

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**



**Université Kasdi Merbah Ouargla**



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**

**Département de : Génie Civil et Hydraulique**

C :.....  
R:.....

**Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de Master**

**Filière: Génie Civil**

**Spécialité : STRUCTURES**

**Thème**

**Etude paramétrique d'une structure typique en béton armé dans différentes zones sismiques**

**Présenté par :**

- ❖ **GUERRIR Kanza**
- ❖ **BERREKBIA Salima**

**Soumis au jury composé de :**

<b>MEZIANI Nedjma</b>	<b>M.A.A</b>	<b>U.K.M.Ouargla</b>	<b>Président</b>
<b>ELABADI Mohamed.S</b>	<b>M.A.A</b>	<b>U.K.M.Ouargla</b>	<b>Examineur</b>
<b>KHELASSI Amar</b>	<b>M.A.A</b>	<b>U.K.M.Ouargla</b>	<b>Encadreur</b>
<b>DJIREB Samir</b>	<b>M.A.A</b>	<b>U.K.M.Ouargla</b>	<b>Co-Encadreur</b>

**Année Universitaire: 2020 / 2021**

## ***Remerciements***

*Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.*

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre*

*Encadreur Mr. **KHELASSI Amar***

*Co- encoder Mr. **DJIREB Samir***

*Nous remercions également les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail*

*Nous sommes aussi reconnaissants à l'université de KASDI MERBAH, faculté d'hydraulique et génie civil à Ouargla et nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants spécialement **Melle. MAZIANNI Nedjma** et les travailleurs de la faculté.*

*Tous nos remerciements et notre gratitude au chef du département de Génie Civile Mr. **DJOUHRI Mohamed***

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement,*

# اهداء

إلى من ربياني صغيرا ابي " الطيب" وامي " فاطمة "

اطال الله في عمرهما .

الى عمتي " زكية " .

إلى اخوتي واخواتي " ندير" " اميرة" " مسعود" " عائشة"

" محمد سيد علي" " و" خديجة" .

وإلى كل عائلتي "بركبيه" و" شرفي" .

إلى صديقاتي "ايمان" و" عائشة" و" سارة" .

الى صديقتي و زميلتي في العمل "كنزة" .

إلى كل طلاب سنة ثانية ماستر هياكل هندسة مدنية 2021 .

إلى كل من علمني واخذ بيدي، وانا لي طريق العلم و المعرفة .

إلى من شجعني في رحلتي الى النجاح والتميز .

إلى كل من ساندني ووقف بجانبي .

إلى كل من قال لي لا ، فكان سبب في تحفيزي .

إلى كل من كان النجاح طريقه والتفوق هدفه والتميز سبيله .

إلى كل من اضاء بعلمه عقل غيره او اهدى بالجواب حيرة سائله فاضهر بسماحته تواضع العلماء و

وبرحابته سماحة العرفين .

اليكم جميعا لشكرو والتقدير والاحترام .

سليمة

# إهداء

إلى من منعه إطار الصورة من معانقتي إلى خالد  
الذكر الذي لا ينسى أبي "عمر" المتوفي رحمه الله  
إلى الينبوع الذي لا يبذل العطاء إلى من نسجت من خيوط قلبها حبال سعادتي  
وكانت سندي في كل خطواتي أمي الحبيبة "سعيدة" حفظها الله  
إلى كل من شملوني بالعطف وأمدوني بالعون والتحفيزي للتقدم  
إلى من لهم بالغ الأثر في حياتي أخواتي: "زهرة"، "إيمان"  
إخوتي: "مكي" "سفيان"، "عدلان" "فواز"، "عبد الوهاب"  
، "الطاهر"، "عبد الله"، "عبد الحليم"  
وإلى زوجاتهم.  
إلى براعم البيت أبناء إخوتي وأخواتي  
إلى عائلة "قرير"  
إلى كل صديقاتي وأخص بالذكر "راضية" "عبلة" "حنان" "خديجة" وفاء" فهيمة"  
إلى كل من ساندني وكان معي  
إلى صديقتي وزميلتي في العمل "سليمة"  
إلى كل طلاب سنة ثانية ماستر هياكل هندسة مدنية 2021  
إلى كل من علمني حرفا وكان سبيلا في تحصيلي العملي  
إلىكم جميعا الشكر والتقدير والاحترام

كنزة

## Résumé

D'après les expertises effectuées in site, après des tremblements de terre, il est constaté que les conséquences d'endommagement de constructions sont liées à plusieurs facteurs qui peuvent être considérés comme des causes de dégâts. L'objectif de ce travail a été résumé dans une étude numérique comparative d'une structure typique constituée d'un portique en béton armé. Les étapes de l'étude sont réalisées en examinant des conditions spécifiques, mentionnées dans le règlement RPA99\_v2003, et on utilise le logiciel SAP2000\_V16, pour différentes zones sismiques, et déduire des coefficients de transmission.

**Les mots clés** : Système portique, logiciel SAP2000, coefficient de transmission, RPA.

## المخلص:

وفقاً للخبرات التي أجريت في الموقع ، بعد الزلازل ، فقد لوحظ أن عواقب الأضرار التي لحقت بالمباني مرتبطة بعدة عوامل يمكن اعتبارها أسباباً للضرر. وقد تم تلخيص الهدف من هذا العمل في دراسة رقمية مقارنة لهيكل نموذجي يتكون من جسور خرسانية مسلحة يتم تنفيذ مراحل الدراسة من خلال فحص ظروف محددة ، مذكورة في اللائحة RPA99\_v2003 ، وباستخدام برنامج SAP2000\_V16 في مناطق زلزالية مختلفة واستنتاج مجموعة من المعاملات للانتقال.

**الكلمات المفتاحية:** نظام عمود رافدة برنامج ساب 2000 معامل الانتقال قانون الزلازل الجزائري.

## Abstract

According to the surveys carried out in situ, after earthquakes, it has been observed that the reasons of damage to buildings are linked to several factors which can be considered as causes of damage. The objective of this work has been summarized. In a comparative numerical study of a typical structure made up of reinforced concrete gantries. The stages of the study are carried out by examining specific conditions, mentioned in the regulation RPA99\_v2003, and using a program SAP2000\_V16, in different seismic zones and deducing a set of coefficients.

**Keywords:** system Column Beam, logiciel SAP2000, transmission coefficient, Algerian earthquake law

# SOMMAIRE

Remerciements	
Dédicace	
Sommaire	
Liste des Figure	
Liste des tableaux	
Introduction générale.....	1
Chapitre I : Généralités.....	3
I.1. Introduction : .....	4
I.2.Règles du calcul:.....	4
I.3. Caractéristiques des matériaux :.....	4
I.3.1-Béton (BAEL 91 Art -A.1.1): .....	4
I.3.2-Acier (BAEL 91 Art-A.2.2) : .....	7
I .4.Les paramètres sismiques : .....	9
I.4.1. la période fondamentale de la structure (RPA99V2003Art 4.2.4) :.....	9
I.4.2. des forces sismiques de calcule (RPA99V2003 Art. 4.3.6) :.....	9
I.4.3. Nombre de modes à considérer (Art. 4.3.4) :.....	12
I.4.4. Les déplacements :(RPA99V2003 Art. 4.4.43) :.....	12
I.4.5. Justification vis à vis des déformations :(RPA99 V 2003 Art. 5.10) :.....	13
I.4.6. Sollicitations normales : (RPA 99 V 2003 Art. 7.4.3.1) :.....	13
I.4.7. L'EFFET P- $\Delta$ :(RPA99 V 2003 Art5.9) :.....	13
I.4.8. Stabilité au renversement :(RPA99 V 2003 Art 4.4.41) :.....	14
Chapitre II : Etude paramétrique numérique :.....	15
II.1. Introduction :.....	16

<b>II.2. Dimensionnement et Evaluation de la charge :</b>	<b>16</b>
<b>II.2.1. Dimensionnement d'éléments :</b>	<b>16</b>
<b>II.2. 1. 1. Planchers (dalle pleine) :</b>	<b>16</b>
<b>II.2. 1.2. Poutres :</b>	<b>16</b>
<b>II.2.1.3. Poteaux:</b>	<b>17</b>
<b>II.2. 2. Evaluation des charges permanentes et d'exploitation :</b>	<b>19</b>
<b>II.2. 2.1. Charges permanentes :</b>	<b>19</b>
<b>II.2. 2.2. Charges d'exploitation :</b>	<b>20</b>
<b>II.2. 3. Descente des charges :</b>	<b>20</b>
<b>II.2.3.1.Charge ultime à la base (Poteau 3) :</b>	<b>20</b>
<b>II.2. 3.2.Effort normal ultime d'un poteau: <math>N_u = 1.35G + 1.5Q</math> :</b>	<b>21</b>
<b>II.3.Modélisation de la structure :</b>	<b>22</b>
<b>II.4. L'étude sismique :</b>	<b>24</b>
<b>II.4.1. Détermination de coefficients sismiques :</b>	<b>24</b>
<b>II.4.2. Détermination les paramètres sismiques :</b>	<b>27</b>
<b>II.4.2.1. Détermination de la période fondamentale de la structure :</b>	<b>28</b>
<b>II.4.2.2. Résultante des forces sismiques de calcul :</b>	<b>28</b>
<b>II.4.2.3. Vérification du Nombre de modes à considérer :</b>	<b>28</b>
<b>II.4.2.4. Calcul des déplacements :</b>	<b>29</b>
<b>II.4.2.5Justification vis à vis des déformations :</b>	<b>30</b>
<b>II.4.2.6. Sollicitations normales:</b>	<b>30</b>
<b>II.4.2.7. Justification vis à vis de l'effet P-<math>\Delta</math> :</b>	<b>31</b>
<b>II.4.2.8. Stabilité au renversement :</b>	<b>32</b>

<b>Chapitre III :Etude comparative.....</b>	<b>35</b>
<b>III.1.Introduction :.....</b>	<b>35</b>
<b>III.2. Comparer les résultats :.....</b>	<b>35</b>
<b>III.2.1. La période fondamentale de la structure:.....</b>	<b>35</b>
<b>III.2.2. Résultante des forces sismiques de calcul :.....</b>	<b>36</b>
<b>III.2.2.1. La structure R+3 :.....</b>	<b>36</b>
<b>II.2.2.2. La structure R+6 :.....</b>	<b>37</b>
<b>II.2.2.9. La structure R+9:.....</b>	<b>38</b>
<b>III.2.2.4. Des Coefficients de transition à l'effort tranchant à la base de zone sismique à notre zone :.....</b>	<b>39</b>
<b>III.2.2.5. Des Coefficients de transition à l'effort tranchant à la base de valeur RPA à valeur SAP_Stat :.....</b>	<b>40</b>
<b>III.2.3. Nombre de modes à considérer (Art. 4.3.4) :.....</b>	<b>41</b>
<b>III.2.4. Comparaison des déformations .....</b>	<b>41</b>
<b>III.2.4.1.Résultat de la structure R+3 :.....</b>	<b>41</b>
<b>III.2.4.2.Résultat de la structure R+6 :.....</b>	<b>42</b>
<b>III.2.4.3.Résultat de la structure R+9 : .....</b>	<b>43</b>
<b>III.2.5. Comparaison de Sollicitations normales:.....</b>	<b>44</b>
<b>III.2.6. Comparaison de l'effet P-<math>\Delta</math> :.....</b>	<b>45</b>
<b>III.2.6.1. Résultant de la structure R+3 :.....</b>	<b>45</b>
<b>III.2.6.2. Résultant de la structure R+6 :.....</b>	<b>46</b>
<b>III.2.6.3. Résultant de la structure R+9 :.....</b>	<b>47</b>
<b>III.2.7. Stabilité au renversement :.....</b>	<b>48</b>

**Conclusion générale**

**Références.**

**Annexes.**

## Liste de Tableaux :

### Chapitre I : Généralités

Tableau I.1: Contraintes limites de traction des aciers.....	7
Tableau I.2 Valeurs de coefficient $C_T$ .....	9
Tableau I.3 : coefficient d'accélération de la zone A.....	10
Tableau I.4 : valeurs de $\zeta$ (%) .....	10
Tableau I.5 : périodes $T_1, T_2$ en (sec).....	11
Tableau I.6 : pénalité à retenir selon que le critère de qualité $q$ .....	11
Tableau I.7: valeurs de coefficient de pondération $\beta$ .....	12

### Chapitre II : Etude paramétrique numérique

Tableau II .1 : Composants d'un plancher terrasse.....	19
Tableau II .2: Composants d'un plancher d'étage courant.....	19
Tableau II .3 : Valeurs des surcharges.....	20
Tableau II .4 : Calcul du poids à chaque niveau.....	20
Tableau II .5 : Effort normal ultime $N_u$ .....	21
Tableau II .6 : résultat de valeur $Q$ .....	25
Tableau II .7 : poids des éléments (poteaux et poutre).....	26
Tableau II .8 : poids des planchers.....	26
Tableau II .9 : poids total à chaque niveau.....	26
Tableau II .10 : coefficient sismique .....	27
Tableau II.11 : des forces sismiques à la base .....	28
Tableau II.12: du Nombre de modes à considérer.....	29

<b>Tableau II.13 : de Calcul des déplacements.....</b>	<b>29</b>
<b>Tableau II. 14 : de Justification vis à vis des déformations.....</b>	<b>30</b>
<b>Tableau II. 15 : de Justification vis à vis de l'effet P-<math>\Delta</math>.....</b>	<b>31</b>
<b>Tableau II. 16: de Stabilité au renversement.....</b>	<b>32</b>
<b>Chapitre III : Etude comparative :</b>	
<b>Tableau III. 1: Coefficients de transition à l'effort tranchant à la base.....</b>	<b>39</b>
<b>Tableau III. 2: Coefficients de transition à l'effort tranchant à la base.....</b>	<b>40</b>
<b>Tableau III. 3: Nombre de modes à considérer.....</b>	<b>41</b>

## **LISTE DES FIGURES :**

<b>Figure I.1: Diagramme déformations-contraintes du béton.....</b>	<b>6</b>
<b>Figure I.2 diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier .....</b>	<b>7</b>
<b>Figure II.1: Surface afférente (Poteau 3.C).....</b>	<b>20</b>
<b>Figure III. 1 : Comparaison de la période fondamentale entre (RPA &amp; SAP).....</b>	<b>35</b>
<b>Figure III. 2 : Effort tranchant à la base pour le type (R+3).....</b>	<b>36</b>
<b>Figure III. 3 : Effort tranchant à la base pour le type (R+6).....</b>	<b>37</b>
<b>Figure III. 4: Effort tranchant à la base pour le type (R+9).....</b>	<b>37</b>
<b>Figure III. 5 : Pointe d'intresection de l'effort dynamique et de l'effort statique dans tous les zones.....</b>	<b>38</b>
<b>Figure III.6:Déplacement relatif <math>\Delta k(R+3)</math> .....</b>	<b>41</b>
<b>Figure III.7:Déplacement relatif <math>\Delta k(R+6)</math>.....</b>	<b>42</b>
<b>Figure III.8 : Déplacement relatif <math>\Delta k(R+9)</math> .....</b>	<b>43</b>
<b>Figure III.9 : valeur (v).....</b>	<b>44</b>
<b>Figure III. 10 :l'effet P-<math>\Delta</math> (R+3).....</b>	<b>45</b>
<b>Figure III. 11 :l'effet P-<math>\Delta</math>(R+6).....</b>	<b>46</b>
<b>Figure III. 12:l'effet P-<math>\Delta</math> (R+9).....</b>	<b>47</b>
<b>Figure III. 13: facteur de renversement.....</b>	<b>48</b>

## INTRODUCTION GENERALE :

Le comportement sismique des bâtiments à un tremblement de terre selon l'intensité du mouvement sismique qui conditionne les caractéristiques géométriques, matériaux de constructions et les rigidités de la structure globale pour que le bâtiment puisse résister aux séismes ou permettant de réduire le risque.

Pour cela, on se tourne vers l'étude d'un groupe de structures de mêmes dimensions et de caractéristiques différentes à plusieurs étages (R+3, R+6, R+9) uniquement, dans toutes les zones sismiques présentes en RPA et modélisées par le logiciel SAP2000.

Obtenir ces objectifs notre travail est :

1/Utilisation des structures (R+3, R+6 et R+9) dans toutes les zones sismiques à l'aide du logiciel SAP2000 V16 (2D, 3D).

2/L'objectif d'une étude numérique comparative d'une structure typique constituée de portiques en béton armé. Les étapes de l'étude sont réalisées en examinant des conditions spécifiques, mentionnées dans le règlement **RPA99\_v2003**, dans différentes zones sismiques. Un outil informatique a été utilisé pour déterminer les paramètres suivants:

Période fondamentale de la structure, Résultante des forces sismiques de calcul, Nombre de modes à considérer, Calcul des déplacements, Justification vis à vis des déformations, Sollicitations normales.

3/ La vérification des résultants SAP2000 selon condition RPA 99 V 2003.

4/ comparez les résultants des facteurs mentionnés précédemment pour toutes les structures, et obtenir les coefficients de transition à l'effort tranchant à la base dans les sites (ferme, meuble et très meuble):

- **1<sup>er</sup> cas** : de RPA à SAP.

**2<sup>eme</sup> cas** : d'une zone sismique à une autre zone sismique

Ce travail divisé en trois chapitres :

le premier chapitre une présentation du Travail terminé et une explication les paramètres sismiques de la RPA.

Le deuxième chapitre comprend les pré dimensions des structures et Dimensionnement et Evaluation et Descente de charge et détermination les paramètres sismiques

Le troisième chapitre il comprend une comparaison des résultats obtenus à partir des conditions précédentes pour toutes les structures en les traduisant en courbes, on plus les analysant puis extrayant les coefficients de la valeur de l'effort tranchant de RPA à SAPstatique, et de zone sismique à autre zone sismique et de site à site.

Enfin, conclusion générale il résume les résultats obtenus.

**Chapitre I :**

**Généralités**

### I.1. Introduction :

Notre projet consiste à l'étude des structures typique en béton armé dans les différentes zones sismiques contreventé par portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide on à choisir pour l'étude les modales suivant :

- **RDC + 3étage**

Longueur totale de la structure : 12.30m

Largeur totale de la structure : 12.30m

Hauteur totale de la structure : 12.00 m

Hauteur de R D C : 3.00m

**RDC + 6étage :**

Longueur totale de la structure : 12.30m

Largeur totale de la structure : 12.30m

Hauteur totale de la structure : 21.00 m

Hauteur de R D C : 3.00m.

**RDC + 9étage :**

Longueur totale de la structure : 12.30m

Largeur totale de la structure : 12.30m

Hauteur totale de la structure : 30.00 m

Hauteur de R D C : 3.00m.

### I.2.Règles du calcul:

Nous utilisons pour l'étude de ce projet les règlements suivants:

1-les règles parasismiques algériennes (R PA 99/version 2003 DTR-BC-2-48).

2-charges permanentes et surcharges (DTR-BC-2-48).

3-les règlements de béton armé aux états limites (BAEL 91)

### I.3. Caractéristiques des matériaux :

Le calcul des ouvrages en B A est effectué à partir d'hypothèses des études qui tiennent compte, en particulier, des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton, acier)

Les critères des matériaux concernant:

- les résistances caractéristiques à la compression et à la traction.
- Les déformations (allongement et raccourcissement)
- Les diagrammes déformations contraintes.(conventionnel)

#### I.3.1-Béton (BAEL 91 Art -A.1.1):

Un béton est un matériau artificiel: résultant de mélange en proportions définies des composants suivants:

- Granulats naturels ou artificiels (sables, gravier)
- Liants normalisés: ciments artificiels
- Eau de mouillage des granulats en d'hydratation du liant

#### \*Résistances caractéristiques à la compression à j jour (symbole $f_{cj}$ ):

Elle définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de "28" jours par essais sur une éprouvette cylindrique

- Pour notre étude on prend  $f_{c28} = 25Mpa$

#### \*Résistances caractéristiques à la traction à j jour (symbole $f_{tj}$ ) (BAEL 91 Art - A.2.1.2)

Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation suivante;

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2,1Mpa$$

#### \*Déformation longitudinale (BAEL 91 Art - A.2.1.2 et Art - A.2.1.2.2)

Dès aux contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

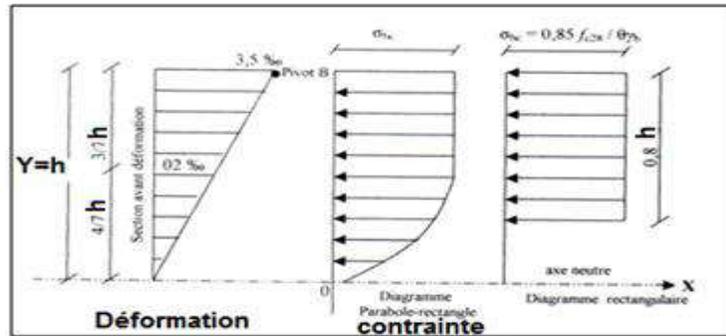
On a un module de déformations instantanées :  $E_{ij} = 11000.f_{cj}^{1/3} = 32164.2 MPa$

Le module de déformations différées :  $E_{vj} = 3700.f_{cj}^{1/3} = 10818,865 MPa$

#### \*Diagramme déformations-contraintes du béton

## Chapitre I Généralités

D'après la figure (I.2), les contraintes du béton doivent savoir un diagramme (parabole-rectangle) mais de point de vue de simplification dans les calculs, on va adopter le diagramme rectangulaire.



**Figure I.1 :** Diagramme déformations-contraintes du béton

**\*Contraintes de calcul du béton (symbole  $\sigma_{bc}$  )**

Elle est définie par 
$$f_{bc} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Coefficient d'application ( $\theta$ )	
$\theta$	Durée d'application
1	> 24 heure
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	Si durée < 1h

**\*Contraintes tangente limite (symbole  $\tau_u$  )** BAEL 91 Art -A.5.1, 2.1.1 et Art A.5.1.2.1.2)

La détermination de la contrainte tangente limite ultime  $\tau_u$  dépend des cas rencontrés

- **Cas des armatures transversales droites**  $\left( \alpha = \frac{\pi}{2} \right)$

- Fissuration peu préjudiciable .....  $\overline{\tau_u} = \min \{ 0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5Mpa \}$

- Fissuration préjudiciable .....  $\overline{\tau_u} = \min \{ 0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4Mpa \}$

- Fissuration très préjudiciable .....  $\overline{\tau_u} = \min \{ 0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4Mpa \}$

**\*Etat limite de compression du béton à l'ELS (symbole  $\overline{\sigma_{bc}}$  )** (BAEL 91 Art -A.4.5.2)

## Chapitre I Généralités

La contrainte de compression du béton est limitée par :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$

$$f_{c28} = 25MPa \Leftrightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

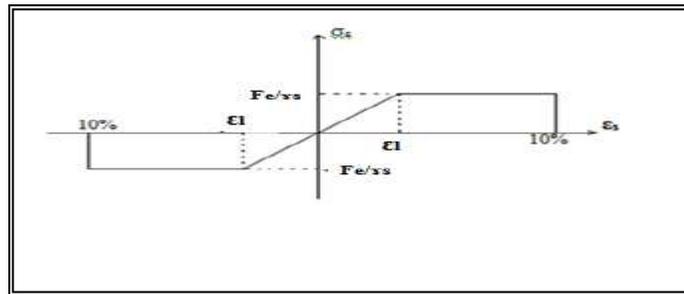
### I.3.2-Acier (BAEL 91 Art-A.2.2)

Le caractère mécanique, qui sert de base aux justifications dans le cadre des états limites est la limite d'élasticité (symbole **Fe**)

- Le module d'élasticité longitudinal, (symbole  $E_s$ ) BAEL 91 Art -A.2.2.1), est pris égal :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

- Diagramme de déformations, (BAEL 91 Art -A.2.2.1) ; c'est un diagramme conventionnel, facile à utiliser pour le calcul des contraintes et des déformations.



**Figure. I.2** : diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier.

### \*Etats limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 Art -A.4.5.3)

Contraintes limites de traction des aciers.

**Tableau I.1** : Contraintes limites de traction des aciers.

Fissuration	Conditions particulières	Contraintes de traction en (Mpa)
peu préjudiciable	Locaux	$\overline{\sigma}_s \leq f_e$ BAEL91 (Article A.4.5.3.2)
Préjudiciable	Coefficient de fissuration (symbole $\eta$ ) $\eta = 1$ pour ronds lisses $\eta = 1.6$ pour acier HA	$\overline{\sigma} = \inf \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \right)$ BAEL 91 (Article A.4.5.3.3)

## Chapitre I Généralités

	$\eta = 1.3$ pour aciers HA si diamètre < 6 mm	
Très préjudiciable	Diamètre des aciers > 8 mm	$\bar{\sigma} = \inf (0,5 f_e ; 90\sqrt{n \cdot f_{tj}})$  (BAEL 91 (Article A.4.5.3.4))

Les aciers utilisés sont de type: HA (Fe E 400)

D'après tout qui est écrit avant on obtient :

\*limite élastique: Fe = 400 MPa

\*le module d'élasticité longitudinal:  $E_s = 200000$  MPa

➤ Fissuration peu préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \begin{cases} 400MPa & \dots \text{ pour les combinaisons accidentelles} \\ 347MPa & \dots \text{ pour les cas courants} \end{cases}$

**Remarque:** aucune vérification à effectuer pour  $\sigma_s$

➤ Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \begin{cases} 159.405MPa & \dots \text{ pour } \eta = 1 \\ 201.633MPa & \dots \text{ pour } \eta = 1.6 \end{cases}$

➤ Fissuration très préjudiciable  $\bar{\sigma}_s = \begin{cases} 130.422MPa & \dots \text{ pour } \eta = 1 \\ 164.972MPa & \dots \text{ pour } \eta = 1.6 \end{cases}$

On adopte comme valeurs à utiliser:

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 32146.2 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.17MPa : \text{situation durable} \\ 21,74MPa : \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\tau_u = \begin{cases} 3.33MPa : \text{fissuration peu nuisible} \\ 2.5MPa : \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

FeE 400 ..... Fe = 400 MPa : pour les armatures hautes adhérence.

FeE 235 ..... Fe = 235 MPa : pour les armatures lisses.

$$\bar{\sigma}_s = 202MPa : \text{Fissuration préjudiciable pour les H.}$$

### I.4. Les paramètres sismiques :

#### I.4.1. la période fondamentale de la structure (Art 4.2.4) :

1. 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.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:  $T = C_T h N^{3/4}$

**hN**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

**C<sub>T</sub>** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

**Tableau I.2: Valeurs de coefficient C<sub>T</sub>**

Cas n°	Système de contreventement	C <sub>T</sub>
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques autostables en Acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques autostables en béton armé ou en avec remplissage en maçonnerie	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs maçonnerie	0.05

Dans les cas n° 3 et 4, on peut aussi appliquer la formule suivante :  $T = 0.09 h N \sqrt{D}$

H : Hauteur totale (m), D : Dimension du bâtiment dans la direction de l'action sismique (m)

#### I.4.2. des forces sismiques de calcul : (RPA 99 V2003 Art. 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$ , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si  $V_t < 0.80 V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

- **La force sismique totale : (RPA99/V2003 Art-4.2.3)**

## Chapitre I Généralités

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :  $V = \frac{AQD}{R} W$

A:coefficient d'accélération de la zone (Tab4.1RPA 99 V 2003) :

**Tableau I.3 : coefficient d'accélération de la zone A**

Groupe d'usage	Zone I	Zone IIA	Zone IIB	Zone III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

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

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

**$\eta$  : facteur de correction d'amortissement**

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

**$\zeta$ :pourcentage d'amortissement critique** : (RPA99/V2003 tableau - 4.2)

**Tableau I.4 : valeurs de  $\zeta$  (%)**

remplissage	Portique		voiles ou murs	
	béton armé	Acier	béton armé	Maçonnerie
Léger	6	4	10	
Dense	7	5		

**$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie site (RPA 99 V2003, tab 4.7) :**

Le RPA99 version 2003 classés le sol en quatre catégories :

**Tableau I.5 : périodes T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> en (sec)**

Catégorie S1 : site rocheux  
 Catégorie S2 : site ferme  
 Catégorie S3 : site meuble.  
 Catégorie S4 : site très meuble.

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub>	0.15	0.15	0.15	0.15
T <sub>2</sub>	0.3	0.4	0.5	0.7

**R : coefficient du comportement global de la structure** (RPA99/V2003 le tab- 4.3)

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 dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

**Q : facteur de qualité** (RPA99/V2003 tab- 4.4)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P<sub>q</sub> est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** « est satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par (RPA99/V2003 tableau 4.4).

**Tableau I.6 : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q**

Critère q	P <sub>q</sub>	
	observe	No observe
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

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

W est égal à la somme des poids W<sub>i</sub>, calculés à chaque niveau :  $W = \sum_{i=k}^n (Wg_i + \beta wq_i)$

## Chapitre I Généralités

---

**W<sub>g</sub>** : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.**w<sub>q</sub>**:Charges d'exploitation.

**β** : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.RPA99V2003

**Tableau I.7: valeurs de coefficient de pondération β**

Cas	Type d'ouvrage	B
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.2
2	Bâtiments recevant du public temporairement : -salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. -salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.3
3	Entrepôts, hangars.	0.4
4	Archives , bibliothèques , réservoirs et ouvrages assimilés.	1.0
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.6

### **I.4.3. Nombre de modes à considérer :(RPA99 V 2003Art. 4.3.4)**

**a)**- 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.

### **I.4.4. Les déplacements :(RPA99V2003 Art. 4.4.43)**

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

$$\delta_{ek} = R \cdot \delta_{ek}$$

**δ<sub>ek</sub>** : déplacement dû aux forces sismiques F<sub>i</sub>, (y compris l'effet de torsion)

**R**: efficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

### I.4.5. Justification vis à vis des déformations :(RPA99 V 2003 Art. 5.10)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.4.3, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. 5.10

### I.4.6. Sollicitations normales : (RPA 99 V 2003 Art. 7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de

calcul est limité par la condition suivante : 
$$V_r = \frac{Nd}{B_c F_{c28}} \leq 0.30$$

**Nd** : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

**Bc**: Est l'aire (section brute) de cette dernière.

**F<sub>c28</sub>**: Est la résistance caractéristique du béton.

### I.4.7. L'EFFET P-Δ :(RPA99 V 2003 Art5.9) :

A Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : 
$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

**P<sub>k</sub>**: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau " k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W g_i + \beta w q_i)$$

**V<sub>k</sub>**: effort tranchant d'étage au niveau "k"

**Δ<sub>k</sub>**: déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1" :  $\Delta k = \delta k - \delta k-1$

$h_k$ : hauteur de l'étage " k"

- Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $1 / (1 - \theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

### **I.4.8. Stabilité au renversement :(RPA99 V 2003 Art 4.4.41)**

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la Construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre on a présenté les différents paramètres à vérifier en RPA 99, pour utiliser la vérification modale proposée.

**Chapitre II :**  
**Etude paramétrique**  
**numérique**

### II.1. Introduction :

Dans ce chapitre on a utilisé le logiciel SAP2000 V16 (voir l'annexe 1), pour étudier un exemple de calcul on prend la structure R+9 a usage d'habitation, dans une zone sismique III, contreventé par portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide, ce bâtiment implanté sur site ferme.

### II.2. Dimensionnement et Evaluation de la charge

#### II.2.1. Dimensionnement d'éléments

##### II.2. 1. 1. Planchers (dalle pleine)

Dans notre projet on a un plancher en dalle pleine qui est généralement une aire plane, destinée à limiter des étages et à supporter les revêtements. Dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique: il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond.

- **Hauteur du plancher**

On a :  $l_x = l_y = 2.70m$   $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1 \Rightarrow$  les panneaux de la dalle portent dans les deux sens

$$\frac{l_x}{45} \leq h \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{-----} > \quad 6 \text{ cm} \leq h \leq 6.75 \text{ cm} \quad \text{Donc : } h = 11 \text{ cm}$$

##### II.2. 1.2. Poutres

D'après les règles de BAEL 91, le coffrage d'une poutre compris entre les valeurs suivantes:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad , 0.3h \leq b \leq 0.5h$$

h : hauteur de poutre , b: largeur de la poutre et  $L_{\max}$ : portée de la poutre.

Selon les règles de RPA 99/version 2003 (Art 7.5.1), il faut vérifier les conditions suivantes:

## Chapitre II Etude paramétrique numérique

---

$$(1) b \leq 20\text{cm}, (2) h \geq 30\text{cm}, (3) \frac{h}{6} \leq 4\text{cm}, (4) b_{\text{max}} \leq 1.5h + b_1$$

Donne cette étude on choisit la même section pour les poutres principales et les poutres secondaires, nous avons :  $L_{\text{max}} = 300\text{ cm}$ .

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Hauteur préférée : } h = 30\text{ cm}$$

$$0,3 \cdot 30 \leq b \leq 0,5 \cdot 30 \Rightarrow 9 \leq b \leq 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Largeur préférée : } b = 15\text{ cm}.$$

On remarque que la condition (1) de RPA 99, n'est pas vérifiée. En conséquence, on augmente la largeur à ( **$b = 30\text{ cm}$** )

En comparaison avec les règles (RPA 99), on préfère de choisir ( **$h = 40\text{ cm}$** )

- **Vérification :**

$$b > 20\text{cm} (\text{C.N.V}) \dots\dots\dots \text{On va choisir : } b = 30\text{ cm}$$

$$h \geq 30\text{cm} (\text{C.V}) \dots\dots\dots \text{On va choisir : } h = 40\text{ cm}.$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.3333 \quad (\text{CV})$$

Par conséquent, on adopte pour la poutre principale et secondaire un coffrage dont les dimensions sont:  **$h = 40\text{ cm}$  et  $b = 30\text{ cm}$**

### II.2.1.3. Poteaux:

D'après les règles RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.1) selon la zone sismique, nous avons:

$$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}, \text{ on choisit } h = b = 30\text{ cm}$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}, \text{ he: hauteur d'étage, } h_e = 3\text{m}.$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

## Chapitre II Etude paramétrique numérique

---

Alors:

- $30 > 25$  ..... (C.V)
- $30 > \frac{300}{20} = 15cm$  .....(C.V)
- $0.25 < 1 < 4$  .....(C.V)

Selon les règles BAEL 91 (Art B.8.4.1) qui traite la condition de non flambement; on peut estimer le coffrage préliminaire du poteau par l'application de la méthode forfaitaire Si ( $\lambda < 70$ )

$$B_r = \frac{0.9\gamma_b}{f_{c28}} \left[ \alpha N_u - \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

$N_u$  : Charge centrée descendue à la base du poteau.

A : section d'armatures contribuées.

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  ..... Elancement géométrique.

$l_f = 0.7 l_0$  ..... Longueur du flambement (BAEL Art-A.8.3.3.1)

$l_0$  : hauteur d'étage.

$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$  ..... Rayon de giration

$I_{\min}$  : Moment d'inertie minimale de la section du poteau considéré.

B : Surface de la section transversale du poteau.

Application numérique :

$l_f$ (m)	$I_{\min}$ (m <sup>4</sup> )	B (m <sup>2</sup> )	I (m)	$\lambda$	$\alpha$	Nu (KN)
2.1	$6.75 \cdot 10^{-4}$	0.09	0.0866	24.2494	0.7755	1295.8

### II.2. 2. Evaluation des charges permanentes et d'exploitation

#### II.2. 2.1. Charges permanentes

- Plancher terrasse (dalle pleine)

Tableau II.1 : Composants d'un plancher terrasse

N	Désignation	e (cm)	Charge(daN/m <sup>2</sup> )
1	Protection en gravillon	3	60
2	étanchéité multicouche	2	12
3	Béton de pente ( $\gamma=22\text{KN}/\text{m}^2$ )	8	176
4	Isolation thermique en lège ( $\gamma=4\text{KN}/\text{m}^2$ )	4	16
5	Plancher <b>dalle pleine</b> par cm.	11	275
6	Enduit en plâtre par cm (10 daN/m <sup>2</sup> )	2	20
<b>G (Total)</b>			<b>559</b>

- Plancher étage courant :

Tableau II.2: Composants d'un plancher d'étage courant

N	Désignation	e(cm)	Charge(daN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage par cm (20 daN/m <sup>2</sup> )	2	<b>40</b>
2	Chappe en mortier de ciment par cm (20 daN/m <sup>2</sup> )	2	40
3	Lit de sable, $\gamma = 1700\text{daN}/\text{m}^3$	2	34
4	Plancher <b>dalle pleine</b> par cm.	11	275
5	Enduit en plâtre par cm (10 daN/m <sup>2</sup> )	2	20
6	Cloisons	e=1	75

## Chapitre II Etude paramétrique numérique

<b>G (Total)</b>	<b>484</b>
------------------	------------

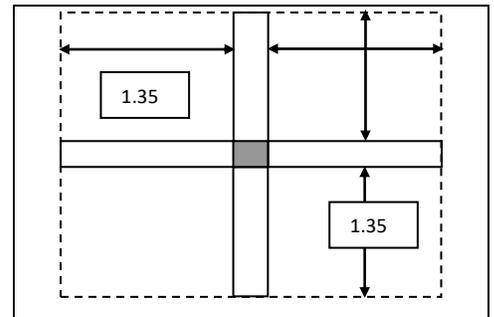
### II.2. 2.2. Charges d'exploitation

**Tableau II.3 : Valeurs des surcharges**

Elément	Surcharge (daN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse	100
Plancher étage courant	150

### II.2. 3. Descente des charges :

On a (RDC + 9étages), tous les poteaux ont la même section transversale (30x30) dont la hauteur d'étage est identique avec une valeur de  $h_e = 3$  m.



**Figure II.1: Surface afférente (Poteau 3.C)**

#### II.2.3.1.Charge ultime à la base (Poteau 3.C)

Surface du plancher revenant au poteau :  $S_p = (1.35 + 1.35) \times (1.35 + 1.35) = 5.40$  m<sup>2</sup>

**Tableau II.4: Calcul du poids à chaque niveau**

Niv	S.pot(cm <sup>2</sup> )	P. plan (daN)	P.pout.p(daN)	P .pout.s(daN)	P.pot(daN)	P.cumulé(daN)
9	30x30	3018.6	810	810	675	5313.6
8	30x30	2613.6	810	810	675	4908.6
7	30x30	2613.6	810	810	675	4908.6
6	30x30	2613.6	810	810	675	4908.6
5	30x30	2613.6	810	810	675	4908.6

## Chapitre II Etude paramétrique numérique

4	30x30	2613.6	810	810	675	4908.6
3	30x30	2613.6	810	810	675	4908.6
2	30x30	2613.6	810	810	675	4908.6
1	30x30	2613.6	810	810	675	4908.6
RDC	30x30	2613.6	810	810	675	4908.6

**II.2. 3.2.Effort normal ultime d'un poteau:  $N_u = 1.35G + 1.5Q$**

**Tableau II.5 : Effort normal ultime  $N_u$**

Niveau	G (daN)	Q (daN)
9	5313.6	540
8	4908.6	810
7	4908.6	810
6	4908.6	810
5	4908.6	810
4	4908.6	810
3	4908.6	810
2	4908.6	810
1	4908.6	810
RD.C	4908.6	810
Total	49491	7830
Nu	78557.85	

## Chapitre II Etude paramétrique numérique

### Remarque :

La section du béton de poteau il vérifier les condition ,Si la condition vérifier pour R+9 donc vérifier pour R+6 et R+3 .

### II.3.Modélisation de la structure :

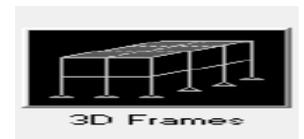
Les étapes de travail sont :

1/ Choisir l'unité du calcule.



2/ Choix de module :

- Le nombre de niveau y compris le RDC:10
- Nombre de files dans le sens X: 4
- Nombre de files dans le sens Y: 4
- Hauteur d'étage courant: 3m
- Hauteur de RDC : 3m



Open Frame Building Dimensions

Number of Stories	4	Story Height	3
Number of Bays, X	4	Bay Width, X	3
Number of Bays, Y	10	Bay Width, Y	3

3/ Changement des coordonnées :

Pour changer l'espacement dans le sens(Y)

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate
1	1	0.
2	2	3.
3	3	6.
4	4	9.
5	5	12.

4/ Choix de type du matériau:

Les matériaux dans notre structure sont le béton et l'acier.

Propriétés mécaniques pour le calcul :

- Poids volumique: 25KN/m
- Module d'élasticité : 32164200 KN/m
- Coefficient de poisson: 0.2

Material Property Data

General Data  
Material Name and Display Color: Béton  
Material Type: Concrete  
Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass  
Weight per Unit Volume: 25  
Mass per Unit Volume: 25493  
Units: KN, m, C

Elastic Property Data  
Modulus of Elasticity, E: 32164200  
Poisson's Ratio,  $\nu$ : 0.2  
Coefficient of Thermal Expansion,  $\alpha$ : 5.900E-06  
Shear Modulus, G: 13401750

Other Properties for Concrete Materials  
Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$ : 25000  
 Lightweight Concrete  
Shear Strength Reduction Factor: [ ]

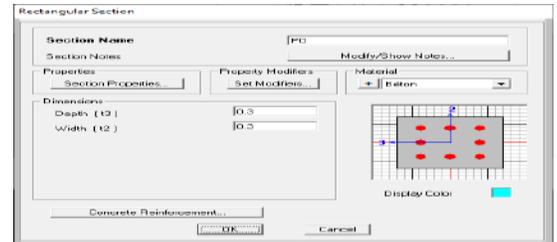
Switch To Advanced Property Display  
OK Cancel

## Chapitre II Etude paramétrique numérique

### 5/ Choix de type de section :

Choix des sections:

Poutres : (30 x 40), Poteaux : (30 x30)



### 6/ Cette étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modélisé :

- Charges statiques

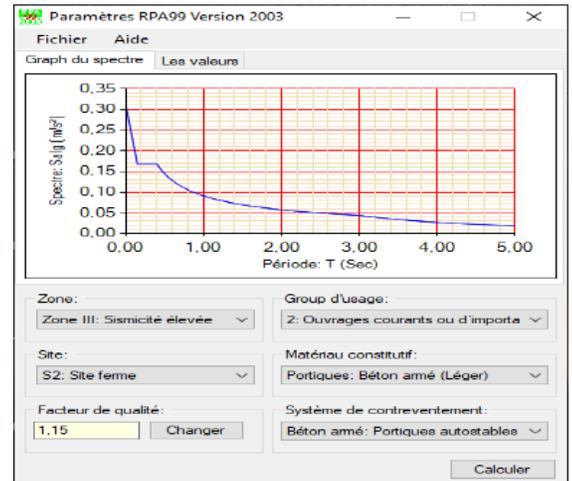
Charge G, Charge Q,

Charge Existent Charge Eyst

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	
EXST	QUAKE	0	User Coefficient
EYST	QUAKE	0	User Coefficient

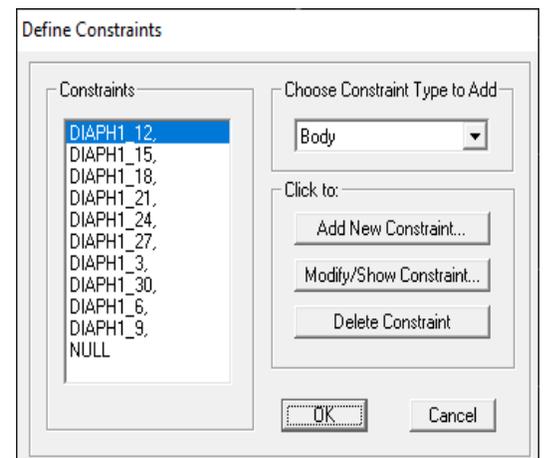
- Charge sismique :

Spectre de réponse



### 7/ Diaphragme:

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'il forme un diaphragme.



8/ On introduit les combinaisons suivantes:

BAEL 91: L'ELU :  $1.35G + 1.5Q$

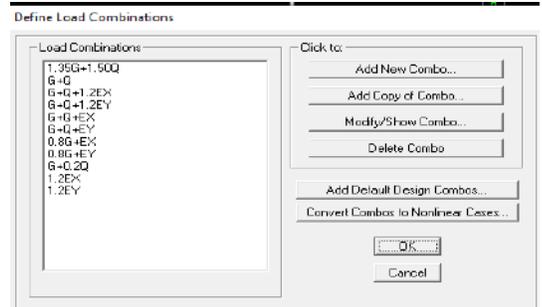
L'ELS :  $G+Q$

Accidentelles:  $(G+Q\pm 1.2E)$

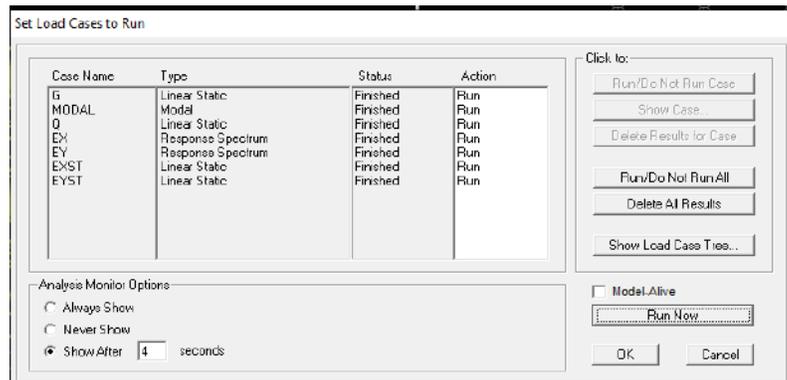
,  $(0.8G\pm E)$ ,  $(G+Q\pm E)$

9/ Analyse :

- Choisir le calcul en 3D



- Analyse run



### II.4. L'étude sismique :

#### II.4.1. Détermination de coefficients sismiques.

- **coefficient d'accélération de zone A** : Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Notre projet implanté à la zone sismique (III), destiné à l'usage d'habitation,  $A = 0.25$

- **coefficient du comportement global de la structure R** : En fonction du système de contreventement, notre projet est en béton armé contreventé par portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide,  $R = 5$
- **pourcentage d'amortissement critique et correction d'amortissement  $\eta$**  :

Portiques en béton Armé à remplissage léger :  $\xi = 6\%$   $\eta = 0.935 \geq 0.7$  (CV)

## Chapitre II Etude paramétrique numérique

- **périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 :**

Selon les propriétés mécaniques du sol (sol ferme), le site est de catégorie (S<sub>2</sub>).

$$T_1 = 0.15s, T_2 = 0.40 s.$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

$$h_N = 3 \times 10 \rightarrow h_N = 30 \text{ m}$$

C<sub>T</sub>: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. On a un système Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie C<sub>T</sub> = 0.075

$$T = 0.075 \times 30^{3/4} \rightarrow T = 0.961 \text{ seconde}$$

$$D : \text{ on a : } T_2 = 0.4s \leq T = 0.961 s \leq 3 s \rightarrow D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \rightarrow D = 1.3031$$

- **facteur de qualité Q :**

**Tableau II.6: résultat de valeur Q**

Critère q	Pq	
	Sens OX	Sens OY
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	oui	oui
2. Redondance en plan	oui	oui
3. Régularité en plan	oui	oui
4. Régularité en élévation	oui	oui
5. Contrôle de la qualité des matériaux	NO	NO
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	NO	NO
<b>Valeur de Q</b>	<b>1.15</b>	<b>1.15</b>

**Remarque :** Malgré les instructions ministérielles qui exigent l'utilisation en vigueur des contrôles sur les éléments structuraux. On peut trouver des constructions males exécutées. En conséquence, on choisit le cas le plus défavorable pour les critères (5 et 6).

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

Groupe d'usage d'habitation :  $\beta = 0.2$

## Chapitre II Etude paramétrique numérique

**Poids du aux éléments :**

**Tableau II.7: poids des éléments (poteaux et poutre)**

Elément	Niv.	b(m)	h(m)	he ou L(m)	$\gamma$ ( KN/m <sup>3</sup> )	Poids	Nbs	Poids Tot (KN).
Poteaux	1-4	0,30	0,30	3,00	25,00	6,75	25	168,75
Poutres	1-4	0,30	0,40	2,70	25,00	8,10	40	324,00

**Poids du aux planchers**

**Tableau II.8: poids des planchers**

Ch. / Plancher	Niv.	Valeur	Lx	Ly	Poids	Nbs	Poids Tot.
		KN/m <sup>2</sup>	M	m	KN	Panneaux	KN
G	10	5,59	2,70	2,70	40,75	16	652,02
Q	10	1,00	2,70	2,70	7,29	16	116,64
						G+0.2Q	675,35
G	1-9	4,84	2,70	2,70	35,28	16	564,54
Q	1-9	1,50	2,70	2,70	10,94	16	174,96
						G+0.2Q	599,53

**Poids total à chaque niveau :**

**Tableau II.9: poids total à chaque niveau**

Niv.	Poteaux(KN)	Poutres(KN)	Plancher(KN)	PoidsTot.(KN)
10	168,75	324,00	675,35	1168,10
9	168,75	324,00	599,53	1092,28
8	168,75	324,00	599,53	1092,28
7	168,75	324,00	599,53	1092,28
6	168,75	324,00	599,53	1092,28
5	168,75	324,00	599,53	1092,28

## Chapitre II Etude paramétrique numérique

4	168,75	324,00	599,53	1092,28
3	168,75	324,00	599,53	1092,28
2	168,75	324,00	599,53	1092,28
1	168,75	324,00	599,53	1092,28
			<b>Tot.</b>	<b>10998,61</b>

- **Calcul de la force sismique totale :**

$$V = \frac{0,25 * 1,3031 * 1,15}{5} * 10998,61 \rightarrow V = 824,24 \text{ KN}$$

**Remarque :** Aux mêmes étapes de calcul pour les notre structure dans tous les zones à réisme par le tableau suivant :

**Tableau II.10: coefficient sismique**

	Zone	A	D	R	Q	A*D*Q/R	W(KN)	V(KN)
R+3	1	0,1	2,061	5	1,15	0,047	4444,93	210,67
	2a	0,15	2,061	5	1,15	0,071	4444,93	316,01
	2b	0,2	2,061	5	1,15	0,095	4444,93	421,35
	3	0,25	2,061	5	1,15	0,118	4444,93	526,69
R+6	1	0,1	1,558	5	1,15	0,036	7721,7732	276,66
	2a	0,15	1,558	5	1,15	0,054	7721,7732	414,99
	2b	0,2	1,558	5	1,15	0,072	7721,7732	553,32
	3	0,25	1,558	5	1,15	0,090	7721,7732	691,65
R+9	1	0,1	1,303	5	1,15	0,030	10998,612	329,70
	2a	0,15	1,303	5	1,15	0,045	10998,612	494,55
	2b	0,2	1,303	5	1,15	0,060	10998,612	659,39
	3	0,25	1,303	5	1,15	0,075	10998,612	824,24

### II.4.2. Détermination les paramètres sismiques :

## Chapitre II Etude paramétrique numérique

On choisit la structure R+9a usage d'habitation, zone sismique III, contreventé par portiques auto-stables sans remplissage en maçonnerie rigide, ce bâtiment implanté sur site ferme, comme exemple détaillé. On a les mêmes résultats en sens X et sens Y.

### II.4.2.1. Détermination de la période fondamentale de la structure :

Il faut vérifier la condition suivante :  $T_{SAP} \leq 1.3 T_{MSE}$

$$T_{SAP} = 1.234 \text{ s}, T_{MSE} = 0.961 \text{ s}; 1.3 T_{MSE} = 1.250 \text{ s}, 1.234 \text{ s} \leq 1.250 \text{ s}$$

Alors : la condition est vérifiée mais le risque est plus

### II.4.2.2. Résultante des forces sismiques de calcul :

Il faut vérifier la condition suivante :  $\frac{V_d}{V_s} \geq 0.8$

Tableau II.11: des forces sismiques à la base

	Sens X (KN)	Sens Y (KN)
EXST	-902,434	2,548E-12
EYST	-1,695E-12	-902,434
EX	810,006	0,00003283
EY	0,0000362	810,006

$$\text{sens (X)} \quad V_d/V_s = \quad E_x/E_{xst} \quad 0.90 \quad >0.8 \quad \text{C.V}$$

$$\text{sens (Y)} \quad V_d/V_s = \quad E_y/E_{yst} \quad 0.90 \quad >0.8 \quad \text{C.V}$$

### Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$ .

### II.4.2.3. Vérification du Nombre de modes à considérer :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sum \text{Mode effective} \leq 90\% \text{ la masse totale de structure.}$$

**Tableau II.12: du Nombre de modes à considérer**

Nbs.mode	Period (s)	UX	UY	Somme UX	Somme UY
1	1,234409	0,11133	0,71064	0,11133	0,71064
2	1,234409	0,71064	0,11133	0,82197	0,82197
3	1,065413	0	0	0,82197	0,82197
4	0,408175	0,0259	0,07831	0,84787	0,90028
5	0,408175	0,07831	0,0259	0,92618	0,92618

**Conclusion :**

Les 05 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% Condition de participation de la masse modale est vérifiée.

**II.4.2.4. Calcul des déplacements :**

**Tableau II. 13 : de Calcul des déplacements**

Niv	he (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k = \delta_{ek} \cdot R(m)$	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}(m)$
10	3,00	<b>0,0389</b>	0,1945	0,0070
9	3,00	<b>0,0375</b>	0,1875	0,0110
8	3,00	<b>0,0353</b>	0,1765	0,0150
7	3,00	<b>0,0323</b>	0,1615	0,0175
6	3,00	<b>0,0288</b>	0,1440	0,0205
5	3,00	<b>0,0247</b>	0,1235	0,0225
4	3,00	<b>0,0202</b>	0,1010	0,0250
3	3,00	<b>0,0152</b>	0,0760	0,0265
2	3,00	<b>0,0099</b>	0,0495	0,0270
1	3,00	<b>0,0045</b>	0,0225	0,0225
Base		<b>0</b>	0	

## Chapitre II Etude paramétrique numérique

### II.4.2.5 Justification vis à vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux ( $\Delta_k$ ) d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Tableau II. 14 : de Justification vis à vis des déformations

Niv	h(m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k(\max)$ (m)	Vérification
10	3,00	0,0070	0,0300	C.V
9	3,00	0,0110	0,0300	C.V
8	3,00	0,0150	0,0300	C.V
7	3,00	0,0175	0,0300	C.V
6	3,00	0,0205	0,0300	C.V
5	3,00	0,0225	0,0300	C.V
4	3,00	0,0250	0,0300	C.V
3	3,00	0,0265	0,0300	C.V
2	3,00	0,0270	0,0300	C.V
1	3,00	0,0225	0,0300	C.V

**Remarque :** Le déplacement relatif latéral enté tous les étages sont vérifié.

### II.4.2.6. Sollicitations normales:

Il faut vérifier la condition suivant:  $V_r = \frac{Nd}{B_c F_{c28}} \leq 0.30$

**N.B :** On choisi la combinaison : **1.35G+1.5Q**

Section brute: **Bc = 0.3\*0.3 = 0.09m<sup>2</sup>**

la résistance caractéristique du béton: **Fc28 = 25 MPa**

L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton : **Nd = 1022,365 KN**

$$V_r = \frac{1022.365 * 10^{-3}}{0.09 * 25} = 0.45 \leq 0.3 \quad \text{C.N.V}$$

### Conclusion :

On remarqué L'effort normal non vérifier la condition, cela signifie que vous devez modifier les dimensions du poteau ou modifier la valeur de Résistances caractéristiques à la compression à 28 jour  $F_{C28}$ .

### II.4.2.7. Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ (Art. 5.9) :

Il faut vérifier la condition suivant: 
$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

**N.B :** -On choisi les combinaisons : \* $P_k \rightarrow G+0.2Q$  \* $V_k \rightarrow E_x, E_y$

- à partir des résultants de SAP2000 V16

**Tableau II. 15 : de Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ .**

Niv	Pk (KN)	$\Delta_k$ (m)	Vk (KN)	hk (m)	$\theta$	Vérification
10	<b>1279,278</b>	0,007	158,546	3,00	0,0188	<b>OK</b>
9	<b>2474,076</b>	0,011	291,933	3,00	0,0311	<b>OK</b>
8	<b>3668,874</b>	0,015	399,258	3,00	0,0459	<b>OK</b>
7	<b>4863,672</b>	0,0175	488,051	3,00	0,0581	<b>OK</b>
6	<b>6058,47</b>	0,0205	562,908	3,00	0,0735	<b>OK</b>
5	<b>7253,268</b>	0,0225	628,876	3,00	0,0865	<b>OK</b>
4	<b>8448,066</b>	0,025	688,837	3,00	<b>0,1022</b>	<b>il faut emplifier la force sismique</b>
3	<b>9642,864</b>	0,027	741,707	3,00	<b>0,1148</b>	<b>il faut emplifier la force sismique</b>
2	<b>10837,662</b>	0,027	785,256	3,00	<b>0,1242</b>	<b>il faut emplifier la force sismique</b>
1	<b>12032,46</b>	0,023	810,006	3,00	<b>0,1114</b>	<b>il faut emplifier la force sismique</b>

### Remarque :

On remarqué l'effet P- $\Delta$  vérifié pas la condition pour le niveau 1 jusqu'à 4.

Et remarqué toutes les valeurs  $\theta_k$  non vérifie sont comprises entre la intervalle [0,10 ; 0,20], donc les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'un analyse élastique du 1° ordre par le facteur

## Chapitre II Etude paramétrique numérique

1/ (1-  $\theta_k$ ).

### II.4.2.8. Stabilité au renversement :

Il faut vérifier la condition suivant:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

**N.B :** -On choisi les combinaisons :  $M_s \rightarrow G+Q$

$$M_r \rightarrow G+Q \pm 1.2E$$

#### Moment de stabilité

$$M_s = P(\text{Base}) \times L/2 \quad (\text{forme rectangulaire}) \quad L_X = L_Y = 12,3 \quad M$$

$$\text{Combinaison :} \quad G+Q \quad P(\text{base}) = 13537,74 \quad \text{KN}$$

$$M_s = 83257.10 \quad \text{KN.m}$$

#### Moment de renversement :

$$M_r = \sum E_k \cdot Z_k$$

**Tableau II. 16 : de Stabilité au renversement**

Niveau	VX=VY(KN)	EX=EY (KN)	Zk (m)	Mr (KN.m)
10	190,256	190,256	30,00	5707,68
9	350,32	160,064	27,00	4321,728
8	479,11	128,79	24,00	3090,96
7	585,662	106,552	21,00	2237,592
6	675,49	89,828	18,00	1616,904
5	754,651	79,161	15,00	1187,415
4	826,604	71,953	12,00	863,436
3	890,048	63,444	9,00	570,996
2	942,307	52,259	6,00	313,554
1	972,007	29,7	3,00	89,1
			<b>Somme</b>	<b>19999,365</b>

**Décision :**  $M_s / M_r = 4,16$

> 1.5            **C.V**

### **Remarque :**

La condition de Stabilité au renversement est vérifiée.

### **Conclusion :**

D'après d'étude de le modèle proposé "R+9 " on remarque que les dimensionnements des sections satisfites et sont valeurs les conditions de RPA, donc on peut prendre les dimensionnements des poteaux et poutres pour les structures modèles (R+3, R+6).

**Chapitre III :**

**Etude comparative**

### III.1.Introduction :

Dans une étude il est comparé les résultats de SAP avec les résultats de RPA pour obtenir les différents coefficients puis que la transition entre les structures ou les zones sismiques ou les sites pour les paramètres sismiques de RPA.

### III.2. Comparer les résultats :

#### III.2.1. La période fondamentale de la structure:

La figure III.1 représente la comparaison de la période fondamentale entre (RPA & SAP) :

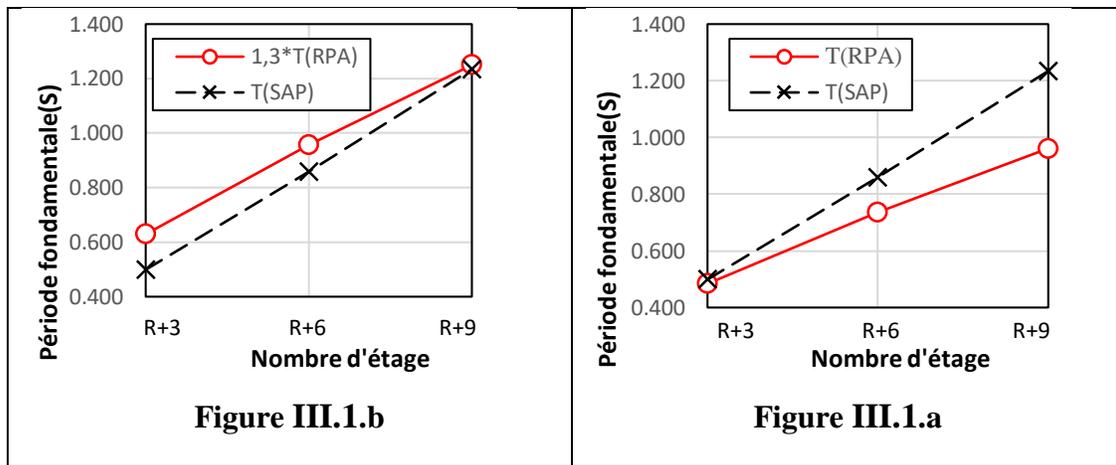


Figure III.1: Comparaison de la période fondamentale entre (RPA & SAP)

- D'après la Figure III.1.a les courbes des changements de période fondamentale ( $T_{RPA}$  et  $T_{SAP}$ ) en termes nombre d'étages.  
On remarque lorsque le nombre d'étages augmenter, la différence entre  $T_{RPA}$  et  $T_{SAP}$  augmenter.
- D'après la Figure II.1.b représenté les courbes des changements de période fondamentale ( $1.3 \cdot T_{RPA}$  et  $T_{SAP}$ ) en termes nombre d'étages.  
On remarque lorsque le nombre d'étages augmenter, la différence entre  $1.3 \cdot T_{RPA}$  et  $T_{SAP}$  démunie.
- Chaque fois qu'il change de zone sismique, la période fondamentale  $T_{RPA}$  et  $T_{SAP}$  il reste constant.  
Donc on peut conclure que :

- La période fondamentale n'est pas liée aux forces sismiques.
- Au fur et à mesure que le nombre des étages augmente, le danger est grand comme La structure R+9 le risque est très grand, donc pour l'empêcher, il est nécessaire de pré-démente la structure.

### III.2.2. Résultante des forces sismiques de calcul

#### III.2.2.1. La structure R+3 :

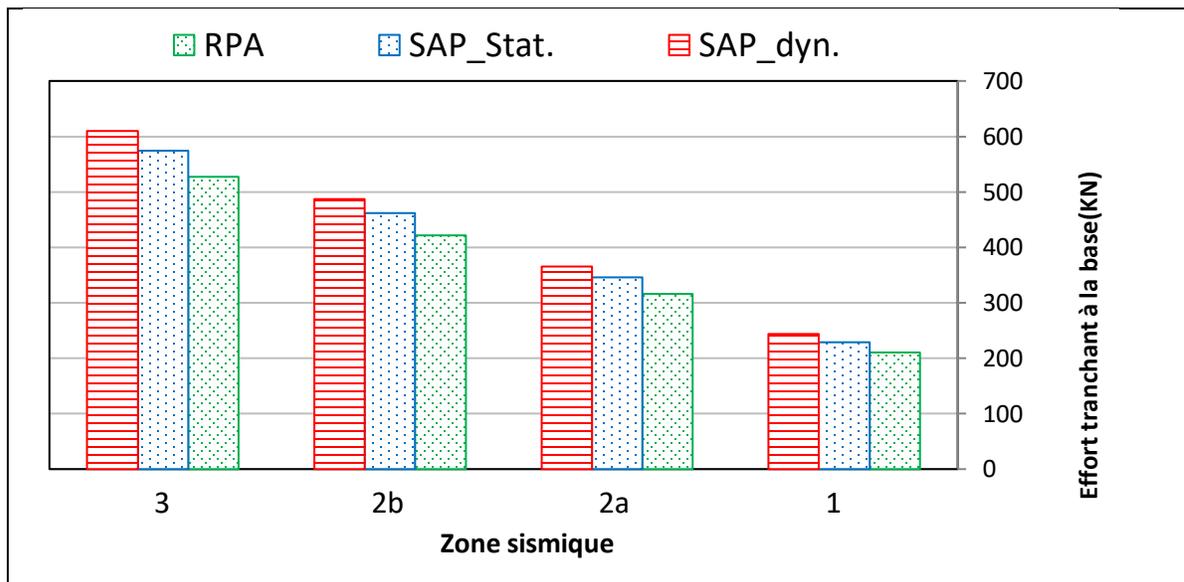


Figure III. 2 : Effort tranchant à la base pour le type (R+3)

D'après la figure représentée diagramme de l'effort tranchant à la base de RPA ,SAP\_Stat et SAP\_dyn dans chaque zone sismique pour la structure R+3.

On remarqué que l'effort tranchant à la base de SAP\_dyn atteint une valeur maximale supérieur à l'effort tranchant à la base de SAP\_Stat puis l'effort tranchant à la base de RPA.

III.2.2.2. La structure R+6:

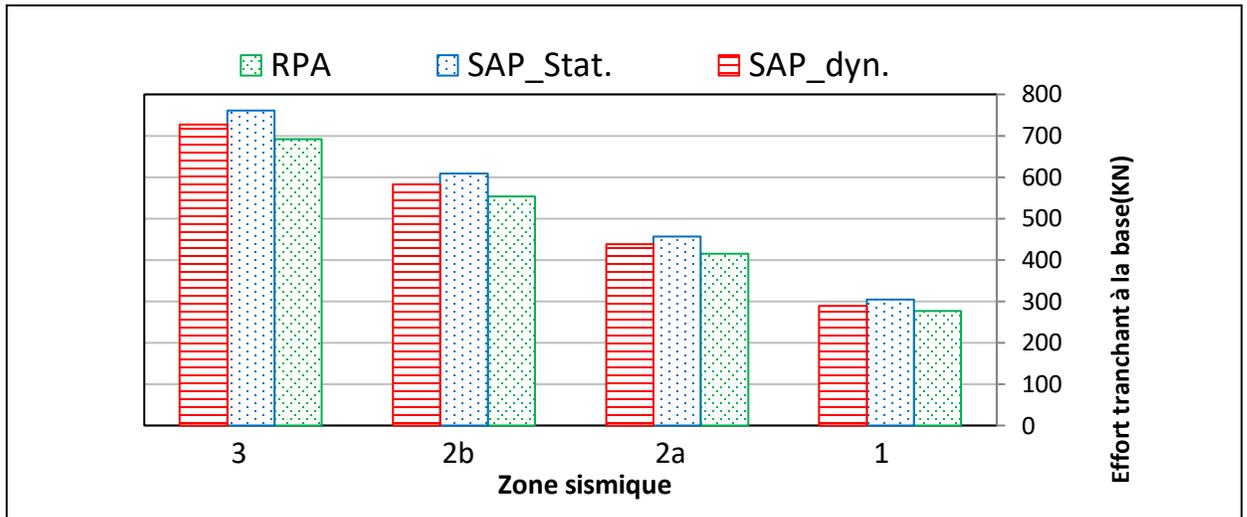


Figure III.3 : Effort tranchant à la base pour le type (R+6)

D'après la figure représentée diagramme de l'effort tranchant à la base de RPA, SAP\_Stat et SAP\_dyn dans chaque zone sismique pour la structure R+6.

On remarqué que l'effort tranchant à la base de SAP\_Stat atteint une valeur maximale supérieur à l'effort tranchant à la base de SAP\_dyn puis l'effort tranchant à la base de RPA.

III.2.2.3. La structure R+9:

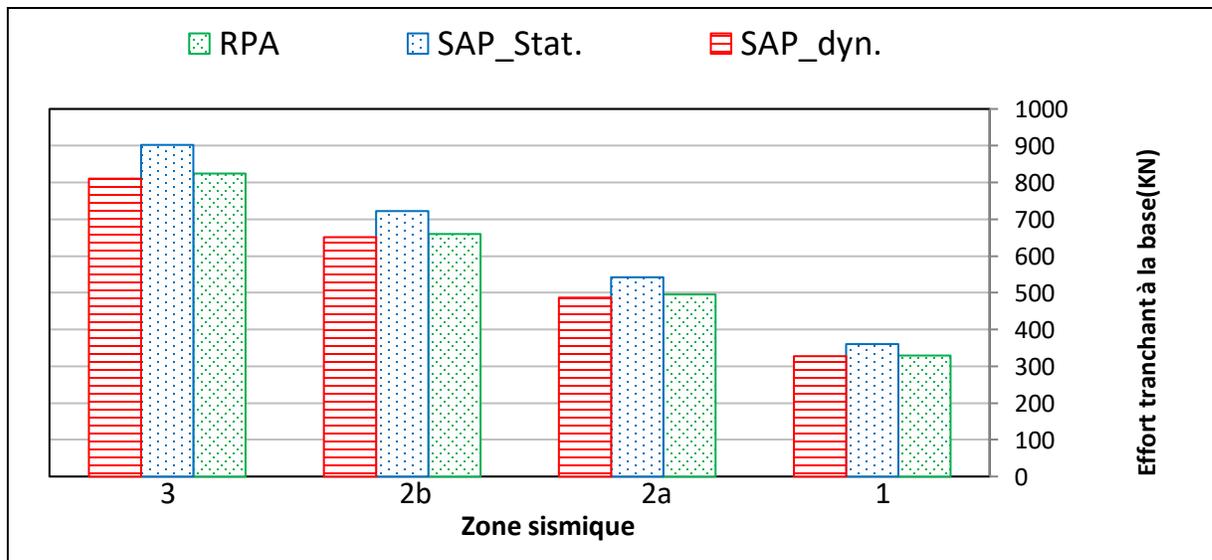
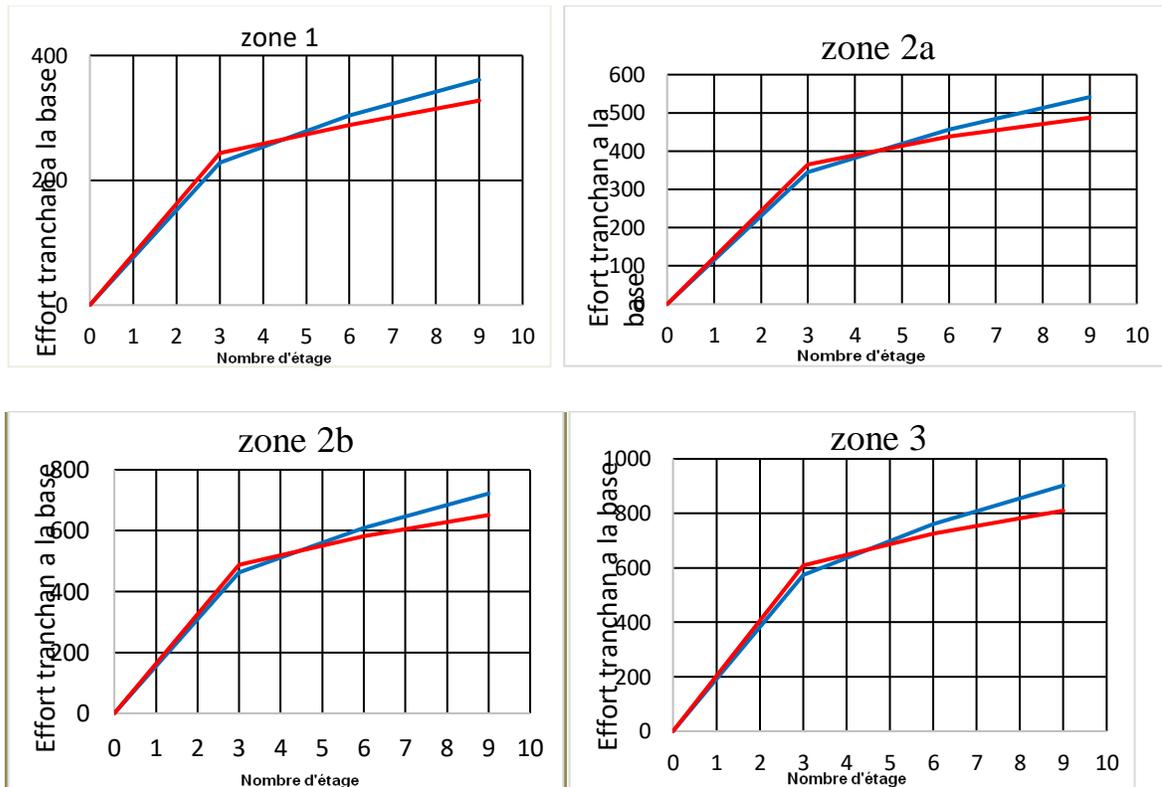


Figure III.4: Effort tranchant à la base pour le type (R+9)

D'après la figure représentée diagramme de l'effort tranchant à la base de RPA, SAP\_Stat et SAP\_dyn dans chaque zone sismique pour la structure R+9.

On remarqué que l'effort tranchant à la base de SAP\_Stat atteint une valeur maximale supérieur à l'effort tranchant à la base de RPA puis l'effort tranchant à la base de SAP\_dyn.

- Pointe d'intreseccion de la courbe de l'effort dynamique e de courbe de l'effort statique (courbe **dyn** , courbe **stat** )



**Figure III. 5 : Pointe d'intreseccion de l'effort dynamique et de l'effort statique dans toutes les zones**

On remarque que la valeur de l'effort tranchant a la base de dynamique est supérieur à a valeur statique, alors il arrive que la valeur soit égale entre l'étage 4 à 5, puis la valeur de dynamique diminue et la valeur statique e augment.

Donc on peut conclure que :

Déduire que lorsque ajoutons des étages, la valeur de l'effort tranchant à la base de SAP\_dyn diminue et l'effort tranchant à la base de SAP\_Stat et RPA augmente, donc le nombre d'étages affecte la valeur de l'effort tranchant à la base de SAP\_dyn.

- Dans toutes les structures on a un point d'intersection de l'effort tranchant à la base de dynamique et de statique entre l'étage 4 à 5.

**III.2.2.4. Des Coefficients de transition à l'effort tranchant à la base sismique à notre zone :**

		Coefficient K		
		RPA	SAP_DYN	SAP_STAT
zone i → zone j	1_2a	3/2	3/2	3/2
	1_2b	4/2	4/2	4/2
	1_3	5/2	5/2	5/2
	2a_2b	4/3	4/3	4/3
	2a_3	5/3	5/3	5/3
	2b_3	5/4	5/4	5/4

**Tableau III. 1: Coefficients de transition à l'effort tranchant à la base**

- Pour site ferme, site meuble et très meuble remarqué la même résultant de coefficient.

Pour R+3, R+6 et R+9 on remarqué la même résultant de coefficient.

- A travers les résultats obtenus, nous concluons que peu importe comment nous changeons site ou nombre d'étage du structure, les coefficients de transition d'une zone sismique à une autre restent constant pour l'effort tranchant à la base soit les valeurs de RPA ou SAP (dynamique, statique).

**III.2.2.5. Des Coefficients de transition à l'effort tranchant à la base de valeur RPA à valeur SAP\_Stat :**

		ZONE	R+3	R+6	R+9
les sites	sol ferme	1	1,09	1,10	1,09
		2a	1,09	1,10	1,09
		2b	1,10	1,10	1,09
		3	1,09	1,10	1,09
	Sol meuble	1	1,09	1,11	1,10
		2a	1,09	1,09	1,09
		2b	1,09	1,09	1,10
		3	1,09	1,09	1,09
	Sol très meuble	1	1,10	1,09	1,11
		2a	1,09	1,09	1,09
		2b	1,10	1,09	1,09
		3	1,09	1,09	1,10

**Coeff = 1.1**

**Tableau III. 2 Coefficients de transition à l'effort tranchant à la base.**

On note que les coefficients sont quasiment fixes, reportant à **1.1** peu importe comment on change le site, le zone sismique ou le nombre d'étages.

Donc on peut conclure que :

- La valeur de l'effort tranchant à la base dynamique affecté par le nombre d'étages.
- Il existe des coefficients de transition d'une zone sismique à l'autre en valeurs de l'effort tranchant à la base est constantes (**Tableau III.1**) quel que soit le site ou la structure.
- quel que soit le site ou la zone sismique ou la structure, coefficients de transition de valeur de l'effort tranchant à la base de **RPA** à valeur de l'effort tranchant à la base **SAP\_statique** est constant et égale à **1.1**.

III.2.3. Nombre de modes à considérer (Art. 4.3.4) :

Tableau III. 3: Nombre de modes à considérer

	Nbs.mode	Period	UX	UY	SommeUX	SommeUY
R+3	Mode 5	0,166211	0,07999	0,01706	0,965	0,965
R+6	Mode5	0,284782	0,00897	0,09143	0,93831	0,93831
R+9	Mode 5	0,408175	0,07904	0,02516	0,92618	0,92618

Donc on peut concluons que :

- En générale le Nombre de modes à considérer dans toutes les structures est égale à 5 modes.

-La somme mode effective est égale peu importe comment on change la zone sismique de la structure.

**N.B :** pour les résultats des autres structures voir l’annexe 2.

III.2.4. Comparaison des déformations

III.2.4.1.Résultat de la structure R+3 :

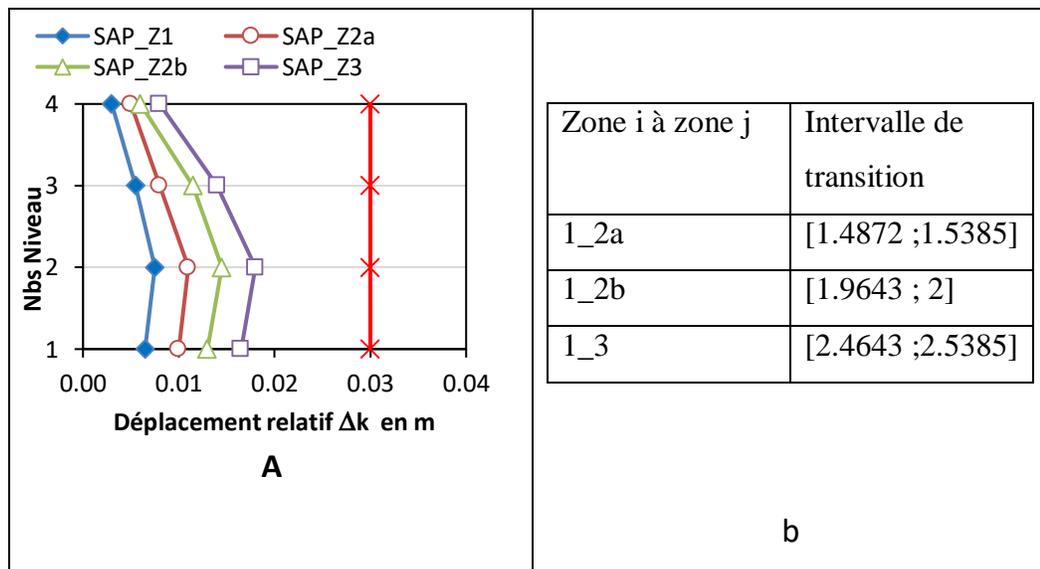


Figure III.6: Déplacement relatif  $\Delta k$ (R+3)

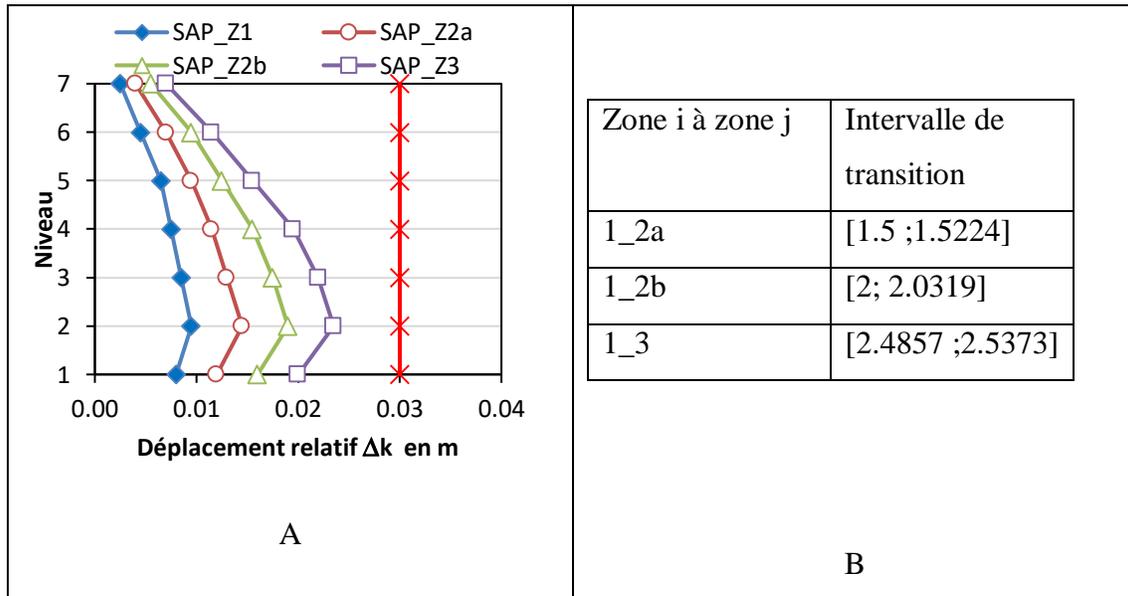
La figure III.6 .a représentée les courbes de changements des valeurs Déplacement relatif  $\Delta k$  pour la structure R+3 entre tous les zones sismiques en termes nombre d’étages.

On remarqué :

- le déplacement relatif augmente dans l'intervalle [niv1, niv2] et diminue dans [niv2, niv4]
- le déplacement relatif atteint la valeur maximale en le niveau 2
- Le coefficient de transition d'une zone à l'autre zone au chaque niveau est constant à la même structure.
- Plus on passe d'une zone sismique à une autre, le risque est augmenté

D'après la figure III.6.b représentée tableau d'Intervalle de transition pour la structure R+3

**III.2.4.2.Résultat de la structure R+6:**



**Figure III.7: Déplacement relatif  $\Delta k$ (R+6)**

La figure III.7. a représentée les courbes de changements des valeurs Déplacement relatif  $\Delta k$  pour la structure R+6 entre tous les zones sismiques en termes nombre d'étages

On remarqué que :

- le déplacement relatif augmente dans l'intervalle [niv1, niv2] et diminue dans [niv2, niv7]
- Le déplacement relatif atteint la valeur maximale en le niveau 2.

### Chapitre III : Etude comparative

- Le coefficient de transition d'une zone à l'autre zone au chaque niveau est constant à la même structure.
- Plus on passe d'une zone sismique à une autre, le risque est augmente.

D'après la figure III.7 b : représentée tableau de Intervalle de transition pour la structure R+6

#### III.2.4.3. Résultant de la structure R+9 :

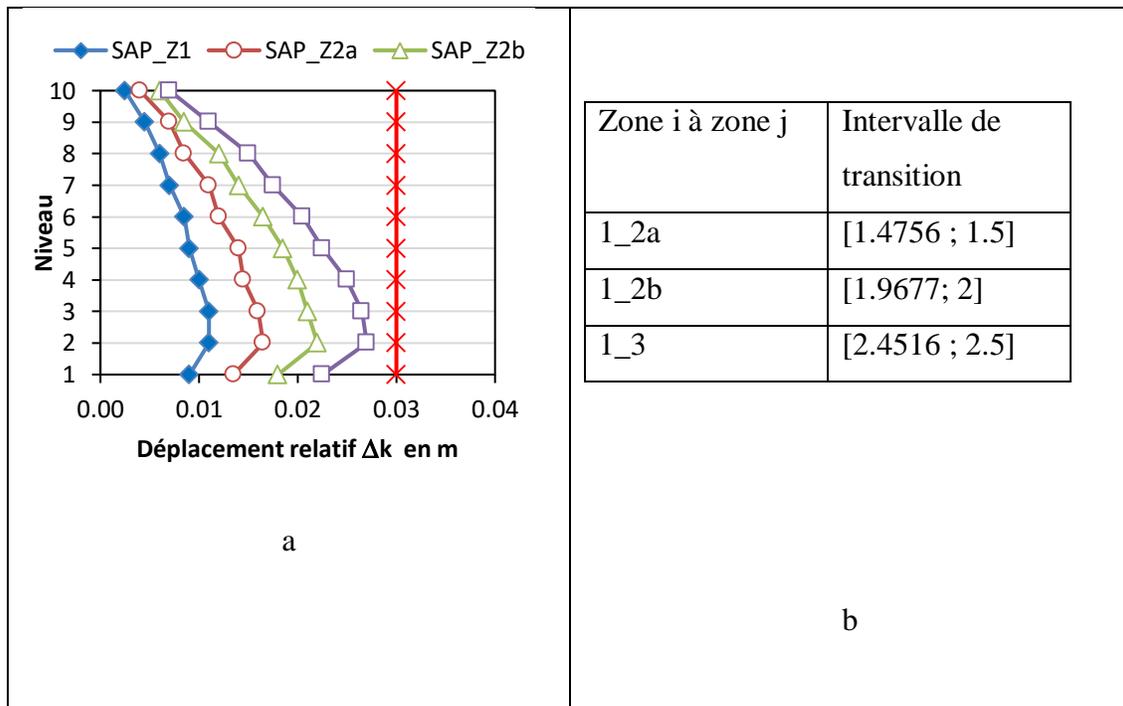


Figure III.8 : Déplacement relatif  $\Delta k(R+9)$

D'après la figure III.8 a représentée les courbes de changements des valeurs Déplacement relatif  $\Delta k$  pour la structure R+9 entre tous les zones sismiques en termes nombre d'étages

On remarqué :

- le déplacement relatif augmente dans l'intervalle [niv1, niv2] et démunie dans [niv2, niv10]
- Le déplacement relatif atteint la valeur maximale en le niveau 2.

- Le coefficient de transition d'une zone à l'autre zone au chaque niveau est constant à la même structure.
- Plus on passe d'une zone sismique à une autre, le risque est augmenté.

La figure III.8 .b représentée tableau d'Intervalle de transition pour la structure R+9

Commenter :

Dans cette étude pour les structures, On conclut qu'il existe des intervalles de transition d'une zone sismique à autre zone, il résumé comme suit :

De zone 1 à zone 2a [1.4756 ; 1.5385]

De zone 1 à zone 2b [1.9643 ; 2.0319]

De zone 1 à zone 3 [2.4516 ; 2.5385]

#### III.2.5. Comparaison de Sollicitations normales:

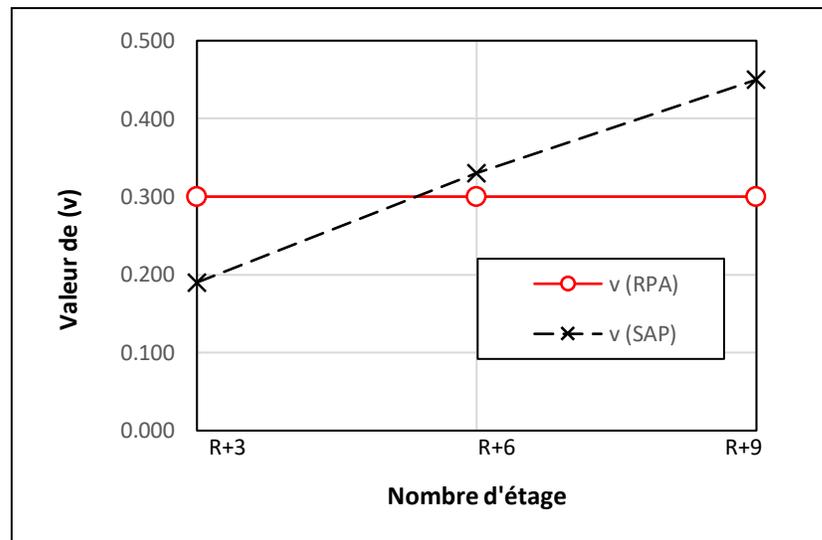


Figure III.9 : valeur (v)

La figure représenté les courbes de changements des valeurs  $V$  ( $V_{SAP}=EX/EXst$ ) et  $V_{RPA}$  en termes nombre d'étages.

On remarque que :

Dans structure R+3 la courbe de valeur de  $V_{SAP}$  ne dépasse pas la courbe de  $V_{RPA}$ , tandis que la structure R+6 et R+9 ont toutes deux dépassé la courbe  $V_{RPA}$

Chaque fois qu'il change de zone sismique, de valeur V il reste constant.

Donc on peut conclure que :

- la condition de Sollicitations normales est vérifiée pour la structure R+3
- Les structures R+6 et R+9 ne vérifient pas la condition donc pour éviter le risque il faut modéliser les dimensions de poteau ou changer les résistances caractéristiques à la compression à 28 jours pour conserver la même structure.

#### III.2.6. Comparaison de l'effet P- $\Delta$

##### III.2.6.1. Résultat de la structure R+3 :

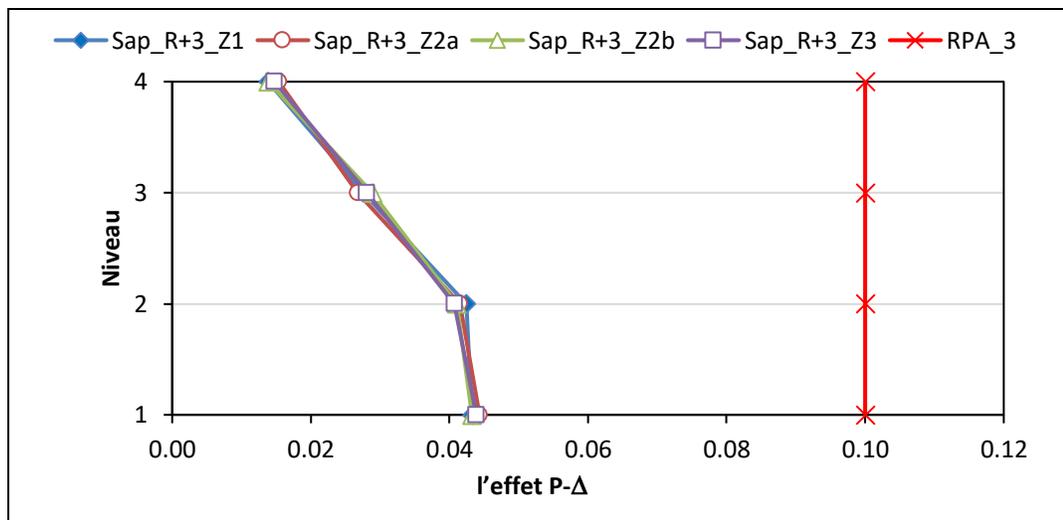


Figure III. 10 : l'effet P- $\Delta$  (R+3)

La figure représente les courbes de changements de l'effet P- $\Delta$  en termes de nombre de niveaux dans les différents types de zones sismiques entre (l'effet P- $\Delta_{SAP}$  et l'effet P- $\Delta_{RPA}$ , on note dans la structure R+3 les courbes de l'effet P- $\Delta_{SAP}$  dans les différentes zones sismiques sont presque identiques et éloignées de la courbe de l'effet P- $\Delta_{RPA}$ . Le 1<sup>er</sup> étage de cette structure atteint une valeur maximale de l'effet P- $\Delta$  quelle que soit l'évolution de la zone sismique.

Donc on peut conclure que :

La condition de justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  (Art. 5.9) est vérifiée dans cette structure. donc le risque est très faible, la structure est résistante.

III. 2.6.2. Résultant de la structure R+6 :

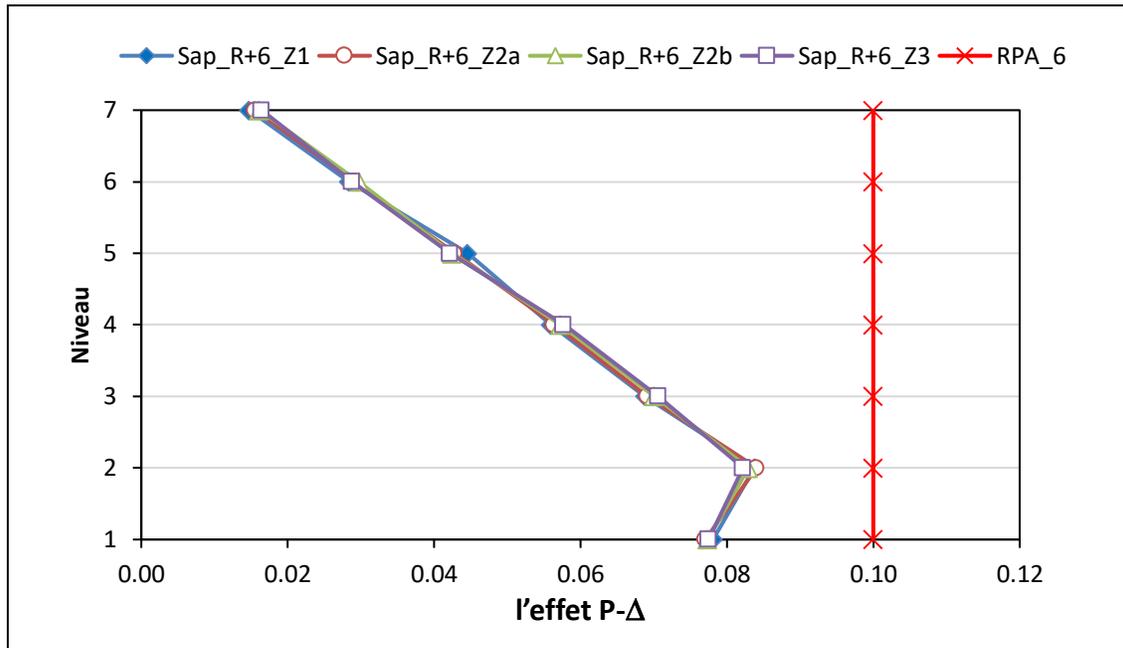


Figure III.11 : l'effet P-Δ (R+6)

La figure représenté les courbes de changements des l'effet P-Δ en termes nombre des niveaux dans les différentes type zones sismiques entre (l'effet P-Δ<sub>SAP</sub> et l'effet P-Δ<sub>RPA</sub> , on note dans la structure R+6 les courbes de l'effet P-Δ<sub>SAP</sub> dans les différentes zones sismique sont presque identiques et prés de la courbe de l'effet P-Δ<sub>RPA</sub>.

De niveau 1 au niveau 2 d'un cette structure la valeur de l'effet P-Δ augmente (valeur maximale au niveau 2), puis du niveau 2 au niveau 7 elle diminue.

Donc on peut concluons que :

La condition de Justification vis à vis de l'effet P-Δ (Art. 5.9) est vérifier dans cette structure .donc le risque est faible, la structure est résistant.

III.2.6.3. Résultant de la structure R+9 :

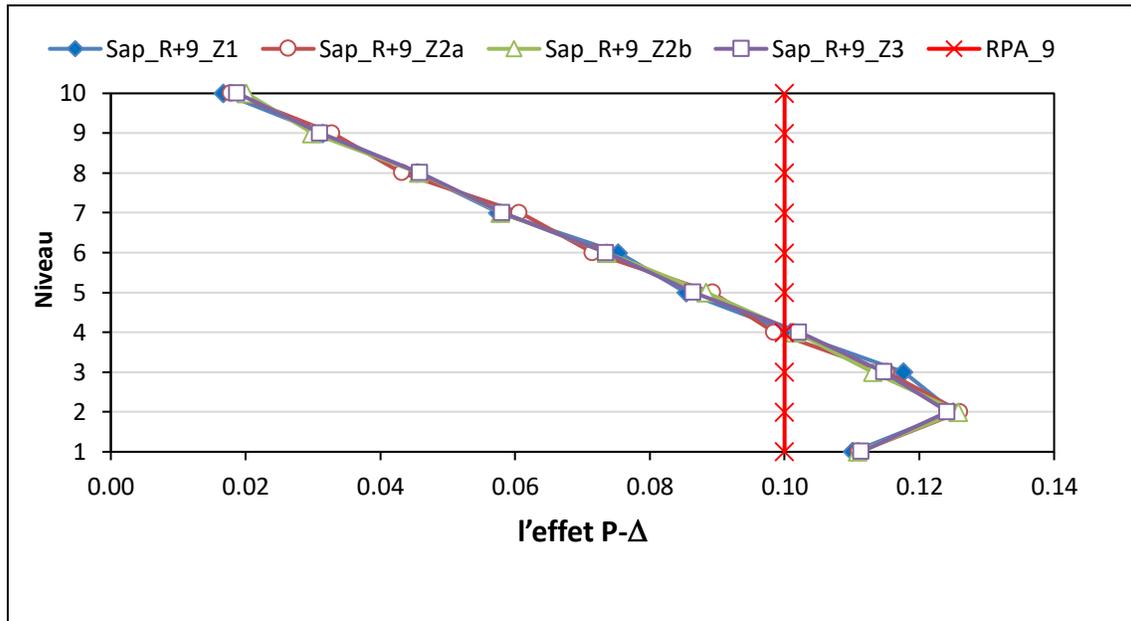


Figure III.12 :l'effet P-Δ (R+9)

La figure représenté les courbes de changements des l'effet P-Δ en termes nombre des niveaux dans les différentes type zones sismiques entre (l'effet P-Δ<sub>SAP</sub> et l'effet P-Δ<sub>RPA</sub>, on note dans la structure R+9 les courbes de l'effet P-Δ<sub>SAP</sub> dans les différentes zones sismique sont presque identiques .et dépasse du niveau 1 au niveau 4 de la courbe de l'effet P-Δ<sub>RPA</sub>.

De niveau 1 au niveau 2 d'un cette structure la valeur de l'effet P-Δ augmente (valeur maximale au niveau 2), puis du niveau 2 au niveau 10 elle diminue.

Donc on peut concluons que :

La condition de Justification vis à vis de l'effet P-Δ (Art. 5.9) ne vérifie pas dans cette structure .donc le risque est très grand, la structure est irrésistible.les dimensions du structure doivent être redéfinies.

III.2.7. Stabilité au renversement :

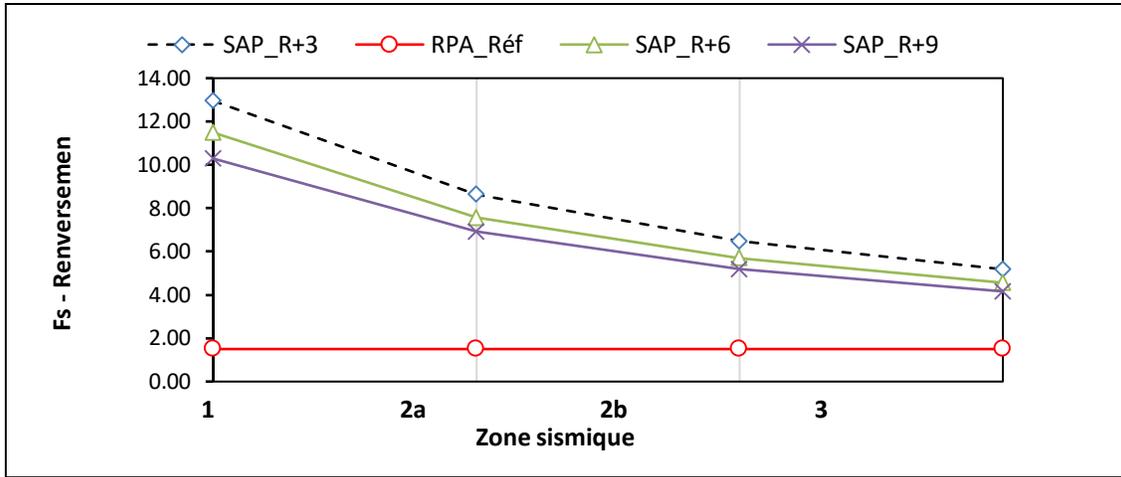


Figure III. 13: facteur de renversement

La figure représentée les courbes de changements de facteur de renversement  $F_s$  en termes des zones sismiques dans le différent type des structures et facteur de renversement de RPA.

On remarque que :

- Le facteur  $F_s$  pour chaque structure elle diminue au fur et à mesure que l'on passe d'une zone sismique à une autre plus forte.
- Le facteur  $F_s$  pour chaque zone sismique il diminue au fur et à mesure que le nombre d'étages augmente.

Donc on peut concluons que :

La condition de Stabilité au renversement est vérifier pour tous les structure mais le risque augmente à mesure que le nombre d'étages augmente et plus nous allons d'un zone sismique à une zone sismique plus fort.

# **Conclusion générale**

## Conclusion général

---

### Conclusion générale :

En comparant les résultats obtenus, nous arrivons à ce qui suit :

1/- La période fondamentale de la structure n'est pas lié au type de zone sismique, mais plutôt lié à type de structure, y compris le nombre d'étages, c'est-à-dire qu'il existe une relation directe entre La période fondamentale de la structure et le nombre d'étages.

2/- Il existe une relation inverse entre la valeur l'effort tranchant à la base dynamique ( $V_{dyn}$ ) et nombre d'étages, ce qui signifie que plus le nombre d'étages est grand la valeur de  $V_{dyn}$  diminue.

-Dans toutes les structures on a un point d'intersection de l'effort tranchant à la base de dynamique et de statique entre l'étage 4à5.

-il existe des coefficients de transmission d'une zone sismique à une autre fixés à l'effort tranchant à la base, quel que soit le type de site ou le type d'ouvrage (voir Tableau III.1),

Représenté dans la relation suivante :  $V_{zone i} = K \times V_{zone j}$

Il existe un coefficient de transmission constant égale à **1,1**, qui permet de déduire la valeur de  $V_{RPA}$  Sans calculer, quel que soit le type d'ouvrage, l'emplacement ou la zone sismique.

Représenté dans la relation suivante :  $V_{SAP\_STAT} \approx 1.1 V_{RPA}$ .

Il existe un coefficient

3/La somme de mode effective est égale peu importe comment on change la zone sismique de la structure.il a relation directe avec le nombre d'étages.

4/ qu'il existe une relation directe entre le déplacement relatif augmente de nombre d'étages de structure.

Dans cette étude pour les structures, On conclut qu'il excite des intervalles de transition d'un zone sismique à autre zone, il résumé comme suit :

De zone 1 à zone 2a [1.4756 ; 1.5385]

De zone 1 à zone 2b [1.9643 ; 2.0319]

De zone 1 à zone 3 [2.4516 ; 2.5385]

## Conclusion général

---

5/ que la valeur  $V$  ( $V_{SAP}=E_X/E_{Xst}$ ) dépasse **0.3** pour d'évite le risque il faut modéliser les dimensions de poteau ou changer la Résistances caractéristiques à la compression à 28 jours pour conserver la même structure.

6/les valeurs de l'effet  $P-\Delta_{SAP}$  dans les différentes zones sismique sont presque identiques.

-Le risque augmente à qu'ajouter le nombre d'étages de structure.

7/ le risque augmente à mesure que le nombre d'étages augmente et plus nous allons d'un zone sismique à une zone sismique plus fort.

8/ maitrise l'outil informatique sous forme des logiciels c'est obligatoire pour faire une étude paramétrique comparative numérique

### RECOMMANDATIONS:

-Notre étude présente quelques limites qui rendent nécessaires des développements ultérieurs. Les propositions qui suivent constituent un ensemble de sujets de recherche qu'il semble intéressant d'explorer pour approfondir les connaissances actuelles sur le comportement non-linéaire des structures en béton armé sous action sismique.

-Répétez cette étude sur les structures métalliques et comparez-les avec l'étude sur le béton

- introduire l'effet du vent

## **Références**

### **Documents technique réglementaires**

1. les règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003 DTR-BC-2-48).
2. charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC-2-48).
3. les règlements de béton armé aux états limites (BAEL 91)

### **Outils informatique :**

- SAP 2000 V16 (modélisation en 3D de la structure)
- Microsoft Office Excel (calcul)
- Microsoft Office Word (Traitement du texte)

# Annexes

# Annexe 1

## 1.3.1 Définition du SAP 2000 :

Sap2000 est un programme d'analyse technique et de conception structurelle, Produit par Computers and Structures. Connut sous le nom de CSI. Le programme repose sur l'analyse de la théorie des éléments finis. Grâce au programme, il est possible d'analyser et de concevoir l'ensemble des types de structures d'ingénierie simples, y compris des phrases de géométrie spatiale simples et complexes, à partir de bâtiments d'étage, de tours et de réservoirs de toutes sortes. , et tout système structurel en général.

Et le mot SAP signifie Programme d'analyse structurelle, et la première version de ce programme, qui est la version la plus récente et la plus puissante d'une série de programmes d'analyse structurelle au monde, remonte à 1975. Puis sont venues les versions telles que SAP80, SAPIV, SOLDSAP et SAP90, et nous constatons que SAP90 a continué pendant plusieurs années avec des modifications continues à travers différentes versions, et avec la fin du XXe siècle une nouvelle génération de programmes d'analyse structurelle est apparue, qui est SAP2000. Avec plusieurs versions

## 1.3.2 Les étapes de la réalisation du logiciel SAP 2000 :

SAP2000 est l'un des premiers programmes d'analyse et de dimensionnement des efforts et des contraintes sur les installations, et ce programme utilisent la méthode des éléments finis. Et cela a été approuvé par les normes internationales dans la résolution des installations. Et nous devons suivre des étapes spécifiques pour résoudre toute origine, qui sont dans l'ordre:

- Définition des unités.
- Dessin.
- Définitions Définir.
- Exécutez l'analyse.
- Sort les résultats.
- Conception.

### **1.3.3 Types d'éléments finis pour représenter les éléments dans SAP 2000 :**

#### **1.3.3.1 Élément de cadre :**

Représentation des poutres, des poteaux et des pièces longues en général.

#### **1.3.3.2 Élément plat :**

Représentation de dalles, dômes, structures plates et croûtées, etc.

#### **1.3.3.3 Élément solide :**

Représentation de structures avec de grandes masses telles que de larges digues, des murs porteurs et dont certaines parties ont un déplacement  $dx$ ,  $dy$ ,  $dz$  sont sous l'influence de charges et ne se plient pas ou ne tournent pas  $R_x$ ,  $R_y$  et  $T_z$  en raison du couple agissant sur eux. Ensuite, ces éléments sont combinés pour représenter l'origine d'une manière appropriée et précise.

### **1.3.4 Les bases d'analyse structurelle :**

Il existe des concepts de base pour la préparation des données: analyse générée Sap2000 ou tout autre logiciel de construction.

#### **1.3.4.1 comment décrire la structure :**

- Nous dessinons un schéma de la structure.
- Les points d'identification des nœuds / joints sont placés: au début et à la fin de toute pièce (points d'ancrage) et aux emplacements des charges concentrées (secteurs – propriétés).
- Nœuds-Joints définis.
- Déterminez les coordonnées des points Nœuds / Joints des axes globaux X, Y, Z.
- Définir les parties des éléments en numérotant leurs parties et en les reliant à leurs points.
- Déterminez les propriétés techniques des pièces et les conditions des charges.
- Analyse de la structure.

## Annexe 2

La période fondamentale de toutes les structures :

	T(RPA) sec	T(SAP) sec
R+3	0,484	0,499
R+6	0,736	0,859
R+9	0,961	1,234

Les forces sismiques

Effort tranchant à la base de RPA(V) pour les sites suivant :

	ZONE	P (KN)	Site ferme		site meuble		site très meuble	
			A*D*Q/R	V (KN)	A*D*Q/R	V (KN)	A*D*Q/R	V (KN)
R+3	Z1	4444,930	0,047	210,675	0,055	244,466	0,069	305,941
	Z2a	4444,930	0,071	316,012	0,082	366,699	0,103	458,911
	Z2b	4444,930	0,095	421,349	0,110	488,932	0,138	611,882
	Z3	4444,930	0,118	526,686	0,137	611,165	0,172	764,852
R+6	Z1	7721,773	0,036	276,659	0,042	321,035	0,052	401,763
	Z2a	7721,773	0,054	414,989	0,062	481,552	0,078	602,645
	Z2b	7721,773	0,072	553,318	0,083	642,069	0,104	803,527
	Z3	7721,773	0,090	691,648	0,104	802,586	0,130	1004,409
R+9	Z1	10998,612	0,030	329,697	0,035	382,579	0,044	478,785
	Z2a	10998,612	0,045	494,545	0,052	573,869	0,065	718,177
	Z2b	10998,612	0,060	659,394	0,070	765,159	0,087	957,570
	Z3	10998,612	0,075	824,242	0,087	956,449	0,109	1196,962

Effort tranchant à la base de SAP et RPA pour les sites suivant :

**Les Effort tranchant à la base pour le Site ferme dans les déférentes zones sismique:**

	ZONE	Effort tranchant a la base en (KN)		
		SAP_dyn	SAP_stat	RPA
R+3	Z1	243,768	228,593	210,67
	Z2a	365,515	345,321	316,01
	Z2b	487,189	462,049	421,35
	Z3	609,283	573,913	526,69
R+6	Z1	288,337	304,13	276,66
	Z2a	438,462	456,196	414,99
	Z2b	582,207	608,261	553,32
	Z3	726,603	760,326	691,65
R+9	Z1	327,757	360,974	329,70
	Z2a	487,528	541,461	494,55
	Z2b	651,349	721,948	659,39
	Z3	810,006	902,434	824,24

**Les Effort tranchant à la base pour le Site meuble dans les déférentes zones sismique :**

	ZONE	Effort tranchant a la base en (KN)		
		SAP_dyn	SAP_stat	RPA
R+3	Z1	280,442	267,502	244,47
	Z2a	422,756	398,821	366,70
	Z2b	560,889	535,004	488,93

	Z3	703,198	666,323	611,17
R+6	Z1	335,947	354,819	321,03
	Z2a	500,77	523,78	481,55
	Z2b	671,555	701,189	642,07
	Z3	836,547	878,599	802,59
R+9	Z1	375,481	421,136	382,58
	Z2a	558,628	625,688	573,87
	Z2b	746,76	842,272	765,16
	Z3	934,108	1046,824	956,45

**Les Effort tranchant à la base pour le Site très meuble dans les différentes zones sismique :**

	ZONE	Effort tranchant a la base en (KN)		
		SAP_dyn	SAP_stat	RPA
R+3	Z1	280,442	335,593	305,94
	Z2a	422,756	500,958	458,91
	Z2b	560,889	671,187	611,88
	Z3	703,198	836,552	764,85
R+6	Z1	418,897	439,299	401,76
	Z2a	625,207	658,949	602,65
	Z2b	831,052	878,599	803,53
	Z3	1043,966	1098,249	1004,41
R+9	Z1	461,778	529,428	478,78
	Z2a	692,806	782,11	718,18
	Z2b	923,555	1046,824	957,57
	Z3	1154,583	1311,538	1196,96

**Le tableau suivant présenté du nombre de modes à considérer :**

ZONE	Nbs, mode	période S	somme UX	somme UY
R+3	5	0,166211	0,965	0,965
R+6	5	0,284782	0,93831	0,93831
R+9	5	0,408175	0,92618	0,92618

**Cette tableau présenté les valeurs de Calcul de déplacements horizontal de structure(R+3)  
dans les zones sismique:**

Niv	$\delta_k = \delta_{ek.R} \text{ (m)}$			
	Z1	Z2a	Z2b	Z3
4	0,0225	0,0340	0,045	0,0565
3	0,0195	0,0290	0,039	0,0485
2	0,014	0,0210	0,0275	0,0345
1	0,0065	0,0100	0,013	0,0165
Base	0	0	0	0

**Cette tableau présenté les valeurs de Calcul des déplacements horizontal de structure(R+6)  
dans les zones sismique:**

Niv	$\delta_k = \delta_{ek.R} \text{ (m)}$			
	Z1	Z2a	Z2b	Z3
7	0,047	0,0715	0,0955	0,119
6	0,0445	0,0675	0,09	0,112
5	0,04	0,0605	0,0805	0,1005
4	0,0335	0,0510	0,068	0,085
3	0,026	0,0395	0,0525	0,0655
2	0,0175	0,0265	0,035	0,0435
1	0,008	0,012	0,016	0,02
Base	0	0	0	0

Cette tableau présenté les valeurs de Calcul des déplacements horizontal de structure(R+9) dans les zones sismique:

Niv	$\delta_k = \delta_{ek.R} \text{ (m)}$			
	Z1	Z2a	Z2b	Z3
10	0,0785	0,1170	0,1565	0,1945
9	0,076	0,1130	0,1505	0,1875
8	0,0715	0,1060	0,142	0,1765
7	0,0655	0,0975	0,13	0,1615
6	0,0585	0,0865	0,116	0,144
5	0,05	0,0745	0,0995	0,1235
4	0,041	0,0605	0,081	0,101
3	0,031	0,046	0,061	0,076
2	0,02	0,03	0,04	0,0495
1	0,009	0,0135	0,018	0,0225
Base	0	0	0	0

Calcul du déplacement relatif :

Structure(R+3)

Niv	$\Delta k \text{ (m)}$			
	Z1	Z2a	Z2b	Z3
4	0,003	0,005	0,006	0,008
3	0,0055	0,008	0,0115	0,014
2	0,0075	0,011	0,0145	0,018
1	0,0065	0,01	0,013	0,0165

**Structure(R+6)**

Niv	$\Delta k$ (m)			
	Z1	Z2a	Z2b	Z3
7	0,0025	0,0040	0,0055	0,007
6	0,0045	0,007	0,0095	0,0115
5	0,0065	0,0095	0,0125	0,0155
4	0,0075	0,0115	0,0155	0,0195
3	0,0085	0,013	0,0175	0,022
2	0,0095	0,0145	0,019	0,0235
1	0,008	0,012	0,016	0,02

**Structure(R+9)**

Niv	$\Delta k$ (m)			
	Z1	Z2a	Z2b	Z3
10	0,0025	0,0040	0,006	0,007
9	0,0045	0,0070	0,0085	0,011
8	0,006	0,0085	0,012	0,015
7	0,007	0,0110	0,014	0,0175
6	0,0085	0,012	0,0165	0,0205
5	0,009	0,014	0,0185	0,0225
4	0,01	0,0145	0,02	0,025
3	0,011	0,016	0,021	0,0265
2	0,011	0,0165	0,022	0,027
1	0,009	0,0135	0,018	0,0225

**Effort normale pour les structures :**

	P(KN)
R+3	428,377
R+6	741,167
R+9	1022,365

**Sollicitations normales d'un chaque Structure:**

**Structure (R+3) :**

Niv	$\Theta$			
	Z1	Z2a	Z2b	Z3
4	0,0138	0,0154	0,0138	0,0148
3	0,0276	0,0268	0,0289	0,0281
2	0,0424	0,0415	0,0410	0,0407
1	0,0432	0,0444	0,0433	0,0439

**Structure (R+6) :**

Niv	$\Theta$			
	Z1	Z2a	Z2b	Z3
7	0,0148	0,0156	0,0161	0,0165
6	0,0284	0,0291	0,0297	0,0288
5	0,0446	0,0428	0,0425	0,0422
4	0,0560	0,0564	0,0573	0,0577
3	0,0688	0,0691	0,0701	0,0706
2	0,0838	0,0841	0,0830	0,0822
1	0,0781	0,0771	0,0774	0,0775

**Structure (R+9) :**

Niv	Θ			
	Z1	Z2a	Z2b	Z3
10	0,0167	0,0179	0,0201	0,0188
9	0,0315	0,0329	0,0299	0,0311
8	0,0455	0,0433	0,0458	0,0459
7	0,0575	0,0607	0,0579	0,0581
6	0,0753	0,0715	0,0736	0,0735
5	0,0854	0,0894	0,0884	0,0865
4	0,1009	0,0985	0,1016	0,1022
3	0,1177	0,1152	0,1131	0,1148
2	0,1250	0,1261	0,1258	0,1242
1	0,1101	0,1111	0,1108	0,1114

Stabilité au renversement pour toutes les structures :  $\frac{Ms}{Mr}$

ZONE	R+3	R+6	R+9
1	12,95	11,49	10,29
2a	8,64	7,56	6,92
2b	6,48	5,69	5,18
3	5,18	4,56	4,16

## Résumé

D'après les expertises effectuées in site, après des tremblements de terre, il est constaté que les conséquences d'endommagement de constructions sont liées à plusieurs facteurs qui peuvent être considérés comme des causes de dégâts. L'objectif de ce travail a été résumé dans une étude numérique comparative d'une structure typique constituée d'un portique en béton armé. Les étapes de l'étude sont réalisées en examinant des conditions spécifiques, mentionnées dans le règlement RPA99\_v2003, et on utilise le logiciel SAP2000\_V16, pour différentes zones sismiques, et déduire des coefficients de transmission.

**Les mots clés** : Système portique, logiciel SAP2000, coefficient de transmission, RPA.

## المخلص:

وفقاً للخبرات التي أجريت في الموقع ، بعد الزلازل ، فقد لوحظ أن عواقب الأضرار التي لحقت بالمباني مرتبطة بعدة عوامل يمكن اعتبارها أسباباً للضرر. وقد تم تلخيص الهدف من هذا العمل في دراسة رقمية مقارنة لهيكل نموذجي يتكون من جسر خرسانية مسلحة يتم تنفيذ مراحل الدراسة من خلال فحص ظروف محددة ، مذكورة في اللائحة RPA99\_v2003 ، وباستخدام برنامج SAP2000\_V16 في مناطق زلزالية مختلفة واستنتاج مجموعة من المعاملات للانتقال.

**الكلمات المفتاحية:** نظام عمود رافدة برنامج ساب2000 معامل الانتقال قانون الزلازل الجزائري.

## Abstract

According to the surveys carried out in situ, after earthquakes, it has been observed that the reasons of damage to buildings are linked to several factors which can be considered as causes of damage. The objective of this work has been summarized. In a comparative numerical study of a typical structure made up of reinforced concrete gantries .The stages of the study are carried out by examining specific conditions, mentioned in the regulation RPA99\_v2003, and using a program SAP2000\_V16 ,in different seismic zones and deducing a set of coefficients.

**Keywords:** system Column Beam, logiciel SAP2000, transmission coefficient, Algerian earthquake law