940,42	0,014	3,06	2574,432	0,038	0,016	2942,135	0,038	Vérifiée
3	25085,34	0,014	3,06	2843,869	0,0409	0,016	3249,513	0,04	Vérifiée
2	29230,26	0,013	3,06	3046,731	0,0408	0,014	3475,543	0,038	Vérifiée
1	33375,18	0,010	3,06	3182,548	0,036	0,010	3621,813	0,031	Vérifiée
RDC	37520,1	0,005	3,06	3247,692	0,02	0,005	3691,234	0,017	Vérifiée

• Commentaires :

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0,1 pour tous les niveaux et cela dans les deux sens de calcul.

IV.9.2. Caractéristique géométrique et massique

a. Poids et centre de gravité et de rigidité de la structure

Tableau.IV.43: Poids et centre de gravité de la structure (8S-ZIIa-ZIII-3.5)						
Niveau	Diaphragme	$\sum P_k$	Center de masse		Center de rigidité	
			$X_m$	$Y_m$	$X_r$	$Y_r$
		KN	M	m	M	M
RDC	D1	37520,1	10,6964	10,45	12,386	5,1788
1	D2	33375,18	10,6958	10,449	11,88	4,5694
2	D3	29230,26	10,6952	10,448	11,323	4,7213
3	D4	25085,34	10,6943	10,446	10,832	4,9979
4	D5	20940,42	10,6929	10,444	10,424	5,2992
5	D6	16795,5	10,6906	10,441	10,086	5,5926
6	D7	12650,58	10,686	10,434	9,7994	5,8672
7	D8	8505,658	10,6721	10,413	9,5496	6,1098
8	D9	4360,737	10,7592	10,741	9,3501	6,2859

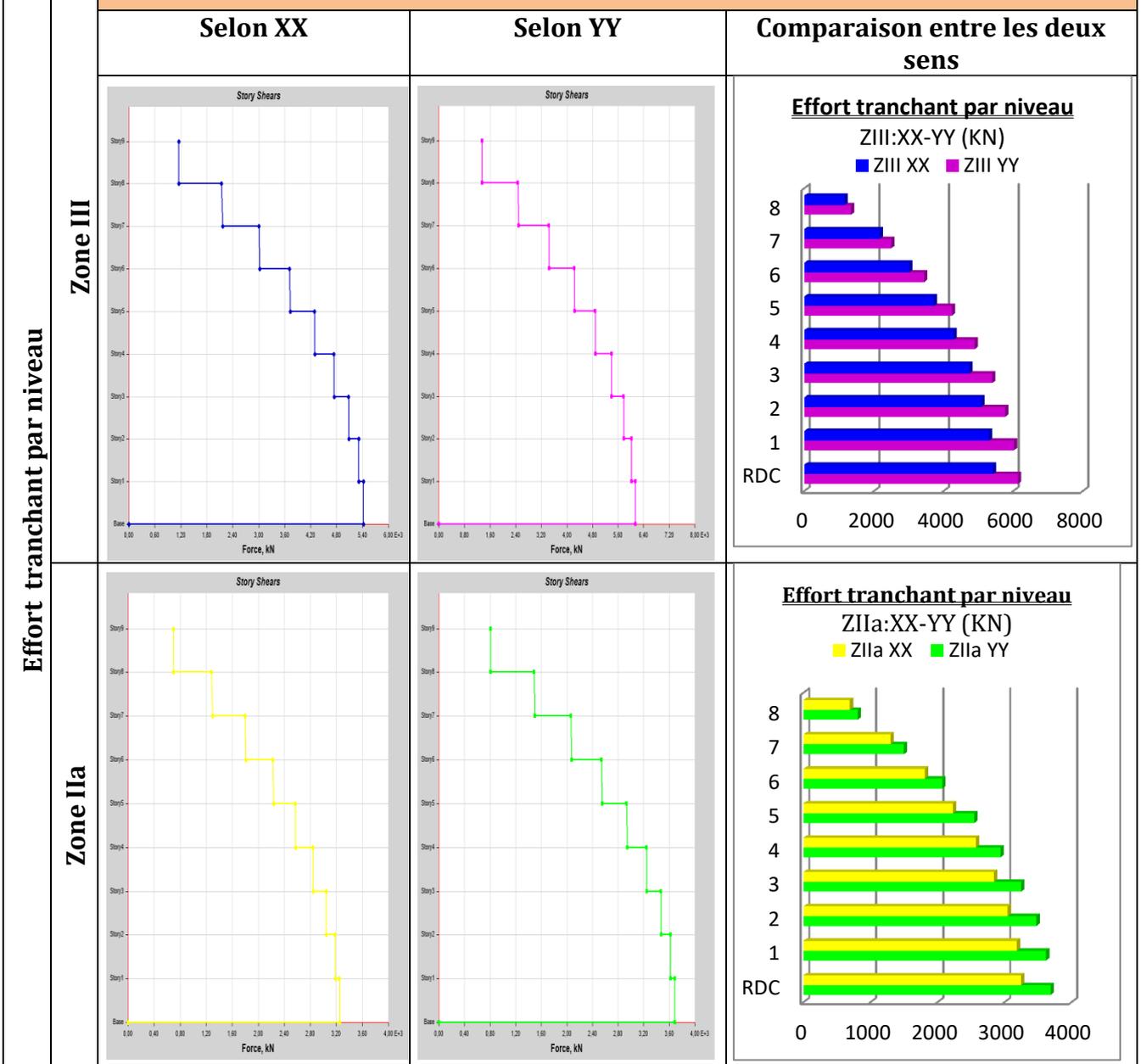
• Commentaires :

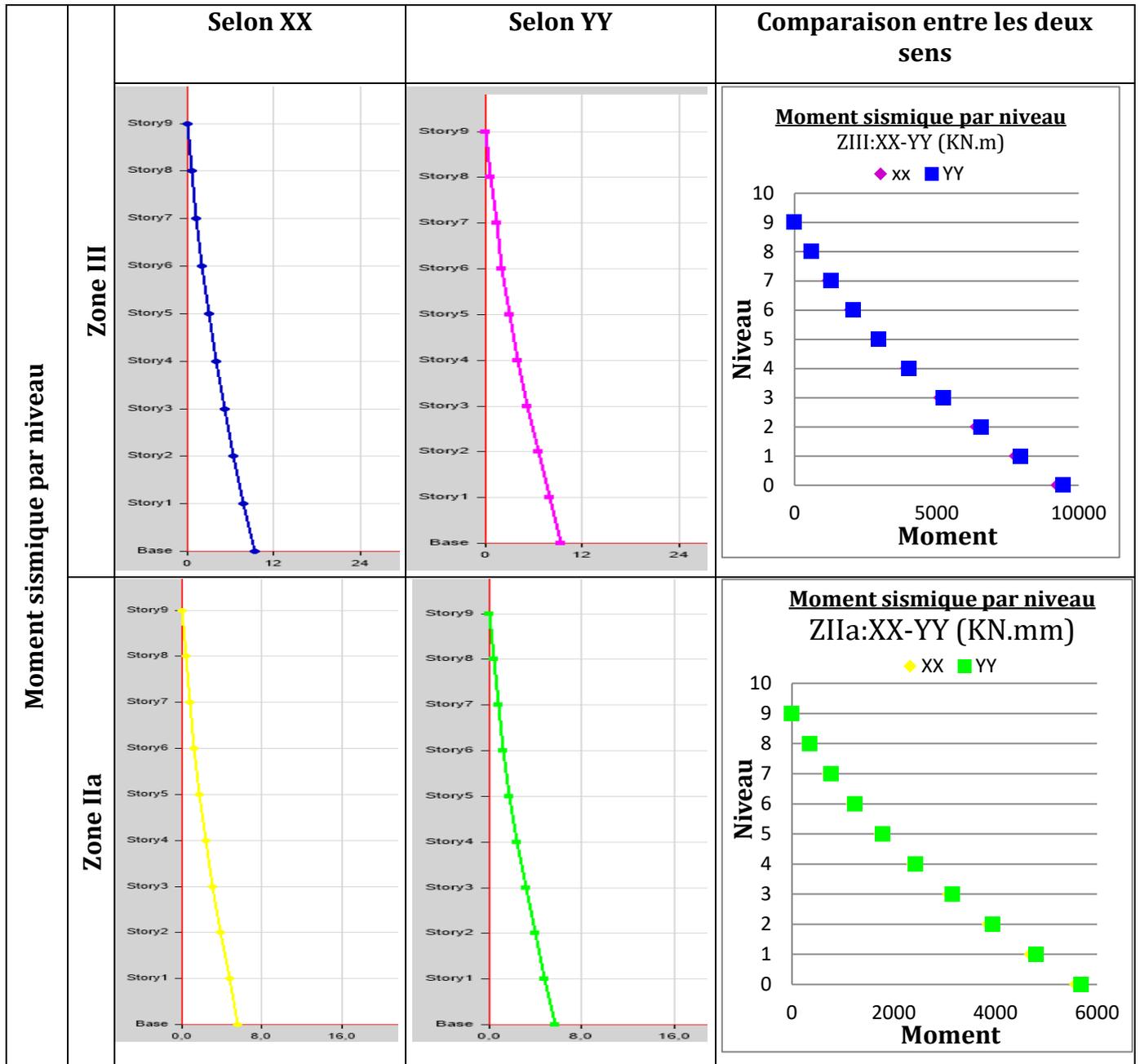
La structure a une géométrie rectangulaire, ce qui signifie une différence en termes de rigidité. Pour corriger cette différence, on a disposé (4 voiles avec 3 portiques) parallèles a X et (2 voiles avec 6 portiques) parallèles a Y (Voir Tableau.2.10)

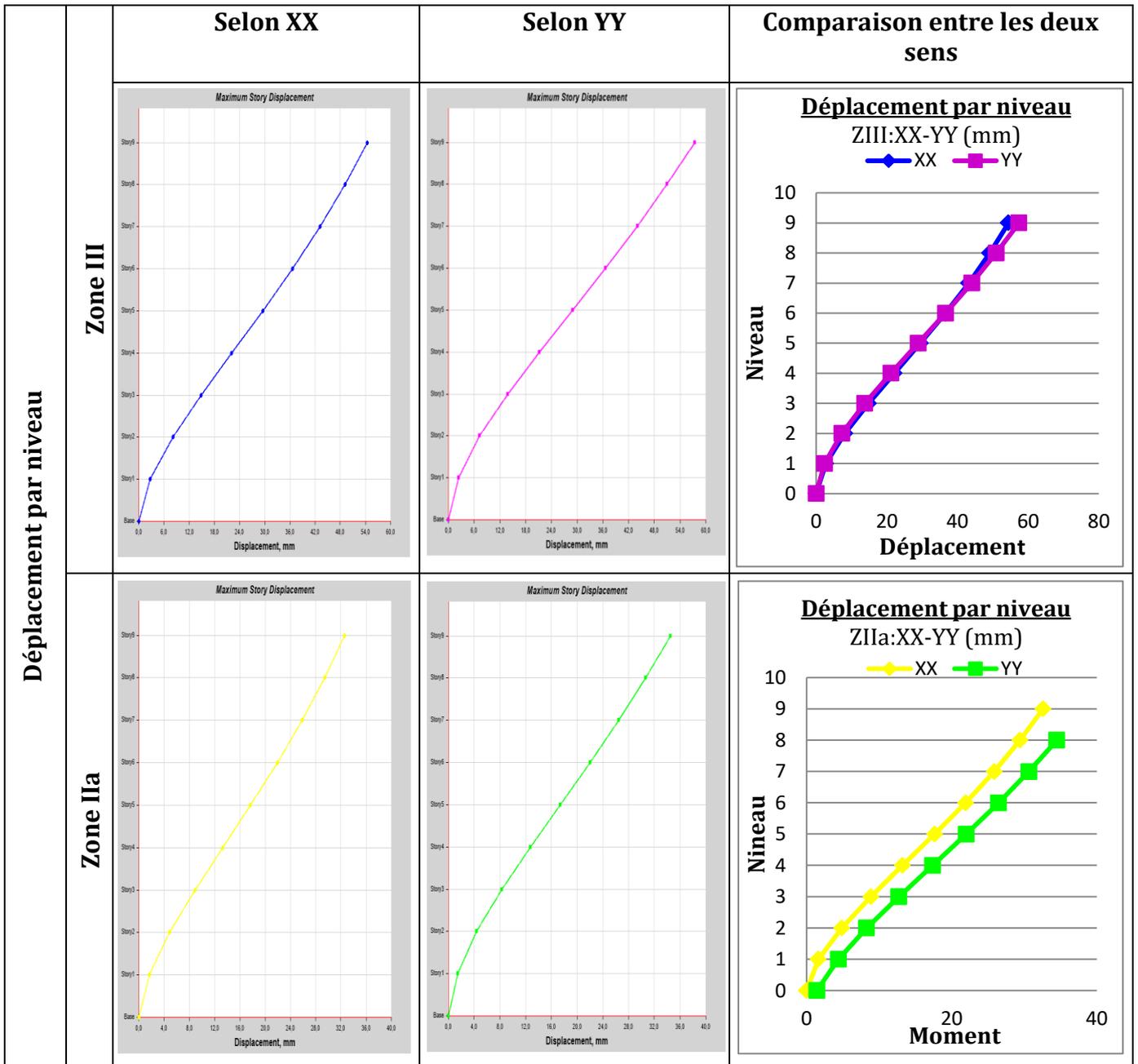
b. Effort tranchant, moment sismique et les déplacements par niveau

Dans le tableau suivant, on montre les résultats trouvés sous formes graphes et tableau dans les deux directions XX et YY : les efforts, les moments sismiques avec les déplacements par niveau ainsi une comparaison entre les deux directions :

**Tableau.IV. 44 : Effort tranchant, moments sismiques et les déplacements par niveau (8S-ZIIa-ZIII-3.5)**







• Commentaires :

La structure a une géométrie en té, ce qui signifie une différence en termes de rigidité. Pour corriger cette différence, on a disposé (12 voiles) parallèles a X et (5 voiles avec 6 portiques) parallèles a Y (Voir Tableau.IV.44).

IV.10. Résultats de l'analyse sismique "10S- Z IIa- 5" et "10S- Z III- 5"

IV.10.1. Taux de participation massique :

tableau IV.45 : Périodes et taux de participation massique de la structure							
Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	Sec						
1	<b>0,747</b>	<b>0,6209</b>	0,0012	0,6209	0,0012	0,0918	0,0918
2	0,639	0,0006	<b>0,7015</b>	0,6215	0,7028	0,0042	0,0959
3	0,401	0,0755	0,0022	0,697	0,7049	<b>0,6081</b>	0,704
4	0,201	0,1366	0,0019	0,8336	0,7068	0,0173	0,7213
5	0,164	0,0045	0,1578	0,8381	0,8646	0	0,7213
6	0,096	0,0269	0,0011	0,865	0,8657	0,0325	0,7539
7	0,093	0,0534	0,0015	0,9184	0,8673	0,1277	0,8816
8	0,074	0,0026	0,0579	0,921	0,9252	2,36E-05	0,8816
9	0,059	0,0214	0,001	0,9424	0,9262	0,0062	0,8878
10	0,044	0,0023	0,0291	0,9447	0,9553	2,85E-05	0,8878
11	0,042	0,0241	0,002	<b>0,9688</b>	<b>0,9574</b>	0,0134	<b>0,9012</b>

Remarques :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0.747s$ .
- ✓ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 11 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

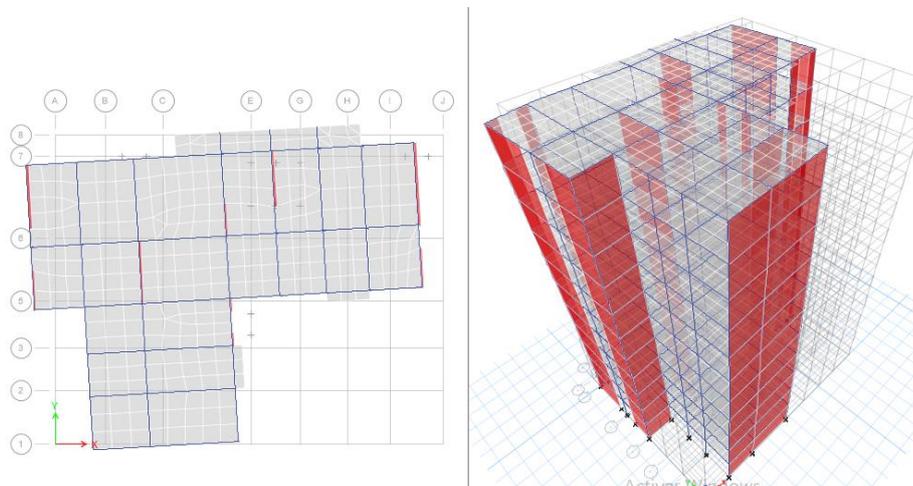


Figure IV-13 : 1<sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe x)  $T_1 = 0,747s$ .

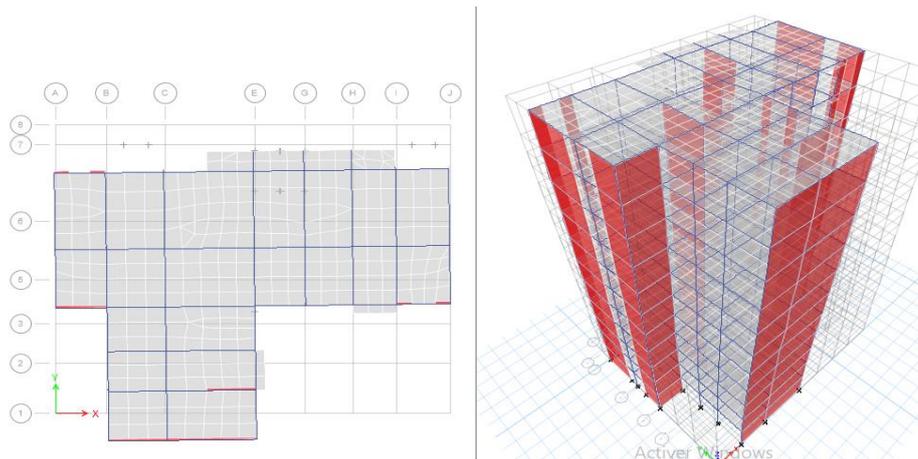


Figure IV-14 : 2<sup>ème</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y)  $T_2=0,639s$ .

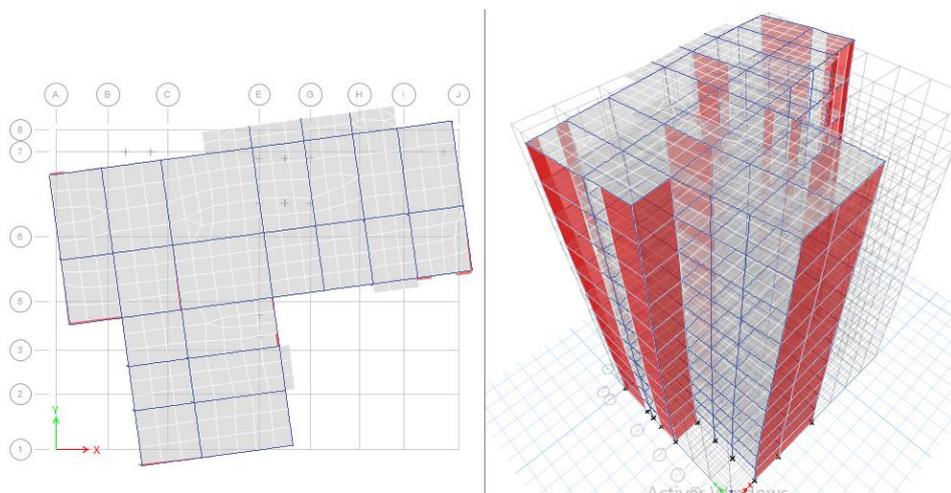


Figure IV-15 : 3<sup>ème</sup> mode de vibration (torsion autour de l'axe Z)  $T_3=0,401s$ .

V.10.2. Vérification de l'interaction voiles-portiques :

✓ Sous charges verticales

Tableau IV.46 : Justification de l'interaction sous charges verticales					
Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques $\geq 80\%$	Voiles $\leq 20\%$	
RDC	11806,31	26160,83	31,096	68,904	Non Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	10417,24	23973,36	30,291	69,709	Non Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	9138,225	21693,87	29,639	70,361	Non Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	7945,037	19337,65	29,121	70,879	Non Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	6821,673	16918,6	28,735	71,265	Non Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	5754,853	14451,85	28,480	71,520	Non Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	4734,19	11829,17	28,582	71,418	Non Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	3751,169	9405,639	28,5112	71,489	Non Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	2799,388	6829,7	29,072	70,929	Non Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	1863,639	4266,708	30,400	69,600	Non Vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	953,5054	1737,766	35,430	64,570	Non Vérifiée

## Chapitre 4

### ✓ Sous charges horizontales:

#### Sens X-X:

Tableau IV.47 : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (X-X).					
Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques $\geq 25\%$	Voiles $\leq 75\%$	
RDC	366,6251	3793,233	8,813	91,187	Non Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	631,6632	3694,282	14,602	85,398	Non Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	793,3698	3515,576	18,412	81,588	Non Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	889,5785	3288,556	21,291	78,709	Non Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	931,6507	3025,668	23,542	76,458	Non Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	936,1762	2733,976	25,5078	74,492	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	911,208	2422,677	27,332	72,668	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	863,2704	2029,403	29,843	70,157	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	801,6787	1569,405	33,811	66,189	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	736,8268	1083,996	40,467	59,533	Vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	748,1217	631,1419	54,241	45,759	Vérifiée

- Sens Y-Y

Tableau IV.48 : Justification de l'interaction sous charges horizontales sens (Y-Y).					
Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques $\geq 25\%$	Voiles $\leq 75\%$	
RDC	146,3902	4387,7247	3,229	96,771	Non Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	328,5247	4274,0557	7,138	92,862	Non Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	442,204	4084,9432	9,768	90,232	Non Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	508,7715	3867,9368	11,625	88,375	Non Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	541,5918	3610,6679	13,043	86,957	Non Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	549,1518	3301,6401	14,261	85,739	Non Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	537,4934	2940,1089	15,456	84,544	Non Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	511,8566	2502,4901	16,981	83,019	Non Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	474,2551	2004,2516	19,135	80,865	Non Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	424,0669	1448,2795	22,649	77,351	Non Vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	504,2457	750,6583	40,182	59,818	Vérifiée

**Commentaire :** Les interactions horizontales et verticales sont non justifiées.

Pour cela on fait une autre analyse du système portique (en supprimant les voiles) sous 25% de la charge sismique.

Pour chaque portique, on compare les efforts tranchants d'étages repris par chaque portique du système mixte sous 100% de la charge sismique, et les efforts tranchants d'étages repris par

## Chapitre 4

---

chaque portique du système auto-stable sous 25% de la charge sismique, pour que cette exigence soit vérifiée.

Il faut que pour chaque portique et pour chaque étage, l'effort tranchant des auto-stables sous 25% soit supérieure à celui des portiques du système mixte sous 100%, le cas contraire, le portique est dimensionné par le max des deux.

Après la vérification entre les deux systèmes. On observe que les efforts tranchants repris par les portiques dans le système mixte sont supérieurs aux efforts tranchants repris par les portiques en système portiques auto-stables.

Donc les poteaux et les poutres sont dimensionnés par les efforts de système mixte.

### IV.10.3. Justifications sismiques de la structure

#### a. Effort tranchant à la base

##### Période empirique

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 33.66^{3/4} = 0.70 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

$$D_x = 23.85 \text{ m} \quad ; \quad D_y = 17.90 \text{ m}$$

$$T_x = 0.62 \text{ s} \quad ; \quad T_y = 0.716 \text{ s}$$

$$T_x = \min(0.62 \text{ s}, 0.7 \text{ s}) \Rightarrow \text{Donc : } T_x = 0.62 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.716 \text{ s}, 0.7 \text{ s}) \Rightarrow \text{Donc : } T_y = 0.7 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.7 < T_{\text{numérique}} = 0.747 < 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0.91 \text{ s}$$

Donc on doit calculer (D) avec Temp :

$$\rightarrow \begin{cases} T_x = 0.62 \text{ s} \\ T_y = 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

Sens x-x :

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow 0.5 \text{ s} < 0.62 < 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 \Rightarrow 2.5 \times 0.881 \times \left(\frac{0.5}{0.62}\right)^2 = 1.908$$

## Chapitre 4

### Sens Y-Y

On a :  $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow 0.5 \text{ s} < 0.7 < 3 \text{ s}$

$$\text{Donc : } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow 2.5 \times 0.881 \times \left(\frac{0.5}{0.7}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.76$$

- **Combinaison des réponses modale :**

<b>Tableau.IV.49 : La réponse sismique totale de la structure (10S-ZIIa-ZIII-5)</b>		
	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
$T_1(\text{s})$	0.747	0.639
$T_2(\text{s})$	0.201	0.164
$r = T_i/T_j (T_i \leq T_j)$	0.27	0.26
$10/(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	0.6	0.6
$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$		

✓ A partir des résultats de modélisation par Etabs on trouve :

<b>Tableau.IV.50 : Vérification de l'effort tranchant à la base.</b>				
Zone III				
<b>Sens</b>	<b>V<sub>dy</sub></b>	<b>V<sub>st</sub></b>	<b>0,8*V<sub>st</sub></b>	<b>observation</b>
X-X	3830,31	5066,015	4052,812	non vérifiée
Y-Y	4586,884	4651,523	3721,218	Vérifiée
Zone IIa				
<b>Sens</b>	<b>V<sub>dy</sub></b>	<b>V<sub>st</sub></b>	<b>0,8*V<sub>st</sub></b>	<b>observation</b>
X-X	2304,31	2993,554	2394,843	non vérifiée
Y-Y	2770,147	2763,281	2210,625	Vérifiée

- **Commentaires :**

On constate que la condition du RPA99/2003 :  $V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{st}}$  n'est pas satisfaite selon le sens x-x, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de  $(0.8V_{\text{st}}/V_{\text{dyn}})$ , comme suit :

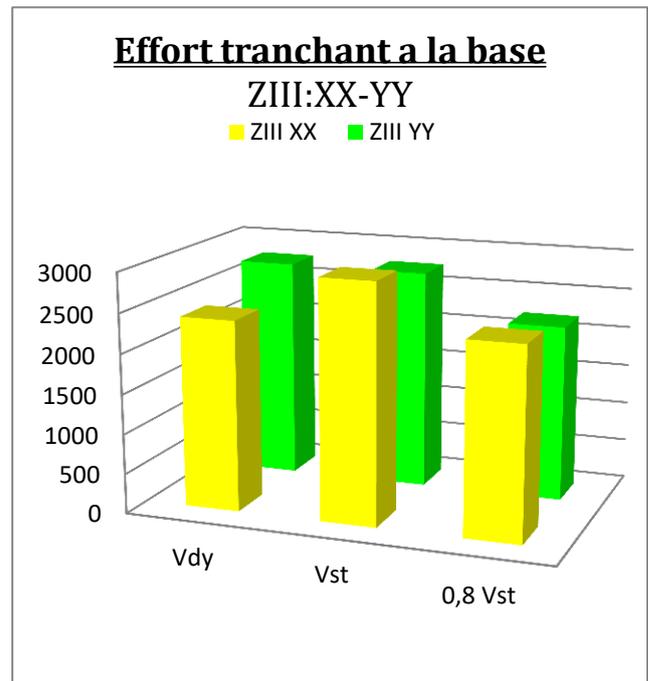
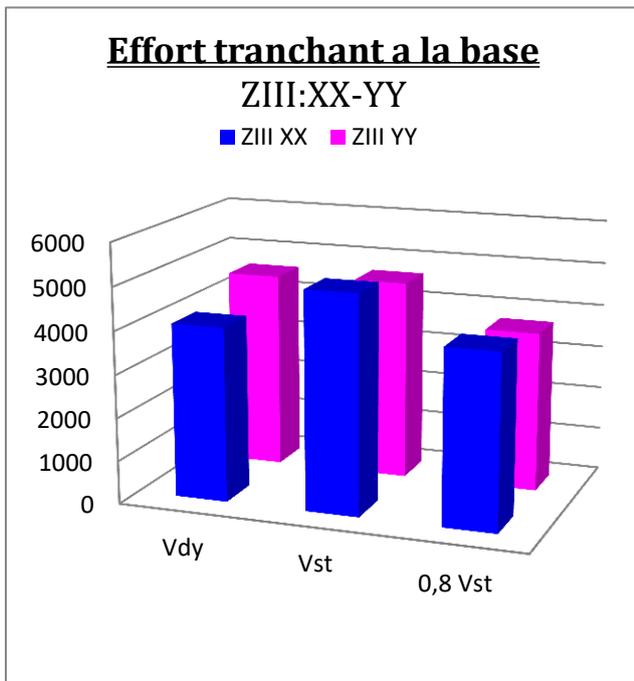
$$\text{Zone III Sens XX : } 0.8 V_{\text{st}} / V_{\text{dyn}} = 1,06$$

$$\text{Zone IIa Sens XX : } 0.8 V_{\text{st}} / V_{\text{dyn}} = 1,04$$

Après majoration de l'action sismique, on obtient les résultats suivants :

**Tableau.IV.51 : Vérification de l'effort tranchant à la base.**

ZONE	III		IIa	
	sens X	sens Y	sens X	Sens Y
V <sub>dy</sub>	4052.817	4586,9	2394.845	2770,1
V <sub>st</sub>	5066,015	4651,5	2993,6	2763,3
0,8 V <sub>st</sub>	4052,8	3721,2	2394,8	2210,6



• **Commentaires**

Vue que les réponses modales sont indépendantes les unes des autres, la réponse sismique

totale de la structure est :  $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^{k=6} E_i^2}$  ( 11 modes).

## Chapitre 4

### b. Vérification de l'effort normal réduit

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.52 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.						
ZONE III						
Niveau	Poteaux	$B_c(m^2)$	$F_{c28}(\frac{KN}{m^2})$	$N_d (KN)$	$\nu$	Observation
RDC	40x40	0,16	25000	2500,9262	0,625	C.N.V
Etage 1	40x40	0,16	25000	2205,2828	0,551	C.N.V
Etage 2	40x40	0,16	25000	1889,4061	0,472	C.N.V
Etage 3	40x40	0,16	25000	1574,4926	0,394	C.N.V
Etage 4	40x40	0,16	25000	1281,2753	0,320	C.N.V
Etage 5	40x40	0,16	25000	1070,2962	0,268	C.V
Etage 6	40x40	0,16	25000	868,349	0,217	C.V
Etage 7	40x40	0,16	25000	675,9656	0,169	C.V
Etage 8	40x40	0,16	25000	494,2974	0,124	C.V
Etage 9	40x40	0,16	25000	322,7504	0,080	C.V
Etage 10	40x40	0,16	25000	192,8797	0,048	C.V
ZONE IIa						
Niveau	Poteaux	$B_c(m^2)$	$F_{c28}(\frac{KN}{m^2})$	$N_d (KN)$	$\nu$	Observation
RDC	40x40	0,16	25000	1971,0818	0,493	C.N.V
Etage 1	40x40	0,16	25000	1733,9939	0,433	C.N.V
Etage 2	40x40	0,16	25000	1486,4686	0,372	C.N.V
Etage 3	40x40	0,16	25000	1247,1472	0,312	C.N.V
Etage 4	40x40	0,16	25000	1046,1813	0,262	C.V
Etage 5	40x40	0,16	25000	877,5306	0,219	C.V
Etage 6	40x40	0,16	25000	715,1156	0,179	C.V
Etage 7	40x40	0,16	25000	559,9911	0,140	C.V
Etage 8	40x40	0,16	25000	412,5454	0,103	C.V
Etage 9	40x40	0,16	25000	271,9086	0,068	C.V
Etage 10	40x40	0,16	25000	167,7412	0,042	C.V

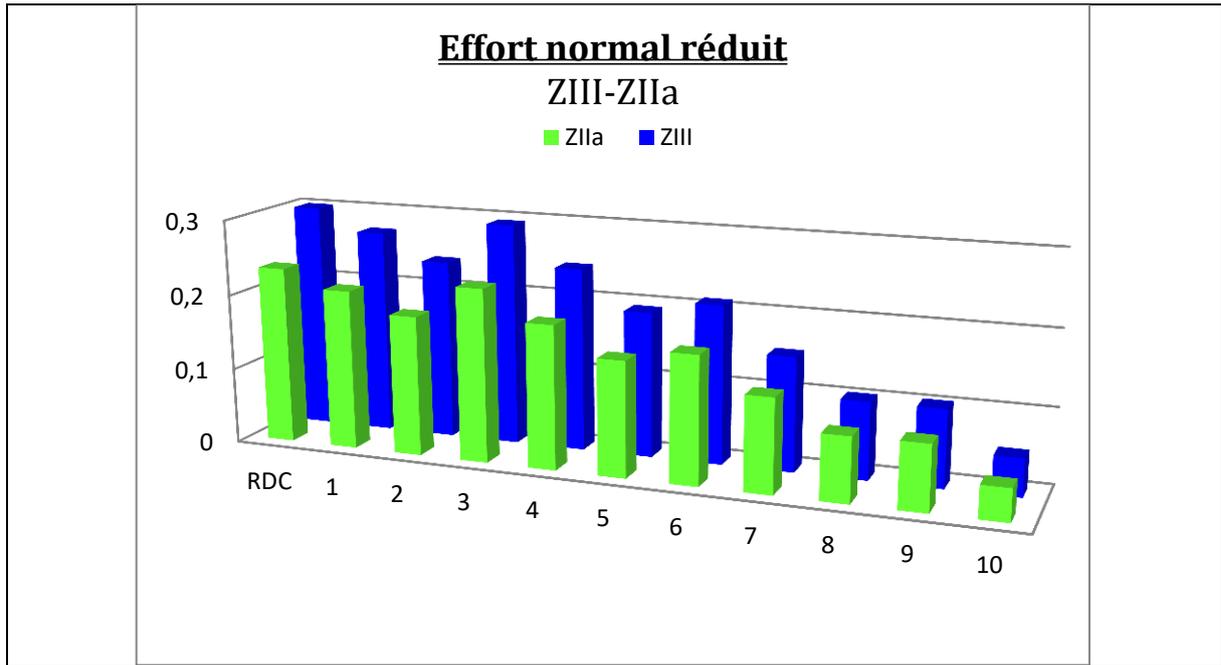
#### Remarque:

L'effort normal n'est pas vérifié donc on change les dimensions des poteaux avec les dimensions suivantes :

Tableau IV.53 : les dimensions des poteaux	
RDC-1-2	75×70
3-4-5	60×60
6-7-8	50×50
9-10	40×40

**Tableau IV.54 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.**

<b>ZONE III</b>							
<b>Niveau</b>	<b>Poteaux</b>	<b>B<sub>c</sub>(m<sup>2</sup>)</b>	<b>N° poteau</b>	<b>F<sub>c28</sub>(<math>\frac{KN}{m^2}</math>)</b>	<b>N<sub>d</sub> (KN)</b>	<b>v</b>	<b>Observation</b>
RDC	70x75	0,525	12	25000	3938,200	0,3	C.V
Etage 1	70x75	0,525	12	25000	3565,3315	0,272	C.V
Etage 2	70x75	0,525	12	25000	3123,8686	0,238	C.V
Etage 3	60x60	0,36	12	25000	2646,6492	0,294	C.V
Etage 4	60x60	0,36	12	25000	2183,224	0,243	C.V
Etage 5	60x60	0,36	12	25000	1734,5615	0,193	C.V
Etage 6	50x50	0,25	12	25000	1311,3966	0,210	C.V
Etage 7	50x50	0,25	12	25000	946,4331	0,151	C.V
Etage 8	50x50	0,25	9	25000	641,3969	0,103	C.V
Etage 9	40x40	0,16	9	25000	411,658	0,103	C.V
Etage 10	40x40	0,16	9	25000	201,0704	0,050	C.V
<b>ZONE IIa</b>							
<b>Niveau</b>	<b>Poteaux</b>	<b>B<sub>c</sub>(m<sup>2</sup>)</b>	<b>N° poteau</b>	<b>F<sub>c28</sub>(<math>\frac{KN}{m^2}</math>)</b>	<b>N<sub>d</sub> (KN)</b>	<b>v</b>	<b>Observation</b>
RDC	70x75	0,525	12	25000	3081,4807	0,235	C.V
Etage 1	70x75	0,525	12	25000	2778,5639	0,212	C.V
Etage 2	70x75	0,525	12	25000	2431,8801	0,185	C.V
Etage 3	60x60	0,36	12	25000	2064,3496	0,229	C.V
Etage 4	60x60	0,36	12	25000	1713,7662	0,190	C.V
Etage 5	60x60	0,36	12	25000	1376,2639	0,153	C.V
Etage 6	50x50	0,25	12	25000	1056,1267	0,169	C.V
Etage 7	50x50	0,25	12	25000	778,579	0,125	C.V
Etage 8	50x50	0,25	9	25000	535,6747	0,086	C.V
Etage 9	40x40	0,16	9	25000	346,6445	0,087	C.V
Etage 10	40x40	0,16	9	25000	172,2681	0,043	C.V



• Commentaires :

La rupture fragile dans les poteaux sous effort sismique est écartée.

c. justification vis-à-vis les déformations :

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.55 : Vérification vis-à-vis des déformations								
ZONE III								
Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y		1%hk	observation
	$\delta_k/\delta_{k-1}$	$h_k$ ( m )	R	$\Delta_k$ ( m )	$\delta_k/\delta_{k-1}$	$\Delta_k$ ( m )		
10	0,001412	3,06	5	0,022	0,001437	0,022	0,0306	vérifiée
9	0,001544	3,06	5	0,024	0,00153	0,023	0,0306	vérifiée
8	0,001645	3,06	5	0,025	0,0016	0,024	0,0306	vérifiée
7	0,001755	3,06	5	0,027	0,001655	0,025	0,0306	vérifiée
6	0,001826	3,06	5	0,028	0,001668	0,026	0,0306	vérifiée
5	0,001814	3,06	5	0,028	0,001624	0,025	0,0306	vérifiée
4	0,001776	3,06	5	0,027	0,001574	0,024	0,0306	vérifiée
3	0,001653	3,06	5	0,025	0,001452	0,022	0,0306	vérifiée
2	0,001419	3,06	5	0,022	0,001239	0,019	0,0306	vérifiée
1	0,001117	3,06	5	0,017	0,000953	0,015	0,0306	vérifiée
RDC	0,000551	3,06	5	0,008	0,00047	0,007	0,0306	vérifiée

ZONE IIa								
Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			observation
	$\delta_k/\delta_{k-1}$	$h_k$	R	$\Delta_k$	$\delta_k/\delta_{k-1}$	$\Delta_k$	1%hk	
		( m )		( m )		( m )		
10	0,000838	3,306	5	0,014	0,000858	0,013	0,0306	vérifiée
9	0,000916	3,06	5	0,014	0,000914	0,014	0,0306	vérifiée
8	0,000975	3,06	5	0,015	0,000956	0,015	0,0306	vérifiée
7	0,001041	3,06	5	0,016	0,000988	0,015	0,0306	vérifiée
6	0,001083	3,06	5	0,017	0,000996	0,015	0,0306	vérifiée
5	0,001076	3,06	5	0,016	0,000969	0,015	0,0306	vérifiée
4	0,001054	3,06	5	0,016	0,00094	0,014	0,0306	vérifiée
3	0,00098	3,06	5	0,015	0,000867	0,013	0,0306	vérifiée
2	0,000842	3,06	5	0,013	0,00074	0,011	0,0306	vérifiée
1	0,000663	3,06	5	0,010	0,000569	0,009	0,0306	vérifiée
RDC	0,000327	3,06	5	0,005	0,000281	0,004	0,0306	vérifiée

• **Commentaires :**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

**d. justification Vérification des effets P-Δ**

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.56 : Vérification des effets P-Δ									
Zone III									
Niveaux	Sens X-X					Sens Y-Y			observation
	$P_k$	$\Delta_k$	$h_k$	$V_k$	$\Theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$\Theta_k$	
	KN	m	m	KN		m	KN		
10	4441,6	0,022	3,06	835	0,038	0,022	1009,6	0,032	Vérifiée
9	8667,3	0,024	3,06	1529,3	0,044	0,023	1840,8	0,036	Vérifiée
8	13103	0,025	3,06	2145,5	0,05	0,024	2541,6	0,041	Vérifiée
7	17539	0,027	3,06	2694,5	0,057	0,025	3176,1	0,046	Vérifiée
6	21975	0,028	3,06	3144,5	0,064	0,026	3718	0,049	Vérifiée
5	26672	0,028	3,06	3522,7	0,069	0,025	4179,2	0,052	Vérifiée
4	31368	0,027	3,06	3852,5	0,072	0,024	4567,1	0,054	Vérifiée
3	36065	0,025	3,06	4132,2	0,072	0,022	4864	0,054	Vérifiée
2	41156	0,022	3,06	4366,5	0,067	0,019	5097	0,05	Vérifiée
1	46248	0,017	3,06	4564,4	0,057	0,015	5279,7	0,042	Vérifiée
RDC	51339	0,008	3,06	4670,4	0,03	0,007	5367	0,022	Vérifiée

Zone IIa									
Niveaux	Sens X-X					Sens Y-Y			observation
	$P_k$	$\Delta_k$	$h_k$	$V_k$	$\theta_k$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta_k$	
	KN	m	m	KN		m	KN		
10	4441,6	0,014	3,06	494,71	0,041	0,013	603,68	0,032	Vérifiée
9	8667,3	0,014	3,06	906,55	0,044	0,014	1100	0,036	Vérifiée
8	13103	0,015	3,06	1272,2	0,05	0,015	1518,2	0,041	Vérifiée
7	17539	0,016	3,06	1598	0,057	0,015	1896,6	0,046	Vérifiée
6	21975	0,017	3,06	1865,1	0,064	0,015	2219,7	0,049	Vérifiée
5	26672	0,016	3,06	2089,6	0,069	0,015	2494,8	0,052	Vérifiée
4	31368	0,016	3,06	2285,3	0,072	0,014	2726,6	0,054	Vérifiée
3	36065	0,015	3,06	2451	0,072	0,013	2904,1	0,054	Vérifiée
2	41156	0,013	3,06	2589,5	0,067	0,011	3043,6	0,05	vérifiée
1	46248	0,01	3,06	2706,2	0,057	0,009	3153,2	0,042	vérifiée
RDC	51339	0,005	3,06	2768,6	0,03	0,004	3205,6	0,023	vérifiée

• **Commentaires:**

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0,1 pour tous les niveaux et cela dans les deux sens de calcul.

**IV.10.4. Caractéristique géométrique et massique**

**a. Poids et centre de gravité et de rigidité de la structure**

Tableau.IV.57 : Poids et centre de gravité de la structure (10S-ZIIa-ZIII-5)						
Niveau	Diaphragme	$\sum P_k$	Center de masse		Center de rigidité	
			$X_m$	$Y_m$	$X_r$	$Y_r$
		KN	m	M	m	m
RDC	D1	51339	10,682	10,539	11,973	3,8206
1	D2	46248	10,681	10,536	12,04	3,1475
2	D3	41156	10,681	10,536	12,002	3,2945
3	D4	36065	10,681	10,536	11,887	3,6097
4	D5	31368	10,681	10,536	11,744	3,9791
5	D6	26672	10,681	10,536	11,591	4,3584
6	D7	21975	10,681	10,536	11,44	4,7292
7	D8	17539	10,681	10,536	11,296	5,0809
8	D9	13103	10,681	10,536	11,164	5,4024
9	D10	8667,3	10,654	10,496	11,053	5,6734
10	D11	4441,6	10,745	10,781	10,984	5,8589

### • Commentaires :

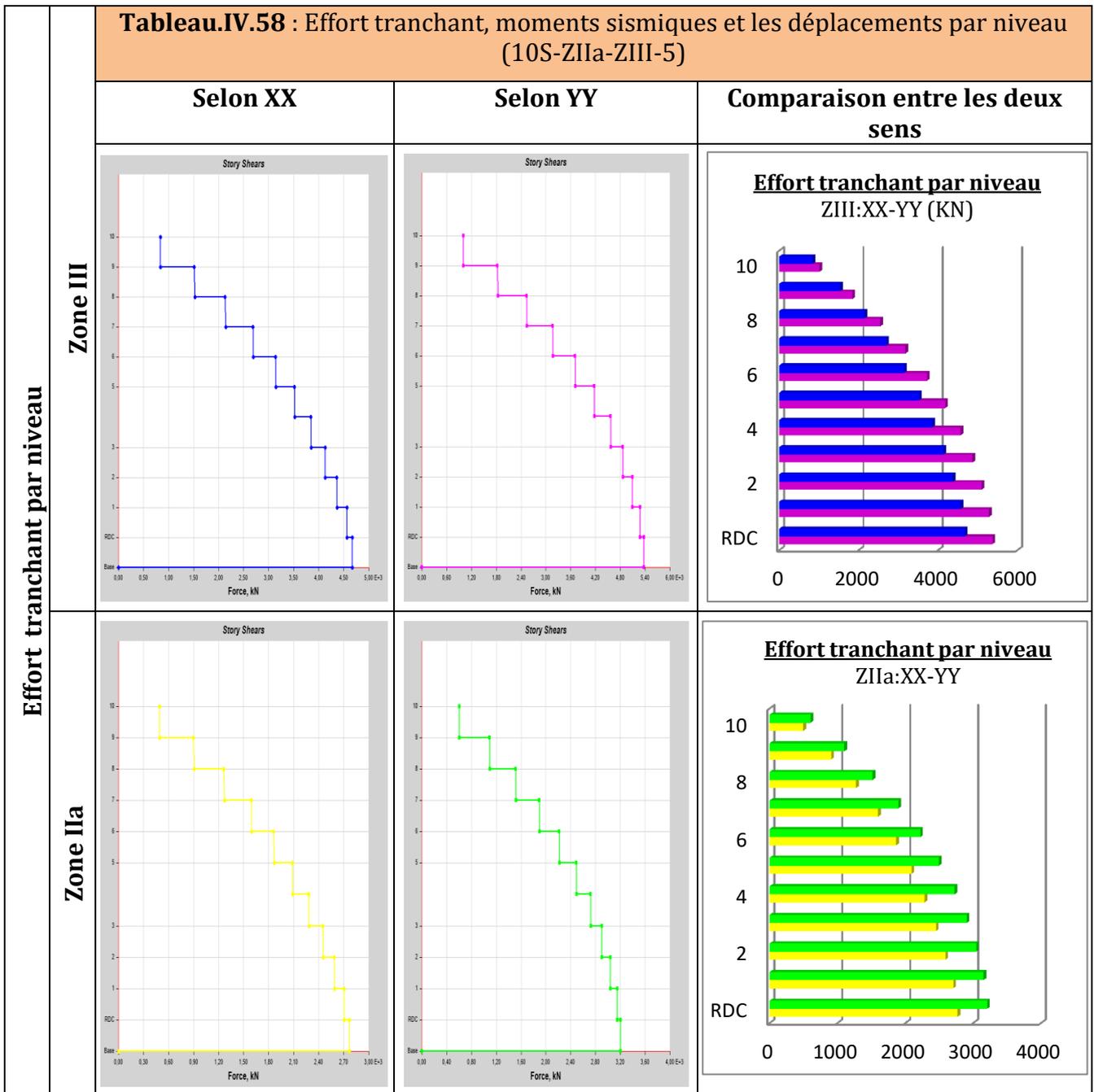
Dans le but d'avoir un meilleur comportement, on a essayé de minimiser l'excentricité entre le centre de gravité ( $X_m, Y_m$ ) et le centre de rigidité ( $X_r, Y_r$ ) afin de minimiser les effets de torsion.

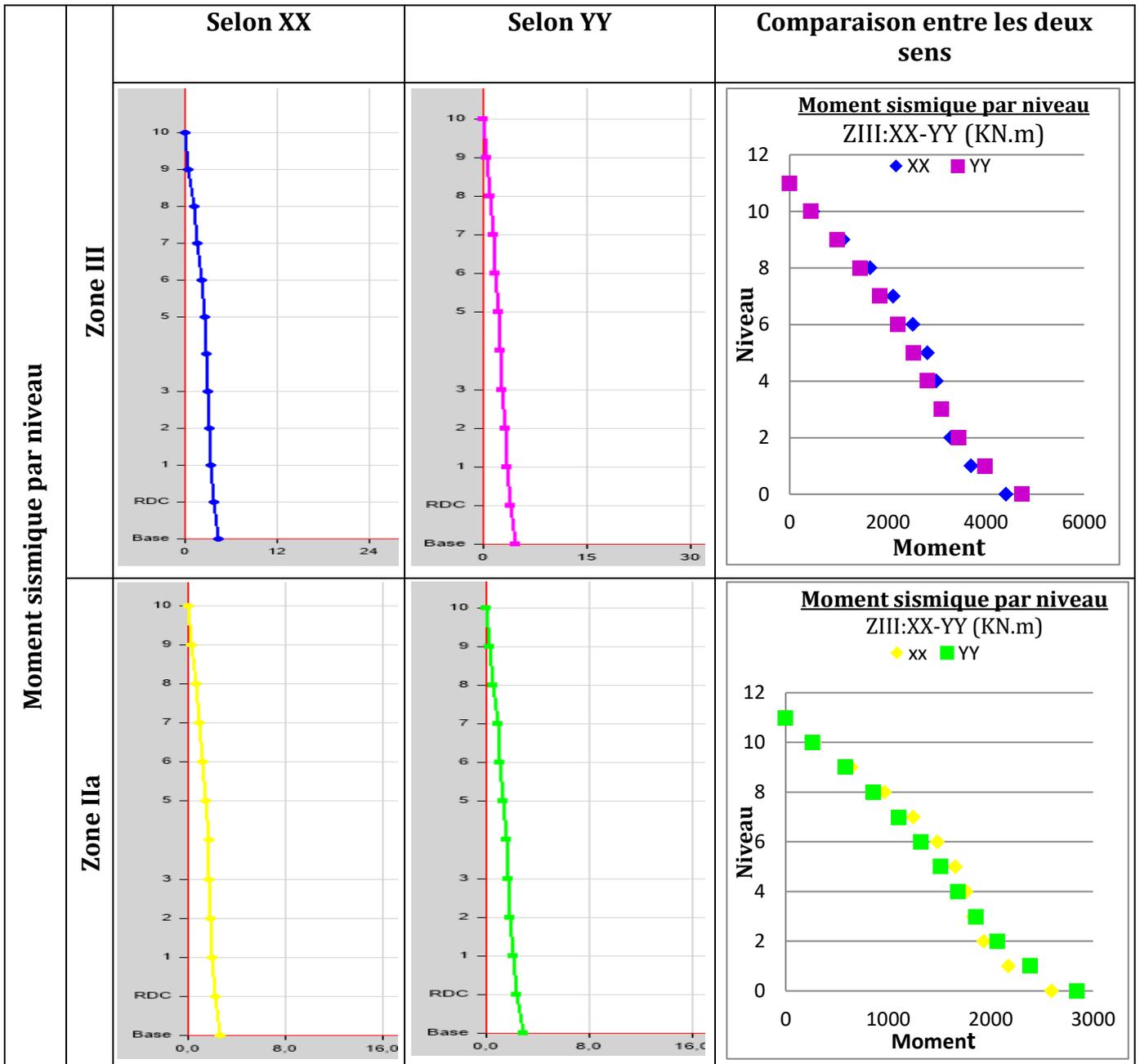
### **b. Effets de la torsion accidentelle (A.4.3.7 R.P.A99/2003) [6]**

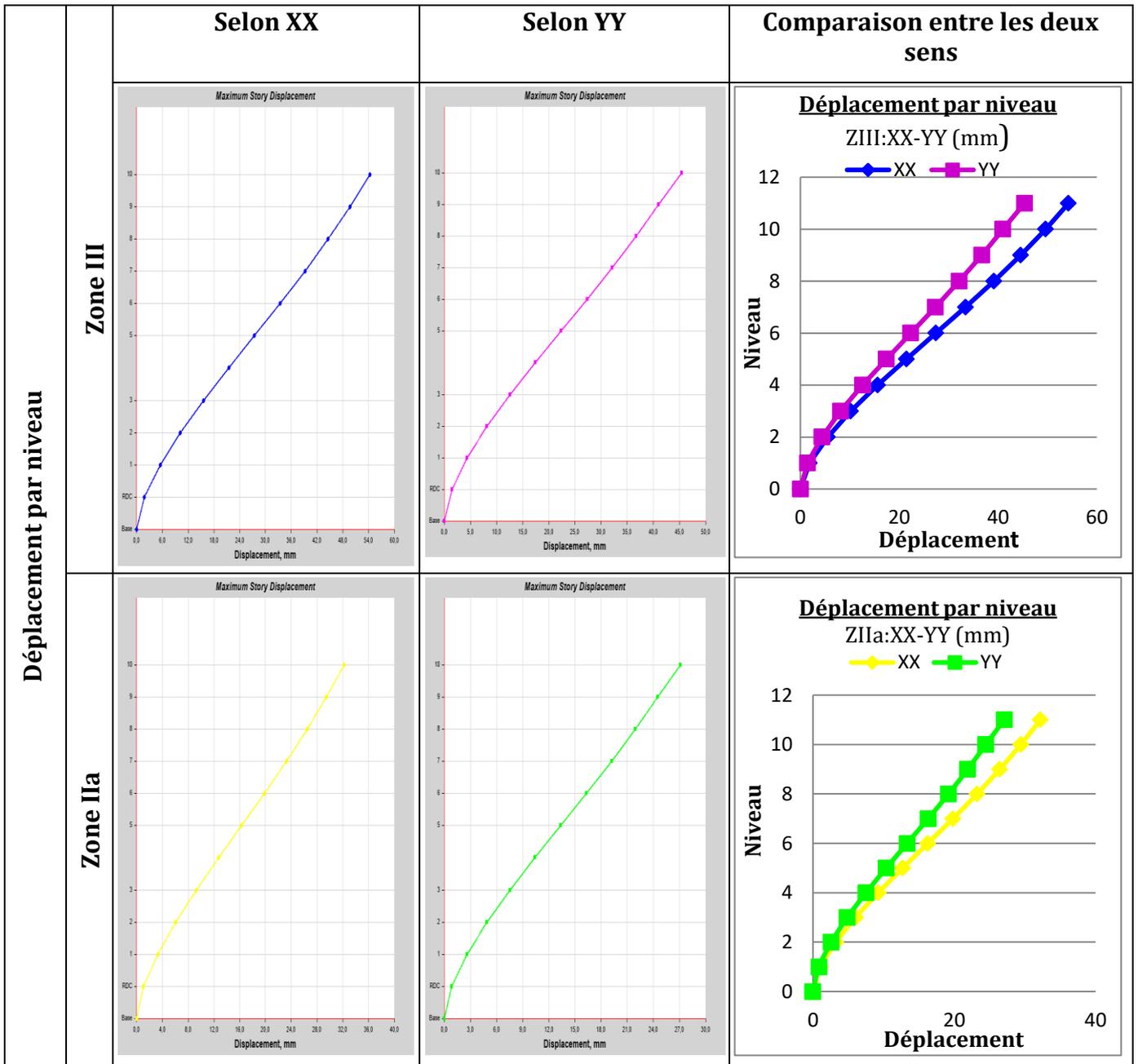
L'excentricité accidentelle additionnelle  $\pm 0.05 L$  est introduite dans le programme de calcul, lors de la définition des réponses sismiques  $E_x$  et  $E_y$ .

### **c. Effort tranchant, moment sismique et les déplacements par niveau**

Dans le tableau suivant, on montre les résultats trouvés sous formes graphes et tableau dans les deux directions  $XX$  et  $YY$  : les efforts, les moments sismiques avec les déplacements par niveau ainsi une comparaison entre les deux directions :







• Commentaires :

La structure a une géométrie en T, ce qui signifie une différence en termes de rigidité. Pour corriger cette différence, on a disposé (8 voiles) parallèles a X et (9voiles) parallèles a Y (Voir Tableau.IV.58)

IV.11. Résultats de l'analyse sismique "10S- Z IIa- 3.5" et "10S- Z III-3.5"

IV.11.1. Taux de participation massique :

Le tableau suivant donne la période analytique ainsi la participation massique pour chaque mode :

tableau IV.59 : Périodes et taux de participation massique de la structure							
Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	Sec						
1	<b>0,7</b>	<b>0,5985</b>	0,056	0,5985	0,056	0,0608	0,0608
2	0,612	0,0585	<b>0,6472</b>	0,657	0,7032	0,0001	0,0608
3	0,379	0,0393	0,0055	0,6962	0,7087	<b>0,6479</b>	0,7087
4	0,188	0,125	0,0201	0,8213	0,7288	0,0105	0,7192
5	0,157	0,0265	0,1374	0,8478	0,8662	0,0004	0,7195
6	0,091	1,57E-05	0,0004	0,8478	0,8666	0,1314	0,8509
7	0,089	0,0675	0,0081	0,9153	0,8747	0,0316	0,8825
8	0,072	0,0078	0,0517	0,9232	0,9264	0,0001	0,8826
9	0,056	0,0197	0,0027	0,9428	0,9291	0,0057	0,8883
10	0,044	0,0024	0,0281	0,9452	0,9572	0,0002	0,8885
11	0,041	0,015	0,0005	<b>0,9602</b>	<b>0,9577</b>	0,046	<b>0,9345</b>

Remarques :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0,7$  s
- ✓ Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 7 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

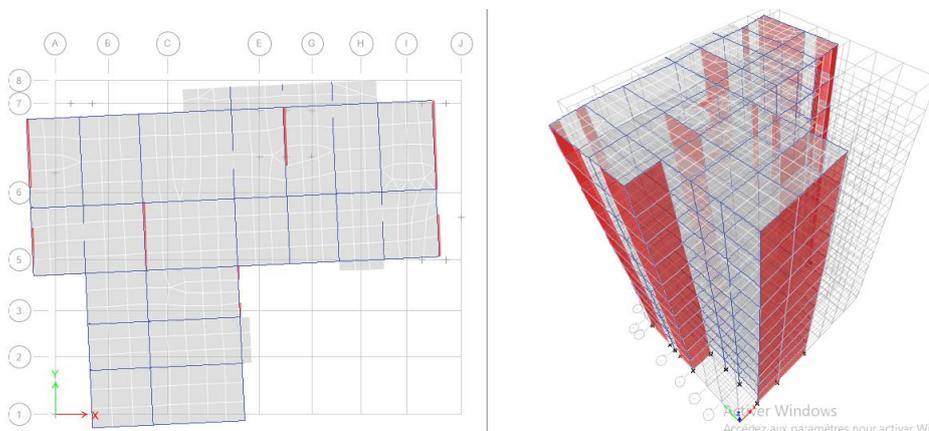


Figure IV-16 :1<sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe x)  $T_1= 0,7$  s

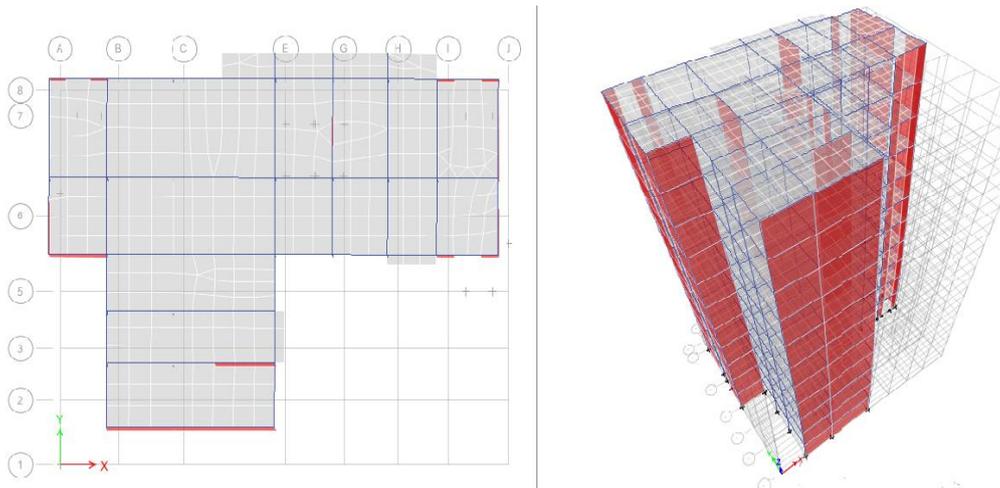


Figure IV-17 :1<sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y)  $T_2= 0,612s$ .

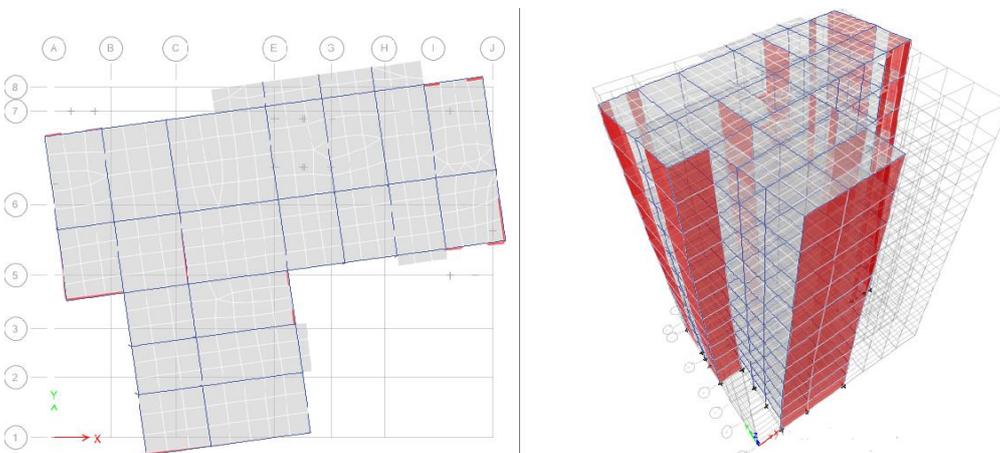


Figure IV-18 :3<sup>ème</sup> mode de vibration (torsion autour de l'axe Z)  $T_3=0,379s$

#### IV.11.2. Justifications sismiques de la structure

##### a. Effort tranchant à la base (A.4.3.6 R.P.A99/2003)

$$R=3.5 \quad W=46745,36 \text{ KN}$$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 33.66^{3/4} = 0.7S$$

$$T_x = \min(0,62 \text{ s}, 0,70 \text{ s}) \Rightarrow T_x = 0.62 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0,72s, 0,70 \text{ s}) \Rightarrow T_y = 0,70 \text{ s}$$

$$T_{\text{numérique}} = T_{\text{empirique}} \Rightarrow T_{\text{numérique}} = 0.70 \text{ s} = T_{\text{empirique}} = 0.70s$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow 0.5s < 0.7s < 3$$

$$\text{Donc : } D_x = D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 \Rightarrow 2.5 \times 0.881 \times \left(\frac{0.5}{0.7}\right)^2 = 1.76 \text{ s}$$

• Combinaison des réponses modale

Tableau. IV. 60 : La réponse sismique totale de la structure (10S-ZIIa-ZIII-3.5)		
	X-X	Y-Y
$T_1(s)$	0.7	0.612
$T_2(s)$	0.188	0.157
$r = T_i/T_j (T_i \leq T_j)$	0.25	0.26
$10/(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	0.6	0.6
$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$		

A partir des résultats de modélisation par Etabs on trouve :

Tableau.IV.61 : Vérification de l'effort tranchant à la base.				
ZONE	III		IIa	
	sens X	Sens Y	sens X	Sens Y
$V_{dy}$	5644,835	6428,18	3947,389	4498,504
$V_{st}$	6453,859	6453,859	4010,613	4010,612
$0,8 V_{st}$	5163,087	5163,087	3208,49	3208,49

**Effort tranchant a la base**  
ZIII:XX-YY

■ ZIII XX ■ ZIII YY

Zone	ZIII XX	ZIII YY
$V_{dy}$	5644,835	6428,18
$V_{st}$	6453,859	6453,859
$0,8 V_{st}$	5163,087	5163,087

**Effort tranchant a la base**  
ZIIa:XX-YY

■ ZIII XX ■ ZIII YY

Zone	ZIII XX	ZIII YY
$V_{dy}$	3947,389	4498,504
$V_{st}$	4010,613	4010,612
$0,8 V_{st}$	3208,49	3208,49

• Commentaires :

Vue que les réponses modales sont indépendantes les unes des autres, la réponse sismique

totale de la structure est :  $E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^{k=11} E_i^2}$  ( 11 modes).

**b. Vérification des déplacements :**

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.62 : Vérification vis-à-vis des déformations								
ZONE III								
Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y		1%hk	Observation
	$\delta_k/\delta_{k-1}$	$h_k$ ( m )	R	$\Delta_k$ ( m )	$\delta_k/\delta_{k-1}$	$\Delta_k$ ( m )		
10	0,001751	3,06	3,5	0,019	0,001859	0,02	0,0306	Vérifiée
9	0,001916	3,06	3,5	0,021	0,002001	0,021	0,0306	Vérifiée
8	0,002089	3,06	3,5	0,022	0,002156	0,023	0,0306	Vérifiée
7	0,002248	3,06	3,5	0,024	0,002297	0,025	0,0306	Vérifiée
6	0,002364	3,06	3,5	0,025	0,002397	0,026	0,0306	Vérifiée
5	0,002419	3,06	3,5	0,026	0,002435	0,026	0,0306	Vérifiée
4	0,002398	3,06	3,5	0,026	0,002391	0,026	0,0306	Vérifiée
3	0,002279	3,06	3,5	0,024	0,002241	0,024	0,0306	Vérifiée
2	0,002026	3,06	3,5	0,022	0,001951	0,021	0,0306	Vérifiée
1	0,001592	3,06	3,5	0,017	0,001474	0,016	0,0306	Vérifiée
RDC	0,000791	3,06	3,5	0,008	0,000711	0,008	0,0306	Vérifiée
ZONE IIa								
Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y		1%hk	Observation
	$\delta_k/\delta_{k-1}$	$h_k$ ( m )	R	$\Delta_k$ ( m )	$\delta_k/\delta_{k-1}$	$\Delta_k$ ( m )		
10	0,001227	3,06	3,5	0,013	0,001301	0,014	0,0306	Vérifiée
9	0,001343	3,06	3,5	0,014	0,001402	0,015	0,0306	Vérifiée
8	0,001465	3,06	3,5	0,016	0,001511	0,016	0,0306	Vérifiée
7	0,001576	3,06	3,5	0,017	0,00161	0,017	0,0306	Vérifiée
6	0,001657	3,06	3,5	0,018	0,00168	0,01799	0,0306	Vérifiée
5	0,001696	3,06	3,5	0,018	0,001707	0,018	0,0306	Vérifiée
4	0,001682	3,06	3,5	0,018	0,001676	0,01795	0,0306	Vérifiée
3	0,001598	3,06	3,5	0,017	0,001571	0,017	0,0306	Vérifiée
2	0,001421	3,06	3,5	0,015	0,001368	0,015	0,0306	Vérifiée
1	0,001116	3,06	3,5	0,012	0,001033	0,011	0,0306	Vérifiée
RDC	0,000554	3,06	3,5	0,006	0,000498	0,005	0,0306	Vérifiée

• **Commentaires :**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée

**c. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.63 : Vérification des effets P- $\Delta$									
Zone III									
Niveaux	Sens X-X					Sens Y-Y			observation
	P <sub>k</sub>	$\Delta_k$	h <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	$\theta_k$	$\Delta_k$	V <sub>k</sub>	$\theta_k$	
	KN	m	m	KN		m	KN		
10	4445,4	0,019	3,06	1028,7	0,0265	0,02	1212,1	0,024	Vérifiée
9	8675	0,021	3,06	1937,4	0,03	0,021	2254	0,027	Vérifiée
8	12909	0,022	3,06	2715,8	0,035	0,023	3135,6	0,031	Vérifiée
7	17138	0,024	3,06	3381	0,04	0,025	3892,3	0,035	Vérifiée
6	21368	0,025	3,06	3935,3	0,045	0,026	4540,2	0,039	Vérifiée
5	25597	0,026	3,06	4398,1	0,049	0,026	5087,7	0,043	Vérifiée
4	29827	0,026	3,06	4788,6	0,052	0,026	5539,3	0,045	Vérifiée
3	34057	0,024	3,06	5112,7	0,053	0,024	5897,3	0,045	Vérifiée
2	38286	0,022	3,06	5368	0,05	0,021	6163,1	0,042	Vérifiée
1	42516	0,017	3,06	5548,7	0,042	0,016	6338,9	0,035	Vérifiée
RDC	46745	0,008	3,06	5644,8	0,023	0,008	6428,2	0,018	Vérifiée
Zone IIa									
Niveaux	Sens X-X					Sens Y-Y			observation
	P <sub>k</sub>	$\Delta_k$	h <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	$\theta_k$	$\Delta_k$	V <sub>k</sub>	$\theta_k$	
	KN	m	m	KN		m	KN		
10	4445,4	0,013	3,06	716,94	0,027	0,014	840,92	0,024	Vérifiée
9	8675	0,014	3,06	1357	0,03	0,015	1575,3	0,027	Vérifiée
8	12909	0,016	3,06	1904,2	0,035	0,016	2196,6	0,031	Vérifiée
7	17138	0,017	3,06	2369,8	0,04	0,017	2727,5	0,035	Vérifiée
6	21368	0,018	3,06	2758,4	0,045	0,018	3181	0,039	Vérifiée
5	25597	0,018	3,06	3083,7	0,05	0,018	3564,6	0,043	Vérifiée
4	29827	0,018	3,06	3358,1	0,052	0,018	3882	0,045	Vérifiée
3	34057	0,017	3,06	3585,3	0,053	0,017	4134,1	0,045	Vérifiée
2	38286	0,015	3,06	3762,8	0,05	0,015	4320,4	0,042	vérifiée
1	42516	0,012	3,06	3885,6	0,043	0,011	4440,9	0,035	vérifiée
RDC	46745	0,006	3,06	3947,4	0,023	0,005	4498,5	0,018	vérifiée

• **Commentaires:**

On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  sont inférieures à 0,1 pour tous les niveaux et cela dans les deux sens de calcul.

## Chapitre 4

### IV.11.3. Caractéristique géométrique et massique

#### a. Poids et centre de gravité et de rigidité de la structure

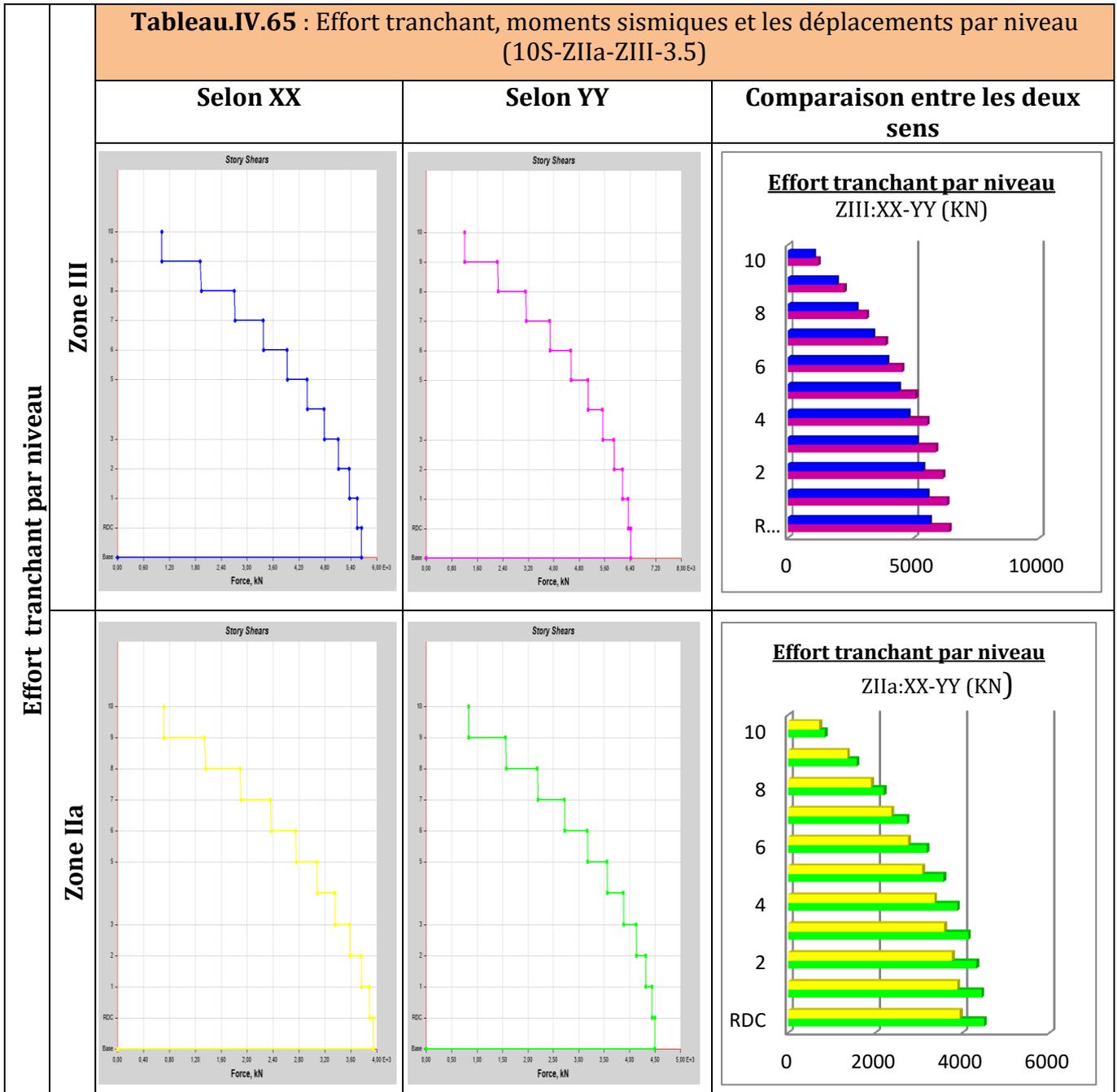
Tableau .IV.64 : Poids et centre de gravité de la structure (10S-ZIIa-ZIII-3.5)						
Niveau	Diaphragme	$\sum P_k$	Center de masse		Center de rigidité	
			$X_m$	$Y_m$	$X_r$	$Y_r$
		KN	m	M	m	m
RDC	D1	46745,36	10,743	10,5564	12,0486	4,5584
1	D2	42515,77	10,7426	10,5557	12,4888	3,7074
2	D3	38286,19	10,7423	10,5553	12,7147	3,8639
3	D4	34056,61	10,7419	10,5547	12,7615	4,2199
4	D5	29827,03	10,7413	10,5539	12,7153	4,6378
5	D6	25597,45	10,7405	10,5529	12,621	5,064
6	D7	21367,87	10,7393	10,5512	12,5035	5,4778
7	D8	17138,29	10,7373	10,5485	12,378	5,8694
8	D9	12908,71	10,7327	10,5414	12,2565	6,2311
9	D10	8674,978	10,7186	10,5197	12,152	6,5438
10	D11	4445,397	10,7799	10,7937	12,088	6,7756

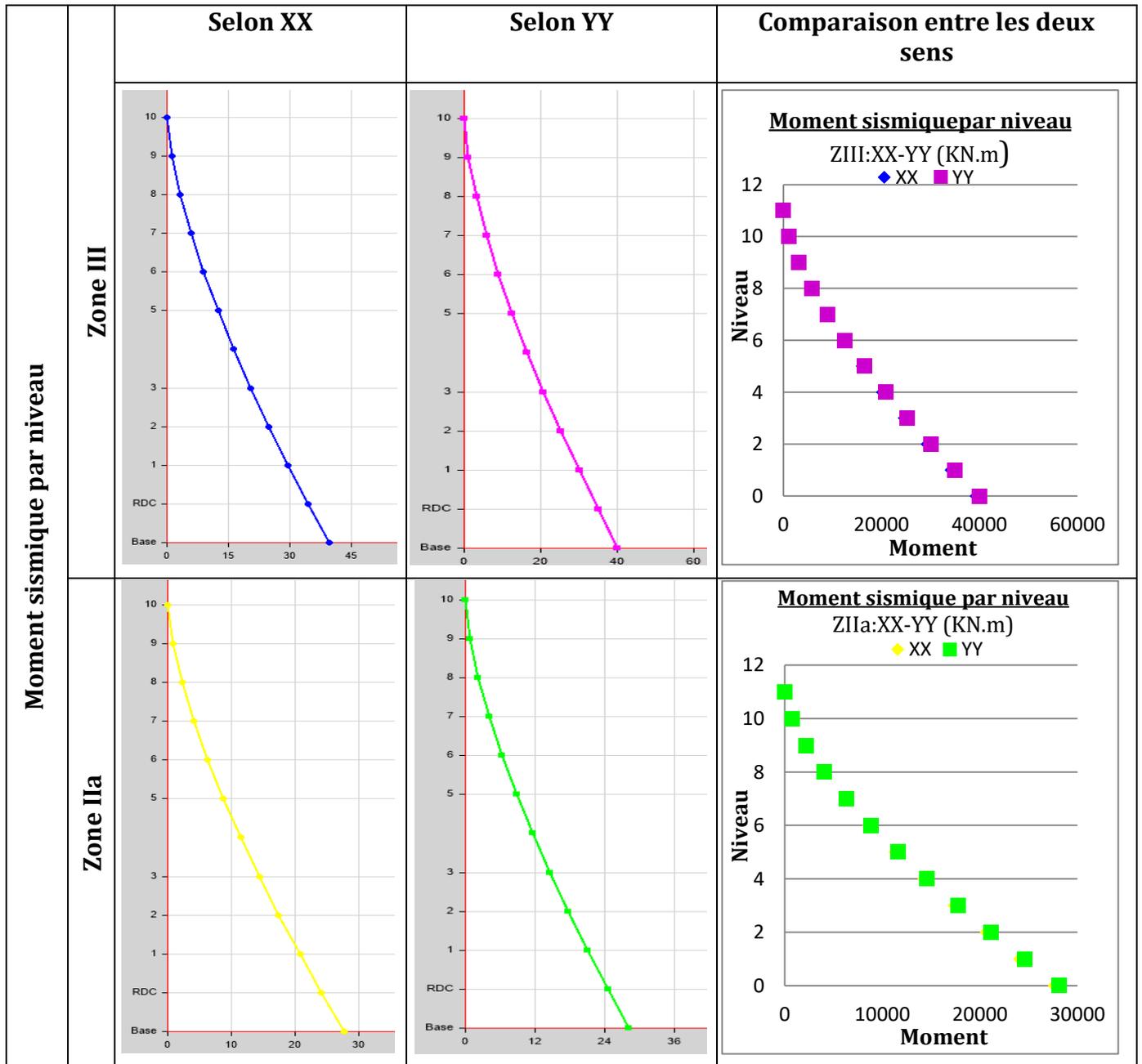
#### • Commentaires :

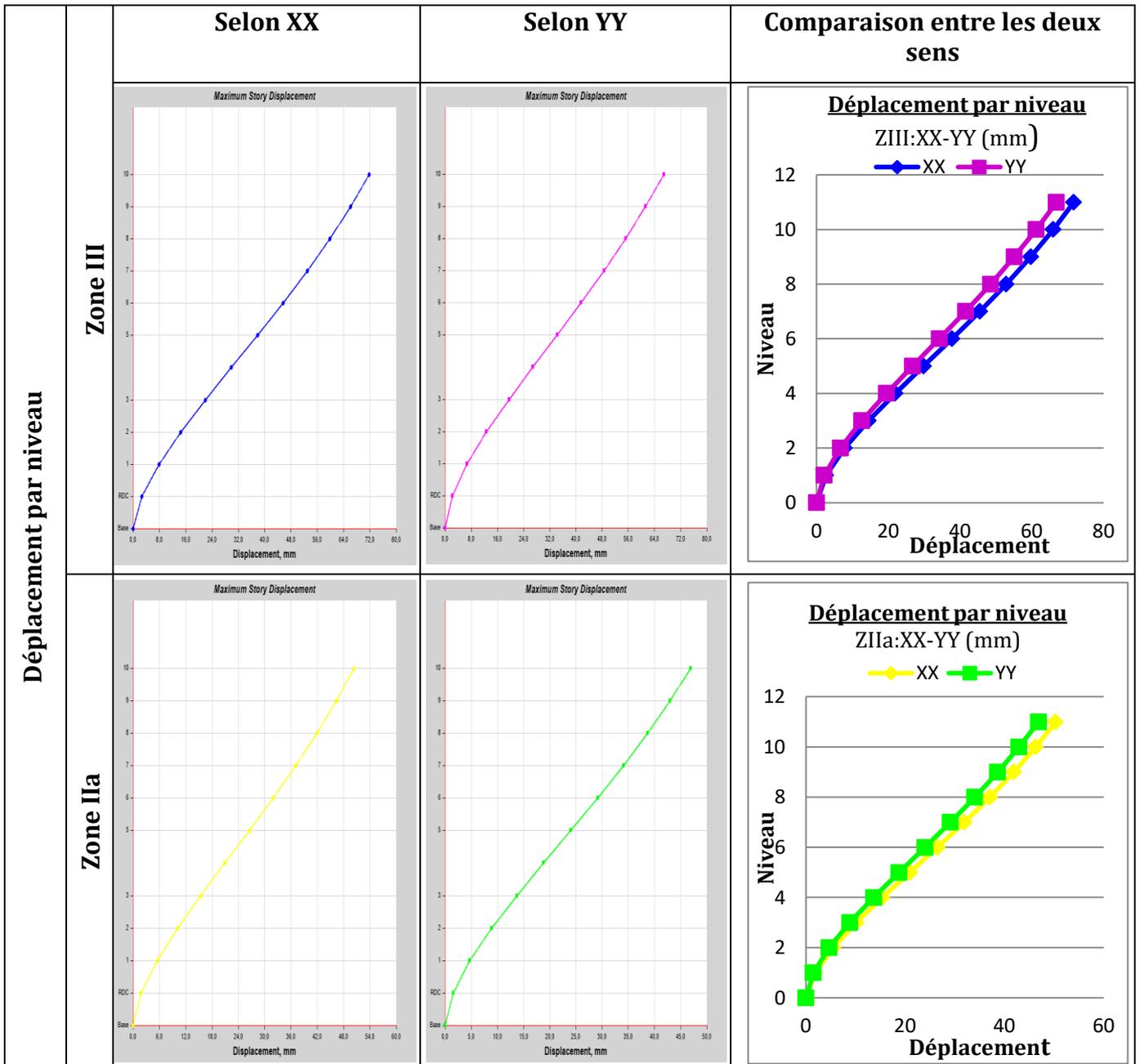
Dans le but d'avoir un meilleur comportement, on a essayé de minimiser l'excentricité entre le centre de gravité ( $X_m, Y_m$ ) et le centre de rigidité ( $X_r, Y_r$ ) afin de minimiser les effets de torsion.

#### b. Effort tranchant, moment sismique et les déplacements par niveau

Dans le tableau suivant, on montre les résultats trouvés sous formes graphes et tableau dans les deux directions XX et YY : les efforts, les moments sismiques avec les déplacements par niveau ainsi une comparaison entre les deux directions :







• Commentaires :

La structure a une géométrie en té, ce qui signifie une différence en termes de rigidité. Pour corriger cette différence, on a disposé (10 voiles) parallèles a X et (8 voiles) parallèles a Y (Voir Tableau.IV.65).

### IV.12.Conclusion

Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise la méthode modale spectrale qui vérifie tous les critères d'utilisation. L'exploitation des résultats donnés par le logiciel ETABS 17.0.1, a permis de vérifier plusieurs critères :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> translation, le 3<sup>ème</sup> torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ( $=0,8.V_{MSE}$ )
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P-Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2<sup>ème</sup> ordre.
- Vérifier le pourcentage donné par le **RPA99 version2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- Vérification de la condition de l'effort réduit.

Nous avons trouvé une très grande difficulté pour trouver les meilleures dispositions des voiles, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle. On constate que tous les vérifications sismiques sont justifiées pour tous les cas de structures étudiées : R+4, R+8 et R+10 cela est justifié pour les deux systèmes de contreventement (R=5 et R=3.5) sous les deux intensités sismiques : faible (IIa) et forte (III).

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

<b>Tableau IV.66 : Les dimensions définitives des éléments structuraux</b>				
R+4, R=5,ZIII ZIIa				
Niveaux	Poteau (cm)	Voiles (cm)	Poutres principales (cm)	poutres secondaires (cm)
RDC, Étage1	60×55	Épaisseur 20	(30×45)	(30×40)
Étage 2,3 ,4	50×45			
R+4 ,R=3.5,ZIIIZIIa				
Niveaux	Poteau (cm)	Voiles (cm)	Poutres principales (cm)	poutres secondaires (cm)
RDC, Étage1	40×40	Épaisseur 20	(30×45)	(30×40)
Étage 2,3 ,4	40×40			

<b>Tableau IV.67 : Les dimensions définitives des éléments structuraux</b>				
R+8 ,R=5,ZIIIZIIa				
Niveaux	Poteau (cm)	Voiles (cm)	Poutres principales (cm)	poutres scндаires (cm)
RDC, Étage1,2	75×75	Épaisseur 15 et 25	(30×45)	(30×40)
Étage3,4,5	60×60			
Étage6,7,8	50×50			
R+8 ,R=3.5,ZIIIZIIa				
Niveaux	Poteau (cm)	Voiles (cm)	Poutres principales (cm)	poutres scндаires (cm)
RDC, Étage1,2	40×40	Épaisseur 15 et 25	(30×45)	(30×40)
Étage3,4,5	40×40			
Étage6,7,8	40×40			

<b>Tableau IV.68 : Les dimensions définitives des éléments structuraux</b>				
R+10, R=5,ZIIIZIIa				
Niveaux	Poteau (cm)	Voiles (cm)	Poutres principales (cm)	poutres scндаires (cm)
RDC Étage1,2	75×70	Épaisseur 25	(30×45)	(30×40)
Étage3,4,5	60×60			
Étage6,7,8	50×50			
Étage9,10	40×40			
R+10, R=3.5,ZIII ZIIa				
Niveaux	Poteau (cm)	Voiles (cm)	Poutres principales (cm)	poutres scндаires (cm)
RDC Étage1,2	40×40	Épaisseur 25	(30×45)	(30×40)
Étage3,4,5	40×40			
Étage6,7,8	40×40			
Étage9,10	40×40			

# CHAPITRE V

## Effet du positionnement des voiles, la zone sismique et la hauteur sur le choix du système de contreventement sur les structures étudiées.

### V.1. INTRODUCTION

Selon le RPA99/ version 2003, tout ouvrage dépassant trois (3) niveaux ou onze mètre (11m) de hauteur dans la zone IIb et III, devra contenir des voiles. Article (3.4.A.1.a)

En ce qui concerne la structure faisant l'objet de cette présente étude, il s'agit d'un bâtiment de R+4 étages (15.30m),R+8 étages (27,54)et R+10 étages (33,66)qui dépasse 11m en zone III, elle sera donc contreventée par un système de contreventement proposé par le règlement parasismique algérien. *Article (3.4.A).*

Il doit tenir en considération: la hauteur, la zone sismique et la rigidité assigné aux voiles et aux poteaux. Ce choix influence directement sur la réponse sismique de la structure durant un futur séisme: rigidité, capacité en résistance et en ductilité.

Dans le cadre de notre travail nous avons étudié l'effet de la zone sismique, la hauteur et la disposition des voiles sur le bon choix du système de contreventement.

### V.2. EFFET DE LA ZONE SISMIQUE

Pour étudier l'influence de la zone sismique sur le choix de système de contreventement, on compare la réponse sismique de deux cas de structures : 8S-ZIIa-5 sera comparée avec 8SZIII-5 et 8S-ZIIa-3.5 sera comparée avec 8S-ZIII-3.5 :

V.2.1. Système R=5

❖ Paramètres utilisés pour l'étude sismique

Tableau.V. 1 : Les paramètres utilisés pour l'étude sismiques (8S-ZIIa-ZIII-5)		
R=5		
Zone sismique	ZIIa	ZIII
	Zone IIa , Groupe 2	Zone III, Groupe 2
Importance de l'ouvrage	Moyenne	
Site	Meuble S3	
Système de contreventement	Voiles-portiques avec interaction →R=5	
Configuration du bloc	R+8	
Méthode d'analyse sismique	Dynamique Modale Spectrale	
Paramètres utilisées pour l'étude sismique		
Coefficient d'accélération "A"	0.15	0.25
Facteur de qualité "Q"	1.15	
Coefficient de pondération "β"	0.2	
L'amortissement "ξ (%)"	7	

**Spectre de réponse**  
R=5:ZIII-ZIIa

T (sec)	Sa/g (ZIII)	Sa/g (ZIIa)
0	0.32	0.18
0.5	0.16	0.10
1	0.10	0.06
2	0.06	0.04
3	0.04	0.03
4	0.03	0.02
5	0.02	0.01

• Commentaires

- Il est clair que l'intensité sismique dans la zone III est plus élevée que celle en IIa :  $A_{IIa} = 60\% A_{III}$ ,
- Par conséquent, la demande sismique de la zone III est plus élevée que la demande sismique zone IIa,
- Pour étudier l'influence de la zone sismique sur la réponse de la structure, on compare la réponse sismique des deux cas de structures : 8S-ZIIa-5 sera comparée avec 8S-ZIII-5, par conséquent 5S-ZIIa-5 avec 5S-ZIII-5 et 11S-ZIIa-5 avec 11S-ZIII-5:

## Chapitre 5

### ❖ La réponse sismique des deux structures 8S-ZIIa-5 et 8S-ZIII-5

Le tableau IV.2 montre les périodes propres ainsi que les taux de participation massique de la structure (8S) dans les deux intensités sismiques (IIa et III) et dans les deux systèmes (R=5 et R=3.5).

<b>Tableau.V.2 : Comparaisons de la réponse sismique des deux structures</b>							
<b>8S- Z IIa- 5 et 8S- Z III- 5, W=42020,08 KN</b>							
Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	Sec						
1	<b>0,535</b>	<b>0,5368</b>	0,1005	0,5368	0,1005	0,0839	0,0839
2	0,519	0,1072	<b>0,6175</b>	0,644	0,718	0,0024	0,0863
3	0,304	0,0686	0,0073	0,7126	0,7252	<b>0,6381</b>	0,7243
4	0,145	0,1347	0,0045	0,8474	0,7297	0,0141	0,7385
5	0,139	0,004	0,1509	0,8514	0,8806	0,0034	0,7418
233	0,077	0,0232	0,001	0,8745	0,8816	0,146	0,8879
7	0,071	0,0478	0,0065	0,9223	0,8881	0,0013	0,8891
8	0,065	0,0055	0,0504	0,9279	0,9384	0,0038	0,893
9	0,044	0,017	0,0049	0,9449	0,9433	0,0056	0,8985
10	0,04	0,0051	0,0238	0,95	0,9672	0,0004	0,8989
11	0,036	0,0132	0,0003	0,9632	0,9675	0,0478	0,9467
<b>8S- Z IIa- 3.5 et 8S- Z III- 3.5, W=37520KN</b>							
Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	Sec						
1	<b>0,524</b>	<b>0,6022</b>	0,0247	0,6022	0,0247	0,0966	0,0966
2	0,505	0,0314	<b>0,6923</b>	0,6336	0,717	2E-05	0,0966
3	0,297	0,0776	0,006	0,7112	0,7231	<b>0,6291</b>	0,7257
4	0,143	0,1269	0,0104	0,8381	0,7334	0,0142	0,7399
5	0,133	0,0096	0,1479	0,8477	0,8814	0,004	0,744
6	0,076	0,0202	0,0009	0,8679	0,8823	0,1461	0,8901
7	0,069	0,0503	0,0072	0,9182	0,8895	0,0003	0,8904
8	0,062	0,0065	0,0505	0,9247	0,94	0,0034	0,8938
9	0,043	0,0157	0,0053	0,9404	0,9454	0,0068	0,9005

• **Commentaire:** D'après le tableau 4.2, on constate que:

- la valeur du période T ne dépend pas de la zone sismique:

$$T_{8S\ ZIII_5} = T_{8S\ ZIIa_5} = 0,535S$$

- sa valeur est liée directement à la masse et à la rigidité de la structure:

$T_{8S\ ZIII_5} = 0,535S$ ,  $T_{8S\ ZIII_3,5} = 0,524S$  la structure 8S- ZIII-3,5 a une période plus courte que la période de la structure 8S- ZIII-5.

❖ **Efforts tranchants, moments et déplacements par niveau**

Le tableau IV.3 : montre la comparaison des efforts tranchants, effort tranchant à la base moments ainsi que les déplacements par niveau dans les deux zones sismiques (IIa et III) pour la structure (8S-ZIIa-5 et 8S-ZIII-5).

• **Commentaire:**

- Lorsque l'intensité sismique augmente, l'effort tranchant dynamique augmente dans les deux directions: -  $V_{dynX\ IIa}=2266,7\ KN$

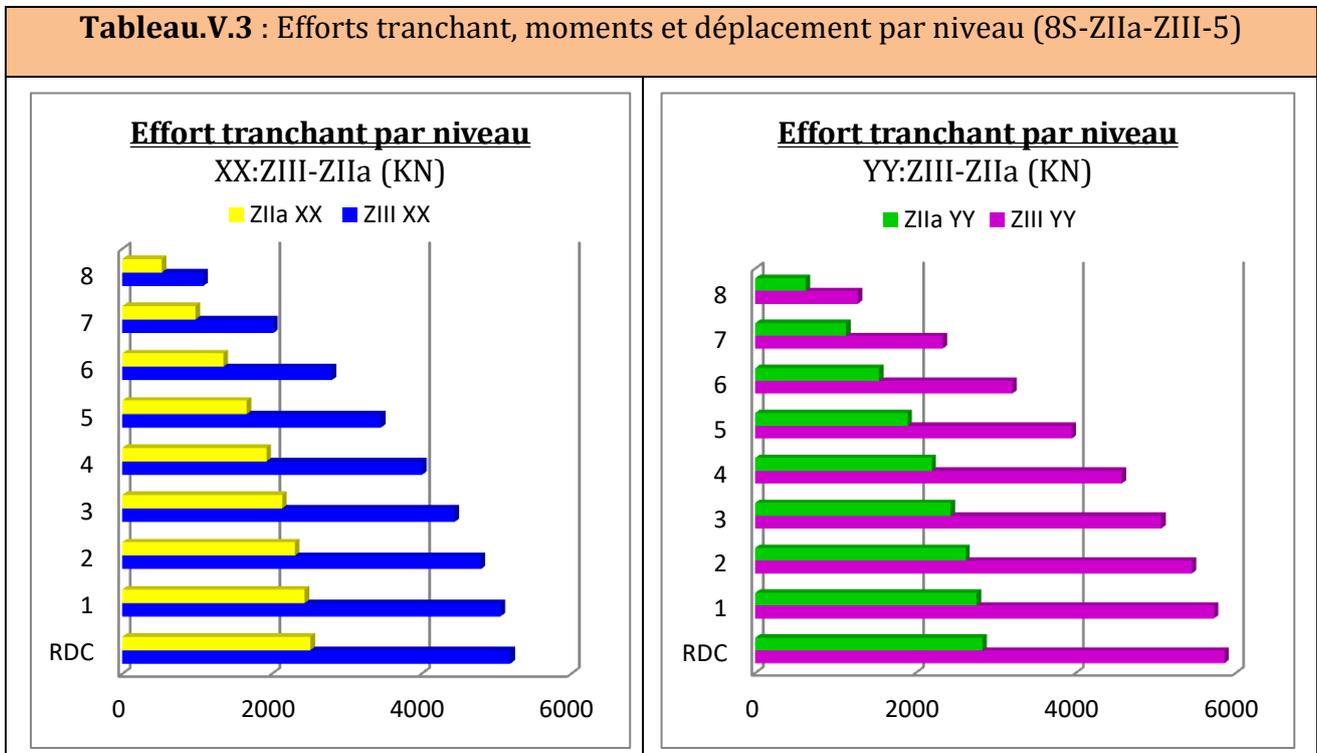
-  $V_{dynX\ III}=4710,4KN$

Cette augmentation est justifiée par effet de l'action sismique (le spectre de réponse :  $A_{III}=0.25$ ,  $A_{IIa}=0.15$ )

- Même effet sur l'effort tranchant statique:  $V_{stX\ IIa} =2637,1\ KN$  et  $V_{stX\ III} =4431,8\ KN$
- Même constatation enregistrée pour le moment sismique.
- Le déplacement au sommet de la structure pour les deux zones sismiques:
  - $\Delta_{k\ 8S-ZIIa-5} =0.8\ cm$  et  $\Delta_{k\ 8S-ZIII-5} = 1.628\ cm$  (selon xx)
  - $\Delta_{k\ 8S-ZIIa-5} =1.1\ cm$  et  $\Delta_{k\ 8S-ZIII-5} =2.26\ cm$  (selon yy)

L'action sismique pousse la structure de se déformer en plus.

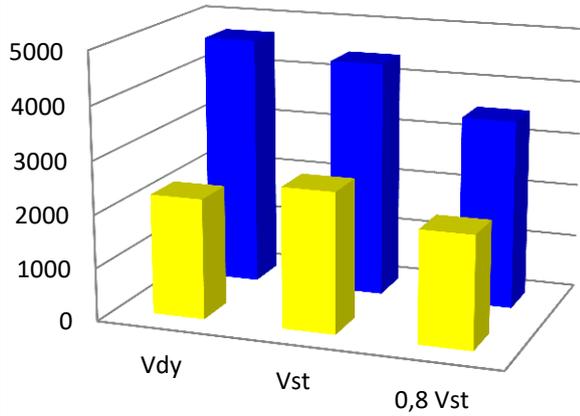
**Tableau.V.3 : Efforts tranchant, moments et déplacement par niveau (8S-ZIIa-ZIII-5)**



**Effort tranchant a la base**

XX:ZIII-ZIIa

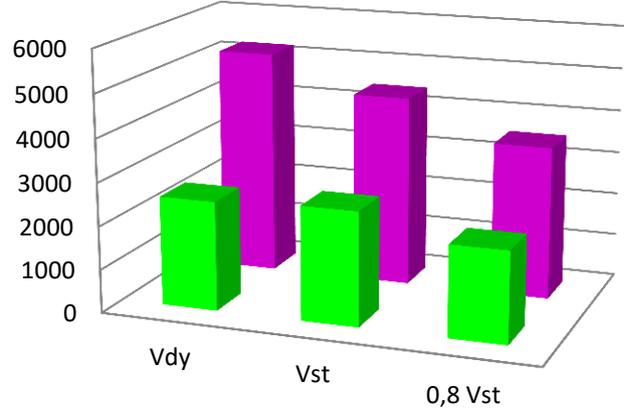
ZIIa XX ZIII XX



**Effort tranchant a la base**

YY:ZIII-ZIIa

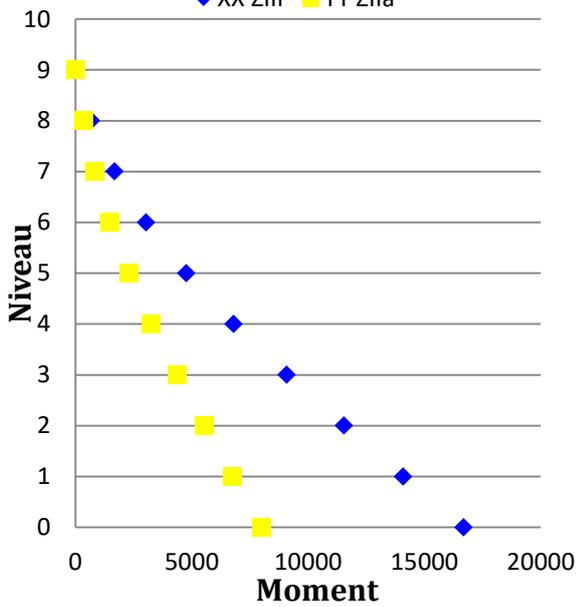
ZIIa YY ZIII YY



**Moment sismique par niveau**

XX:ZIII-ZIIa(KN.m)

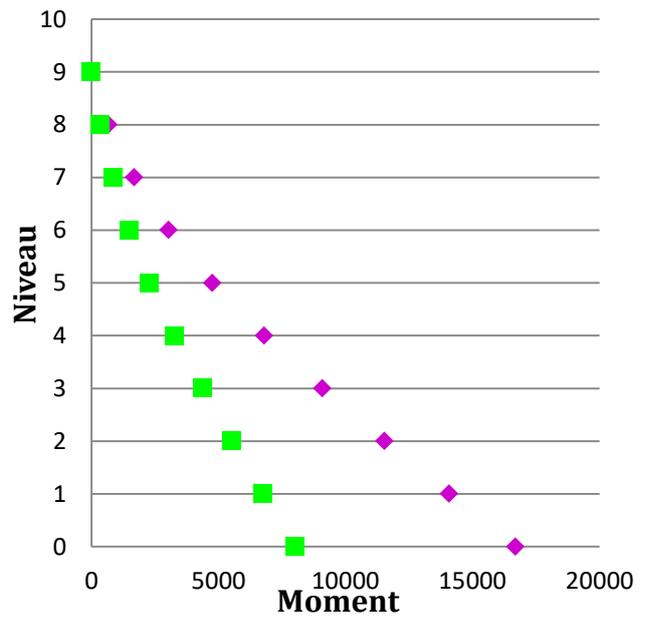
XX ZIII YY ZIIa

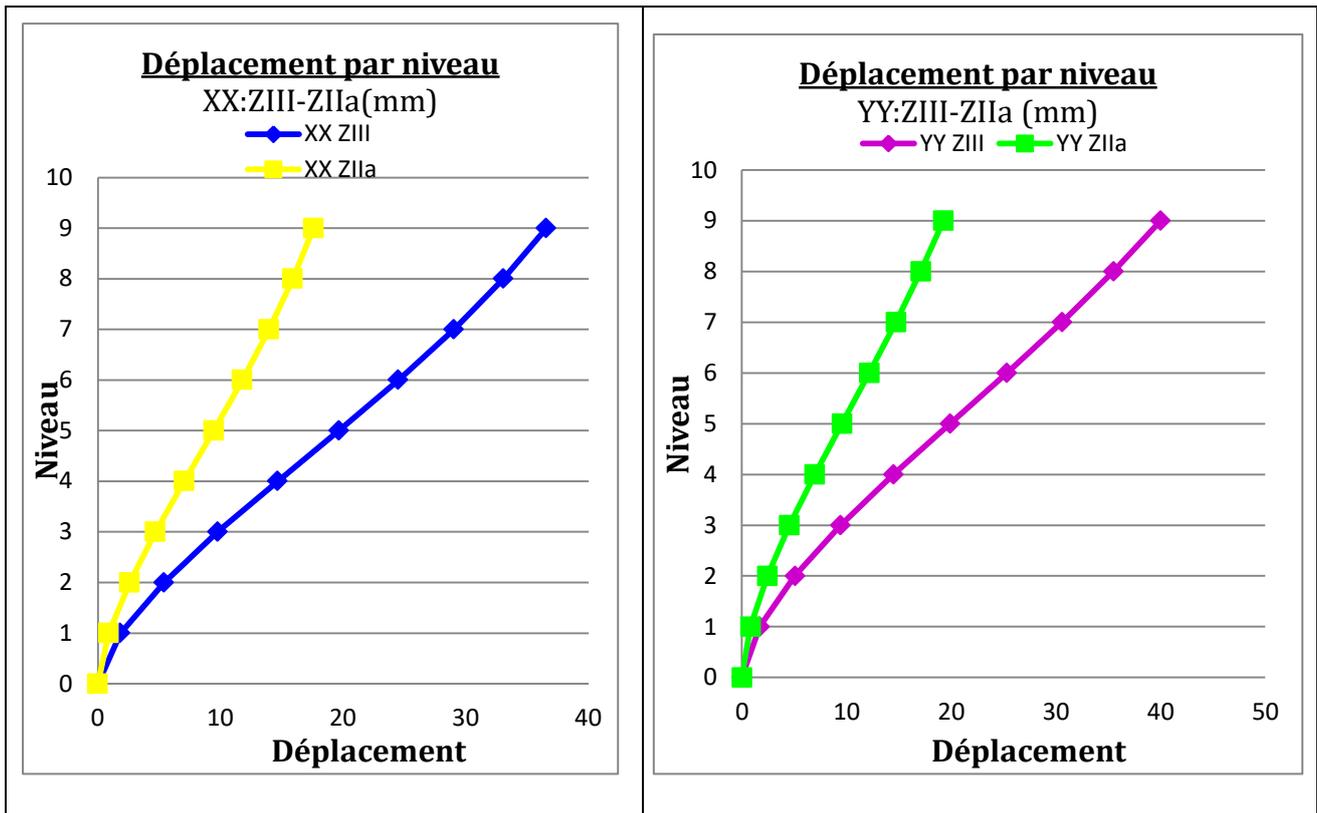


**Moment sismique par niveau**

YY:ZIII-ZIIa(KN.m)

YY ZIII YY ZIIa

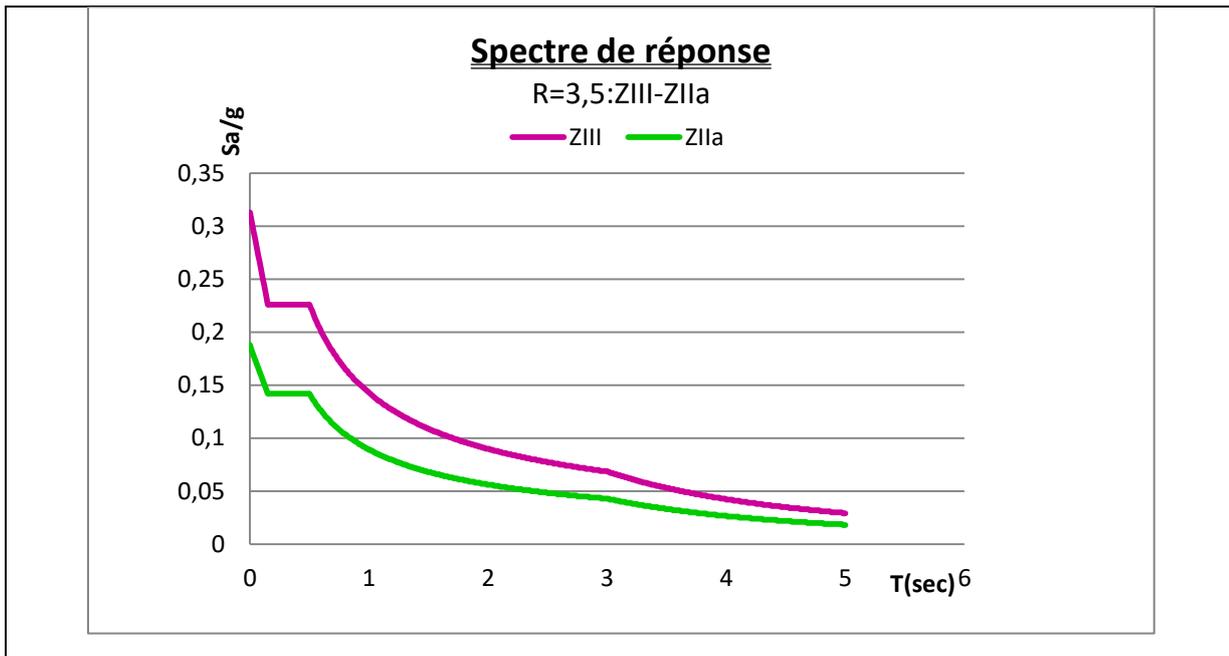




V.2.2. Système R=3.5

❖ Paramètres utilisés pour l'étude sismiques

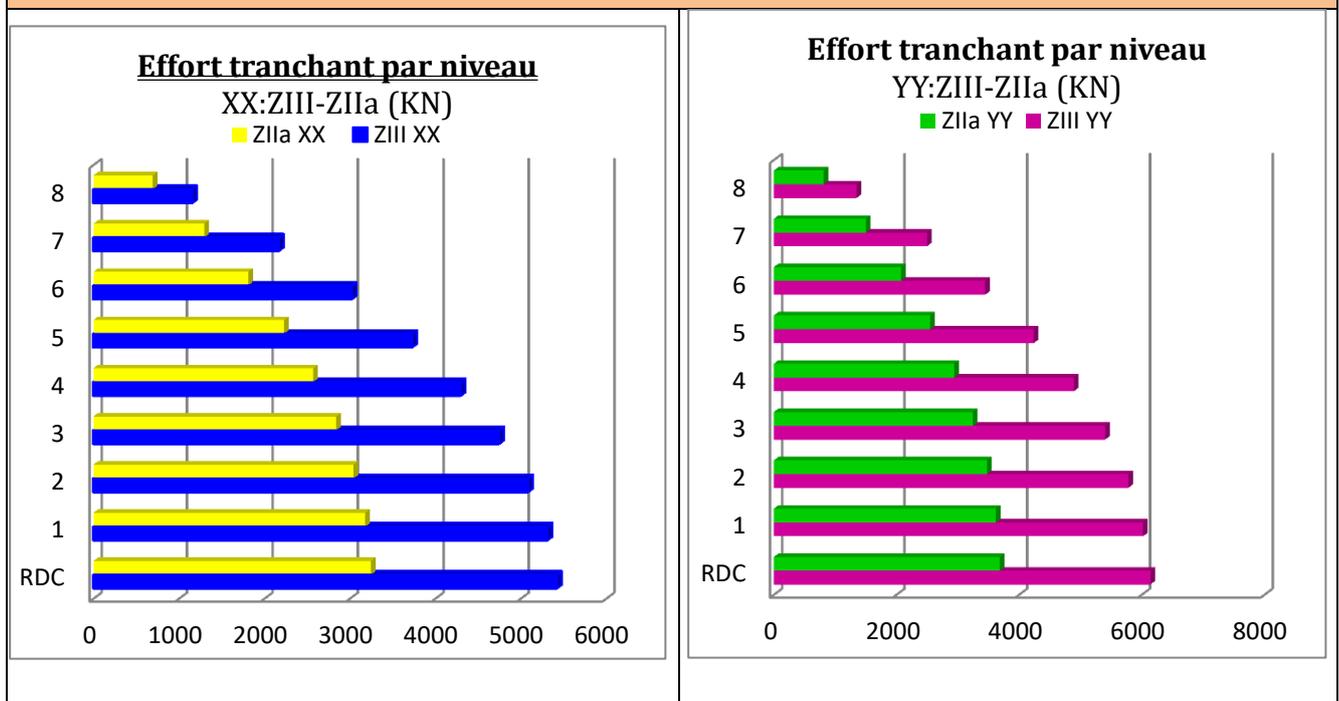
Tableau .V.4 : Les paramètres utilisés pour l'étude sismiques (8S-ZIIa-ZIII-3.5)		
R=3.5		
Zone sismique	ZIIa	ZIII
		Zone IIa Groupe 2
Système de contreventement	Voiles porteurs → R=3.5	
Méthode d'analyse sismique	Dynamique Modale Spectrale	
Spectre de réponse sismique		

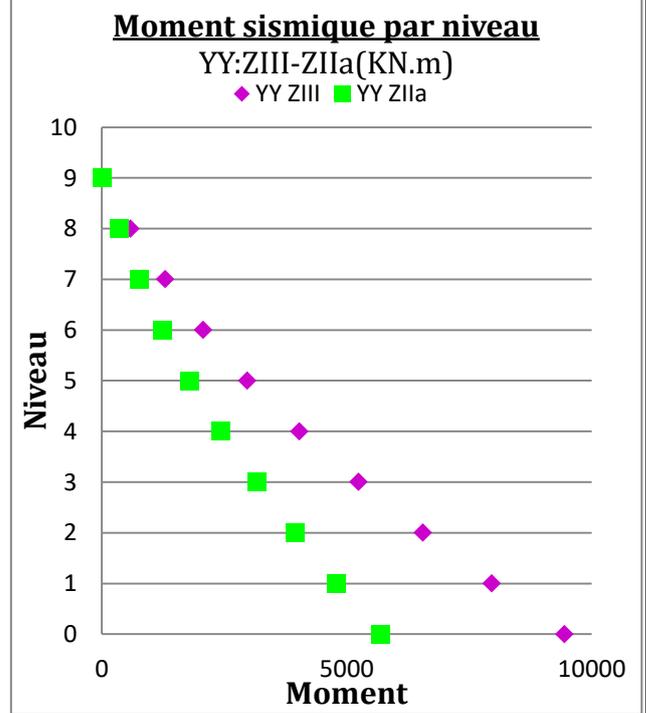
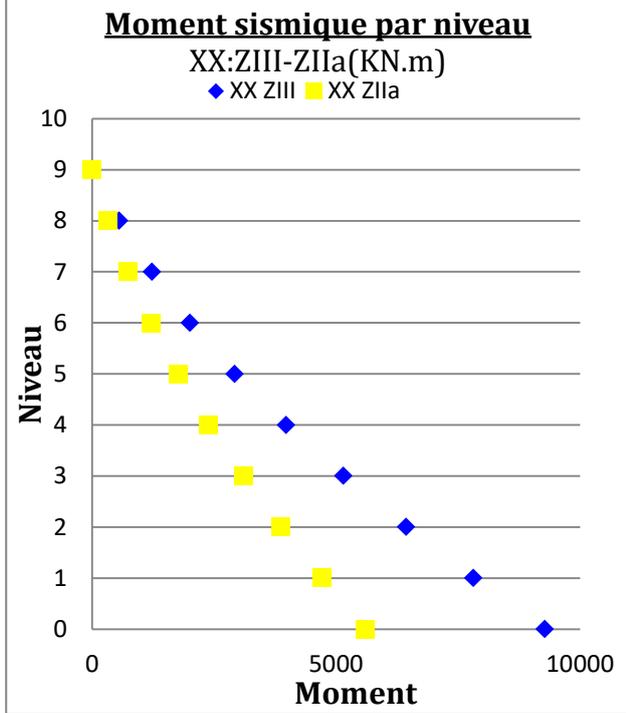
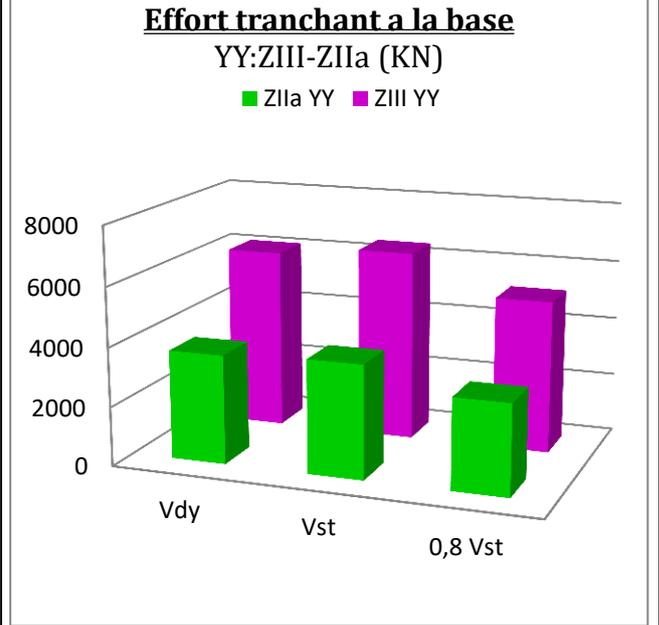
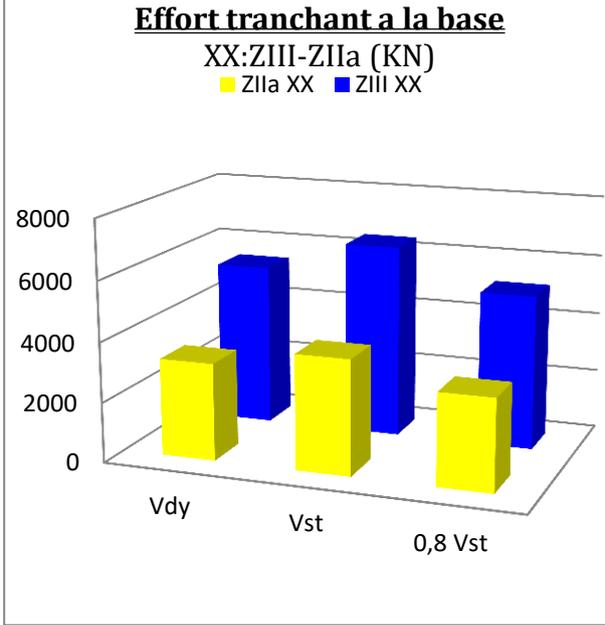


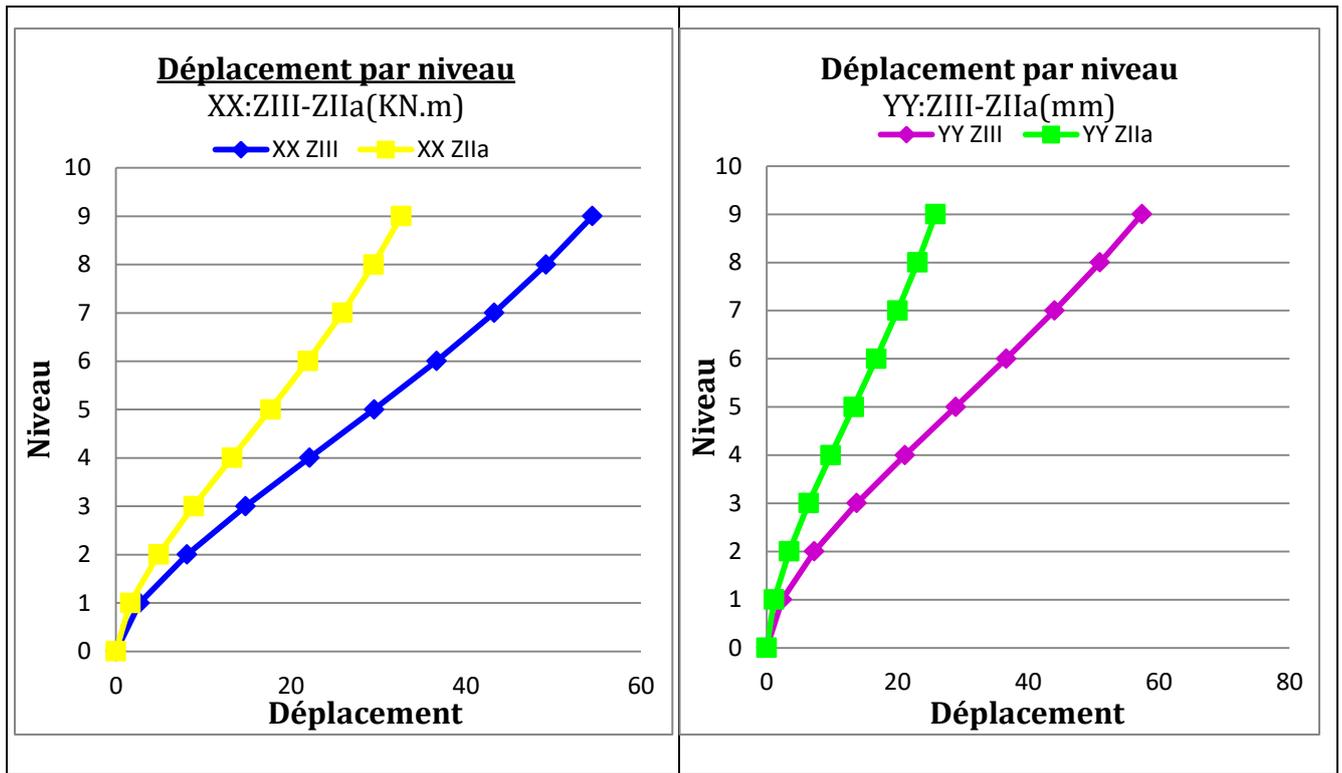
❖ **Efforts tranchants, moments sismiques, déplacements par niveau**

Le tableau IV.5 : montre la comparaison des efforts tranchants, effort tranchant a la base, moments ainsi que les déplacements par niveau dans les deux zones sismiques (IIa et III) pour la structure (8S-ZIIa-ZIII-3.5).

**Tableau. V. 5 : Efforts tranchant, moments et déplacement par niveau (8S-ZIIa-ZIII-3.5)**







**V.2.3. Commentaire général :**

D'après la comparaison faite entre : 8S-ZIIa-5 avec 8S-ZIII-5 et 8S-ZIIa-3.5 avec 8S-ZIII3.5, on constate que :

- ✓ Lorsqu' on change la zone sismique (zone IIa en Zone III); l'effort tranchant, moment sismique et le déplacement seront augmentés à cause de l'augmentation du coefficient d'accélération de zone: A.
- ✓ L'action sismique pousse la structure vers un état de déformation avancé.
- ✓ Même constatations enregistrées pour le R+5 et R+11.
- ✓ Toutes les vérifications sismiques sont justifiées pour les deux zones sismiques.

**V.3. EFFET DE LA HAUTEUR SUR LA REPONSE SISMIQUE**

Pour déterminer l'effet de la hauteur de la structure sur le choix de système de contreventement, on compare : le poids, la période, l'effort sismique ainsi que les déplacements pour les trois types de structures étudiées.

Le tableau 4.6 montre les déplacements des trois structures (5S, 8S et 11s) dans la zone III pour les deux systèmes (R=5 et R=3.5)

• **Remarque :**

Dans ce cas, les mêmes dimensions des poteaux sont adoptées pour les deux systèmes (R=5 et R=3.5)

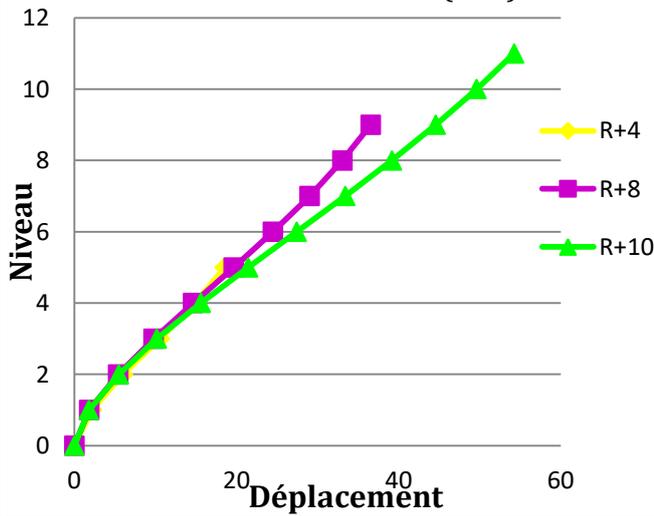
Tableau .V. 6 : Déplacements des trois structures étudiées

ZIII-R=5

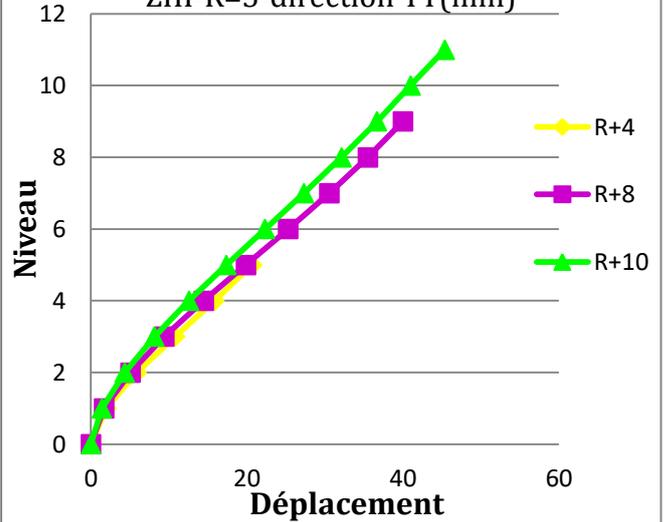
Sens XX

Sens YY

**Déplacement par niveau**  
ZIII-R=5-Direction XX(mm)

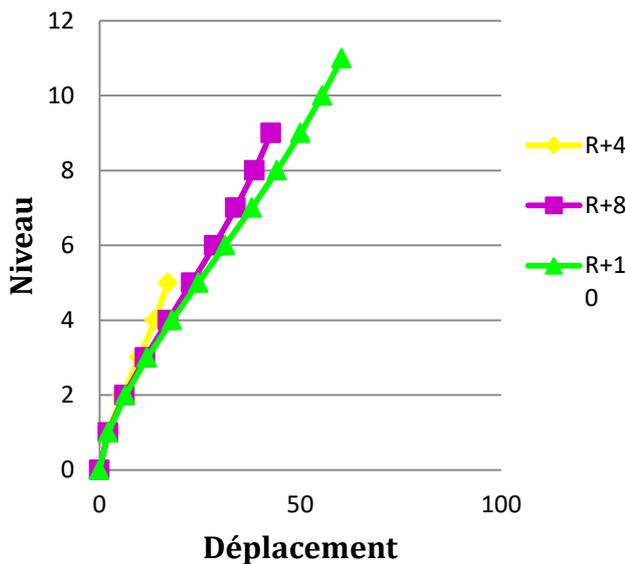


**Déplacement par niveau**  
ZIII-R=5-direction YY(mm)

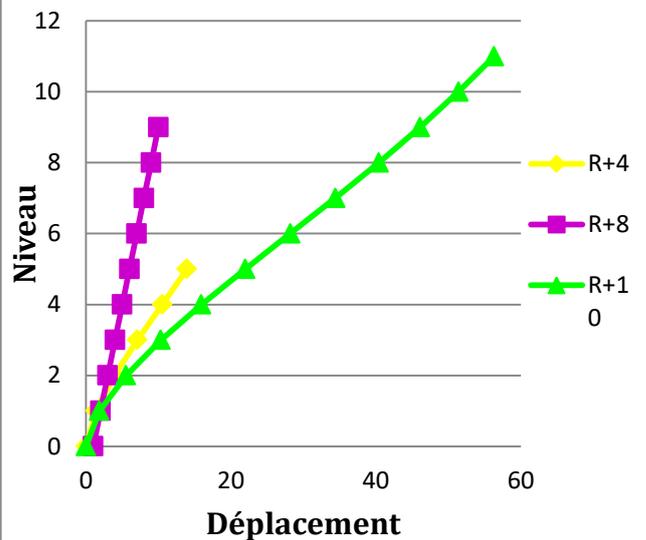


ZIII-R=3.5

**Déplacement par niveau**  
ZIII-R=3.5-Direction XX(mm)



**Déplacement par niveau**  
ZIII-R=3.5-Direction YY(mm)



Le tableau.IV.7 résume les différents résultats (périodes, poids, efforts sismiques et les déplacements) pour les trois structures (5S ,8Set 11S) dans la zone III pour les deux systèmes (R=5et R=3.5)

**Tableau.V.7:** Comparaison entre les résultats trouvés dans les structures sélectionnés

	ZIII-R=5			ZIII-R=3.5		
	R+4	R+8	R+10	R+4	R+8	R+10
<b>Hauteur(m)</b>	15.30	27.54	33.66	15.30	27.54	33.66
<b>Poids(KN)</b>	19309,58	42020,08	51338,9764	19650,86	42285,5341	51385,2039
<b>Période(s)</b>	0,449	0,535	0,747	0,425	0,524	0.7
<b>V<sub>dyn</sub> XX</b>	2092,32	4710,4	4052.817	3245,5109	5422,764	5644,835
<b>Δ<sub>k</sub> XX au sommet(cm)</b>	1,697	1,63	2,16	1,046	1,33	1,586
<b>Δ<sub>k</sub> XX au niveau 4(cm)</b>	1,697	2,32	2,717	1,046	1,898	2,143
<b>V<sub>dyn</sub> YY</b>	2157,587	5236,7	4586,9	3033,4177	6140,189	6428,18
<b>Δ<sub>k</sub> YY au sommet(cm)</b>	2,413	2,26	2,20	1,092	1,804	1,723
<b>Δ<sub>k</sub> YY au niveau 4(cm)</b>	2,413	2,71	2,41	1,092	2,142	2,12

• **Commentaires:** Lorsque la hauteur de la structure augmente :

- ✓ Le poids de la structure augmente en conséquence, ainsi ses périodes (empirique et analytique)
- ✓ L'effort tranchant augmente ; cela est justifié par l'augmentation de l'inertie des éléments structuraux (sections de poteaux, longueur des voiles).
- ✓ Le déplacement croît aussi (l'élancement de la structure)
- ✓ L'augmentation de l'effort sismique à la base et le déplacement au sommet de la structure diminuent la rigidité de la structure (un rapport approximatif représente la rigidité de la structure K:  $V_{dyn} / U_{sommet}$ ):

$$4ZIII-5/xx: V_{dyn} / U_{sommet} = 2092,32 / 1,697 = 1232,952 \text{ KN/cm}$$

$$8S-ZIII-5/xx: V_{dyn} / U_{sommet} = 4710,4 / 1,63 = 2889,816 \text{ KN/cm}$$

$$10S-ZIII-5/xx: V_{dyn} / U_{sommet} = 4052.817 / 2,16 = 1876,304 \text{ KN/cm}$$

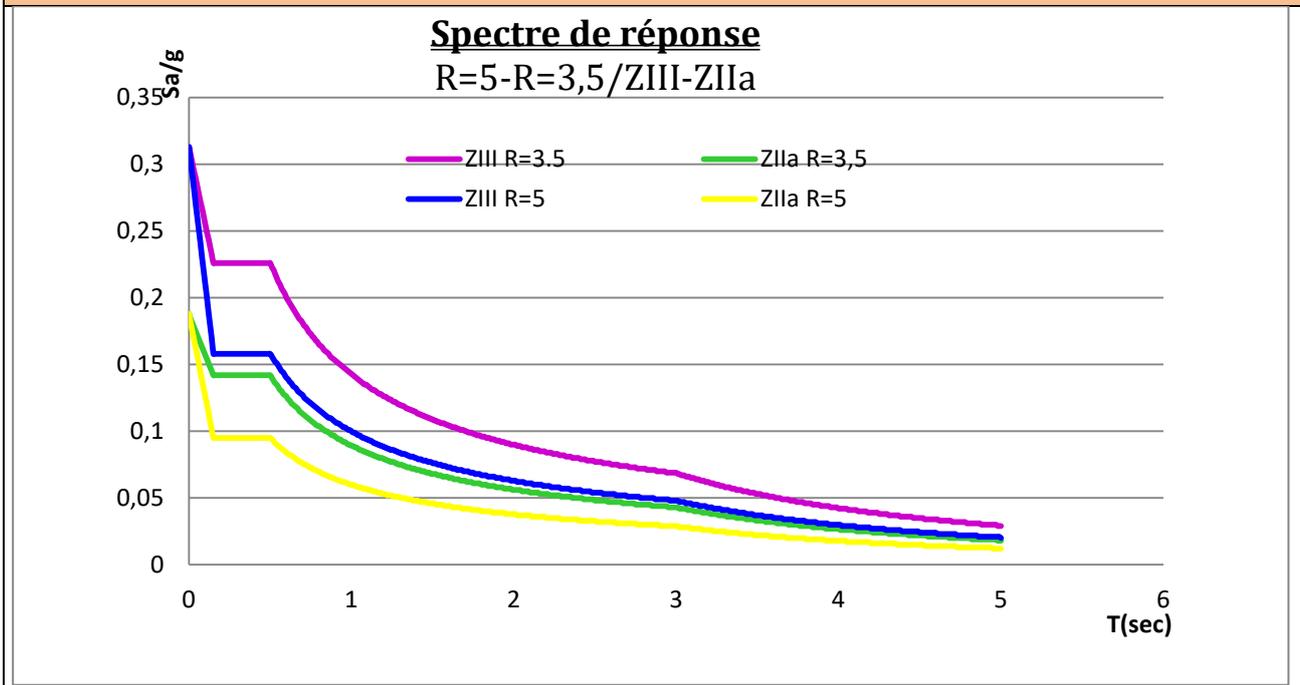
#### V.4. EFFET DE LA DISPOSITION DES VOILES

Pour étudier l'influence de la disposition des voiles sur le choix de système de contreventement, on compare les résultats trouvés dans le système R=5 avec R=3.5 : période,

## Chapitre 5

déplacement, effort tranchant à la base ainsi que le poids des éléments pour les trois types de structures.

**Tableau .V.8 : Spectre de réponse des deux systèmes pour les différentes zones (IIa, III)**



- **Commentaires**

On sait bien que la demande sismique qui correspond à R=3.5 (action sismique représenté par un spectre de réponse) est élevée à celle de R =5. De même la demande sismique de la zone III est plus élevée que dans la zone IIa (Tableau.IV.8)

### V.4.1. Commentaires

#### a. Capacité en résistance

On compare les valeurs de l'effort tranchant à la base pour les deux systèmes R=5 et R=3.5 dans la zone III

**Tableau .V. 9 : Valeurs de  $V_{dyn-XX}$  des systèmes R=5 et R=3.5 dans la zone III**

La structure	Système R=5	Système R=3.5
<b>4S-III</b>	2092,32	3245,5109
<b>8S-III</b>	4710,4	5422,764
<b>10S-III</b>	4052.817	5644,835

<b>Tableau .V.10 : Sections des poteaux pour les trois types de structures</b>			
<b>Niveaux</b>	<b>R+10</b>	<b>R+8</b>	<b>R+4</b>
<b>10</b>	40×40	/	/
<b>9</b>	40×40	/	/
<b>8</b>	50×50	50×50	/
<b>7</b>	50×50	50×50	/
<b>6</b>	50×50	50×50	/
<b>5</b>	60×60	60×60	/
<b>4</b>	60×60	60×60	50×45
<b>3</b>	60×60	60×60	50×45
<b>2</b>	75×70	75×75	50×45
<b>1</b>	75×70	75×75	60×55
<b>RDC</b>	75×70	75×75	60×55

- ✓ Le système R=3.5 est plus résistant que R=5 pour tous les cas de structures traités Cela est justifié par la présence des voiles dans le système R=3.5; en revanche, dans le système R=5 c'est les portiques qui ont une rigidité importante que les voiles (capacité en résistance faible).

**b. Capacité en ductilité**

On compare les déplacements aux sommets trouvés pour les deux systèmes R=5 et R=3.5 dans la zone III pour les structures étudiées :

<b>Tableau .V.11 : Déplacements aux sommets pour les structures étudiées</b>				
<b>La structure</b>	<b>Sens XX</b>		<b>Sens YY</b>	
	<b>Système R=5</b>	<b>Système R=3.5</b>	<b>Système R=5</b>	<b>Système R=3.5</b>
<b>4S-III</b>	1,697	1,046	2,413	1,092
<b>8S-III</b>	1,63	1,33	2,26	1,804
<b>10S-III</b>	2,16	1,586	2,20	1,723

- ✓ Le déplacement trouvé dans le système R=5 est plus important que celui trouvé dans R=3.5 ; les portiques ont une capacité de se déformer plus que les voiles →le système R=5 est plus ductile que le système R=3.5.

## Chapitre 5

### c. La période

On compare les valeurs de périodes pour les structures étudiées dans les deux systèmes R=5 et R=3.5

Tableau .V.12 : Valeurs des périodes des structures étudiées dans les deux systèmes		
La structure	Système R=5	Système R=3.5
4S-III	0,449	0,425
8S-III	0,535	0,524
10S-III	0,747	0.70

- ✓ Les périodes trouvées pour le système R=3.5 sont plus courtes que dans le système R=5 → le système voiles porteurs (R=3.5) est plus rigide que le système mixte (R=5).

### d. Le bon choix d'un système de contreventement

Afin de trouver le meilleur choix pour le système de contreventement; on s'intéresse à calculer le poids du béton armé pour les deux systèmes:

Tableau.V.13 : Poids des éléments (poteaux, poutres, voiles) pour les deux systèmes								
	R=5				R=3,5			
poids	total	poutre	poteau	Voiles	total	poutre	voiles	poteau
4S	6907,4	2728,54	3370,21	808,605	7324,279	2728,54	1225,53	3370,21
8S	19875,1	4764,21	8879,93	6230,93	20138,09	4797,16	6730,09	8610,84
10S	24322,6	5910,55	9403,76	9008,26	24380,88	5914,7	9050,33	9415,84

A l'issue des résultats trouvés, on constate que :

le système R=5 est le bon choix par rapport au système R=3.5

## 5. Conclusion

En conclusion du présent chapitre nous avons pu voir l'effet de la zone sismique, la hauteur et la disposition des voiles sur le choix de système de contreventement. On retient par conséquent ces points essentiels

- La Zone sismique n'a aucune influence sur la valeur de la période ;
- L'augmentation de l'effort sismique et le déplacement au sommet de la structure font diminuer la rigidité de la structure (un rapport approximatif représente la rigidité de la structure  $K : V_{\text{dyn}} / U_{\text{sommet}}$ ).

## Chapitre 5

---

- Lorsque on change la zone sismique (zone IIa en Zone III); l'effort tranchant, moment sismique et le déplacement seront augmentés à cause de l'augmentation du coefficient d'accélération de zone: A.
- L'action sismique pousse la structure vers un état de déformation avancé.
- Le RPA laisse le choix aux concepteurs de bien choisir entre les trois systèmes de contreventement :  $R= 5$ ,  $R= 4$  et  $R= 3.5$  ; ou il doit prendre en considération : la hauteur, la zone sismique et la rigidité assigné aux voiles et aux poteaux.

### CONCLUSION GENERALE

L'objectif final d'une étude de génie civil, est l'obtention d'un ouvrage résistant. L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve ; pour cela, les ingénieurs en génie civil doivent investir tout leur savoir-faire dans l'étude et la conception.

Une étude fiable d'une construction est directement liée à une bonne reconnaissance de sol et au choix du système de contreventement, qui nous permet d'avoir un bon comportement de la structure, sans négliger la qualité des matériaux de construction pour éviter tout risque de ruine.

Pour cela, tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques en vigueur. L'étude de ce projet nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et de tirer quelques conclusions qui sont :

- L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plupart des cas est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire.
- l'étude sismique d'un ouvrage, la prise en compte de la zone sismique, la hauteur et le positionnement des voiles sur le choix du système de contreventement revêt une importance croissante et tend à devenir primordial. Car ce choix influence directement sur sa réponse sismique durant un futur séisme: rigidité, la capacité en résistance et en ductilité.
  - La méthode dynamique modale spectrale a été utilisée pour l'évaluation de la réponse sismique de la structure à l'aide du logiciel ETABS version 17.0.1.
  - Deux cas des structures types ont été traités en faisant varier la hauteur: R+4, R+8 et R+10

## Conclusion générale

---

pour deux zones sismiques: moyenne et forte sismicité (IIa et III) avec deux systèmes de contreventement: voiles porteurs ( $R=3.5$ ) et mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction ( $R=5$ ). Les points suivants peuvent être tirés :

- La Zone sismique n'a aucune influence sur la valeur de la période ;
- L'augmentation de l'effort sismique à la base et le déplacement au sommet de la structure font diminuer la rigidité de la structure (un rapport approximatif représente la rigidité de la structure  $K: V_{\text{dyn}} / U_{\text{sommet}}$ ).
- Lorsqu'on change la zone sismique (zone IIa en Zone III); l'effort tranchant, moment sismique et le déplacement seront augmentés à cause de l'augmentation du coefficient d'accélération de zone:  $A$  ;

Le RPA laisse le choix aux concepteurs de bien choisir entre les trois systèmes de contreventement:  $R= 5$ ,  $R= 4$  et  $R= 3.5$ ; ou il doit prendre en considération: la hauteur, la zone sismique et la rigidité assignée aux voiles et aux poteaux.

Enfin, l'ingénieur chargé de l'étude doit avoir un esprit critique face aux résultats du fait de l'existence des incertitudes propre aux calculs.

## **LES REFERENCES**

- [1] Mazars J.2008. Le risque sismique Les séismes et leurs effets – La construction parasismique, Institut Polytechnique de Grenoble.
- [2] Zollo A., Festa G., Emolo A., Colombelli S. 2014. Source Characterization for Earthquake Early Warning. In: Beer M., Kougoumtzoglou I., Patelli E., Au IK. (eds) Encyclopedia of Earthquake Engineering. Springer, Berlin, Heidelberg.  
[https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5\\_244-1](https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5_244-1)
- [3] Les seismes hisroriques (2022, 3 fevrier ). Dans Wikipédia.  
[https://en.wikipedia.org/wiki/Lists\\_of\\_21st-century\\_earthquakes](https://en.wikipedia.org/wiki/Lists_of_21st-century_earthquakes)
- [4] Gemma A, Antimo A.2004. Mapping geology in italy, ISBN: 8844801892
- [5]Guettiche A, Guéguen P, Mimoune M (2017b) Economic and human loss empirical models for earthquakes in the Mediterranean Region, with particular focus on Algeria. Int J Disaster Risk Sci 8:415–434. <https://doi.org/10.1007/s13753-017-0153-6>.
- [6] ISC Bulletin .1994. International Seismological Centre, ISC Catalogue , 1964–1994. CD-ROM, ISC ed., Berkshire, U.K.
- [7] Guettiche A .2021 .Cours Master génie civil. Dynamique des structures 2. Centre universitaire Abdelhafid Boussouf , Mila.
- [8] Taleb R.2017 Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions, journal of materials and engineering structures 4 (2017) 139–154, e-ISSN: 2170-127X,
- [9] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire DTR B C 2 48, Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ,2003
- [10] Les Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99,2000
- [11] Ministère de l'habitat. Document technique réglementaire D.T. R. - B.C. 2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.1993
- [12] Jean marie Husson. Etude des structures en béton (BAEL91 révisé99) .écoles d'ingénieurs génie civil. CASTELLIA. p39
- [13] Anah, L'isolation acoustique des logements anciens, Eyrolles, Paris 1986.
- [14] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire DTR C 3 1.1, isolation acoustique des parois aux bruits aériens, règle de calcul, CNERIB. 2004

**[15]** Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire  
DTR B C 2 .2, Charge permanentes et charges d'exploitation, CGS. 1988