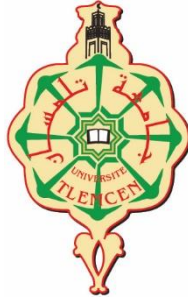


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université Abou Bekr BELKAID – Tlemcen



Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil  
Option : STRUCTURES

**Mémoire d'obtention du Diplôme de MASTER en Génie civil**  
Présenté par

**Soufi Merzoug Hemza**

**Boudaoud Ahmed**

**Thème**

**Etude d'un bâtiment (R+8) en béton armé: Etude comparative (Avant-projet RPA2016/RPA99/2003)**

Présenté le 07/07/2021  
Devant le jury composé de

Pr ZENDAGUI. D

Président

Pr MATALLAH. M

Examineur

Dr DJAFOUR. N

Encadreur

Dr BENMANSOUR. N

Encadreur

**Année universitaire : 2020 /2021**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *Remerciements*

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné la santé, le courage, la volonté et la patience pour mener à bien ce travail.

Nous voudrions remercier chaleureusement nos encadreur Mme DJAFOUR.N et Mme BENMANSOUR.N de nous avoir pris en charge, et pour leurs disponibilités, leurs aides et leurs précieux conseils.

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Enfin, à tous ceux ou celles qui nous ont apportés leurs soutiens de loin ou de près trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.



## **Dédicace**

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ Mes très chers parents pour leurs précieux soutiens, pour leurs patiences, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie ;

« Que dieu me les gardes et les protège »

- ❖ Toute ma famille pour leurs soutiens tout au long de mon parcours universitaire ;
- ❖ Mon binôme Boudaoud Ahmed et sa famille ;

« Merci pour tous les efforts que tu as fait pour moi, merci pour les bons moments qu'on a partagés ensemble ».

- ❖ Tous mes amis.
- ❖ Tous les étudiants de la promotion structures 2020 /2021 ;
- ❖ En dernier, tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet de d'étude.

**Soufi Merzoug Hemza**

## Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ Mes très chers parents pour leurs précieux soutiens, pour leurs patiences, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie ;

« Que dieu me les gardes et les protège »

- ❖ Toute ma famille pour leurs soutiens tout au long de mon parcours universitaire ;

- ❖ Mon binôme Soufi Merzoug Hemza et sa famille ;

« Merci pour tous les efforts que tu as fait pour moi, merci pour les bons moments qu'on a partagés ensemble ».

- ❖ Tous mes amis.
- ❖ Tous les étudiants de la promotion structures 2020 /2021 ;
- ❖ En dernier, tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet de d'étude.

**Boudaoud Ahmed**

## *Résumé*

Les tremblements de terre sont un phénomène naturel auquel l'Algérie est confrontée. Avec le développement de la technologie et le premier enregistrement des ondes sismiques, des règles sismiques ont émergé et n'ont pas cessé de se développer depuis. Les derniers développements des règles sismiques marquent le passage des règles parasismiques algériennes RPA 99/2003 aux règles parasismiques algériennes AP-RPA 2016. Afin de mieux estimer l'impact de ce changement, ce mémoire se concentrera sur un bâtiment construit selon les règles parasismiques algériennes RPA99/2003, qui a été repensé conformément aux règles parasismiques algériennes AP-RPA 2016. L'objectif de ce travail est de mettre en évidence les principales évolutions apportées et d'établir une comparaison entre les deux réglementations en ce qui concerne le spectre de calcul, la réponse dynamique, et les justifications de sécurité qui ont été révisées.

**Mots clés:** RPA99/2003 -AP-RPA 2016- Comparaison-Etude dynamique -Spectre de réponse.





## *Abstract*

Earthquakes are a natural phenomenon that Algeria faces. With the development of technology and the first recording of seismic waves, seismic rules emerged and have not stopped developing since. The latest developments in seismic rules mark the transition from Algerian earthquake rules RPA 99/2003 to Algerian earthquake rules AP-RPA 2016. In order to better estimate the impact of this change, this thesis will focus on a building constructed according to Algerian earthquake rules RPA99 / 2003, which has been redesigned in accordance with the Algerian parasismic rules AP-RPA 2016. The objective of this work is to highlight the main changes made and to establish a comparison between the two regulations with regard to the spectrum of calculation, dynamic response, and safety justifications that have been revised.

**Keywords :** RPA99 / 2003-AP-RPA 2016- Comparaison- Dynamic study- Spectrum of response.



## ملخص

الزلازل ظاهرة طبيعية تواجهها الجزائر. مع تطور التكنولوجيا وأول تسجيل للموجات الزلزالية، ظهرت القواعد الزلزالية ولم تتوقف عن التطور منذ ذلك الحين. تشير آخر التطورات في قواعد الزلازل إلى الانتقال من قواعد التطفل الجزائرية 2003 إلى قواعد التطفل الجزائرية 2016. من أجل تقدير تأثير هذا التغيير بشكل أفضل ستركز هذه المقالة على مبنى تم تشييده وفقاً لقواعد التطفل الجزائرية 2003 التي أعيد تصميمها وفقاً للقواعد الجزائرية للطفليات 2016 الهدف من هذا العمل هو تسليط الضوء على التغييرات الرئيسية التي تم إجراؤها في هذه الوثيقة وإنشاء مقارنة بين اللائحتين فيما يتعلق بطيف الحساب، الاستجابة الديناميكية، ومبررات السلامة التي تم مراجعتها.

**الكلمات المفتاحية:** نظام مقاومة الزلازل 2003- نظام مقاومة الزلازل 2016 - طيف الاستجابة- الدراسات الديناميكية



# *Table des Matières*

<b>RESUME.....</b>	<b>V</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>VII</b>
<b>ملخص.....</b>	<b>IX</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX.....</b>	<b>XVII</b>
<b>LISTE DES FIGURES .....</b>	<b>XX</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 .....</b>	<b>3</b>
<b>CODE PARASISMIQUE ALGERIEN 99/ 2003.....</b>	<b>3</b>
<b>1.1 Introduction .....</b>	<b>3</b>
<b>1.2 Historique.....</b>	<b>3</b>
<b>1.3 Objectifs .....</b>	<b>4</b>
<b>1.4 Conception parasismique .....</b>	<b>4</b>
1.4.1 Choix de site .....	4
1.4.2 Symétrie et régularité de la forme des bâtiments.....	5
1.4.3 Ductilité .....	6
1.4.4 Joints.....	6
1.4.5 Systèmes structuraux (contreventements) .....	6
1.4.6 Diaphragme .....	7
<b>1.5 Classifications .....</b>	<b>8</b>
1.5.1 Classification des groupes .....	8
1.5.2 Classification des sites .....	8
1.5.3 Classification des zones sismique .....	9
1.5.4 Facteur de comportement :.....	10

<b>1.6</b>	<b>Règles de calcul .....</b>	<b>13</b>
1.6.1	La méthode statique équivalente .....	13
1.6.2	La méthode modale spectrale .....	19
<b>1.7</b>	<b>Combinaison des réponses modales .....</b>	<b>21</b>
<b>1.8</b>	<b>Résultante des forces sismiques .....</b>	<b>21</b>
<b>1.9</b>	<b>Effets de la torsion accidentelle .....</b>	<b>22</b>
<b>1.10</b>	<b>Prescriptions communes aux méthodes « statique » et « dynamique » .....</b>	<b>22</b>
<b>1.11</b>	<b>Combinaisons D'actions .....</b>	<b>23</b>
<b>1.12</b>	<b>Justification de la sécurité .....</b>	<b>23</b>
1.12.1	Justification de la résistance .....	23
1.12.2	Justification de la ductilité .....	24
1.12.3	Justification de l'équilibre d'ensemble .....	24
1.12.4	Justification de la résistance des planchers .....	24
1.12.5	Justification de la stabilité des fondations .....	24
1.12.6	Justification de la largeur des joints sismiques .....	24
1.12.7	Justification de l'effet P- $\Delta$ : .....	25
1.12.8	Justification vis à vis des déformations .....	26
<b>1.13</b>	<b>Conception et vérifications .....</b>	<b>26</b>
1.13.1	Coefficients de comportement .....	26
1.13.2	Vérification de sécurité des éléments principaux .....	26
<b>1.14</b>	<b>Disposition constructives .....</b>	<b>27</b>
1.14.1	Les poutres .....	27
1.14.2	Les poteaux .....	29
<b>1.15</b>	<b>Conclusion .....</b>	<b>31</b>
 <b>CHAPITRE 2 .....</b>		 <b>33</b>
 <b>LES NOUVELLES MESURES CONTENUES DANS LE AP-PRA 2016 .....</b>		 <b>33</b>
<b>2.1</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>33</b>
<b>2.2</b>	<b>Instruction importante .....</b>	<b>33</b>
<b>2.3</b>	<b>Modification et éclaircissement apportée .....</b>	<b>34</b>

2.3.1	Conception parasismique .....	34
2.3.2	Critère de classification .....	35
2.3.3	Règle de calcul .....	43
<b>2.4</b>	<b>Comparaison des spectres élastiques (RPA 99/2003 et AP-RPA 2016 .....</b>	<b>50</b>
<b>2.5</b>	<b>Combinaison des réponses modales.....</b>	<b>54</b>
<b>2.6</b>	<b>COMBINAISONS D’ACTIONS .....</b>	<b>55</b>
<b>2.7</b>	<b>Justification de la sécurité : .....</b>	<b>56</b>
<b>2.8</b>	<b>Conclusion .....</b>	<b>57</b>
<b>CHAPITRE 3</b>	<b>.....</b>	<b>59</b>
<b>PRESENTATION DE L’OUVRAGE</b>	<b>.....</b>	<b>59</b>
<b>3.1</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>59</b>
<b>3.2</b>	<b>Présentation générale de l’ouvrage .....</b>	<b>59</b>
<b>3.3</b>	<b>Caractéristique géométrique de la structure .....</b>	<b>60</b>
<b>3.4</b>	<b>Ossature et système constructif adopté .....</b>	<b>60</b>
3.4.1	Ossature.....	60
3.4.2	Planchers .....	61
3.4.3	Maçonnerie.....	61
3.4.4	Revêtement .....	62
3.4.5	Isolation .....	62
3.4.6	Escalier .....	62
3.4.7	Acrotère .....	62
<b>3.5</b>	<b>Caractéristique géotechnique du sol .....</b>	<b>62</b>
<b>3.6</b>	<b>Caractéristique des matériaux .....</b>	<b>63</b>
3.6.1	Le béton .....	63
<b>3.7</b>	<b>L’acier .....</b>	<b>67</b>
3.7.1	Module d'élasticité longitudinale de l'acier.....	68
3.7.2	Contraintes limites.....	68
<b>3.8</b>	<b>Les caractéristiques du béton et de l’acier utilisés .....</b>	<b>69</b>

3.9	Sollicitation de calcul .....	70
<b>CHAPITRE 4 .....</b>		<b>71</b>
<b>PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES .....</b>		<b>71</b>
4.1	Introduction .....	71
4.2	Pré dimensionnement des éléments non structuraux .....	71
4.2.1	Plancher .....	71
4.2.2	Poutrelle .....	72
4.2.3	L'acrotère:.....	74
4.3	Pré dimensionnement des éléments structuraux .....	74
4.3.1	Les poutres .....	74
4.3.2	Les poteaux.....	76
4.4	Les voiles .....	80
4.5	Evaluation des charges et surcharges .....	82
4.5.1	Plancher terrasse inaccessible : .....	82
4.5.2	Plancher étage courant et RDC.....	83
4.5.3	Balcon .....	84
4.5.4	Murs.....	85
4.6	Conclusion .....	88
<b>CHAPITRE 5 .....</b>		<b>89</b>
<b>ETUDE DYNAMIQUE COMPARATIVE.....</b>		<b>89</b>
5.1	Introduction .....	89
5.2	Objectif de l'étude dynamique .....	89
5.3	Analyse modal de la structure .....	89
5.3.1	Vérification de l'analyse modale .....	90
5.4	Analyse dynamique du bâtiment par le RPA99/2003 et l'AP-RPA2016 .....	90
5.4.1	Estimation des masses sismiques .....	90
5.4.2	La masse selon AP- RPA 2016 .....	91
5.5	Analyse modale du bâtiment.....	91



<b>5.6</b>	<b>Estimation empirique de la période fondamentale.....</b>	<b>92</b>
5.6.1	Selon les RPA 99/2003 .....	92
5.6.2	Selon le AP-RPA 2016 .....	93
<b>5.7</b>	<b>Vérification d'analyse modale .....</b>	<b>93</b>
<b>5.8</b>	<b>Méthodes de calcul sismique.....</b>	<b>96</b>
5.8.1	La force sismique selon le RPA 99/2003 : .....	96
5.8.2	La force sismique selon AP-RPA 2016 : .....	107
<b>5.9</b>	<b>Comparaison des forces sismiques : .....</b>	<b>115</b>
<b>5.10</b>	<b>Comparaison de la réponse du poteau plus sollicité : .....</b>	<b>115</b>
<b>5.11</b>	<b>Justification de la sécurité .....</b>	<b>121</b>
5.11.1	Justification vis à vis à des déplacements .....	121
5.11.2	Justification de joint sismique.....	124
5.11.3	Justification de la stabilité au renversement .....	125
<b>5.12</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>127</b>
	<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>129</b>



# *Liste des Tableaux*

Tableau 1-1: Classification des sites.....	9
Tableau 1-2: Coefficient d'accélération .....	10
Tableau 1-3: Structure en béton armé: valeurs du coefficient de comportement R .....	11
Tableau 1-4: Structure en acier: Valeurs du coefficient de comportement: .....	12
Tableau 1-5: Structure en maçonnerie et autre système: Valeurs du coefficient de comportement: .....	13
Tableau 1-6: Conditions d'application de la méthode statique équivalente .....	14
Tableau 1-7: Valeurs du coefficient de pondération $\beta$ . .....	15
Tableau 1-8: valeurs du coefficient CT.....	16
Tableau 1-9: Valeur de pénalité à retenir .....	19
Tableau 1-10: Valeurs de $T_1$ et $T_2$ .....	21
Tableau 1-11: Coffrage de poutre.....	27
Tableau 1-12: Ferrailage longitudinal de la poutre.....	28
Tableau 1-13: Ferrailage transversal de la poutre .....	28
Le Tableau 1-14 montre les conditions minimales concernent le coffrage des poteaux .....	29
Tableau 1-15: Coffrage des poteaux .....	29
Tableau 1-16: Ferrailage longitudinal du Poteau .....	30
Tableau 1-17: Ferrailage transversal du Poteau .....	30
Tableau 2-1: Clarifications sur les changements survenus .....	34
Tableau 2-2: Classification du site.....	36
Tableau 2-3: Clarification de changement apporté .....	37
Tableau 2-4: Coefficient d'accélération de zones A.....	37
Tableau 2-5: Les valeurs des coefficients d'accélération de zones A .....	38
Tableau 2-6: Les valeurs des coefficient de groupe d'importance .....	38
<b>Tableau 2-7: Structure en béton armé : valeurs du coefficient de comportement R .....</b>	<b>39</b>
Tableau 2-8: Structure en acier: valeurs du coefficient de comportement R .....	40
Tableau 2-9: Profilés a froid: valeurs du coefficient de comportement R.....	40
Tableau 2-10: Structure en maçonnerie, bois et autres systèmes: Valeurs du coefficient de comportement R.....	41

Tableau 2-11: Conditions d'application de la méthode statique équivalente .....	44
Tableau 2-12: Effort tranchant a la base .....	45
Tableau 2-13: Perodes et coefficient de site.....	45
Tableau 2-14: Les valeurs de pq selon RPA2003 /RPA2016.....	48
Tableau 2-15: Facteur de qualité selon RPA2003/RPA2016 .....	48
Tableau 2-16: Spectre de réponse selon RPA 2003/RPA2016 .....	49
Tableau 2-17: Spectre réduit.....	50
Tableau 2-18: Combinaisons d'actions .....	56
Tableau 2-19: Valeur de joint sismique.....	57
Tableau 3-1:Caractéristiques géométriques .....	60
Tableau 3-2:Caractéristique du béton. ....	69
Tableau 3-3:Caractéristique de l'acier. ....	70
Tableau 4-1:Récapitulation du pré dimensionnement des poteaux et poutres.....	80
Tableau 4-2: Dimensions des voiles de contreventements. ....	82
Tableau 4-3 : charges et surcharge de terrasse inaccessible .....	83
Tableau 4-4: charges et surcharge d'étage courant,RDC.....	84
Tableau 4-5: charges et surcharges du balcon.....	85
Tableau 4-6: Charge permanente des murs extérieurs. ....	86
Tableau 4-7: Charge permanente des murs intérieurs (type1). ....	87
Tableau 4-8: Charge permanente des murs intérieurs (type 2).....	88
Tableau 5-1:Comparaison des conditions d'analyse modale.....	90
Tableau 5-2: Les masses sismiques selon RPA 2003 et le RPA 2016.....	91
Tableau 5-3: Participation massique modale selon le RPA 2003 .....	95
Tableau 5-5: Choix de période. ....	98
Tableau 5-6 : Critère de qualité .....	100
Tableau 5-7: Répartition des efforts sismiques sur chaque niveau de la structure avec R=5 .....	102
Tableau 5-8: Effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente avec R=5.....	102
Tableau 5-9: les parameters sismique de RPA 2003 .....	103
Tableau 5-10:Effort tranchant à la base par la méthode spectrale avec R=4.....	105

Tableau 5-11: La distribution de l'effort tranchant RPA 2003 avec R=4.....	106
Tableau 5-14: Effort tranchant à la base par les méthodes spectrale et statique.....	106
Tableau 5-15: nouvelle distribution de l'effort tranchant.....	107
Tableau 5-16: Critère de qualité .....	109
Tableau 5-17: Les paramètres sismique de RPA .....	109
Tableau 5-18: effort tranchant à la base selon RPA 2016 avec R = 5.5 .....	110
Tableau 5-19: la distribution de l'effort tranchant selon RPA2016 .....	111
Tableau 5-20: Répartition des efforts sismiques sur chaque niveau de la structure .....	112
<b>Tableau 5-21: La distribution de l'effort tranchant selon RPA2016 avec R= 4.....</b>	<b>114</b>
Tableau 5-23: Comparaison de l'effort tranchant à la base. ....	115
Tableau 5-24: Effort tranchant maximal.....	115
Tableau 5-25: Moment maximal.....	116
Tableau 5-26: Effort tranchant maximal.....	117
Tableau 5-27: Moment maximal.....	118
Tableau 5-28: Effort tranchant maximal.....	119
Tableau 5-30: Vérification de la déformation selon RPA 2003.....	122
Tableau 5-31: Vérification de la déformation selon RPA 2016.....	123

# Liste des Figures

Figure 1-1 liquéfaction du sol et ses conséquences.....	5
Figure 1-2: la forme favorable et défavorable de la construction .....	5
Figure 1-3 : ductilité des structures en béton armée .....	6
Figure 1-4 : joint sismique pour éviter l'entrechoquement.....	6
Figure 1-5 : Type de contreventement .....	7
Figure 1-6: Transmission des charges sismiques horizontales par les diaphragmes sur les voiles.....	8
Figure 1-7: Facteur d'amplification dynamique .....	18
Figure 1-8: Largeur minimum du joint sismique .....	25
Figure 1-9: Présentation de l'effet P- $\Delta$ sur la structure .....	25
Figure 2-1:Facteur d'amplification dynamique SD pour les différents sites et pour $\xi = 5\%$ .....	46
Figure 2-2: spectres élastiques d'un site rocheux selon RPA 2003 et RPA 2016 .....	51
Figure 2-3: spectres élastiques d'un site ferme selon RPA 2003 et RPA 2016 .....	51
Figure 2-4: spectres élastiques d'un site meuble selon RPA 2003 et RPA 2016 .....	52
Figure 2-5 : spectres élastiques d'un site très meuble selon RPA 2003 et RPA 2016 .....	53
Figure 2-6 Forme des spectres élastique générale selon RPA 2003 .....	53
Figure 2-7: Forme des spectres élastique générale selon RPA 2016 .....	54
Figure 3-1: Contreventement mixte portique /voile .....	61
Figure 3-2:Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	64
Figure 3-3: Evolution de la résistance du béton à la traction $f_{tj}$ en fonction de celle à la compression $f_{cj}$ .....	64
Figure 3-4:Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton	Error! Bookmark not defined
Figure 3-5:Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	66
Figure 3-6:Diagramme contraintes-déformations de l'acier.....	69
Figure 4-1: Coupe transversal d'un plancher a corps creux.....	72
Figure 4-2: Coupe transversal des poutrelles .....	72
Figure 4-3: Dimensions d'une poutrelle.....	73

Figure 4-4: Dimension d'une poutrelle .....	73
Figure 4-5: Dimension de l'acrotère .....	74
Figure 4-6 : Dimensionnement des poutres .....	76
Figure 4-7: Section supporté par le poteau le plus sollicité.....	77
Figure 4-8: Coupe de voile en élévation .....	81
Figure 4-9:Terrasse inaccessible .....	83
Figure 4-10:Plancher étage courant et RDC.....	84
Figure 4-11: Balcon (dalle pleine). .....	85
Figure 4-12: Coupe transversale du mur extérieur.....	85
Figure 4-13: Coupe transversale des murs intérieurs (type 1).....	86
Figure 4-14: Coupe transversale des murs intérieurs (type 2).....	87
Figure 5-1: Modélisation de la structure.....	92
Figure 5-2: Disposition des voiles.....	94
Figure 5-3: spectre de calcule de RPA 2003 avec R= 5.....	103
Figure 5-4: Spectres de calcule de RPA2003 avec (R=5 et R=4).....	104
Figure 5-5: spectre de calcule de RPA 2016 avec R = 5,5.....	110
Figure 5-6: spectre de calcule de RPA 2016 ( R=5.5 et R=4) .....	113
Figure 5-7: Effort tranchant maximal.....	116
Figure 5-8: Moment maximal.....	117
Figure 5-9: Effort tranchant maximal.....	118
Figure 5-10: Moment maximal.....	119
Figure 5-11: Effort tranchant maximal.....	120

## **Introduction générale**

Du point de vue de l'observation, la sismologie est une science ancienne, parfois décrite comme phénomène surnaturel. De nombreuses explications ont été données au sujet de la cause du tremblement de terre, et au fil du temps les Chinois ont inventé le premier sismographe qui a permis de déterminer la direction du séisme.

Après plusieurs années d'identifications de tremblements de terre et d'analyses de l'effet du séisme sur les structures et le retour d'expériences, les premières règles anti sismique ont été appliquées à l'échelle de la planète.

Les codes parasismiques sont périodiquement révisés et mis à jour en fonction de l'amélioration de la représentation des mouvements du sol, et de leurs effets sur les structures.

La première version du code parasismique algérien est le RPA-81 qui a été révisé une première fois en 1983. La troisième version est le RPA88 qui a été suivie par la version RPA99 après le séisme d'Ain T'émouchent.

Malheureusement, le séisme destructeur de Boumerdes a eu lieu le 21 mai 2003, 4 ans après l'application de RPA 99. Ces tremblements de terre ont entraîné plus de 2000 décès enregistrés et 11000 graves blessures, plus de 100000 bâtiments ont été gravement endommagés et quelque 13300 autres se sont totalement effondrés.

Tous ces résultats ont conduit à une révision partielle du RPA99 qui est devenu le RPA99 version 2003. Il est désormais reconnu et approuvé par l'état et opérationnel pour tous le secteur du bâtiment.

Les normes parasismiques algériennes continuent d'évoluer au cours du temps, et une nouvelle version est en cours. L'objectif de cette étude est de mesurer l'impact des changements observés dans, ce que nous avons appelé, l'avant-projet des règles parasismiques algériennes 2016 (AP-RPA2016) en vérifiant dans un premier temps la faisabilité de l'ouvrage, en mettant ensuite en avant les changements structuraux profonds (structure de contreventement, stabilité de l'ouvrage...) et enfin en faisant un parallèle entre les résultats obtenus. Cette étude permettra d'avoir une vision concrète



avec un cas étudié suivant les anciennes et nouvelles normes en évaluant les différents changements.

Afin d'atteindre notre objectif qui est celui d'établir une étude comparative de la conception et du dimensionnement parasismique d'un bâtiment R+8 selon le RPA99/2003 et l'AP-RPA2016, nous avons organisé notre mémoire en cinq chapitres, en plus d'une introduction et d'une conclusion.

Le premier chapitre consiste à la présentation générale du code parasismique algérien 99/ 2003.

-Le deuxième chapitre est consacré aux nouvelles mesures contenues dans le AP-RPA 2016 et la comparaison entre les deux versions.

-Le troisième chapitre est destiné à la présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux

- Le quatrième chapitre donne le pré dimensionnement de la structure et la descente des charges.

-Le cinquième chapitre est consacré à l'étude dynamique comparative avec les deux versions.

## **Chapitre 1**

# **Code parasismique algérien99/ 2003**

### **1.1 Introduction**

Bien que les séismes soient des évènements de courte durée, les dégâts qu'ils causent peuvent être dramatiques en raison de l'énergie qui est libérée.

Les préoccupations de notre milieu professionnel concernant les effets des séismes sur les constructions ont accéléré la mise au point des techniques de calcul. Maîtrisant ces techniques depuis leur apparition permettre à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. (1)

Les règlements parasismiques définissent la méthode de l'évaluation de l'action sismique sur les bâtiments à prendre en compte dans le calcul des structures et décrivent les critères de conception et disposition technique à adopter pour permettre à ces bâtiments de résister aux secousses sismiques.

### **1.2 Historique**

La réglementation parasismique est le document technique "DTR BC 2-48" dit "REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99 «. La première version a été le RPA81 qui fut suivie par le RPA81 version de 1983 après le séisme de Chlef du 10 Octobre 1980.La troisième version RPA88 a été suivie par la version RPA99. Les règles RPA99 tiennent compte des errements des séismes tels que le tremblement de terre d'Oued Djer (Algérie) en octobre 1988 et celui d'Ain Témouchent en décembre

1999 (22.12.1999). Ainsi elle introduit 4 sites de sol au lieu des 2 sites (sol meuble et sol ferme) du RPA88. Enfin le RPA99 version 2003, est en vigueur après le séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003. (2)

Ce code a été approuvé par la commission technique permanente (CTP) lors de sa réunion du 4 décembre 1999.

### **1.3 Objectifs**

Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions dans les zones sismiques, lesquelles visent à, assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions, en évitent l'effondrement des éléments structuraux, et limiter les dommages des éléments secondaires, ainsi d'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie pour permettre à la structure de se déformer de façon inélastique.

### **1.4 Conception parasismique**

#### **1.4.1 Choix de site**

Pour réaliser une construction neuve ou une extension la première étape à faire est d'étudier le sol, cette étude a pour but de tenir compte des risques que pourraient causer le terrain mais également de concevoir et de dimensionner en conséquence la fondation. (3)

L'ingénieur doit suivre les instructions fournies par la réglementation auquel il évite les failles reconnue active, les sols liquéfiables ainsi que les terrains à topographie accidenté et ses effets, d'autre part, il est de préférence d'implantation des fondations sur des sols rocheux et les sols fermes (calcaire, granit, schiste, grès) qui sont bien solides.

La Figure 1-1 illustre un renversement de la structure provoqué par liquéfaction du sol



Figure 1-1 : Liquéfaction du sol et ses conséquences

### 1.4.2 Symétrie et régularité de la forme des bâtiments

En observant les dégâts occasionnés sur les bâtiments lors d'un tremblement de terre, on se rend compte que ceux qui ont une forme géométrique simple et une distribution aussi régulière que possibles des masse et des rigidités tant en plan qu'en élévation sont plus résistants. Il faut donc respecter ce principe pour construire des bâtiments capables de résister aux séismes. Toute discontinuité, tant sur le plan horizontal que sur le plan vertical, engendre une concentration des contraintes et des déformations. La Figure 1-2 montre la régularité des formes de la structure.

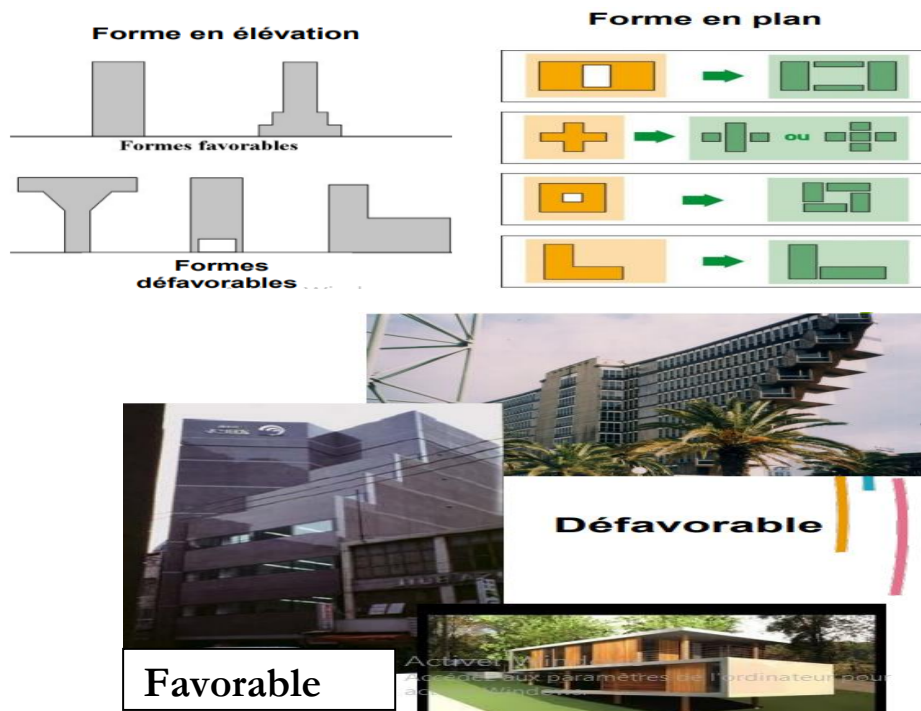


Figure 1-2: Forme favorable et défavorable de la construction

### 1.4.3 Ductilité

Le bâtiment et ces éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées.

La Figure 1-3 montre comment une structure peut se déformer lorsqu'elle contient une bonne ductilité.

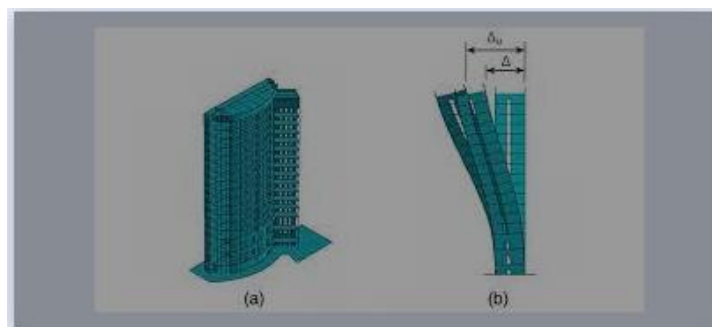


Figure 1-3: Ductilité des structures en béton armé

### 1.4.4 Joints

Un joint parasismique est un espace vide, séparant les bâtiments, il a pour but d'éviter l'entrechoquement.

En zone sismique, tout joint de dilatation doit être remplacé par un joint parasismique en raison de ces impératifs de non-entrechoquement.

La Figure 1-4 illustre comment un joint sismique protège l'entrechoquement entre 2 bâtiments.

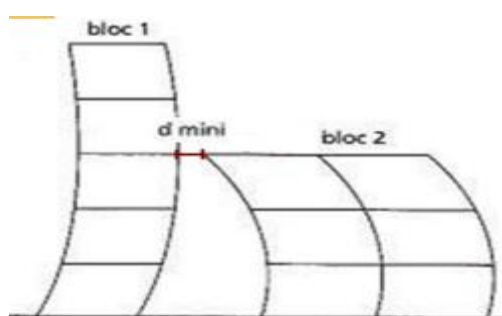


Figure 1-4 : Joint sismique pour éviter l'entrechoquement

### 1.4.5 Systèmes structuraux (contreventements)

Les contreventements assurent une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses. Ils doivent être dimensionnés dès la naissance du projet. La

distribution des éléments structuraux et des ouvertures doit être pensée vis-à-vis de la descente de charge. Les ouvrages doivent en générale comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales, ces contreventements doivent être disposés de façons á :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion

La Figure 1-5 montre un système de contreventement en X.



**Figure 1-5: Type de contreventement**

#### **1.4.6 Diaphragme**

On appelle diaphragme tout plan horizontal (plancher) ou incliné (versant d'une toiture) capable de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement. Il assure trois fonctions principales :

- Transmettre les charges sismiques horizontales sur les éléments de contreventement vertical.
- Raidir les bâtiments à la manière d'un couvercle de boîte. Le raidissage vise à prévenir le déversement des éléments porteurs verticaux.
- Coupler les éléments verticaux de structure (uniformisation des déplacements des têtes de poteaux). (4)

La Figure 1-6 montre l'objectif d'un diaphragme sur la structure.

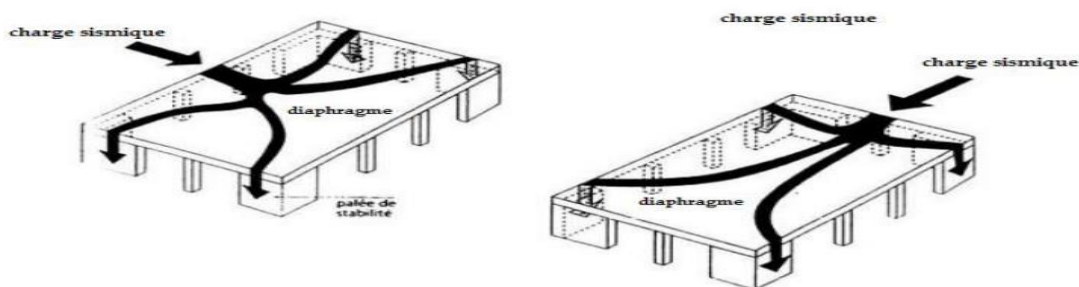


Figure 1-6: Transmission des charges sismiques horizontales par les diaphragmes sur les voiles

## 1.5 Classifications

### 1.5.1 Classification des groupes

La classification des ouvrages est composée de 04 groupes basée selon leur importance à savoir la protection des citoyens et biens publics, les infrastructures administratives, industrielles et culturelles. Ainsi tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

- Groupe **1A** : ouvrages d'importance vitale
- Groupe **1B** : ouvrages de grande importance
- Groupe **2** : ouvrages courant ou d'importance moyenne
- Groupe **3** : ouvrages de faible importance

### 1.5.2 Classification des sites

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Le Tableau 1-1 montre les caractéristiques des sols de chaque site:

Tableau 1-1:Classification des sites

Site	Type de sol	qc(mpa)(c)	N(d)	PI(MPa)(e)	Ep(MPa)(e)	qu(MPa)(f)	Vs(m/s)(g)
S1	Rocheux(a)	/	/	>5	>100	>10	>=800
S2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	>=400 - <800
S3	Meuble	1.4 - 15	10-50	1 - 2	5 - 20	0.1 - 0.4	>=200 - <400
S4	Très meuble(b)	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	>=100 - <200

### 1.5.3 Classification des zones sismique

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, classées comme suit:

- Zone **0** : Sismicité négligeable
- Zone **1** : Sismicité faible
- Zone **2** : Sismicité moyenne
- Zone **3** : Sismicité élevée

Le Tableau 1-2 illustre les coefficients d'accélération de chaque site en fonction du groupe d'usage.



**Tableau 1-2: Coefficient d'accélération**

<b>Groupe</b>	<b>Zone I</b>	<b>Zone IIa</b>	<b>Zone IIb</b>	<b>Zone III</b>	<b>Classification des ouvrages selon leur importance</b>
<i>1A</i>	<i>0.15</i>	<i>0.25</i>	<i>0.30</i>	<i>0.40</i>	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-Hôpitaux
<i>1B</i>	<i>0.12</i>	<i>0.20</i>	<i>0.25</i>	<i>0.30</i>	Ouvrages de grande importance: Scolaire et Culte
<i>2</i>	<i>0.10</i>	<i>0.15</i>	<i>0.20</i>	<i>0.25</i>	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
<i>3</i>	<i>0.07</i>	<i>0.10</i>	<i>0.14</i>	<i>0.18</i>	Ouvrages de faible importance: Hangars

#### **1.5.4 Facteur de comportement:**

Le RPA99/2003 donne pour chaque système de contreventement un coefficient de comportement global de la structure. La valeur du coefficient est donnée suivant le système de contreventement. La plus petite valeur de R est retenue dans le cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions.

Le Tableau 1-3 illustre les valeurs du coefficient de comportement de chaque système de contreventement pour les structures en béton armée.

**Tableau 1-3:Structure en béton armé: valeurs du coefficient de comportement R**

<i>Catégorie</i>	<i>Type de contreventement</i>	<i>R</i>
<i>1a</i>	<i>Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide</i>	<i>5</i>
<i>1b</i>	<i>Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide</i>	<i>3.5</i>
<i>2</i>	<i>Voiles porteurs</i>	<i>3.5</i>
<i>3</i>	<i>Noyau</i>	<i>3.5</i>
<i>4a</i>	<i>Mixte portiques/voiles avec interaction</i>	<i>5</i>
<i>4b</i>	<i>Portiques contreventés par voiles</i>	<i>4</i>
<i>5</i>	<i>Console verticale à masses réparties</i>	<i>2</i>
<i>6</i>	<i>Pendule inverse</i>	<i>2</i>

Le Tableau 1-4 illustre les valeurs du facteur de comportement de chaque système de contreventement pour les structures en acier.

**Tableau 1-4: Structure en acier: Valeurs du coefficient de comportement**

<b>Catégorie</b>	<b>Type de contreventement</b>	<b>R</b>
7	<i>Portiques auto stables ductiles</i>	<b>6</b>
8	<i>Portiques auto stables ordinaires</i>	<b>4</b>
9a	<i>Ossature contreventée par palées triangulées en X</i>	<b>4</b>
9b	<i>Ossature contreventée par palées triangulées en V</i>	<b>3</b>
10a	<i>Mixte portiques/palées triangulées en X</i>	<b>5</b>
10b	<i>Mixte portiques/palées triangulées en V</i>	<b>4</b>
11	<i>portiques en console verticale</i>	<b>5</b>

Le Tableau 1-5 illustre les valeurs du facteur de comportement de chaque système de contreventement pour les structures en maçonnerie et autre.

**Tableau 1-5:Structure en maçonnerie et autre système:  
Valeurs du coefficient de comportement.**

<i>Catégorie</i>	<i>Type de contreventement</i>	<i>R</i>
12	Maçonnerie chaînée	<b>2.5</b>
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	<b>2</b>
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	<b>3</b>
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	<b>3.5</b>
16	ossature métal avec CV mixte noyau BA et palées ou portiques métallique	<b>4</b>
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	<b>2</b>

## 1.6 Règles de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ces calculs peuvent être menés par trois méthodes qui sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (2)

### 1.6.1 La méthode statique équivalente

Le principe de la méthode statique équivalente consiste à appliquer à la structure une force statique équivalente à la force sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. La méthode statique équivalente nécessite des conditions spécifique de régularité en plan et en élévation avec des bâtiments de hauteur totale HT telle que :

1.  $HT \leq 65$  m en zones I et II

2.  $HT \leq 30$  m en zone III

b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

Le Tableau 1-6 illustre les conditions d'application de la méthode statique équivalente établie par le RPA 99/2003.

**Tableau 1-6: Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

Zones	Groupe 1A	Groupe 1B	Groupe 2	Groupe 3
Zone I	$HT \leq 65$ m	$HT \leq 65$ m	$HT \leq 65$ m	$HT \leq 65$ m
Zone II	Niv $\leq 3$ ; $HT \leq 10$ m	Niv $\leq 5$ ; $HT \leq 17$ m	Niv $\leq 7$ ; $HT \leq 23$ m	$HT \leq 65$ m
Zone III	Niv $\leq 2$ ; $HT \leq 8$ m	Niv $\leq 3$ ; $HT \leq 10$ m	Niv $\leq 5$ ; $HT \leq 17$ m	Niv $\leq 5$ ; $HT \leq 17$ m

#### 1.6.1.1 Principe

La force dynamique qui se développe dans la structure est considéré comme une force statique fictive dont les effets sont équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette force sismique horizontale équivalente est considérée appliquée sur les deux directions orthogonales qui sont en générale les axes principaux du plan horizontal.

Il faut noter que la réponse totale produite par la structure à partir de la méthode statique équivalente est inférieure par rapport à la réponse qui serait observée sous les effets d'un séisme majeur. Ces dépassements sont compensés par le comportement de ductilité.

#### 1.6.1.2 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée selon la formule:

$$V = \frac{ADQ}{R} \cdot W \quad \mathbf{1-1}$$

Avec :

V : Effort tranchant sismique à la base

A : Coefficient d'accélération

D : Coefficient d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement

W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculées à chaque niveau i:

$$W = \sum W_i$$

Avec

$$W_i = W G_i + \beta W Q_i$$

$W G_i$  : poids dus aux charges permanentes

$W Q_i$  : charge d'exploitation

$\beta$ : coefficient de pondération, il est donné en fonction de la durée de la charge d'exploitation qui caractérise le type de l'ouvrage. Il est représenté par le **Tableau 1-7** du RPA99/2003.

**Tableau 1-7: Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$ .**

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : -Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	-Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises,	0.40
3	Entrepôts, hangars.	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus.	0.60

### 1.6.1.3 Estimation de la période fondamentale de la structure

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. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = CT h N^{3/4} \quad \mathbf{1-2}$$

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

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau 1-8.

**Tableau 1-8: Valeurs du coefficient  $C_T$**

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en Maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,05

Dans les cas 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h N / \sqrt{D} \quad \mathbf{1-3}$$

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

La valeur de T peut être calculée avec la formule de Rayleigh ou une version simplifiée de cette formule :

$$T = 2\pi \sqrt{(\sum_i^n W_i \delta_i) / g (\sum_i^n f_i \delta_i)} \quad \mathbf{1-4}$$

$$T = 2\sqrt{\delta n} \quad \mathbf{1-5}$$

$f_i$ : système de forces horizontales.

$\delta_i$ : flèches horizontales dues aux forces  $f_i$  calculées à partir d'un modèle élastique linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant à sa rigidité.

$\delta_N$ : flèche horizontale au sommet du bâtiment mesurée en mètres due aux forces gravitaires appliquées horizontalement.

La Valeur T calculée à partir de la formule ou de la méthode de Rayleigh ne doit pas dépasser la valeur estimée selon la formule empirique appropriée de plus de 30%.

#### 1.6.1.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être répartie sur toute la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = Ft + \sum Fi \quad 1-6$$

La force concentrée Ft au sommet de la structure prend en compte l'influence du mode de vibration le plus élevé. Il doit être déterminé par la formule suivante :

$$Ft = 0.07Tv \quad 1-7$$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de Ft ne dépassera en aucun cas  $0,25V$  et elle sera égale à 0 lorsque T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit  $(V - Ft)$  doit être répartie sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$Fi = \frac{(V - Ft) \cdot Wi \cdot hi}{\sum_{j=1}^n Wj \cdot hj} \quad 1-8$$

#### 1.6.1.5 Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par l'expression ci-dessous :

$$: Vk = Ft + \sum_{i=k}^n Fi \quad 1-9$$

Dans le cas d'une structure avec des dalles de sol rigides dans le plan, elle est répartie sur l'élément de support vertical est proportionnel à sa rigidité relative.



### 1.6.1.6 Facteur d'amplification dynamique

Le facteur d'amplification dynamique est en fonction, du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période (T) fondamentale de la structure. Il est calé à un palier horizontal pour les faibles périodes.

La Figure 1-7 montre les valeurs du facteur d'amplification dynamique.

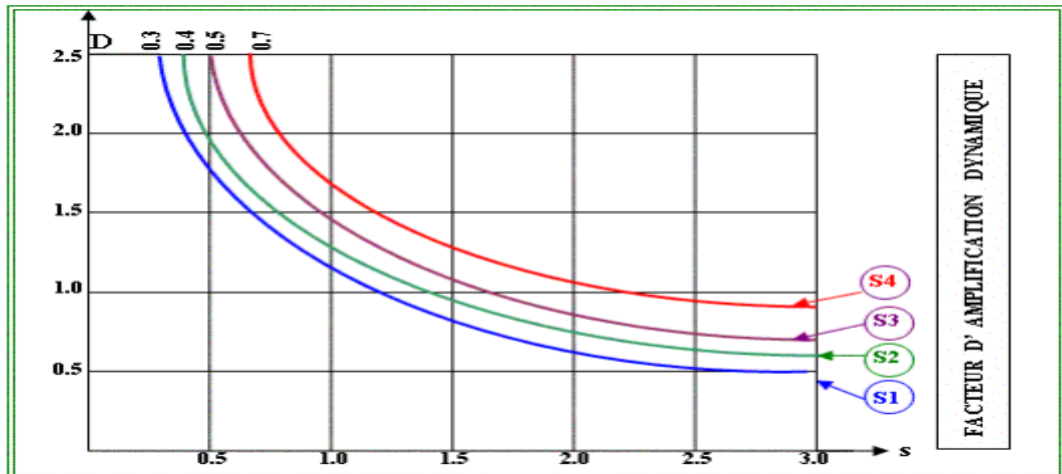


Figure 1-7: Facteur d'amplification dynamique

#### Remarque

Les 4 formes de chaque type de site ont le même palier d'accélération. Ce palier apparait lorsque la période de la structure est comprise entre 0 et la deuxième période caractéristique de chaque site avec un amortissement  $\xi = 5\%$  biensur.

$$D = \begin{cases} 2.5n \\ 2.5n(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \\ 2.5n\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \end{cases} \quad \text{Si } \begin{cases} 0 \leq T \leq T_2 \\ T_2 \leq T \leq 3s \\ T \geq 3.0s \end{cases} \quad 1-10$$

### 1.6.1.7 Facteur de qualité(Q)

Le facteur de qualité est fonction de:

1. La redondance et la géométrie des éléments structuraux
2. La régularité en plan et en élévation
3. La qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_1^5 pq \quad 1-11$$

Avec:

Q: Facteur de qualité

Pq: Pénalité à retenir.

Le Tableau 1-9 illustre les valeurs de pénalité établie par le RPA99/2003.

**Tableau 1-9: Valeur de pénalité à retenir**

<i>Critère q</i>	<i>Observé</i>	<i>Non observé</i>
<i>1. Conditions minimales sur les files de CV</i>	<i>0</i>	<i>0.05</i>
<i>2. Redondance en plan</i>	<i>0</i>	<i>0.05</i>
<i>3. Régularité en plan</i>	<i>0</i>	<i>0.05</i>
<i>4. Régularité en élévation</i>	<i>0</i>	<i>0.05</i>
<i>5. Contrôle de la qualité des matériaux</i>	<i>0</i>	<i>0.05</i>
<i>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</i>	<i>0</i>	<i>0.05</i>

## **1.6.2 La méthode modale spectrale**

### **1.6.2.1 Principe**

La méthode modale spectrale est utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \mathbf{1-12}$$

**Avec:**

A : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : coefficient de correction d'amortissement.

Q : facteur de qualité.

T : période de la structure.

R : coefficient de comportement.

$\eta$  : coefficient de correction d'amortissement, donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \mathbf{1-13}$$

**T1, T2:** périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Le Tableau 1-10 illustre les périodes caractéristiques de chaque site préconisé par les RPA 99/2003.

**Tableau 1-10: Valeurs de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>**

Site	S1	S2	S3	S4
T <sub>1</sub> (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T <sub>2</sub> (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

### 1.7 Combinaison des réponses modales

- Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T<sub>i</sub>, T<sub>j</sub> et d'amortissement  $\xi_i$ ,  $\xi_j$  sont considérées comme indépendantes si le rapport  $r = T_i / T_j$  ( $T_i \leq T_j$ ) vérifie:

$$r \leq 10 / (10 \sqrt{\xi_i \xi_j}) \quad 1-14$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sum_{i=1}^k E_i^2 \quad 1-15$$

E: effet de l'action sismique considéré

E<sub>i</sub> : valeur modale de E selon le mode « i »

k : nombre de modes retenus.

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E<sub>1</sub> et E<sub>2</sub> par exemple, la réponse totale est donnée par

$$\sqrt{(E_1 + (E_2) + \sum_{i=3}^k E_i^2)} \quad 1-16$$

### 1.8 Résultante des forces sismiques

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99/2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V<sub>t</sub> 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  $V_t < 0.8 V$       **1-17**

Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :

$r = 0.8V/V_t$       **1-18**

## **1.9 Effets de la torsion accidentelle**

En plus de l'excentricité, une analyse tridimensionnelle est nécessaire selon les calculs théoriques, l'excentricité accidentelle (supplémentaire) est égale à  $\pm 0,05 L$ , (L est la taille du sol perpendiculaire à la direction de l'action du séisme) doit être appliqué au niveau du sol et dans toutes les directions envisagées.

## **1.10 Prescriptions communes aux méthodes « statique » et « dynamique »**

Le moment de renversement causé par le séisme doit être calculé par rapport au niveau de contact avec la fondation du sol. Le calcul du moment de stabilisation doit tenir compte du fait que Le poids du bâtiment, le poids de la fondation et le poids du remblai.

L'influence de la composante verticale de l'action sismique doit être considérée dans le calcul des porte-à-faux de portée 1,50m, dans la zone sismique III. À cette zone, en plus d'une force descendante suffisante, une force sismique minimum ascendante nette.

$F_v = 0.5 \times A \times w_p$       **1-19**

Avec:

$W_p$ : le poids de la poutre en porte-à-faux

A: Coefficient de zone sismique

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

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \mathbf{1-20}$$

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

R : coefficient de comportement

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \mathbf{1-21}$$

## 1.11 Combinaisons D'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\bullet \mathbf{G + Q + E} \quad \mathbf{1-22}$$

$$\bullet \mathbf{0.8 G \pm E} \quad \mathbf{1-23}$$

Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison  $G + Q + E$  est remplacée par la combinaison suivante:

$$\bullet \mathbf{G + Q + 1.2 E} \quad \mathbf{1-24}$$

Avec :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

## 1.12 Justification de la sécurité

### 1.12.1 Justification de la résistance

Tous les éléments de structure, leurs assemblages et les éléments non structurels doivent répondre à la condition de résistance suivante :

$$S_d \leq R_d$$

$S_d$ : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons définies ci-dessus, incluant éventuellement les effets du 2<sup>o</sup> ordre.

Rd: sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

### **1.12.2 Justification de la ductilité**

Si toutes les dispositions constructives relatives aux matériaux et éléments de structure définis dans les sections correspondantes du présent règlement sont appliquées, il est réputé de satisfaire aux exigences minimales de ductilité.

### **1.12.3 Justification de l'équilibre d'ensemble**

Cette condition d'équilibre fait référence à la stabilité globale du bâtiment ou de la structure, qui est affectée par le renversement ou le glissement en raison de la contrainte générée par la combinaison des actions ci-dessus.

### **1.12.4 Justification de la résistance des planchers**

La capacité du plancher doit permettre la transmission de l'influence des forces sismiques de conception aux éléments de support verticaux.

### **1.12.5 Justification de la stabilité des fondations**

Afin de prouver la stabilité de la fondation, il est nécessaire de se référer aux dispositions et exigences de (fondation et ouvrages de soutènement).

### **1.12.6 Justification de la largeur des joints sismiques**

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40\text{mm} \quad \text{1-25}$$

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 1-20 et 1-21 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

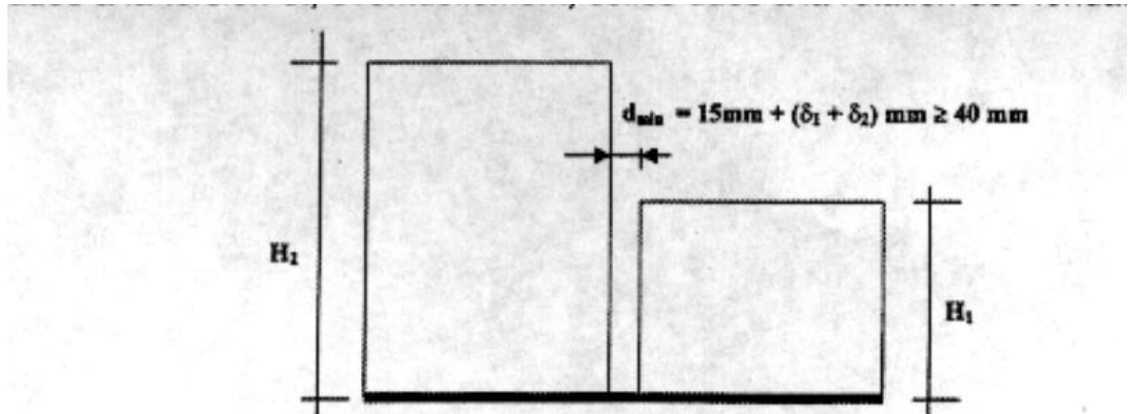


Figure 1-8: Largeur minimale du joint sismique

### 1.12.7 Justification de l'effet P-Δ :

Les effets de l'effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite et à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad 1-26$$

$P_k$  : poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$V_k$  : Effort tranchant de l'étage au niveau "k"

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

$h_k$  : Hauteur d'étage"

La Figure 1-9 montre l'effet P-Δ entre les différents niveaux d'étages.

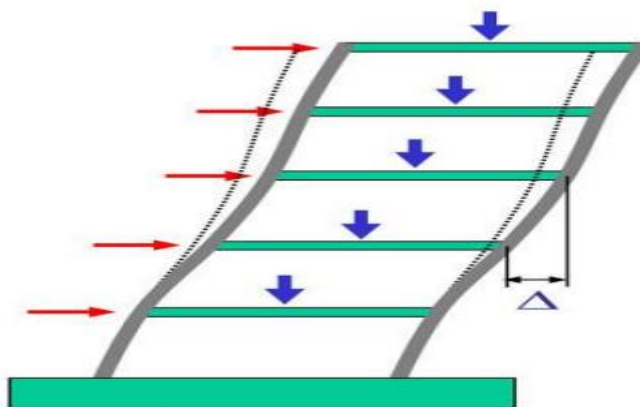


Figure 1-9: Présentation de l'effet P-Δ sur la structure



Si  $0.10 < \theta \leq 0.20$  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  $\theta > 0.20$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

### **1.12.8 Justification vis à vis les déformations :**

Le RPA99/2003 exige de vérifier que les déplacements entre les niveaux ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage. Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad 1-27$$

Avec

$\Delta = 0.01h_e$  et représente le déplacement relatif admissible.

$h_e$  : représente la hauteur de l'étage.

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

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

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

## **1.13 Conception et vérifications**

### **1.13.1 Coefficients de comportement**

En l'absence d'une méthode scientifiquement déterminée pour obtenir une valeur plus précise reconnue par l'expérience, les valeurs du coefficient de comportement R à considérer sont présentées dans les tableaux : Tableau 1-3, Tableau 1-4 et Tableau 1-5

### **1.13.2 Vérification de sécurité des éléments principaux**

Les combinaisons de calcul sont des combinaisons accidentelles telles que données précédemment.

Les diagrammes contraintes déformations à considérer sont ceux des règles algériennes (C.B.A).

On vérifie que les sollicitations accidentelles agissantes sont inférieures ou égales aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients de sécurité partiels suivants :

- Acier :  $\gamma_s=1$
- Béton :  $\gamma_b= 1,15$

La résistance de calcul  $f_{bu}$  du béton est:

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\gamma_b} \quad \mathbf{1-28}$$

Les vérifications à effectuer sont les vérifications de C.B.A, mais les termes doivent être modifiés et en tenant compte des vérifications complémentaires ou de remplacement prescrites par les paragraphes suivants.

## 1.14 Disposition constructives

Les dispositions constructives proposées en matière de conceptions d'ouvrages (les matériaux, formes, dimensions, fondations, superstructures, éléments non structuraux) ont été établies en tenant compte du savoir-faire et des pratiques courantes constatées en Algérie dans la réalisation des ouvrages. Elles peuvent, dans certains cas, concerner directement la stabilité de l'ouvrage, mais elles visent également, pour certaines, l'amélioration du comportement de l'ouvrage vis-à-vis de l'aléa fontis.

Les règles données ci-après sont principalement applicables aux bâtiments. Des sections minimales d'armatures sont prescrites pour éviter une rupture fragile ou de larges fissures ou encore pour résister à des efforts, non pris en compte dans les calculs, provenant d'actions gênées.

### 1.14.1 Les poutres

Le Tableau 1-11 montre les conditions minimales pour coffrer une poutre.

**Tableau 1-11: Coffrage de poutre**

Coffrage	$b \geq 20$ $h \geq 30$ $\frac{h}{b} \leq 4.0$ $b_{max} \geq 1.5h + b_1$
----------	--

B: la largeur de poutre

H1: la longueur du poteau

B1: la largeur du Poteau

H: la hauteur de la poutre

Le Tableau 1-12 et le Tableau 1-13 montrent les conditions minimales apportées au ferrailage longitudinal et transversal.

**Tableau 1-12:Ferrailage longitudinal de la poutre.**

<i>Pourcentage de ferrailage minimal</i>	Le pourcentage minimal de ferrailage est de 0.5% en toute la longueur de la section
<i>Pourcentage du ferrailage maximal</i>	Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et de 5% en zone de recouvrement
<i>Espacement maximum des barres</i>	10 cm entre deux cadres
<i>Espacement minimale des barres</i>	Trois cadres par nœud

**Tableau 1-13:Ferrailage transversal de la poutre.**

<i>Pourcentage de ferrailage minimal</i>	<b>At=0.003.s.b</b>
<i>Espacement minimale des barres</i>	Dans la zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(\frac{h}{4}, 120\phi_c)$ $\frac{h}{4}$ $120\phi_c$ En dehors de la zone nodale $S \leq \frac{h}{2}$
<i>Valeur de diamètre <math>\phi</math> des armatures longitudinale</i>	La plus petit diamètre des armatures utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armature comprimé c'est le diamètre les plus petit des armatures

At: section des armatures longitudinales.

### 1.14.2 Les poteaux

Le Tableau 1-14 montre les conditions minimales concernant le coffrage des poteaux.

**Tableau 1-14: Coffrage des poteaux.**

<i>Coffrage</i>	Minimum $(b_1, h_1) \geq 25$ cm pour les zones I et II Minimum $(b_1, h_1) \geq 30$ cm pour les zones IIb et III Minimum $(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ $1/4 < b_1/h_1 < 4$ Pour les poteaux circulaire : $d \geq 25$ pour zones I $D \geq 30$ pour zone IIa $d \geq 35$ pour zone IIb, III et $d \geq h_e/15$
-----------------	--

B1: la hauteur de la poutre

H1 : la largeur de la poutre

B: la largeur du Poteau

H: la longueur du Poteau

Le Tableau 1-15 et Tableau 1-16 illustre les conditions minimales pour ferrailer les poteaux.

**Tableau 1-15: Ferrailage longitudinal du Poteau**

<i>Pourcentage de ferrailage minimal</i>	0.7% en zone I 0.8% en zone II a 0.9% en zone IIb et III Le diamètre minimal est 12 mm
<i>Pourcentage du ferrailage maximal</i>	4% en zone nodale 6% en zone de recouvrement
<i>Distance entre barres verticale</i>	25cm en zone I et II 20 cm en zone IIb et III
<i>Longueur minimale des recouvrements</i>	40 $\varnothing$ en zone I et II a 50 $\varnothing$ IIb et III

**Tableau 1-16: Ferrailage transversal du Poteau**

<i>Section d'armature transversale</i>	$A_t/t = \frac{P_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$ <p>Vu : l'effort tranchant de calcul h1 : hauteur totale de la section fe: contrainte limite élastique de l'acier d'armature pa: coefficient correcteur t: l'espacement entre armature transversale</p>	
<i>t : l'espacement entre armature transversale</i>	<p><b>La zone nodale</b></p> <p>t ≤ Min(Ø1, 15cm) en zone I et II</p> <p>t ≤ Min 10 IIb et III</p>	<p><b>La zone courante</b></p> <p>t' ≤ 15 Ø1 zone I et II</p> <p>t' ≤ Min(b/2, h/2, 10Ø1) IIb et III</p>
<i>Quantité d'armature minimale</i>	<p>Si <math>\lambda_g \geq 5</math>: 0.3%</p> <p>si <math>\lambda_g \leq 3</math> 0.8%</p> <p>si <math>3 &lt; \lambda_g &lt; 5</math> interpoler entre les valeurs limites précédentes</p>	

Avec

$\lambda_g$ : élancement des poteaux

t:espacement entre armatures

## **1.15 Conclusion**

La réglementation parasismique 99/2003 est actuellement en vigueur en Algérie pour les constructions neuves. Elle fixe les niveaux de protection requis par wilaya (définie dans le zonage sismique national) et par type de bâtiment. Les règles définissent également les modalités de calcul et de dimensionnement des différents organes de structure de construction.

Cette réglementation parasismique est toujours en révision en matière de conception et de réalisation d'ouvrages capables de résister aux effondrements au vu des constatations faites durant tous les séismes qui nous ont frappés et marqués (5) et aussi nécessite une amélioration qui consiste à corriger les défaillances observées par les propositions et recommandations théorique et pratique. Dans le chapitre suivant nous allons présenter les différents changements relevés dans l'AP-RPA2016.



## Chapitre 2

# **Les nouvelles mesures contenues dans le AP-RPA 2016**

### **2.1 Introduction**

A travers les séismes qui ont frappé les différentes régions du pays, il s'est avéré que la réglementation parasismique algérienne RPA 99/2003, composée par un ensemble de conception et de calcul, est toujours en révision pour bien protéger les constructions de certains désordres dus à ces catastrophes naturelles, cela est dû à une mauvaise application, manque d'interprétation et absence de certains critères techniques.

En conséquence, cette réglementation doit être constamment révisée, actualisée et éclaircie sur certains articles qui peuvent aider les différents intervenants, tels que les bureaux d'étude, les maîtres d'ouvrages, les laboratoires et les ingénieurs du CTC dans la conception et la réalisation des ouvrages. (5)

L'AP-2016 qui a été conçue et élaborée à travers une critique basée sur des recherches théoriques et pratiques et la comparaison avec d'autres réglementations internationales a été adoptée pour pallier ces insuffisances.

### **2.2 Instruction importante**

Les présentes règles de conception préconisent que l'action du vent soit prise en considération dans le calcul et le dimensionnement de tout système structural puisque celle-ci est plus défavorable que les combinaisons qui incluent l'action du séisme.



En outre cette recommandation satisfait, en particulier, les constructions implantées au sud du pays vu que le vent est plus dominant qu'un autre phénomène naturel.

## **2.3 Modification et éclaircissement apportée**

### **2.3.1 Conception parasismique**

Tous les paramètres de la conception parasismique contenus dans le RPA 99/2003 ont été reproduits dans l'AP-RPA 2016, à l'exception de quelques changements apportés aux critères se rapportant à la reconnaissance et l'étude du sol et l'isolation sismique à la base.

#### **2.3.1.1 Reconnaissance et étude de sol**

Le Tableau 2-1 montre les changements éventuels concernant l'étude de sol des constructions en fonction de la surface totale de plancher, de la hauteur et de la zone sismique.

**Tableau 2-1: Clarifications sur les changements survenus(6)**

<b>Ancien critère</b>	<b>Nouveau critère</b>
Exception faite pour les constructions en R+2 au maximum ou 11m de hauteur moyenne-(type maison individuelle ou bâtiment assimilé dont la surface totale des planchers n'excède pas 400m <sup>2</sup> ) Les reconnaissances et études de sol sont obligatoires pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus, implantés en zones de sismicité moyenne à élevée.	Exception faite pour les constructions en R+1 au maximum ou 8m de hauteur moyenne (type maison d'habitation individuelle dont la surface totale des planchers n'excède pas 300m <sup>2</sup> )  Les reconnaissances et études de sol sont obligatoires pour les ouvrages d'importance moyenne ou plus (groupe d'usage 2 et 3) implantés en zones de sismicité moyenne à élevée.

### **2.3.1.2 Isolation sismique à la base.**

L'AP-RPA 2016 donne, dans une annexe informative, une recommandation portant les indications utiles permettant de guider le concepteur dans le processus d'analyse et vérification spécifique aux ouvrages à isolation sismique à la base.

## **2.3.2 Critère de classification**

### **2.3.2.1 Classification des groupes**

La classification des ouvrages est identique à celle du RPA99/ 2003 composée de 04 groupes basée selon leur importance à savoir la protection des citoyens et biens publics, les infrastructures administratives, industrielles et culturelles.

### **2.3.2.2 Classification des sites**

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols, à base de 30 m de profondeur, qui les constituent, sauf en présence d'un terrain rocheux. Ci-joint le Tableau 2-2 relatif à la classification des sites contenant les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement et les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétrömètre statique, SPT, pression mètre...) et dont la majorité des valeurs ont été modifiés.

Tableau 2-2: Classification du site

Site	Description	$\bar{q}_c$ (mpa)(c)	$\bar{N}$ (d)	$\bar{P}_l$ (MPa)(e)	$\bar{E}_p$ (MPa)(e)	$\bar{c}_u$ (MPa)(f)	$\bar{V}_s$ (m/s)(g)
S1	Rocheux(a)	/	/	>5	>100	/	>=760
S2	Ferme	>15	>50	2-5	20-100	>100	360 - 760
S3	Meuble	1.5 – 15	10 – 50	1 - 2	5 – 20	50 - 100	180 – 360
S4	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	<50	<180

Concernant les conditions de site nécessitant des investigations approfondies, on remarque que sur le Tableau 2-3 relatif à la clarification de changement apporté par les points suivants ont été modifiées.

**Tableau 2-3: Clarification des changements apportés**

Conditions avant	Conditions après
Présence d'argile très plastique (indice de plasticité $IP > 75$ ) sur une épaisseur de plus de 6 m. Présence sur une épaisseur de plus de 30 m d'une couche d'argile molle à moyennement raide ( $q_c = 1.5$ à $5$ MPA, $p_l = 0.5$ à $2$ MPA, $EP = 5$ à $25$ MPA, $q_u = 0.1$ à $0.4$ MPA)	Présence d'argile très plastique (indice de plasticité $IP > 75$ ) sur une épaisseur de plus de 7 m. Présence sur une épaisseur de plus de 36 m d'une couche d'argile molle à moyennement raide ( $q_c = 1.5$ à $5$ MPA, $p_l = 0.5$ à $2$ MPA, $EP = 5$ à $25$ MPA, $q_u = 0.1$ à $0.4$ MPA)

### 2.3.2.3 Classification des zones sismiques.

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante. La zone 0 qui présente des séismes de faibles magnitudes, les calculs de stabilité sont basés uniquement sur les effets du vent, afin de compenser les sollicitations sismiques.

Le Tableau 2-4 relatif au coefficient d'accélération a été modifié globalement.

**Tableau 2-4: Coefficient d'accélération de zones A**

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.14	0.21	0.35	0.49	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-Hôpitaux
1B	0.12	0.18	0.30	0.42	Ouvrages de grande importance: Scolaire et Culte
2	0.1	0.15	0.25	0.35	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.08	0.12	0.20	0.28	Ouvrages de faible importance: Hangars

On a rempli le Tableau 2-4 en multipliant les valeurs des coefficients d'accélération de zones (Tableau 2-5) par les valeurs des coefficients d'importance (Tableau 2-6).

**Tableau 2-5: Les valeurs des coefficients d'accélération de zones A**

Zone	<i>I</i>	<i>IIa</i>	<i>IIb</i>	<i>III</i>
A	0.10	0.15	0.25	0.35

**Tableau 2-6: Les valeurs des coefficients du groupe d'importance**

Groupe d'importance	<b>1A</b>	<b>1B</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
I	1.40	1.20	1	0.8

#### **2.3.2.4 Facteur de comportement**

L'AP-RPA 16 donne pour chaque système de contreventement un coefficient de comportement global de la structure évalué.

Il faut noter que les tableaux relatifs au facteur de comportement R dont les structures (béton armé, acier, maçonnerie, profilé à froid et bois) ont été modifiées en majorité.

Ci-joint les tableaux: Tableau 2-7, Tableau 2-8, Tableau 2-9 et Tableau 2-10

**Tableau 2-7: Structure en béton armé: valeurs du coefficient de comportement R**

<i>Catégorie</i>	<i>Type de contreventement</i>	<i>R</i>
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1	Portiques auto stables sans maçonnerie de remplissage	4.5
2	Portiques auto stables avec maçonnerie de remplissage	3.5
3	Voiles porteurs	4
4	Noyau	3.5
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	5.5
6	Portiques contreventés par voiles	4
7	Console verticale à masses réparties	3
8	Pendule inverse	2.5

**Tableau 2-8: Structure en acier: valeurs du coefficient de comportement R**

<i>Catégorie</i>	<i>Type de contreventement</i>	<i>R</i>
<b><u>B</u></b>	<b><u>Acier</u></b>	
9	<i>Portiques auto stables ductiles</i>	<b>6</b>
10	<i>Portiques auto stables ordinaires</i>	<b>4</b>
11a	<i>Ossature contreventée par palées triangulées en X</i>	<b>4</b>
11b	<i>Ossature contreventée par palées triangulées en V</i>	<b>3</b>
12a	<i>Ossature contreventée par cadres ductiles et palées en X</i>	<b>5</b>
12b	<i>Ossature contreventée par cadres ductiles et palées en V</i>	<b>3.5</b>
13	<i>portiques en console verticale</i>	<b>2.5</b>

**Tableau 2-9: Profilés formé à froid: valeurs du coefficient de comportement R**

<i>Catégorie</i>	<i>Type de contreventement</i>	<i>R</i>
<b><u>C</u></b>	<b><u>Profilés a froid (P.A.F)</u></b>	
14	<i>Systèmes de contreventement en panneaux en PAF</i>	<b>2</b>
15	<i>Systèmes de contreventement en PAF en diagonales tendues</i>	<b>1.5</b>

**Tableau 2-10: Structure en maçonnerie, bois et autres systèmes: Valeurs du coefficient de comportement R**

<i>Catégorie</i>	<i>Type de contreventement</i>	<i>R</i>
<b><u>D</u></b>	<b><u>Maçonnerie</u></b>	
16	Maçonnerie porteuse chaînée	<b>3</b>
<b><u>E</u></b>	<b><u>Bois</u></b>	
17	Consoles ; poutres à joints cantilever	<b>1.5</b>
18	Poutres, Arcs à 2 ou 3 articulation, Treillis assemblée par connecteurs à dents	<b>2.5</b>
19	Murs à ossatures et diaphragmes collées, assemblées entre eux par clous Ou boulons, Treillis avec assemblage boulonnées ou brochées, Ossature avec remplissage non porteur	<b>2.5</b>
20	portique hyperstatique avec assemblages boulonnées ou brochées, Treillis avec assemblage cloués	<b>2.5</b>
<b><u>F</u></b>	<b><u>Autres systèmes</u></b>	
21	Ossature métallique contreventée par diaphragme	<b>2.5</b>
22	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	<b>3</b>
23	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	<b>4</b>
24	ossature métal avec CV mixte noyau BA et palées ou portiques métallique	<b>5</b>
25	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	<b>2</b>

Ce coefficient de comportement R est en fonction de système de contreventement, la valeur de R pour les différents systèmes structuraux tient compte de leur fiabilité et



de leur capacité de dissipation de l'énergie et en fonction de la nature des matériaux constructifs et des capacités de déformation des éléments structuraux.

Il a été constaté que pour les systèmes 1 et 2 dans le cas où le rez de chaussée est au niveau de la programmation ou de la conception initial destiné à un usage commercial ou autres systèmes avec des densité de cloisonnement moindres et des hauteurs plus élevés aux niveaux supérieurs, créant des étages souples il est demandé à utiliser un contreventement assuré par des voiles disposés dans les deux directions orthogonales.

En outre il a été remarqué que les systèmes à ossature ou de murs ou mixtes dont les éléments verticaux sont bien distribués en plan peuvent être considéré comme offrant une rigidité de torsion, donc sont classées dans les systèmes autre qu'un noyau.

Ainsi les systèmes 9 à 10 supposent des remplissages d'ossature en éléments légers compatibles avec les systèmes constructifs.

Les systèmes de contreventement comportant des murs ou voiles en béton armé (système 3 à 7 du **Tableau 2-7**), il ya lieu d'utiliser un coefficient de comportement  $R'$ , avec :

$$R' = R K_w$$

$$R' / Q \geq 1.5$$

$K_w$  est un coefficient en fonction de leur élancement moyen, du mode de rupture prédominant des murs associés au contreventement (cisaillement, flexion, mixte)

$$K_w = (1 + \alpha_0) / 3$$

$$\alpha_0 = \sum h w_i / \sum l w_i$$

$h w_i$ : hauteur de mur  $i$

$l w_i$  : longueur de la section de mur  $i$

$$0.5 \leq K_w \leq 1$$

Devrait également considérer le système de contreventement mixte (système 5), lorsque de la moitié des efforts latéraux sont supportés par les portiques ductiles, on prend  $K_w = 1$ .

### **2.3.3 Règle de calcul**

La nouvelle réglementation parasismique recommande les mêmes méthodes de calculs précédentes dont certains critères ont été changés. Elles sont énumérées ci-dessous:

- la méthode statique équivalente
- la méthode d'analyse spectrale
- la méthode d'analyse dynamique

#### **2.3.3.1 La méthode statique équivalente**

Pour utiliser cette méthode il faut respecter les conditions de régularité en plan et en élévation avec des bâtiments de hauteur totale HT telle que :

1.  $HT \leq 65$  m en zones I et II a
2.  $HT \leq 32$  m en zone II b et III

#### **REMARQUE**

Pour les structures régulières nous remarquons que les critères adoptés dans ce présent règlement AP-RPA 2016 sont les même que celles adoptée dans le RPA99/2003.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Voir le Tableau 2-11 qui donne les conditions d'application de la méthode statique équivalente.

**Tableau 2-11: Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

Zones	Groupe 1A	Groupe 1B	Groupe 2	Groupe 3
Zone I	HT≤65m	HT≤65m	HT≤65m	HT≤65m
ZoneII a	Niv≤3 ; HT≤11m	Niv≤5 ; HT≤17m	Niv≤7 ; HT≤23m	HT≤65m
ZoneIIb et Zone III	Niv≤2 ; HT≤8m	Niv≤3 ; HT≤11m	Niv≤5 ; HT≤17m	Niv≤5 ; HT≤17m

**REMARQUE**

Pour les structures irrégulières il ya un léger changement sur la condition d'application de la méthode statique équivalente, la zone II a été divisée en deux zones A et B.

En outre une norme donnée a été établie dans deux zones, Zone IIb et Zone III.

La formule de calcul pour extraire la valeur de la force sismique préconisée par l'AP-RPA 2016 a été légèrement modifiée par rapport à celle prévu dans le RPA99/2003.

Expérimentalement la méthode statique équivalente s'est avérée imprécise par rapport à la méthode modale spectrale.

Le Tableau 2-12 montre la différence entre les deux formules préconisée par le RPA99/2003 et le AP-RPA 2016.

**Tableau 2-12: Effort tranchant à la base**

Ancienne formule	Nouvelle formule
$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad 2-1$	$V = 0.7 \frac{A.I.S.D.Q}{R} W \quad 2-2$

L'effort tranchant à la base est basé sur le mode fondamental qui est prépondérant, par ailleurs ce mode n'offre que 60% à 90% de la masse de la structure, soit une moyenne de 70%, d'où le coefficient réducteur de 0,7.

**a. Coefficient d'accélération de zone (A)**

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. Les valeurs de ce coefficient ont été légèrement modifiées (voir le Tableau 2-4).

**b. Coefficient de site (S)**

Ce coefficient varie de 1 à 3 en fonction des catégories de site. De même on constate que le Tableau 2-13 relatif aux périodes caractéristiques associées à la catégorie de site a été modifié globalement.

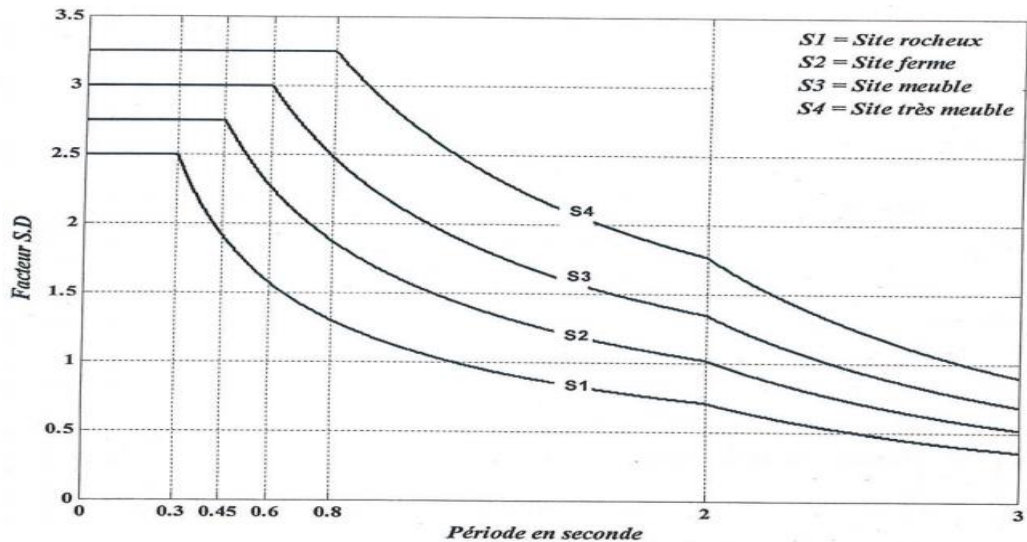
**Tableau 2-13: Périodes et coefficient de site**

Site	S	T1	T2	T3
S1	1	0.15	0.3	2.0
S2	1.10	0.15	0.45	2.0
S3	1.20	0.20	0.60	2.0
S4	1.30	0.20	0.80	2.0

**Remarque** : on a constaté que les valeurs des périodes caractéristiques de chaque type de sol ont été modifiées et augmentées avec l'ajout d'une nouvelle période T3 et d'un coefficient de site (S).

**c. Coefficient d'amplification dynamique**

La Figure 2-3 représente le facteur d'amplification dynamique (SD) en fonction de la période caractéristique de chaque type du sol.



**Figure 2-3: Facteur d'amplification dynamique SD pour les différents sites et pour  $\xi=5\%$**

**Remarque**

On a constaté qu'il y'a eu des changements de forme des spectres de chaque type de sol.

Chaque site a son propre palier d'accélération contrairement au RPA99/2003 où les 4 sites ont le même palier d'accélération. Ces changements sont dus à l'ajout du coefficient de site (S).

$$D = \begin{cases} 2.5n \\ 2.5n\left(\frac{T2}{T}\right) \\ 2.5n\left(\frac{T2 T3}{T^2}\right) \end{cases} \quad \text{Si } \begin{cases} 0 \leq T \leq T2 \\ T2 \leq T \leq T3 \\ T \geq T3 \end{cases} \quad 2-1$$

Le spectre dépend de la période caractéristique du site, de la période fondamentale de la structure et du coefficient de correction.

**d. Poids totale de la structure (W)**

Le poids total de la structure est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau  $i$ .

$$W = \sum W_i \quad 2-2$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad 2-3$$

$W_{Gi}$  : poids dus aux charges permanentes et à celles des éventuelles solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitations

$\beta$  : coefficient de pondération, il est donné en fonction de la durée de la charge d'exploitation qui caractérise le type de l'ouvrage tel que définie.

#### **e. Facteur de comportement (R)**

Le facteur de comportement **R** a été défini dans le Tableau 2-7, Tableau 2-8, Tableau 2-9 et le Tableau 2-10 en avant.

#### **f. Coefficient d'importance**

Le coefficient d'importance est donné dans le Tableau 2-6 suivant le groupe d'importance considéré.

#### **g. Facteur de qualité (Q)**

Le facteur de qualité dépend de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constitué
- La régularité en plan et en élévation

Il est à signaler que l'AP-RPA2016 n'a pas pris en compte les critères 5 et 6 à savoir le contrôle de la qualité des matériaux et le contrôle de la qualité de l'exécution.

Les Tableau 2-14 et Tableau 2-15 donnent successivement les valeurs de pénalité  $P_q$  selon RPA99/2003 et AP-RPA 2016 et les formules de calcul du facteur de qualité.

**Tableau 2-14: Les valeurs de Pq selon RPA99/2003 / AP-RPA2016**

Critère q	Pq			
	Ancienne valeur		Nouvelle valeur	
	Observe	N/observé	observé	N/observé
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0.05	0	0.10
Redondance en plan	0	0.05	0	0.10
Régularité en plan	0	0.05	0	0.10
Régularité en élévation	0	0.05	0	0.10
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	/	/
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	/	/

**Tableau 2-15: Facteur de qualité selon RPA99/2003/AP-RPA2016**

ancienne formule	nouvelle formule
$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$	$Q = 1 + \sum_1^4 Pq$

### 2.3.3.2 Méthode dynamique spectrale

#### a. Principe

Représenter les effets des actions sismiques par un spectre de réponse ou spectre de réponse en accélération.

#### b. Spectre de réponse élastique

Le spectre de réponse élastique est une courbe représentant l'accélération maximale induite par les vibrations sismiques en fonction de la période propre d'un oscillateur harmonique simple (pendule, ressort,...) et de son amortissement critique, comme le montre le Tableau 2-16.

**Tableau 2-16: Spectre de réponse selon RPA 99/2003/AP-RPA2016**

Ancienne formule	Nouvelle formule
<b>2-4</b>	<b>2-5</b>
$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$	$\frac{S_e}{g} = \begin{cases} AIS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2.5\eta AIS & T_1 < T < T_2 \\ 2.5\eta AIS \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 < T < T_3 \\ 2.5\eta AIS \left( \frac{T_2 T_3}{T^2} \right) & T_3 > T \leq 3s \end{cases}$

$\frac{S_e}{g}$ : Spectre élastique normalisé par rapport à la valeur de la pesanteur.

A: coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : coefficient de correction d'amortissement.

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul DDL

S : coefficient de site

$\eta$  : coefficient de correction d'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad 2-6$$

**T1, T2**: périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**T3**: valeur définissant le début de déplacement spectrale constant.

### c. Spectre de réponse réduit

Pour éviter une analyse non linéaire, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie par son comportement ductile effectue une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit selon le Tableau 2-17 ci-dessous: (6)



Tableau 2-17: Spectre réduit

Spectre de réponse réduit	
$\frac{S_e}{g}$	2-7
	$\left\{ \begin{array}{ll} AIS \left( \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left( \frac{2.5 \eta Q}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ \frac{2.5 \eta AIS Q}{R} & T_1 < T < T_2 \\ \frac{2.5 \eta AIS Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 < T < T_3 \\ \frac{2.5 \eta AIS Q}{R} \left( \frac{T_2 T_3}{T^2} \right) & T_3 > T \leq 3s \end{array} \right.$

$\frac{S_e}{g}$  : Accélération spectrale normalisée par rapport à l'accélération de la pesanteur g

R : coefficient de comportement de la structure

Sachant que le facteur de qualité n'existe pas dans les formules puisque les redondances et les irrégularités en plan et en élévation sont prises en charge par ce modèle dynamique(6)

## 2.4 Comparaison des spectres élastiques (RPA 99/2003 et AP-RPA 2016

### ➤ Site rocheux

La Figure 2-4 présente les spectres élastiques généraux (divisé par le coefficient d'accélération A) pour un site rocheux selon RPA99/ 2003 et le AP-RPA 2016.

Avec :

$$R = 1 \quad Q = 1.2 \quad \xi = 7\%$$

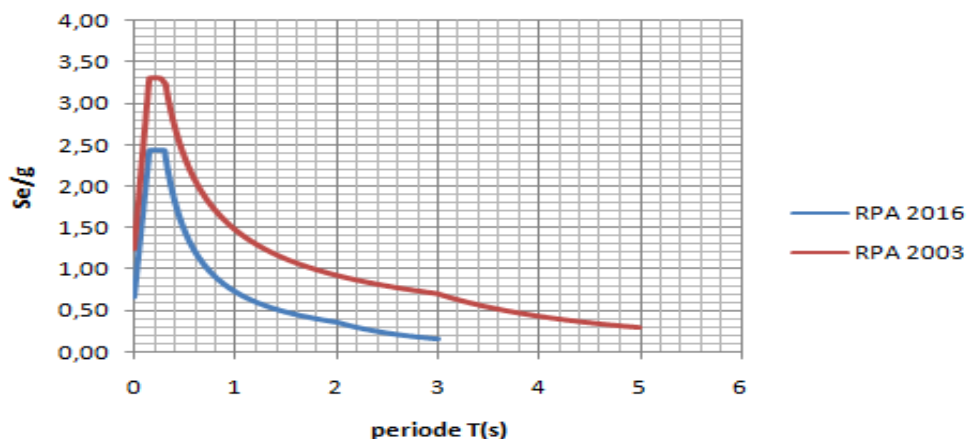


Figure 2-4: spectres élastiques d'un site rocheux selon RPA 99/2003 et AP-RPA 2016

➤ **Site ferme**

La Figure2-5 illustre les spectres élastiques généraux pour un site ferme selon RPA 99/2003 et le AP-RPA 2016.

Avec:

$$Q = 1.2 \quad \xi = 7 \% \quad R=1$$

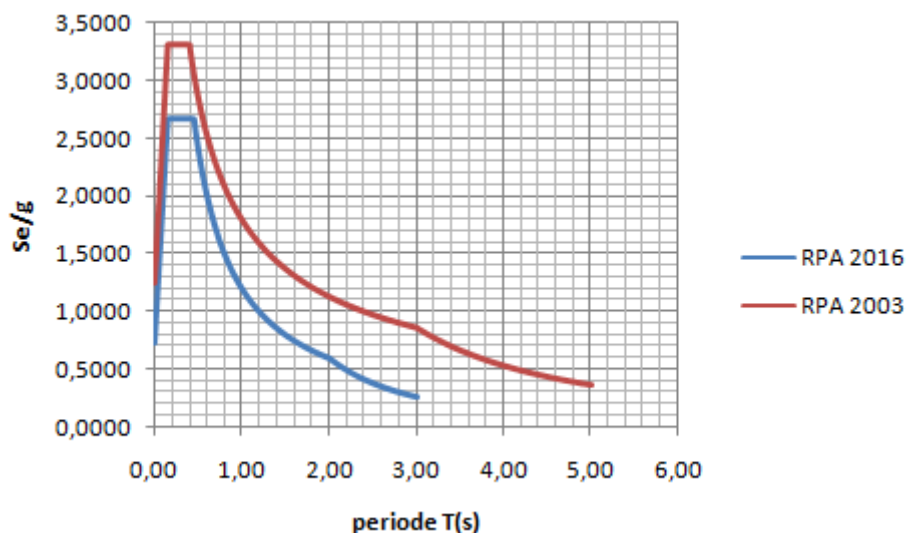


Figure2-5: spectres élastiques d'un site ferme selon RPA99/2003 et AP-RPA 2016

➤ **Site meuble**

La Figure 2-6 illustre les spectres élastiques généraux pour un site meuble selon RPA 99/2003 et le AP-RPA 2016.

Avec:

$$Q = 1.2 \quad \xi = 7 \% \quad R=1$$

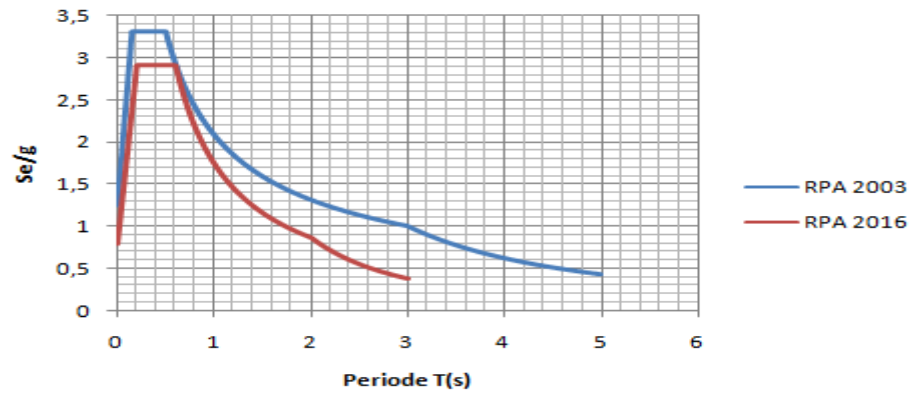


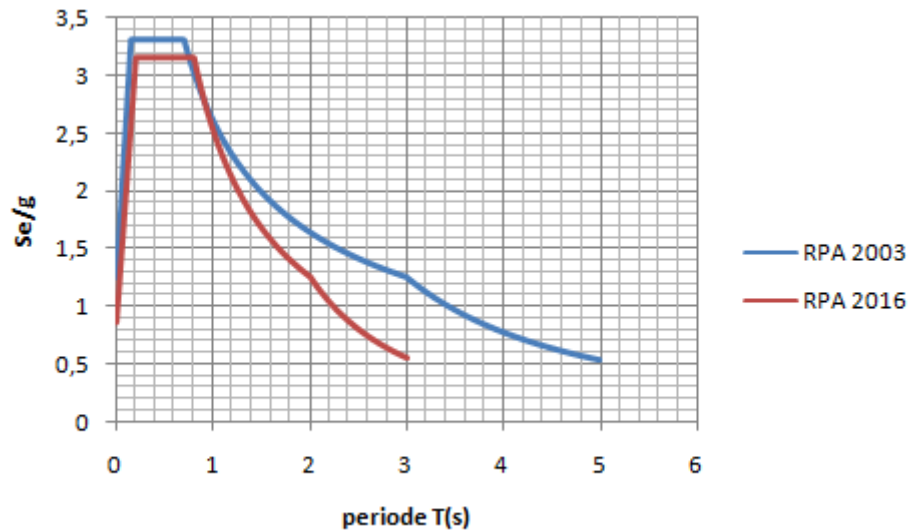
Figure 2-6: spectres élastiques d'un site meuble selon RPA 99/2003 et AP-RPA 2016

#### ➤ Site très meuble

La Figure 2-7 illustre les spectres élastiques généraux pour un site très meuble selon RPA 99/2003 et le AP-RPA 2016.

Avec:

$$Q = 1.2, \xi = 7 \% \quad R=1$$

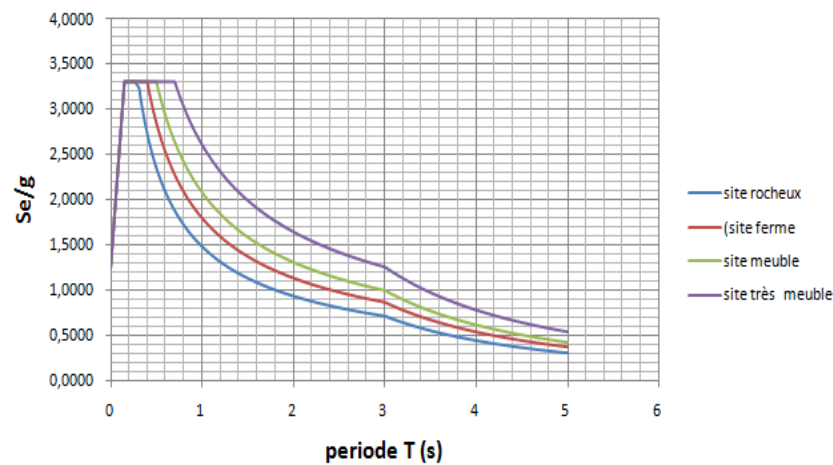


**Figure 2-7 : Spectres élastiques d'un site très meuble selon RPA 99/2003 et AP-RPA 2016**

La Figure 2-8 illustre les différentes formes des spectres élastiques d'une manière générale selon RPA 99/2003.

Avec:

$$R=1 \quad Q=1.2 \quad \xi = 7 \%$$



**Figure 2-8 : Forme des spectres élastique générale selon RPA99/ 2003**

La Figure 2-9 illustre les différentes formes des spectres élastiques d'une manière générale selon AP-RPA 2016.

Avec:

$$R=1 \quad Q=1.2 \quad \xi = 7 \%$$

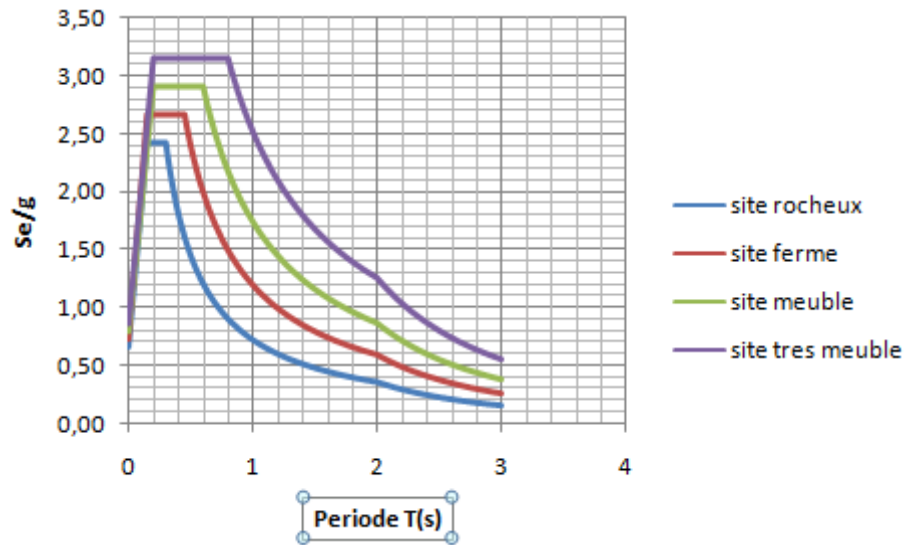


Figure 2-9: Forme des spectres élastique générale selon RPA 2016

### REMARQUE:

Les différents changements qui ont été apportés sont résumés par les points suivants:

La valeur de la réponse de chaque site du sol entre les deux réglementations a été bien modifiée.

Nous avons vu que les valeurs de réponses de l'AP-RPA 2016 ont été réduites par rapport au RPA 99/2003.

En outre chaque site a son propre palier d'accélération contrairement au RPA 99/2003. Lorsque les 4 sites ont eu le même palier d'accélération, ces changements du ajout du coefficient de site (S) et aussi les ajustements des valeurs de coefficient d'accélération et la formule de spectre que ce soit (élastique ou réduit).

## 2.5 Combinaison des réponses modales

Les réponses de deux modes de vibration  $i$  et  $j$  de périodes  $T_i$ ,  $T_j$  et d'amortissement  $\xi_i$ ,  $\xi_j$  sont considérées comme indépendantes si les valeurs des périodes sont différentes de 10%.

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par  $E = \pm \sum_{i=1}^k E_i^2$

E: effet de l'action sismique considéré

E<sub>i</sub> : valeur modale de E selon le mode « i »

K: nombre de modes retenus

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k \cdot \sum_{j=1}^k E_i r_{ij} E_j}$$

Avec le facteur de corrélation :

$$r_{ij} = \frac{8\xi^2(1 + \rho_{ij})\rho_{ij}^{3/2}}{(1 - \rho_{ij}^2)^2 + 4\xi^2\rho_{ij}(1 + \rho_{ij}^2)^2}$$

$\xi_{ij}$ : Valeur unique de pourcentage d'amortissement critique retenue pour tous les modes considérés.

## **2.6 COMBINAISONS D' ACTIONS**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul figurent sur le Tableau 2-18 avec des modifications pour les poteaux dans les ossatures auto stables.

**Tableau 2-18: Combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'actions du RPA99 / 2003	Les combinaisons d'actions de l'AP-RPA 2016
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>G + Q + E</math> (a)</li> <li>• <math>0.8 G \pm E</math> (b)</li> </ul> <p>Pour les poteaux dans les <b>ossatures auto stables</b>, la combinaison (a) est remplacée par la combinaison suivante:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>G + Q + 1.2 E</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>G + Q \pm E</math> (a)</li> <li>• <math>0.8 G \pm E</math> (b)</li> </ul> <p>Pour les poteaux dans les <b>ossatures auto stables</b>, la combinaison (a) est remplacée par la combinaison suivante:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>G + Q \pm 1.3 E</math></li> </ul>

Avec:

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

## 2.7 Justification de la sécurité :

### Remarque :

Tous les paramètres de la justification de la sécurité contenus dans le RPA 99/2003 ont été reproduits dans l'AP-RPA 2016, à l'exception de quelques changements apportés:

Afin d'obtenir une stabilité au renversement de chaque bâtiment doit être vérifiée de la stabilité au renversement par rapport à ces fondations. Le moment de renversement au niveau des fondations est égal à la somme des forces latérales à chaque niveau multiplié par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation. Le coefficient de sécurité du renversement doit être au minimum de **1,75**. Le moment stabilisant doit être déterminée à partir des charges verticales qui sont considérées pour la détermination de la force sismique latérale. Le moment stabilisant doit être calculé à partir de ces fondations, par rapport au bord extrême.

Concernant la justification de la largeur des joints sismiques il faut que deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{min}$  satisfait la condition montrée dans le Tableau 2-19.

**Tableau 2-19: Valeur de joint sismique**

<b>La distance de joint sismique</b>	
<b>Ancienne formule (RPA99/v2003)</b>	<b>Nouvelle formule (AP-RPA2016)</b>
<b><math>d_{min} = 15mm + (S_1 + S_2) mm \gg 40 mm</math></b>	<b><math>d_{min} = \sqrt{(S_1^2 + S_2^2)} mm \gg 40 mm</math></b>

$S_1$  et  $S_2$  : Déplacement maximum des deux blocs au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dus à la torsion des fondations.

Pour la justification des déplacements inter étage, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.50% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\delta\kappa = \frac{R}{Q} \times \delta\epsilon\kappa$$

$$\Delta\kappa = \delta\kappa - \delta\kappa_{-1} \leq 0.015h_k$$

Avec:

$\delta\epsilon\kappa$  : déplacement élastique dus à la force sismique

R: coefficient de comportement

Q : coefficient de qualité

## 2.8 Conclusion

Après étude et examen de ce nouveau règlement parasismique, on a constaté que ce dernier nous a aidé à bien comprendre les différentes comparaisons tout en donnant une révision des règles parasismiques dans le but de réduire la vulnérabilité des bâtiments vis-à-vis des événements sismiques modérés, ces modifications sont basées par une nouvelle recommandation pour le choix définitif du site.



Les dispositions constructives, en particulier les systèmes de contreventement pour ajuster leur coefficient de comportement  $R$ , autrement dit une amélioration de leur ductilité, c'est une note très importante puisque la plupart des effondrements sont dus essentiellement au manque d'estimation de ce coefficient quant à la dernière modification, il y'a eu un léger changement des critères de calculs.

## Chapitre 3

# Présentation de l'ouvrage

### 3.1 Introduction

Toute réalisation d'un ouvrage structuré en béton armé a pour but de garantir la stabilité et la résistance de la structure d'une part et d'autre part réduire le coût global de la dépense. Pour que ces exigences soient remplies une étude doit être faite pour établir les caractéristiques des matériaux utilisés, les dimensions des différentes structures porteuses.

Dans ce chapitre, nous allons présenter le bâtiment choisi afin de réaliser une étude comparative entre les règles parasismiques algériennes 99/version 2003 et l'avant-projet des règles parasismiques algériennes version 2016 (AP-RPA). Nous tenons à préciser que ce bâtiment a déjà été étudié dans le cadre d'un projet de fin d'étude soutenu en 2020.

### 3.2 Présentation générale de l'ouvrage

Le projet consiste à faire une étude d'un immeuble qui, contient d'un rez de chaussée plus huit étages (R+8). Cette structure est destinée à un usage d'habitation elle est implantée à Boudjlida, wilaya de Tlemcen, qui est une zone de faible sismicité « zone I » d'après le règlement parasismique Algérien (AP-RPA 2016).

### 3.3 Caractéristique géométrique de la structure

Le bâtiment présent les dimensions données par le Tableau 3-1, les différents plans de notre structure sont en annexes.

**Tableau 3-1:Caractéristiques géométriques**

Hauteur totale du bâtiment	27.54m
Longueur totale du bâtiment	31.60m
Largeur totale du bâtiment	17.20m
Hauteur de RDC	3.06m
Hauteur des étages courant	3.06m

### 3.4 Ossature et système constructif adopté

#### 3.4.1 Ossature

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de la construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent. On utilise pour cela un système de contreventement mixte portique/voile.

Dans ce cas 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 au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. La Figure 3-1 montre un exemple d'une structure contreventée en structure mixte voile /portique.

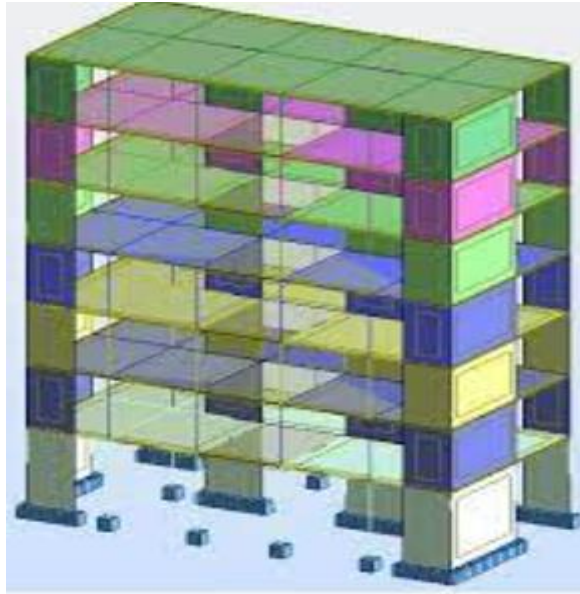


Figure 3-1: Contreventement mixte portique /voile

### 3.4.2 Planchers

Nous avons utilisé deux types de plancher :

- Plancher corps creux : pour le RDC et les étages courants
- Dalle pleine : pour les balcons.

### 3.4.3 Maçonnerie

Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types:

**Murs extérieurs** : Les murs extérieurs sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses, ils sont composés de :

- ❖ Brique creuse de 15 cm.
- ❖ Lamelle d'air de 5 cm.
- ❖ Brique creuse de 10 cm.

**Murs intérieurs** : Nous avons deux types de murs intérieurs :

- ❖ Type1: sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ❖ Type2: sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 20 cm d'épaisseur.

### **3.4.4 Revêtement**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- ❖ Enduit en plâtre pour les plafonds.
- ❖ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et intérieurs.
- ❖ Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers
- ❖ Revêtement par étanchéité multicouche pour le plancher terrasse.

### **3.4.5 Isolation**

On distingue deux types d'isolation dans notre projet:

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher. L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois.

### **3.4.6 Escalier**

Le bâtiment est composé d'une cage d'escalier réalisé en béton armé coulé sur place. On a un seul type d'escalier composé d'un palier et d'une paillasse

### **3.4.7 Acrotère**

Pour cette structure, la terrasse est inaccessible et entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et 10 cm d'épaisseur.

## **3.5 Caractéristique géotechnique du sol**

Selon le rapport géotechnique, l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2(ouvrage d'importance moyenne).

La contrainte admissible du sol  $\sigma = 2.2$  bar

Le site est considéré comme un site ferme (S2)

### 3.6 Caractéristique des matériaux

#### 3.6.1 Le béton

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants).

C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui se développent.

##### 3.6.1.1 Résistance caractéristique à la compression

La valeur de la résistance à la compression du béton  $f_{cj}$  à 28 jours est déterminée par l'essai de compression axiale sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

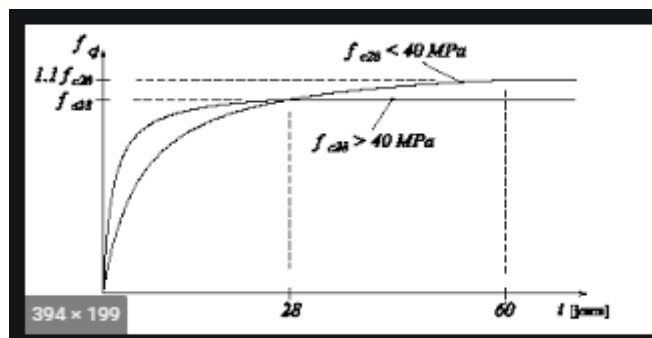
Si  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$

$$\left[ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \end{array} \right]$$

Si  $f_{c28} \geq 40 \text{ MPA}$

$$\left[ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \end{array} \right]$$

Pour notre bâtiment on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$



**Figure 3-2: Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton**

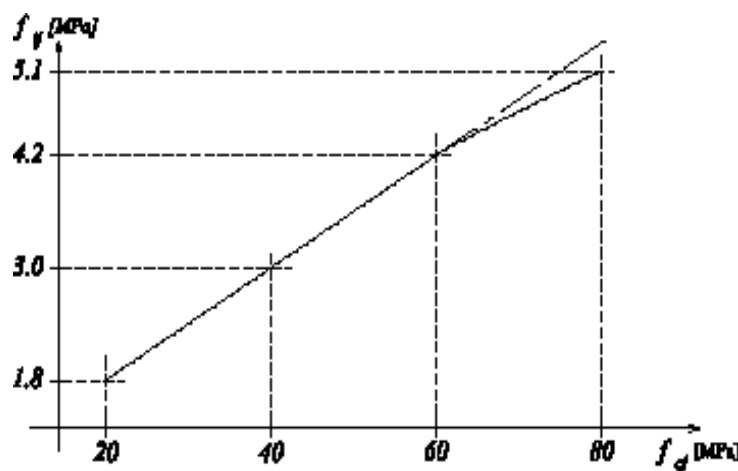
### 3.6.1.2 Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$



**Figure 3-3: Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$**

### 3.6.1.3 Les états limites

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

Il y a deux états limites :

#### **Etat limite ultime :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner, la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

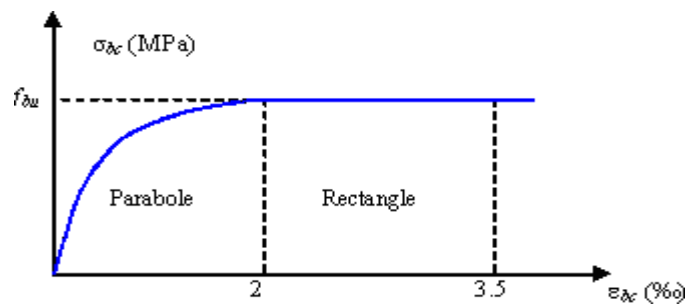
#### **Etat limite de service :**

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

### 3.6.1.4 Contraintes limites

- **Etat limite ultime :**

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit le diagramme « Parabole-Rectangle »



**Figure 3-4: Diagramme parabol rectangle des Contraintes Déformations du béton**

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

Avec :

$f_{bu}$ : Contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{pour les combinaisons normales.} \\ 1,15 & \text{pour les combinaisons accidentelles.} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si : la durée} > 24 \text{ h} \\ 0,9 & \text{si : la durée} < 24 \text{ h} \\ 0,85 & \text{si : la durée} < 1 \text{ h} \end{cases}$$

• **Etat limite de service**

On suppose que le diagramme parabol rectangle reste dans le domaine élastique linéaire.



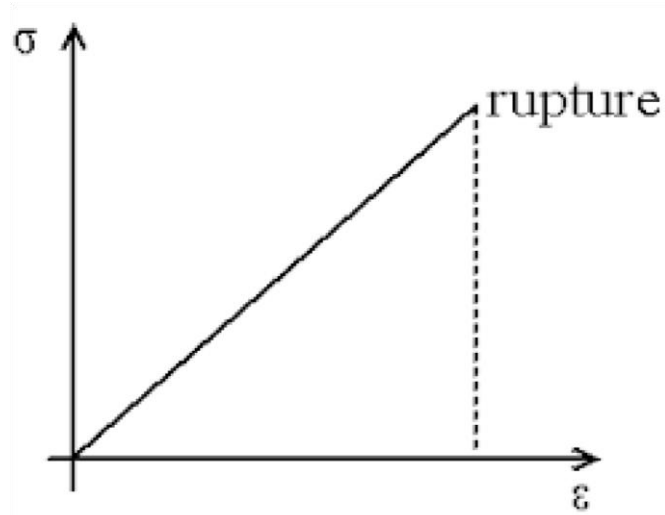


Figure 3-5: Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Contrainte limite de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$V_u$ : L'effort tranchant ultime.

$b_0$ : Largeur de la section.

$d$ : Hauteur utile.

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{si la fissuration est peu préjudiciable.}$$

### 3.6.1.5 Déformation longitudinale

#### a. Module de déformation longitudinale instantané $E_{ij}$ :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, il est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

#### b. Module de déformation longitudinale différé $E_{vj}$ :

Sous des chargements de longue durée, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton, il est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

### **3.6.1.6 Déformation transversale**

On appelle coefficient de poisson  $\nu$  le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale.

- $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime(ELU).
- $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service(ELS).

## **3.7 L'acier**

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage (comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone).

Les armatures en acier ont pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types.

#### ***a) Les ronds lisses (R.L) :***

- Fe E 215 MPa
- Fe E 235 MPa

#### ***b) Les hautes adhérences (H.A) :***

- Fe E 400 MPa
- Fe E 500 MPa

**c) Les treillis soudés (T.S) :**

- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 5$  mm
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 6$  mm

### 3.7.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier

D'après BAEL91 (A.2.2, 1), le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à  $ES = 200000$  MPa.

### 3.7.2 Contraintes limites

- **L'état limite ultime :**

A l'état limite ultime (ELU) on a:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \text{Barre lisse : } \sigma_s = 186.96 \text{ [MPa].} \\ \text{Barre H. A : } \sigma_s = 347.83 \text{ [MPa].} \end{cases}$$

Avec

$\gamma_s = 1.15$  : Combinaisons courantes.

$\gamma_s = 1$  : Combinaisons accidentelles.

- **L'état limite service**

A l'état limite de service (ELS) on a les cas suivants :

- ❖ Cas de fissuration peut préjudiciable  $\sigma_{st} \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$
- ❖ Cas de fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$
- ❖ Cas de fissuration considérée très préjudiciable:

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$$

Avec:

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$  → pour les ronds lisses (R.L)

$\eta = 1,6$  → pour les hautes adhérences (H.A)

La Figure 3-6 présente le diagramme de contrainte déformation pour l'acier.

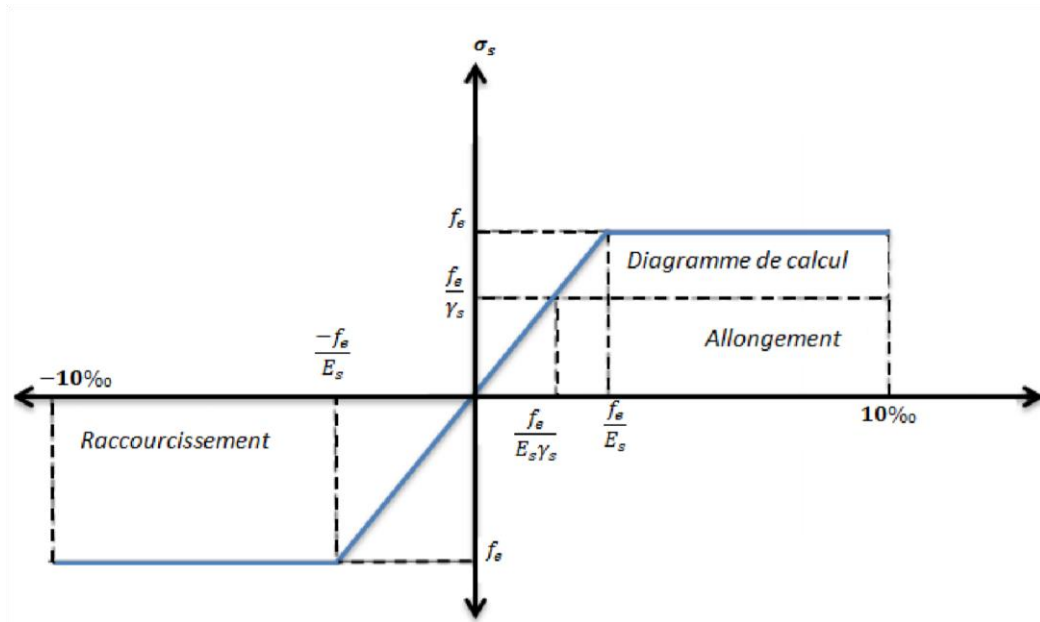


Figure 3-6:Diagramme contraintes-déformations de l'acier

### 3.8 Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisés

Le Tableau 3-2 et le Tableau 3-3 ci-dessous résument les caractéristiques des matériaux utilisés dans ce projet :

Tableau 3-2:Caractéristiques du béton.

Caractéristiques mécaniques	Symbole	Valeur (MPa)
La résistance du béton à la compression à 28 jours	$f_{c28}$	25
La résistance du béton à la traction à 28 jours	$f_{t28}$	2.1
Le module d'élasticité différé	$E_{vj}$	10818.865
Le module d'élasticité instantané	$E_{ij}$	32164.195
Contrainte à ELU	$f_{bc}$	14.17
Contrainte à ELS	$\sigma_{bc}$	15

Tableau 3-3: Caractéristique de l'acier.

Type d'acier		Symbole	Fe (MPa)
Transversales	Rond lisse	RL	235
Longitudinales	Haute adhérence	HA	400
Treillis soudé		TS	520

### 3.9 Sollicitation de calcul

- L'état limite ultime :

On utilise la relation suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- L'état limite de service :

On utilise la relation suivante :

$$G + Q$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- ✓  $G + Q \pm E$
- ✓  $0,8 G \pm E$
- ✓  $G + Q \pm 1,3 E$

Avec :

G : la charge permanent.

Q : la charge d'exploitation.

E : effort de séisme.

## Chapitre 4

# Pré dimensionnement et descente des charges

### 4.1 Introduction

Le but de près dimensionnement est de prés-calculer des sections transversales des différents élément de résistance dans la structure qui seront effectuées conformément aux édition CBA 93 et AP- RPA 2016 son objectif est de trouver le meilleur compromis entre cout et sécurité .Après avoir après avoir déterminé les différentes épaisseur et la surface provoqué pour chaque élément porteur, la charge (poids propre et la surcharge) et application la règle de dégression une fois que les contraintes dans la section dangereuse sont déterminées, des calculs précis seront effectués.

### 4.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux

#### 4.2.1 Plancher

Il s'agit d'un ensemble d'élément horizontaux dans une structure de bâtiment conçue pour résister aux charges et aux surcharges et les transmettent aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions confortables (comme l'isolation thermique).

Dans ce bâtiment on utilise des planchers à corps creux.

Selon BAEL (article B.6.8.4.2.4), l'épaisseur  $h_t$  du plancher doit être vérifiée la condition de flèche suivante:

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5} \quad 4-1$$

Avec:

L<sub>max</sub>: La portée maximale d'une poutrelle, entre nus d'appui

L<sub>max</sub> = 3,70 m

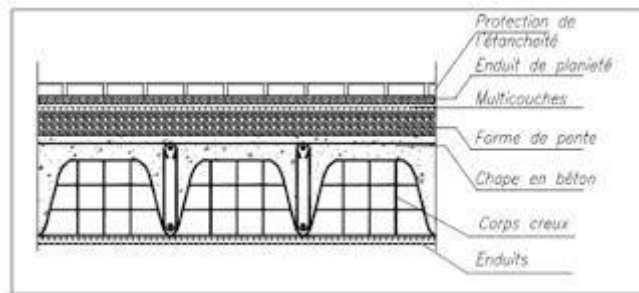
$$h_t \geq \frac{370}{22,5} = 16,44 \text{ cm} \quad 4-2$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de (16 + 5) = 21 cm.

→ Hauteur de corps creux = 16 cm.

→ Hauteur de la dalle de compression = 5 cm.

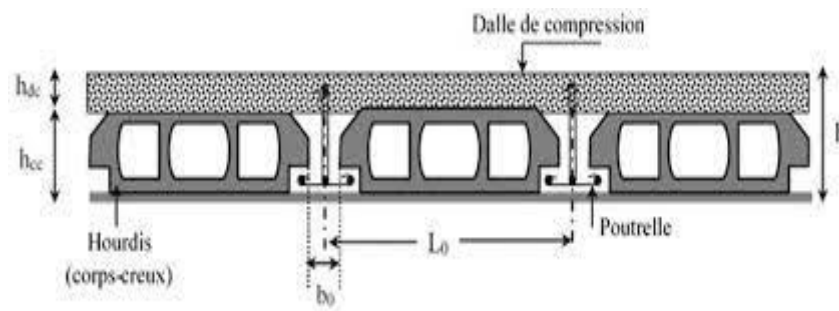
Dans La Figure 4-1 nous montre les différentes matériaux qui constitue un plancher à corp creux.



**Figure 4-1: Coupe transversal d'un plancher a corps creux**

#### 4.2.2 Poutrelle

La poutrelle est une petite poutre en béton armé sa section transversal est en T.



**Figure 4-2: Coupe transversal des poutrelles**

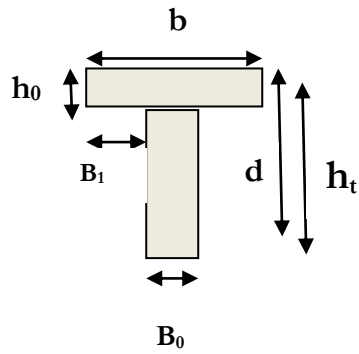


Figure 4-3: Dimensions d'une poutrelle

Telle que :

b: La largeur de la table de compression.

$h_0$  : L'épaisseur de la table de compression.

$b_0$  : La largeur de l'âme (la nervure).

→ La largeur de l'âme de nervure est définie par :

$$0,4 \times h_t \leq b_0 \leq 0,8 \times h_t \rightarrow 0,4 \times 21 \leq b_0 \leq 0,8 \times 21$$

$$\rightarrow 8,40 \leq b_0 \leq 16,80 \quad \text{Soit : } b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{l_1}{10}, \frac{l_2}{2}\right)$$

Avec :

$L_1$  : Longueur de la petite portée ( $L_1 = 3,70 \text{ m}$ ).

$L_2$  : Distance entre nus de deux nervures voisines.

$$L_2 = 65 - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min\left(\frac{370}{10}, \frac{52}{2}\right) \text{ On prend : } b_1 = 26,5 \text{ cm. } b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Donc  $b = 65 \text{ cm}$ .

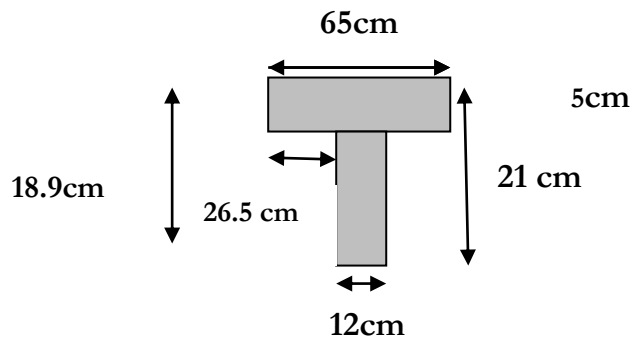


Figure 4-4: Dimension de la poutrelle



### 4.2.3 L'acrotère:

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade joue comme un élément de sécurité il forme une paroi contre toute chute.

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure ci-dessous.

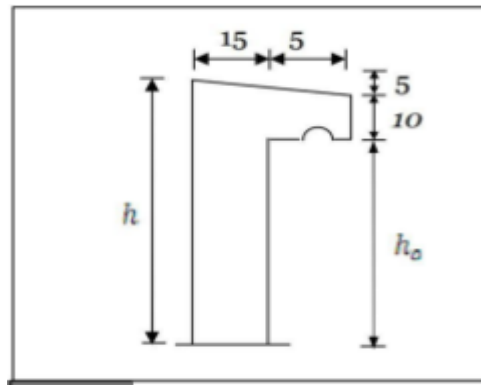


Figure 4-5: Dimension de l'acrotère

h: hauteur totale de L'acrotère → h = 60 cm; h<sub>d</sub>= 45 cm

## 4.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux

### 4.3.1 Les poutres

Il s'agit de composants en béton armé coulés sur site leur but est de transfert les charges de plancher vers les poteaux et voile.

#### 4.3.1.1 Poutre principale

Elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

Elles reliant les poteaux et supportent la dalle.

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

Avec

L<sub>max</sub>: La plus grande portée entre les axes des poteaux.

h : Hauteur de la poutre.

Les poutres principales : L = 4,60 m

$$\text{Donc: } \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \rightarrow 30,66 \leq h \leq 46$$

Alors :            On prend :  $h=40\text{cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 12 \leq b \leq 28 \quad (\text{Avec } b \text{ largeur de la poutre})$$

On prend  $\rightarrow b=30\text{cm}$

D'après l'AP-RPA2016 :

$$b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V} -$$

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V} -$$

$$h/b < 4 \rightarrow 1,33 < 4 \dots\dots\dots\text{C.V}$$

#### **4.3.1.2 Poutre secondaire**

Les poutres secondaires relient les portiques entre eux pour ne pas basculées.

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

$$l_{max} = 3,70\text{m}$$

$$\text{Donc: } \frac{3,70}{15} \leq h \leq \frac{3,70}{10}$$

$$24,66 \leq h \leq 37$$

On prend :  $h=30 \text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

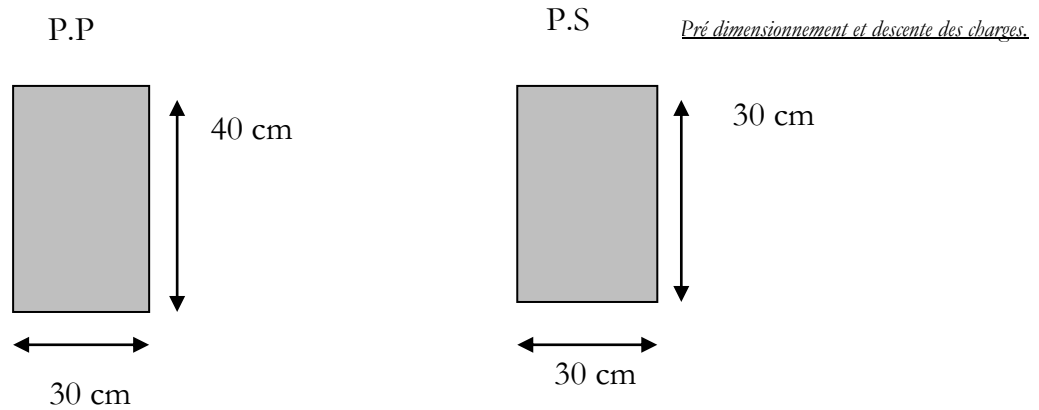
On a donc:  $9 \leq b \leq 21$ . On prend  $b = 30\text{cm}$

D'après le AP-RPA 2016 :

$$- b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$- h \geq 30\text{cm} \rightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

$$- h/b < 4 \rightarrow 1 < 4 \dots\dots\dots\text{C.V}$$



**Figure 4-6 : Dimensionnement des poutres**

### 4.3.2 Les poteaux

Ce sont des composants porteurs et ils supportent diverses charges et surcharges. Passez-les au niveau du sol à travers la fondation. Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du AP-RPA 2016 :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$  zone 1 et 2.
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e/20$ .
- $1/4 < a/b < 4$ .

Avec :

**b** : La largeur du poteau.

**h** : Hauteur du poteau.

**h<sub>e</sub>** : Hauteur libre d'étage.

Le calcul se fait sur la section du poteau le plus sollicité Figure 4-7:

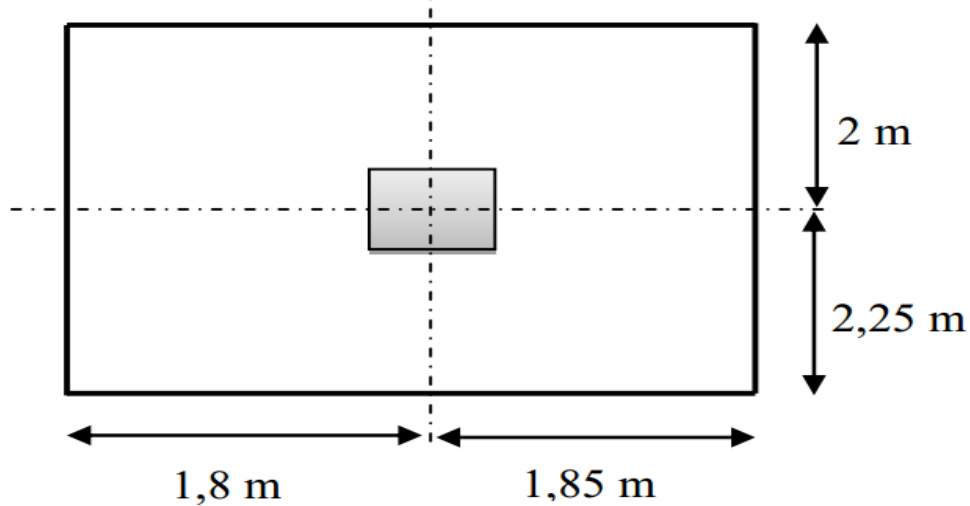


Figure 4-7: Section supporté par le poteau le plus sollicité.

Surface supporté par le poteau le plus défavorable  $S = 15,512 \text{ m}^2$

On suppose une charge moyenne de :  $Q = 1 \text{ t/m}^2$

$$Nu = Q \times S \times n$$

Avec :

- Nu : Effort normal ultime.
- Q : Charge moyenne répartie de  $1 \text{ t/m}^2$ .
- n : Nombre d'étage (plancher).

- Poteaux de RDC (n=9) :

$$Nu = 1 \times 15,512 \times 9 = 139,608 \text{ t}$$

$$Nu = 1,39 \text{ MN}$$

- Section réduite (Br) :

Selon les règles du B.A.E.L 91:

$$Br \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \cdot \frac{A_s \cdot f_e}{Br \cdot \gamma_s}} \quad 4-3$$

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \text{ pour } \lambda \leq 50 \quad 4-4$$

$$\beta = 0.85 \times \frac{(\lambda)^2}{1500} \text{ pour } 50 < \lambda < 70 \quad 4-5$$

$\beta$ : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique «  $\lambda$  » des poteaux. Il prend les valeurs suivantes.

On se fixe un élancement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la Compression centrée d'où :  $\beta = 1.2$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ Mpa} \quad 4-6$$

Le pourcentage minimal des armatures est de 0,7% en zone I, on peut prendre :

$$\begin{cases} \frac{A_s}{B_r} = 1\% \\ f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$Br \geq \frac{1,2 \times 1,39}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \times \frac{1 \times 400}{100 \times 1,15}} = 0,0891 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow Br = 891 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 0,02) \times (b - 0,02) \geq 891,93 \text{ cm}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{891,93} + 0,02 \rightarrow a = 30 \text{ cm}$$

On prend : **a=b=30cm**

**Calcul de section suivant AP- RPA 2016:**

**Poteau RDC:**

$$\frac{Nu}{0,3 \times f_{c28}} \leq B$$

$$B \geq \frac{1,39608}{0,3 \times 25} = 1861,44 \text{ cm}^2$$

$$a = b \rightarrow \sqrt{1861,44} = 43,13 \text{ cm}$$

On prend **a=b=55 cm**

Vérification des conditions du AP-RPA 2016 :

$$\text{Min (a, b)} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

$$\text{Min (a, b)} \geq h_e/20 = 285/20 = 14,25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

$$1/4 < a/b < 4 \rightarrow 1/4 < 1 < 4 \dots\dots\dots\text{C.V}$$

Vérification du poteau au flambement :

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 8ème étage parce qu'il a la plus faible section.

**Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = (a \times b^3)/12 = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052,083 \text{ cm}^4$$

**Rayon de giration  $i_x, i_y$  :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a * b}} = \sqrt{\frac{125052.083}{1225}} = 10.10 \text{ cm}$$

$$I_x = i_y = 10.10 \text{ cm}$$

**Elancement mécanique  $\lambda(x,y)$  :**

$$L_f = K \times h_0$$

Avec :

- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $h_0 = 2,85\text{m}$ .
- $K = 0,7$  : Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} = \frac{0.7 \times 2.85}{0.101} = 19.75$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 19,75 < 50 \dots\dots\dots\text{C.V}$$

Les dimensions des poutres principales PP, poutres secondaires PS et poteaux sont récapitulés par le Tableau 4-1.

**Tableau 4-1: Récapitulation du pré dimensionnement des poteaux et poutres.**

Niveau	Poteau (cm <sup>2</sup> )	PP (cm <sup>2</sup> )	PS (cm <sup>2</sup> )
RDC	(55×55)	(30×40)	(30×30)
1	(55×55)	(30×40)	(30×30)
2	(50×50)	(30×40)	(30×30)
3	(50×50)	(30×40)	(30×30)
4	(45×45)	(30×40)	(30×30)
5	(45×45)	(30×40)	(30×30)
6	(40×40)	(30×40)	(30×30)
7	(40×40)	(30×40)	(30×30)
8	(35×35)	(30×40)	(30×30)

#### 4.4 Les voiles

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition d'AP-RPA2016, P 56 ;  $L \geq 4 a$  :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit Figure 4-8:

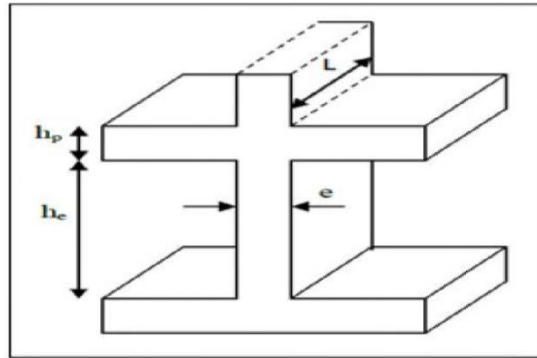


Figure 4-8: Coupe de voile en élévation

Notre bâtiment est réalisé à TLEMCEM, et selon AP-RPA2016, il est classé dans la zone I.

Vue de la hauteur totale importante du bâtiment qui atteint 27.54 m, et qui est supérieure à 17m, d'après le RPA, il est indispensable de contreventer notre structure par des voiles.

L'AP-RPA2016 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$L \geq a$$

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur des voiles ( $a_{\min} = 15 \text{ cm}$ ).

$h_e$  : La hauteur libre d'étage.

**Epaisseur :**

$$H_e = 306 - 21 = 285 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{285}{20} = 14.25 \text{ cm} \dots \text{ Pour RDC et les étages.}$$

On prend  $a = 15 \text{ cm}$  pour tous les niveaux.

**La longueur :**

$$L \geq 60 \text{ cm}$$



**Tableau 4-2: Dimensions des voiles de contreventements.**

Niveaux	Epaisseur a (cm)	Longueur Lmin (cm)
RDC	15	60
Les étages courants	15	60

## **4.5 Evaluation des charges et surcharges**

L'exposition de la charges et de la surcharges comprend le calcule continue de chaque élément porteur de la structure (plancher jusqu'à la fondation.)

On distingue deux types de charges et surcharges :

**Les charges permanentes (G)**

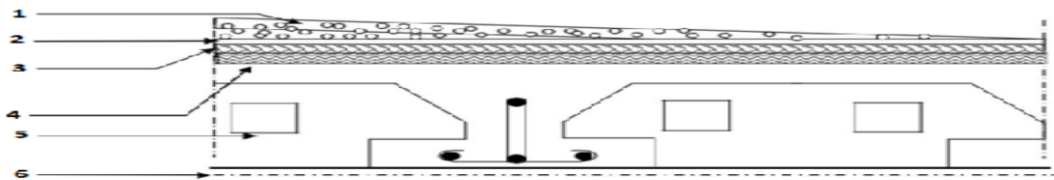
**Les charges d'exploitation (Q)**

### **4.5.1 Plancher terrasse inaccessible :**

Le Tableau 4-3 présente la descente de charge de la terrasse inaccessible.

**Tableau 4-3 : charges et surcharge de terrasse inaccessible.**

Element	Epaisseur (m)	Poids volumique ( $\frac{kn}{m^3}$ )	Charge ( $\frac{kn}{m^2}$ )
Protection gravillon	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme pente	0.1	22	2.20
Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
Plancher corps creux	0.16+0.05	/	3.10
Enduit en plâtre sous plafond	0.02	10	0.20
Charges permanentes (G)		6.68 ( $\frac{kn}{m^2}$ )	
Charges d'exploitation (Q)		1 ( $\frac{kn}{m^2}$ )	



**Figure 4-9: Terrasse inaccessible**

#### 4.5.2 Plancher étage courant et RDC

Le Tableau 4-4 présente la descente de charge d'étage courant, RDC.

Tableau 4-4: charges et surcharge d'étage courant, RDC

Element	Epaisseur(m)	Poids volumique ( $\frac{kn}{m^3}$ )	Charge ( $\frac{kn}{m^2}$ )
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux (16+5)	0.16+0.05	/	3
Enduit en plat	0.02	10	0.2
Cloison	0.02	10	1
Charges permanentes (G)		5.58 ( $\frac{kn}{m^2}$ )	
Charges d'exploitation (Q)		1.5 ( $\frac{kn}{m^2}$ )	

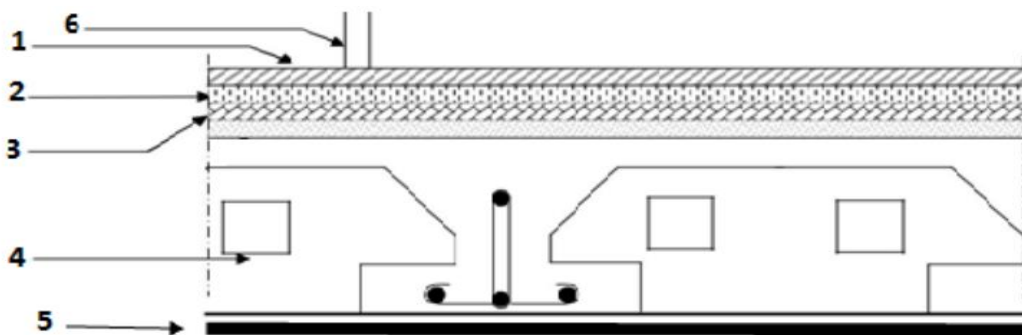


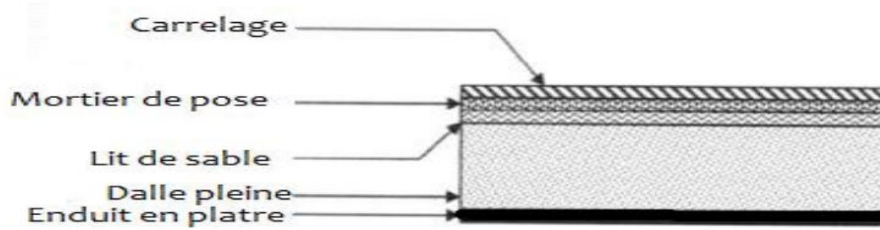
Figure 4-10:Plancher étage courant et RDC.

### 4.5.3 Balcon

Le Tableau 4-5 présente la descente de charge de balcon.

**Tableau 4-5: charges et surcharges du balcon**

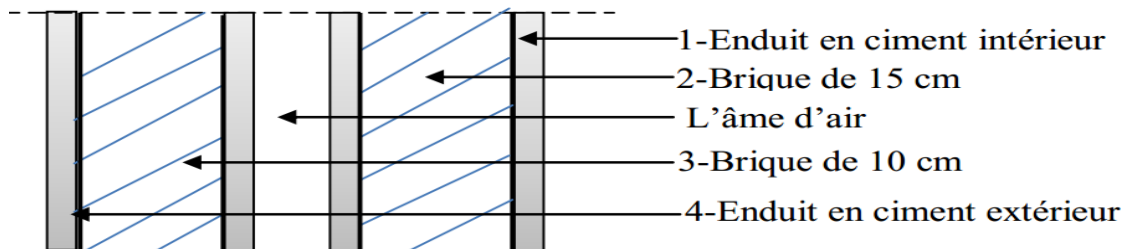
Element	Epaisseur(m)	Poids volumique ( $\frac{kn}{m^3}$ )	Charge ( $\frac{kn}{m^2}$ )
carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Lit en sable	0.02	18	0.36
Enduit en plat	0.02	10	0.2
Charges permanentes (G)		5.15 ( $\frac{kn}{m^2}$ )	
Charges d'exploitation (Q)		3.50 ( $\frac{kn}{m^2}$ )	



**Figure 4-11: Balcon (dalle pleine).**

#### 4.5.4 Murs

##### 4.5.4.1 Murs extérieurs



**Figure 4-12: Coupe transversale du mur extérieur.**

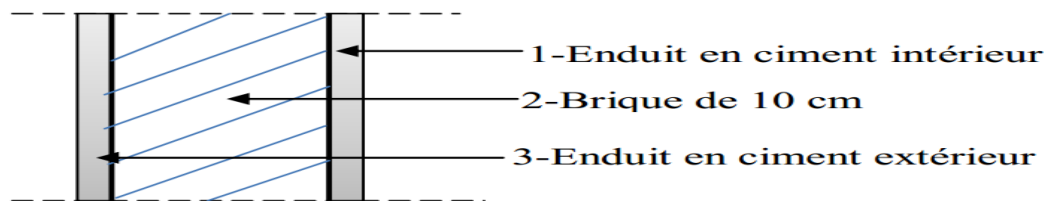
Le Tableau 4-6 présente la charge permanente des murs extérieurs.

**Tableau 4-6: Charge permanente des murs extérieurs.**

Element	Epaisseur(m)	Poids volumique ( $\frac{kn}{m^3}$ )	Charge ( $\frac{kn}{m^2}$ )
Enduit intérieure en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.15	9	1.35
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	0.02	18	0.36
Charges permanentes (G)		2.97 ( $\frac{kn}{m^2}$ )	

**4.5.4.2 Murs intérieurs (simple parois)**

➤ **Type 1:**



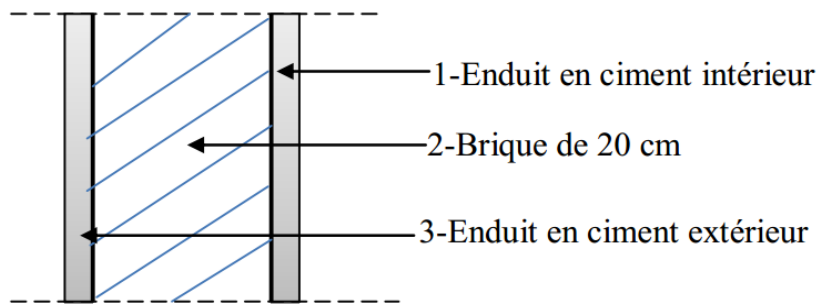
**Figure 4-13: Coupe transversale des murs intérieurs (type 1).**

Le Tableau 4-7 présente la charge permanente des murs intérieurs (type1).

**Tableau 4-7: Charge permanente des murs intérieurs (type1).**

Element	Epaisseur(m)	Poids volumique ( $\frac{kn}{m^3}$ )	Charge ( $\frac{kn}{m^2}$ )
Enduit extérieure en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit intérieur en ciment	0.02	15	0.36
Charges permanentes (G)		1.62 ( $\frac{kn}{m^2}$ )	

➤ **Type 2 :**



**Figure 4-14: Coupe transversale des murs intérieurs (type 2).**

Le Tableau 4-8 présente la charge permanente des murs intérieurs (type 2).

**Tableau 4-8: Charge permanente des murs intérieurs (type 2).**

Element	Epaisseur(m)	Poids volumique $\left(\frac{kn}{m^3}\right)$	Charge $\left(\frac{kn}{m^2}\right)$
Enduit extérieure en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.20	9	1.8
Enduit intérieur en ciment	0.02	15	0.36
Charges permanentes (G)		$2.52 \left(\frac{kn}{m^2}\right)$	

## 4.6 Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté le bâtiment choisi pour l'étude comparative entre les deux règlements (RPA99/ 2003) et (AP-RPA 2016).

Ensuite nous avons fait le pré dimensionnement pour arriver à déterminer les dimensions économiques pour éviter les excès d'acier et de béton.

## Chapitre 5

# Etude dynamique comparative

### 5.1 Introduction

L'analyse dynamique de la structure est une étape essentielle dans la recherche générale en génie civil dans la zone sismique, soumis à des actions accidentelles (vents extrêmes, explosions, etc.).

Dans ce chapitre nous allons appliquer les méthodes de calculs dynamiques établis par le RPA99/V2003 et par l'AP-RPA2016 sur le bâtiment étudié au chapitre précédent et faire une étude comparative des résultats obtenus.

### 5.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

### 5.3 Analyse modal de la structure

Avec une modélisation adéquate de la structure, on peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée. Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **SAP2000** pour la modélisation et l'analyse de



l'ouvrage qui permettent de simplifier suffisamment le problème. La modélisation 3D de notre structure est représentée sur la Figure 5-1 :

### 5.3.1 Vérification de l'analyse modale

A partir des articles (RPA99/2003-Art 4.3.4) et (AP-RPA2016-Art 4.3.5). Les conditions de vérification sont données par le Tableau 5-1.

**Tableau 5-1: Comparaison des conditions d'analyse modale.**

Conditions	RPA99/2003 ET AP- RPA 2016
1	<p>-La somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans deux sens.</p> <p>-Ou que tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5 % de la masse totale sont pris en compte.</p>
2	<p>Dans le cas où les conditions (2) ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : <math>K \geq 3. \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{ s}</math></p> <p>Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et <math>T_K</math> la période du mode K.</p>

## 5.4 Analyse dynamique du bâtiment par le RPA99/2003 et l'AP-RPA2016

### 5.4.1 Estimation des masses sismiques

#### 5.4.1.1 La masse selon le RPA99/ 2003

Dans notre cas on a un bâtiment à usage d'habitation donc  $\beta = 0.2$  d'après le Tableau 1-7.

La combinaison des masses sismiques est donc :

$$W_i = W_{Gi} + 0,2 W_{Qi}$$

### 5.4.2 La masse selon AP- RPA 2016

Dans notre cas la combinaison des masses sismiques et la valeur du coefficient de pondération  $\beta$  sont les mêmes que celles du RPA 99/2003 donc :

Les poids des différents niveaux du bâtiment étudié sont donnés par le Tableau 5-2 suivant :

**Tableau 5-2: Les masses sismiques selon RPA 2003 et le AP-RPA 2016**

Niveau	Hauteur d'étages (m)	Hauteur globale (m)	La masse sismique RPA 2003 (tonne)	La masse sismique RPA 2016 (tonne)
RDC	3,06	3,06	542,69	542,69
1	3,06	6,12	553,57	553,57
2	3,06	9,18	559,42	559,42
3	3,06	12,24	548,24	548,24
4	3,06	15,3	553,32	553,32
5	3,06	18,36	529,86	529,86
6	3,06	21,42	520,081	520,081
7	3,06	24,48	507,74	507,74
8	3,06	27,54	445,32	445,32
			$\Sigma W_{i=1-8} = 4760,24$	$\Sigma W_{i=1-8} = 4760,24$

REMARQUE : la masse sismique calculée selon le RPA 99/2003 est égale à celle calculée selon le AP-RPA 2016.

### 5.5 Analyse modale du bâtiment

Le modèle en éléments finis du bâtiment établi est illustré par la Figure 5-1.

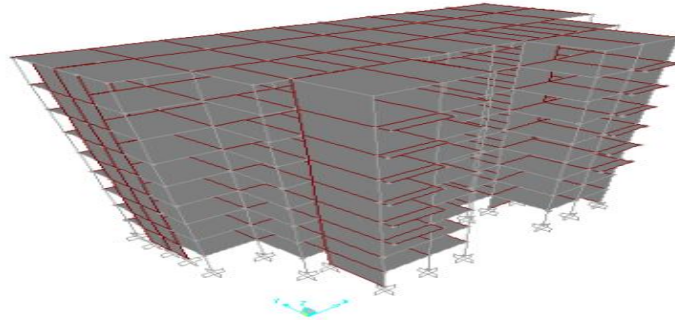


Figure 5-1: Modélisation de la structure

## 5.6 Estimation empirique de la période fondamentale

### 5.6.1 Selon les RPA 99/2003

Le contreventement de la structure étudiée est assuré par un système mixte donc:

$$C_T = 0,05.$$

Avec :

$C_T$  : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Sachant que :

$$h_N = 27,54 \text{ m}$$

$h_N$ : hauteur mesurée en m à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

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

$$D_X : \text{Dimension du bâtiment suivant (X)} \rightarrow D_X = 31,60 \text{ m}$$

$$D_Y : \text{Dimension du bâtiment suivant (Y)} \rightarrow D_Y = 17,20 \text{ m}$$

**La période est égale à :**

$$T = \min \left( C_T \cdot h_N^{3/4}; \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = 0,05 \times 27,54^{3/4} = 0,601 \\ T_x = \frac{0,09 \times 27,54}{\sqrt{31,60}} = 0,44 \\ T_y = \frac{0,09 \times 27,54}{\sqrt{17,20}} = 0,59 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} T_x = \min(0,60 ; 0,44) = 0,44 \text{ s} \\ T_y = \min(0,60 ; 0,59) = 0,59 \text{ s} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de la période**

Selon le RPA99/2003 les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30%. C'est à dire elle doit être inférieure à :

$$1,3 T_{\text{empirique}} = 0,572s.$$

**5.6.2 Selon le AP-RPA 2016**

*La période est égale à :*

$$T = \min \left( CT \cdot hn^{3/4}; \frac{0,09hn}{\sqrt{D}} \right)$$

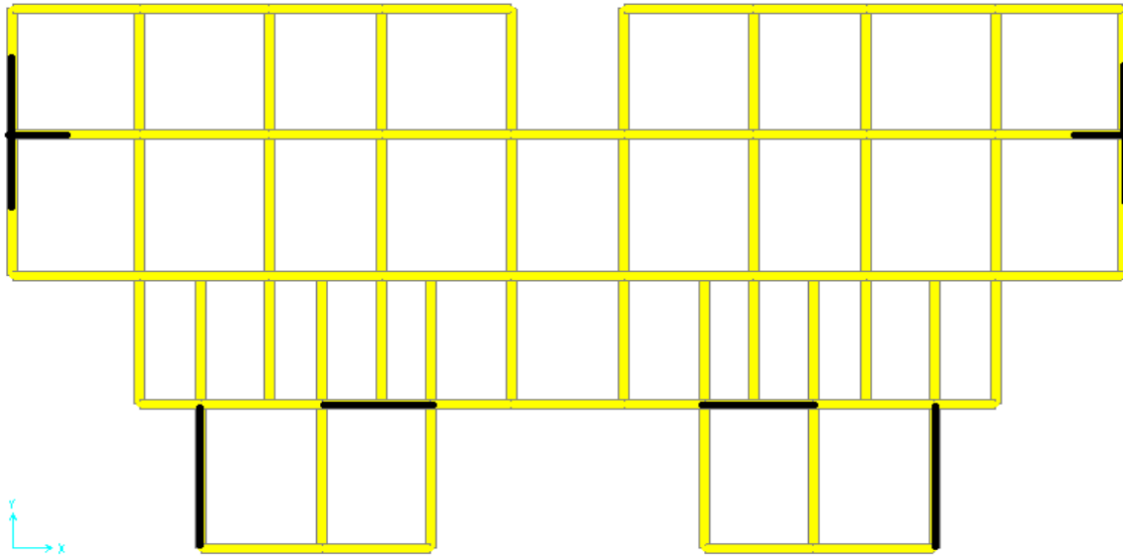
$$\left\{ \begin{array}{l} T.S.C = 0.05 \times 27.54^{3/4} = 0.601 \\ T_x = \frac{0.09 \times 27,54}{\sqrt{31,60}} = 0,44 \\ T_y = \frac{0,09 \times 27,54}{\sqrt{17,20}} = 0,59 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} T_x = \min(0,60 ; 0,44) = 0,44 \text{ s} \\ T_y = \min(0,60 ; 0,59) = 0,59 \text{ s} \end{array} \right.$$

**Remarque**

On a constaté que les formules de calcul des périodes empiriques selon AP-RPA 2016 sont les mêmes que celles des RPA 99/2003 et par conséquent les valeurs trouvées sont identiques.

**5.7 Vérification d'analyse modale**

La disposition des voiles est présentée par la Figure 5-2 suivante:



**Figure 5-2: Disposition des voiles.**

➤ ***Analyse selon le RPA 99/2003***

Le Tableau 5-3 illustre la participation massique de la structure selon le RPA 99/2003.

**Tableau 5-3: Participation massique modale selon le RPA 99/2003**

<b>TABLE: Modal Participating Mass Ratios</b>					
<b>StepNum</b>	<b>Period</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>
<b>Text</b>	<b>Sec</b>	<b>Unitless</b>	<b>Unitless</b>	<b>Unitless</b>	<b>Unitless</b>
<b>Mode 1</b>	0.64169	0.63319	0.02645	0.63919	0.02645
<b>Mode 2</b>	0.60525	0.0224	0.65453	0.65759	0.68098
<b>Mode 3</b>	0.42726	0.01037	0.0058	0.66596	0.68678
<b>Mode 4</b>	0.15802	0.00854	0.18388	0.6747	0.87066
<b>Mode 5</b>	0.15267	0.18781	0.00777	0.86231	0.87833
<b>Mode 6</b>	0.11058	0.00278	0.00251	0.86507	0.88083
<b>Mode 7</b>	0.08260	7.711E -09	0.00003	0.86507	0.88086
<b>Mode 8</b>	0.08194	0.000004	0.000001	0.86508	0.88087
<b>Mode 9</b>	0.07932	9.037 E-08	0.00003	0.86508	0.8809
<b>Mode 10</b>	0.07773	2.196 E-07	0.000002	0.86508	0.8809
<b>Mode 11</b>	0.07694	4.363E-09	0.00002	0.86508	0.88092
<b>Mode 12</b>	0.07621	8.69 E-09	0.00004	0.86508	0.88097
<b>Mode 13</b>	0.07583	0.00001	0.00004	0.86709	0.88101
<b>Mode 14</b>	0.07381	0.00019	0.06021	0.86528	0.94123
<b>Mode 15</b>	0.06949	0.0017	0.00001	0.86797	0.94187
<b>Mode 16</b>	0.06908	0.06048	0.00015	0.92846	0.94201

Les nombres des modes qui satisfont la condition somme des masses modales supérieure à 90% de la masse totale de la structure sont :

Dans la direction xx : 16 modes (92,84% de la masse sismique de la structure).

Dans la direction yy : 14 modes (94,12% de la masse sismique de la structure).

### ➤ **Analyse selon le AP-RPA 2016**

Les modes propres et la participation massique sont les mêmes que celle de RPA 99/2003 car les modes propres dépendent de la résolution de l'équation  $Det (K - Wi^2M) = 0$  et puisque la masse et la rigidité sont les mêmes donc les modes propres sont pareil que ceux du RPA 99/2003.

## **5.8 Méthodes de calcul sismique**

Afin de choisir la méthode à utiliser, certaines conditions des règles parasismiques actuelles de l'Algérie (RPA99/2003) sont incompatibles en plan et élévation du bâtiment. Le bâtiment est irrégulier donc nous utiliserons la méthode dynamique spectrale pour le dimensionnement parasismique du bâtiment. Mais nous utiliserons la méthode statique équivalente pour vérifier l'état de la RPA (article 4.3.6) :

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

Avec :

$V_{\text{dynamique}}$ : La résultante des forces sismique à la base de la méthode dynamique

$V_{\text{statique}}$ : La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

### **5.8.1 La force sismique selon le RPA99/2003:**

Notre immeuble est classé comme une structure irrégulière et puisqu'il est situé dans la zone *I* avec une hauteur qui ne dépasse pas 65 m, on peut utiliser la méthode statique équivalente pour déterminer la réponse dynamique.

#### **5.8.1.1 Calcule de $V_{\text{statique}}$ :**

D'après l'article 4-2-3 du RPA99/2003 la formule de la force sismique totale à la base est donnée comme par :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement de la structure.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre bâtiment :

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Notre structure est classée comme :

Ouvrages courants ou d'importance moyenne : → Groupe d'usage (2)

D'après la classification sismiques des wilayas : Tlemcen → Zone (1)

On obtient: **A = 0,10** (d'après le Tableau 1-2)

- **Coefficient de comportement (R) :**

Dans notre projet, on adopte un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec interaction, donc : **R = 5** (d'après Tableau 1-3)

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

D'après RPA-Art 4.2.3 le facteur d'amplification dynamique moyen D dépend, de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5n \\ 2.5n(T2/T)^{\frac{2}{3}} \\ 2.5n\left(\frac{T2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \end{cases} \quad \text{Si } \begin{cases} 0 \leq T \leq T2 \\ T2 \leq T \leq 3s \\ T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

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

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

Ou ( $\xi$ ) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas on a des portiques en béton armé dense →  $\xi=7\%$  →  $\eta=0,88$



Selon le rapport géotechnique notre site est ferme (S2) donc du Tableau 1-10

$$\rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases}$$

On utilise le Tableau 5-4 suivant pour choisir le période de calcul du facteur d'amplification.

**Tableau 5-4: Choix de période.**

<i>Si</i>	<i>La période choisie pour le calcul du facteur D est</i>
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

**Sens longitudinale X-X :**

$$T_{analytique} = 0.641 \text{ s} \geq 1,3 T_{(empirique)}$$

$$T_{majoré} = 1.3 \times 0.44 = 0.572 \text{ s} \rightarrow T_x = 0,57$$

$$T_2 \leq 0.57 \leq 3.0 \text{ s} \rightarrow D_x = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times (0.4/0.57)^{2/3} = 1.73$$

**Sens transversale Y-Y :**

$$T_{analytique} = 0.60 \text{ s}$$

$$1,3T_{empirique} = 0.76$$

$$T_{empirique} = 0.59$$

$$T_{empirique} = 0.59 \leq T_{analytique} = 0.60 \leq 1,3T_{empirique} \rightarrow T_y = 0.59$$

$$T_2 \leq 0.59 \leq 3.0 \text{ s} \rightarrow D_y = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.4}{0.59}\right)^{2/3} = 1.69$$

- **Facteur de qualité Q:**

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule :

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

Avec :

P<sub>q</sub> : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

**A .Condition minimale sur les files de contreventement:**

➤ Sens longitudinale :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_1}{l_2} = \frac{3.60}{3.7} = 0.97 < 1.5 \\ \frac{l_2}{l_3} = \frac{3.70}{3.2} = 1.15 < 1.5 \\ \frac{l_3}{l_4} = \frac{3.2}{3.7} = 0.86 < 1.5 \end{array} \right. \rightarrow \text{Critère observé } P_q = 0$$

➤ Sens transversale:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_1}{l_2} = \frac{4}{4.50} = 0.88 < 1.5 \\ \frac{l_2}{l_3} = \frac{4.50}{4.1} = 1.09 < 1.5 \\ \frac{l_3}{l_4} = \frac{4.1}{4.60} = 0.89 < 1.5 \end{array} \right. \rightarrow \text{Critère observé } P_q = 0$$

**B. Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\text{Sens longitudinale (5 fils)} \quad \frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{3,7}{3,2} = 1.15 < 1.5$$

$$\text{Sens transversale (16 fils)} \quad \frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{4.6}{4} = 1.15 < 1.5$$

$$\text{Critère observé } P_q = 0$$

**C.Régularité en plan :**

Notre structure est classée irrégulière en plan → P<sub>q</sub> = 0,05

**D. Régularité en élévation :**

Notre structure est classé régulier en élévation  $Pq = 0$

**E. Contrôle de la qualité des matériaux :**

Les matériaux utilisés dans notre structure ne sont pas contrôlés On considère que ce critère n'est pas observé :  $Pq = 0$

**F. Contrôle de la qualité de l'exécution :**

On considère que ce critère est non observé car il est très difficile de contrôler tous les opérations dans un chantier et pendant toute la durée du projet :  $Pq = 0,1$

Le Tableau 5-5 présente les valeurs des **Pq** utilisés pour calculer le facteur de qualité.

**Tableau 5-5 : Critère de qualité**

Critères	Q	
	Sens-x	Sens-y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

$$Q(x) = 1 + (0,05+0,05+0,1) \quad Q(x) = 1,20$$

$$Q(y) = 1 + (0,05+0,05+0,1) \quad Q(x) = 1,20$$

**5.8.1.2 Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :**

L'effort sismique à la base est donné par :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} W_T = \frac{0.1 \times 1.73 \times 1.2 \times 47602.4}{5} = 1976.45$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} W_T = \frac{0.1 \times 1.69 \times 1.2 \times 47602.4}{5} = 1930.75$$

### 5.8.1.3 Détermination de la force sismique de chaque niveau :

La force sismique totale (V) doit être distribuée sur la hauteur de la structure la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad \mathbf{1-8}$$

Avec :

F<sub>t</sub> : La force concentrée au sommet de la structure

$$F_t = 0,07 \times T \times V \rightarrow (F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s)$$

On a :

$$T_x < 0,7s \rightarrow F_{t_x} = 0$$

$$T_y < 0,7s \rightarrow F_{t_y} = 0$$

La répartition des efforts sismiques dans les deux directions, est représentée sur le Tableau 5-6 récapitulatif suivant :

**Tableau 5-6: Répartition des efforts sismiques sur chaque niveau de la structure avec R=5**

Niveau	F <sub>x</sub> (KN)	F <sub>y</sub> (KN)
RDC	46.27	45.20
1	94.41	92.22
2	143.11	139.80
3	187.00	182.68
4	235.92	230.46
5	271.10	264.83
6	310.45	303.27
7	346.38	338.37
8	341.77	333.871

Le Tableau 5-7 montre l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente avec R= 5.

**Tableau 5-7: Effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente avec R=5**

Méthode	Statique équivalente	
	V <sub>Tx</sub>	V <sub>Ty</sub>
L'effort tranchant à la base (KN)	1976.45	1930.75

### Calcul de V<sub>dynamique</sub>:

Les valeurs de paramètre sismique de l'ouvrage sont données par le Tableau 5-8 ci-dessous.

Tableau 5-8: Les paramètres sismiques de RPA 99/2003

COEFFICIENT	A	R	Q	$\xi$	$\eta$	T1	T2
VALEUR	0.1	5	1.2	7	0.88	0.15	0.40

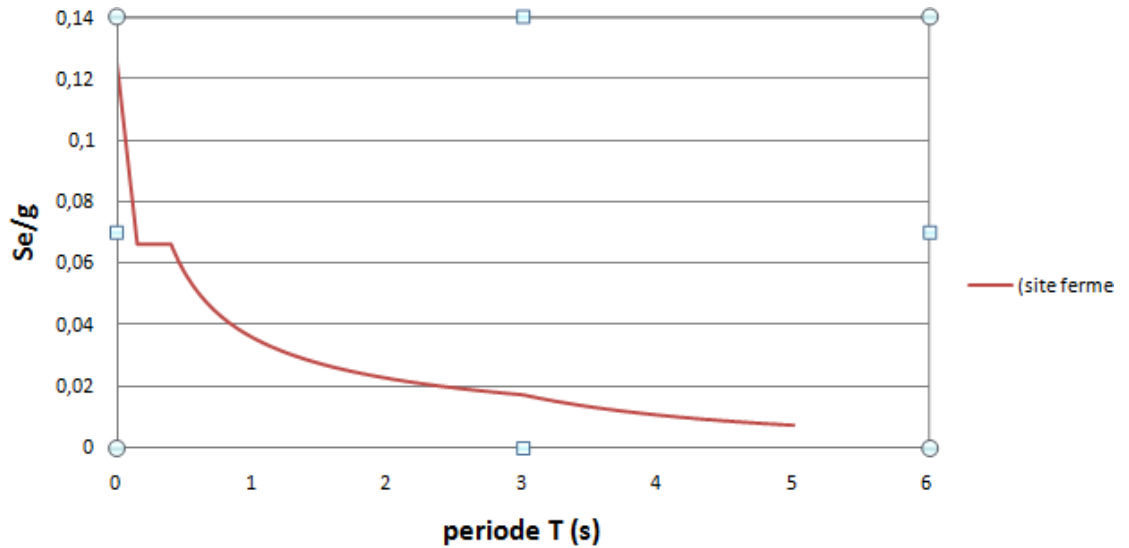


Figure 5-3: Spectre de calcul de RPA 99/2003 avec R= 5

A l'aide du logiciel (Sap2000), on lance une analyse modale, qui va nous donner les résultats suivants :

Méthode	Modale spectrale	
	$V_{Tx}$	$V_{Ty}$
L'effort tranchant à la base (KN)	1556.45	1648.75

➤ **Vérification du coefficient de comportement R=5 :**

Pour R= 5, le voile doit supporter au maximum 20% de la charge verticale et le portique doit supporter au moins 25% de la force de cisaillement du sol

Les efforts tranchant repris par le voile suivant (X-X) ET (Y-Y) sont:

$$\begin{cases} V_{xx} = 1402,06 \\ V_{yy} = 1407,443 \end{cases}$$

Donc les rapports entre l'effort tranchant appliqué sur les voiles et l'effort global dans les deux sens sont :

$$\text{Sens } XX : \frac{V_{xx}}{VT_X} = \frac{1402,06}{1556.45} = 0.90 > 75\%$$

$$\text{Sens } yy : \frac{V_{yy}}{VT_y} = \frac{1407,443}{1648.75} = 0.90 > 75\%$$

Et les rapports entre l'effort normal appliqué sur les voiles et l'effort normal global sont :

$$\begin{cases} N_T = 54584,037 \\ N_{xx} = 15889,98 \\ N_{yy} = 9403,55 \end{cases}$$

$$\text{Sens } XX : \frac{N_{xx}}{NT_X} = \frac{15889,98}{54584,037} = 0.3 > 20\%$$

$$\text{Sens } yy : \frac{N_{yy}}{NT_y} = \frac{9403,55}{54584,037} = 0.17 < 20\%$$

Donc le choix de R=5 n'est pas satisfaisant, on prend R=4, un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé.

Les nouveaux résultats du spectre de calcul et les forces sismique à la base sont représentés comme suit :

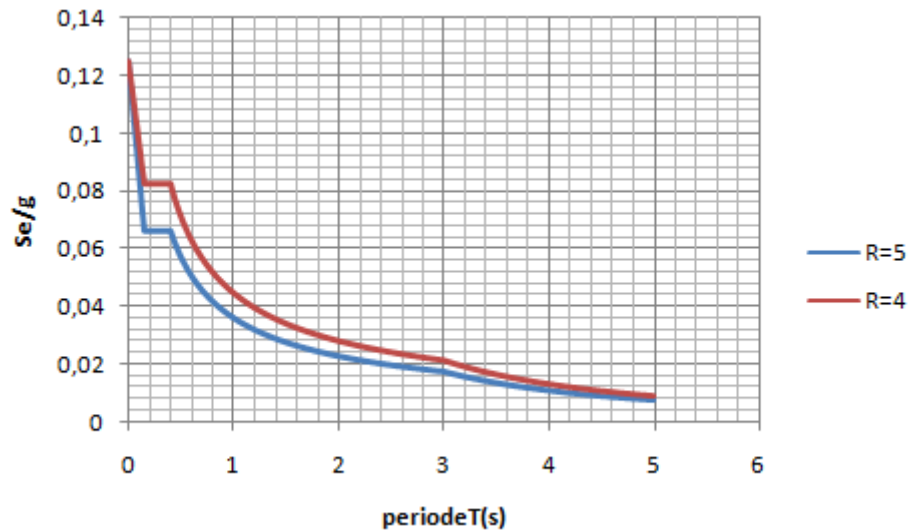


Figure 5-4: Spectres de calcul de RPA99/2003 avec (R=5 et R=4).

**Tableau 5-9: Effort tranchant à la base par la méthode spectrale avec R=4.**

Méthode	Modale spectrale	
	$V_{Tx}$	$V_{Ty}$
L'effort tranchant à la base (KN)	1946.96	2068.05

➤ **Vérification rapide de coefficient de comportement R=4 :**

Les efforts tranchants repris par les voiles suivant (X-X) et (Y-Y) sont :

$$\begin{cases} V_{xx} = 1754.21 \\ V_{yy} = 1765.92 \end{cases}$$

Donc les rapports entre l'effort tranchant appliqué sur les voiles et l'effort global dans les deux sens sont :

$$SensXX : \frac{V_{xx}}{V_{Tx}} = \frac{1754.21}{1946.96} = 0.90 \rightarrow 100\%$$

$$SensYY : \frac{V_{yy}}{V_{Ty}} = \frac{1765.92}{2068.07} = 0.85 \rightarrow 100\%$$

Le choix de coefficient de comportement R = 4 (4b. Système de contreventement de structure en portique par des voiles) est justifié.

La distribution des efforts tranchants de la structure est donnée par le Tableau 5-10.



**Tableau 5-10: La distribution de l'effort tranchant RPA 99/2003 avec R=4**

Niveau	Hauteur (m)	$V_x$ (kn)	$V_y$ (KN)
RDC	3,06	1946,96	2068.05
1	6,12	1896,92	2012,83
2	9,18	1777,88	1901,91
3	12,24	1654,13	1757,51
4	15,3	1492,46	1584,05
5	18,36	1273,05	1373,86
6	21,42	1072,01	1125,36
7	24,48	801,16	831,71
8	27,54	430,69	287,276

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{dynamique}$  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  $V_{statique}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. il est claire que :

$$V_{dynamique} > 80\% V_{statique}$$

Le Tableau 5-11 présente l'effort tranchant à la base par les méthodes modale spectrale et statique.

**Tableau 5-11: Effort tranchant à la base par les méthodes spectrale et statique.**

Méthode	Modale Spectrale		Statique	
	$V_x$	$V_y$	$V_x$	$V_y$
L'effort tranchant à la base (KN)	1937.94	2065.37	2470.56	2065.37

$$\frac{V_{\text{dynamique}}}{V_{\text{statique}}} > 80\% \rightarrow \begin{cases} \text{Sens X: } \frac{1937.94}{2470.56} = 0.78 \\ \text{Sens Y: } \frac{2065.37}{2065.37} = 0.85 \end{cases}$$

Donc pour le Sens (X-X)  $\rightarrow \frac{V_{\text{dynamique}}}{V_{\text{statique}}} < 80\%$

Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse suivant l'axe X (force déplacement, effort tranchant moment...) dans le rapport  $\frac{0.8 \times V_{\text{statique}}}{V_{\text{dynamique}}}$

$$\frac{0.8 \times 2470.56}{1937.94} = 1.02$$

D'après le résultat il fallait multiplier toutes les réponses par 1,02

**Tableau 5-12: Nouvelle distribution de l'effort tranchant**

Niveau	Hauteur (m)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)
RDC	3,06	1985,89	2065,37
1	6,12	1934,85	2010,073
2	9,18	1813,43	1898,904
3	12,24	1687,21	1754,245
4	15,3	1522,30	1580,866
5	18,36	1298,51	1371,269
6	21,42	1093,45	1123,705
7	24,48	817,18	830,892
8	27,54	439,30	428

### 5.8.2 La force sismique selon AP-RPA 2016 :

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre bâtiment :

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Notre structure est classée comme :

Ouvrages courants ou d'importance moyenne :  $\rightarrow$  Groupe d'usage (2)

D'après la classification sismiques des wilayas : Tlemcen → Zone (1)

On obtient:  $A = 0,10$  (d'après le Tableau 2-4)

- **Coefficient de comportement (R) :**

Dans notre projet, on adopte un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ductiles donc :  $R = 5.5$  (d'après **Tableau 2-7**).

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = \begin{cases} 2.5n \\ 2.5n\left(\frac{T_2}{T}\right) \\ 2.5n\left(\frac{T_2 T_3}{T^2}\right) \end{cases} \quad \text{Si } \begin{cases} 0 \leq T \leq T_2 \\ T_2 \leq T \leq T_3 \\ T \geq T_3 \end{cases}$$

Pour notre cas on a des portiques en béton armé dense →  $\xi=7\% \rightarrow \eta = 0,88$

Selon le rapport géotechnique notre site est ferme (S2) donc du Tableau 2-2

$$\rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.45s \\ T_3 = 2s \end{cases}$$

**Sens longitudinale X-X :**

$$T_{\text{analytique}} = 0.641s \geq 1,3 T_{\text{empirique}}$$

$$T_{\text{majoré}} = 1.3 \times 0.44 = 0.572s \rightarrow T_x = 0,57$$

$$T_2 \leq 0.57 \leq 2s \rightarrow D_x = 2.5 \eta(T_2 / T) = 2.5 \times 0.88 \times (0.45/0.57) = 1.73$$

**Sens transversale Y-Y :**

$$T_{\text{analytique}} = 0.60 s$$

$$1,3T_{\text{empirique}} = 0.76$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.59$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.59 < T_{\text{analytique}} = 0.60 < 1,3T_{\text{empirique}} \rightarrow T_y = 0.59$$

$$T_2 \leq 0.59 \leq 3.0s \rightarrow D_y = 2.5 \eta(T_2 / T) = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.45}{0.59}\right) = 1.67$$

- **Facteur de Qualité Q:**

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^4 p_q$$

Le Tableau 5-13 présente les valeurs des  $Pq$  utilisés pour calculer le facteur de qualité.

**Tableau 5-13: Critère de qualité**

Critères	Q	
	Sens x	Sens y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0.1	0.1
Régularité en élévation	0	0

$$Q(x) = 1 + (0,1) \quad Q(x) = 1,1$$

$$Q(y) = 1 + (0,1) \quad Q(x) = 1,1$$

Les valeurs des paramètres sismiques de l'ouvrage sont données dans le Tableau 5-14 ci-dessous :

**Tableau 5-14: Les paramètres sismique selon AP-RPA 2016**

COEFFICIENT	A	R	Q	$\xi$	$\eta$	T1	T2	T3	I	S
VALEUR	0.1	5.5	1.1	7	0.88	0.15	0.45	2	1	1

**Calcul de  $V_{dynamique}$  :**

La Figure 5-5 illustre le spectre de calcul de AP-RPA 2016 avec  $R = 5,5$ .

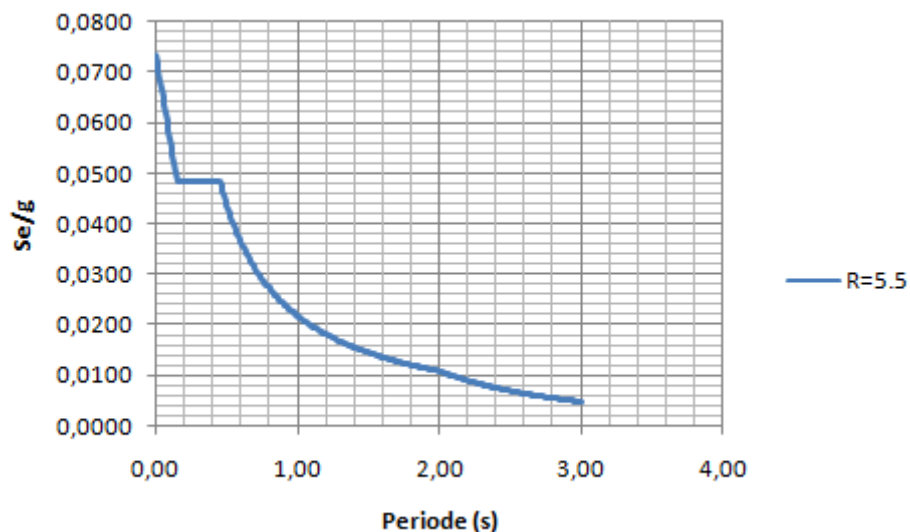


Figure 5-5: spectre de calcul de AP- RPA 2016 avec R = 5,5

A l'aide du logiciel (Sap2000), on lance une analyse modale, qui va nous donner les résultats suivants :

L'effort tranchant à la base donné par la méthode modale spectrale est illustré par le Tableau 5-15.

Tableau 5-15: Effort tranchant à la base selon AP-RPA 2016 avec R = 5.5

Méthode	Modale spectrale	
	$V_{Tx}$	$V_{Ty}$
L'effort tranchant à la base (KN)	1106,243	1194,635

La distribution de l'effort tranchant de la structure est donnée par le Tableau 5-16.

**Tableau 5-16: la distribution de l'effort tranchant selon AP-RPA 2016**

Niveau	Hauteur	$VT_x$	$VT_y$
RDC	3.06	1106,243	1194,635
1	6.12	1076,65	1162,182
2	12.	1006,989	1097,175
3	12.24	935,106	1013,158
4	15.3	843,003	912,948
5	18.36	719,345	791,986
6	21.42	607,168	649,413
7	24.48	455,967	480,969
8	27.54	246,65	165,60

### Calcul $V_{\text{statique}}$

$$V_X = 0.7 \times \frac{A \times I \times S \times D_x \times Q_x}{R} \times W_T = 0.7 \times \frac{0.1 \times 1 \times 1.1 \times 1.73 \times 1.1}{5.5} \times 47602.4 = 1268.223 \text{ Kn}$$

$$V_Y = 0.7 \times \frac{A \times I \times S \times D_y \times Q_y}{R} \times W_T = 0.7 \times \frac{0.1 \times 1 \times 1.1 \times 1.67 \times 1.1}{5.5} \times 47602.4 = 1224.238 \text{ Kn}$$

#### ➤ Détermination de la force sismique de chaque niveau

Le Tableau 5-17 illustre la répartition des efforts sismiques sur chaque niveau de la structure.

**Tableau 5-17: Répartition des efforts sismiques sur chaque niveau de la structure**

Niveau	hauteur	$FT_x$	$FT_y$
RDC	3.06	29,69	28,67
1	6.12	60.57	58,48
2	9.18	91.83	88,65
3	12.24	119.99	115,84
4	15.3	151.38	146,15
5	18.36	173.95	167,94
6	21.42	199.20	192,319
7	24.48	222.26	214,578
8	27.54	219.30	211.72

➤ **Vérification du coefficient de comportement selon AP-RPA2016**

Pour R=5.5 système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ductiles.

Les portiques doivent reprendre au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Les efforts tranchant repris par le voile suivant (X-X) ET (Y-Y) sont:

$$\begin{cases} V_{xx} = 996.87 \text{ kn} \\ V_{yy} = 1020,18 \text{ kn} \end{cases}$$

$$\text{SensXX : } \frac{V_{xx}}{VT_x} = \frac{996.87}{1106.24} = 0.90 > 75\%$$

$$\text{SensYY : } \frac{V_{yy}}{VT_y} = \frac{1020.18}{1194.63} = 0.85 > 75\%$$

Et les rapports entre l'effort normal appliqué sur les voiles et l'effort normal global sont :

$$\begin{cases} N_T = 54584,037 \\ N_{xx} = 15899,986 \\ N_{yy} = 9403 \end{cases}$$

$$\frac{N_{xx}}{NT_X} = \frac{15899.98}{54584.037} = 0.29 > 20 \%$$

$$\frac{N_{yy}}{NT_Y} = \frac{9403}{54584.037} = 0.17 < 20 \%$$

Donc le choix de R=5.5 n'est pas satisfaisant, on prend R=4, un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé.

Les nouveaux résultats du spectre de calcul et les forces sismique à la base sont représentés comme suit.

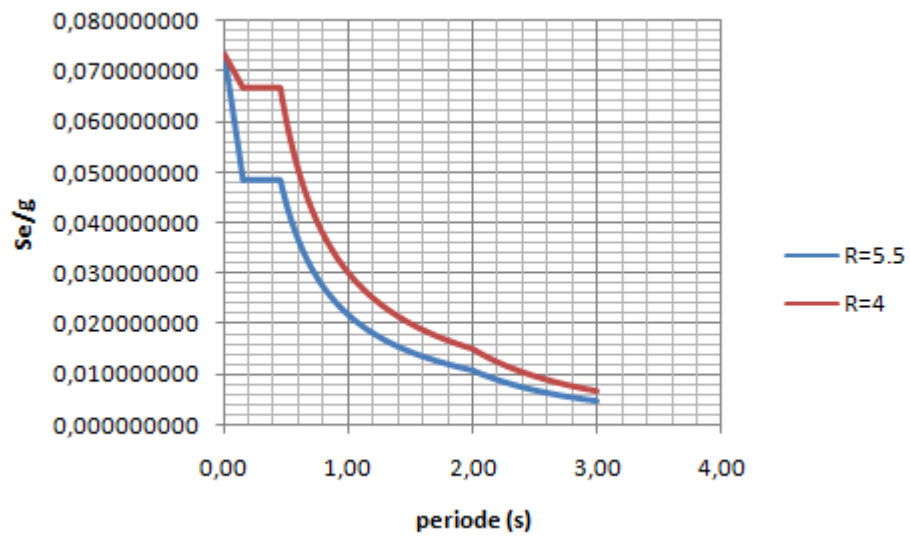


Figure 5-6: spectre de calcul de AP-RPA 2016 (R=5.5 et R=4)

Tableau 5-18: Effort tranchant a la base avec R= 4

Méthode	Modale spectrale	
	$V_{Tx}$	$V_{Ty}$
L'effort tranchant à la base (KN)	1514,42	1636,93

➤ Vérification rapide de coefficient de comportement R=4 :

Les efforts tranchants repris par les voiles suivant (X-X) et (Y-Y) sont :



$$\begin{cases} V_{xx} = 1364.61 \\ V_{yy} = 1397,792 \end{cases}$$

Donc les rapports entre l'effort\* tranchant appliqué sur les voiles et l'effort globale dans les deux sens sont :

$$\text{SensXX} : \frac{V_{xx}}{VT_x} = \frac{1364.61}{1514.42} = 0.90 \rightarrow 100\%$$

$$\text{Sens yy} : \frac{V_{yy}}{VT_y} = \frac{1397.79}{1693.93} = 0.82 \rightarrow 100\%$$

Le choix de coefficient de comportement  $R = 4$  (4b. Système de contreventement de structure en portique par des voiles) est justifié.

La distribution des efforts tranchants de la structure est donnée par le Tableau 5-19.

**Tableau 5-19: La distribution de l'effort tranchant selon AP-RPA2016 avec R= 4**

Niveau	Hauteur (m)	$V_x(KN)$	$V_y(KN)$
RDC	3,06	1937,94	1636,934
1	6,12	1476,92	1595,248
2	9,18	1384,449	1391,402
3	12,24	1284,304	1087
4	15,3	1155,131	892,924
5	18,36	986,697	658,448
6	21,42	834,829	830,892
7	24,48	624,451	428
8	27,54	333,948	227,61

## 5.9 Comparaison des forces sismiques:

**Tableau 5-20: Comparaison de l'effort tranchant à la base.**

Méthode modale spectrale	AP-RPA2016		RPA99/2003	
	$E_x$	$E_y$	$E_x$	$E_y$
L'effort tranchant à la base (KN)	1514.42	1636.93	1937.94	2065.37

A partir du Tableau 5-20 on observe que les efforts tranchants à la base selon le RPA99/2003 sont supérieurs à ceux d'AP- RPA2016, avec une différence de 20%.

## 5.10 Comparaison de la réponse du poteau plus sollicité :

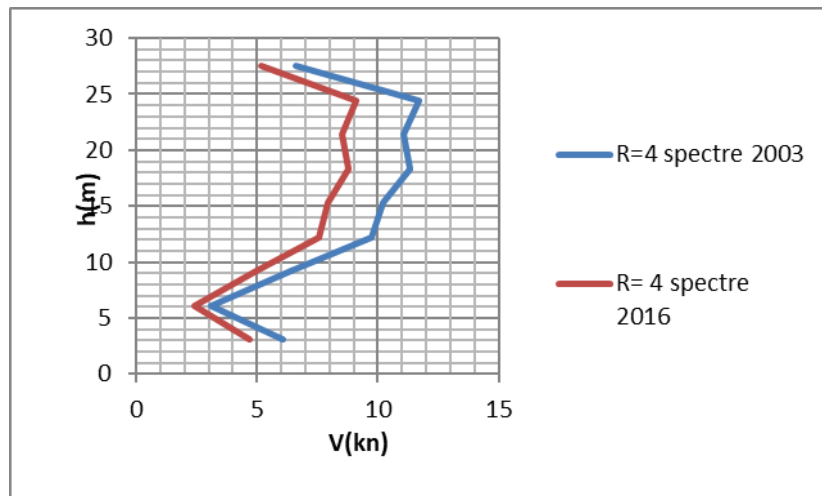
➤ *Sous la combinaison  $E_x$ :*

**Tableau 5-21: Effort tranchant maximal**

Hauteur (m)	Effort tranchant (kn)	
	Selon RPA 99/2003	Selon AP-RPA 2016
3.06	6.056	4.7
6.12	3.106	2.39
9.18	6.4	4.94
12.24	9.76	7.58
15.3	10.21	7.93
18.36	11.32	8.77
21.42	11.04	8.53
24.48	11.72	9.1
27.54	6.62	5.15

**Tableau 5-22: Moment maximal**

Hauteur (m)	Moment (kn.m)	
	Selon RPA 99/2003	Selon AP-RPA 2016
3.06	19.75	15.35
6.12	9.82	7.61
9.18	6.4	6.65
12.24	10.33	8.01
15.3	9.09	7.05
18.36	9.32	7.23
21.42	8.56	6.63
24.48	9.06	7.03
27.54	12.075	9.9



**Figure 5-7: Effort tranchant maximal**

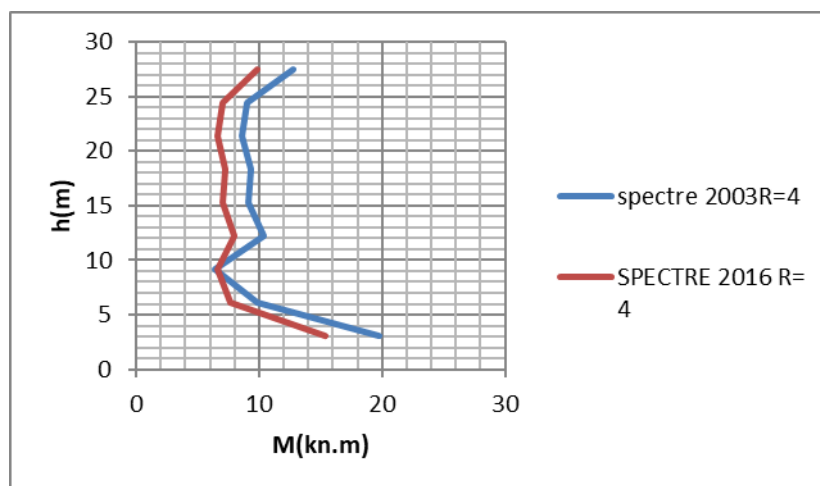


Figure 5-8: Moment maximal

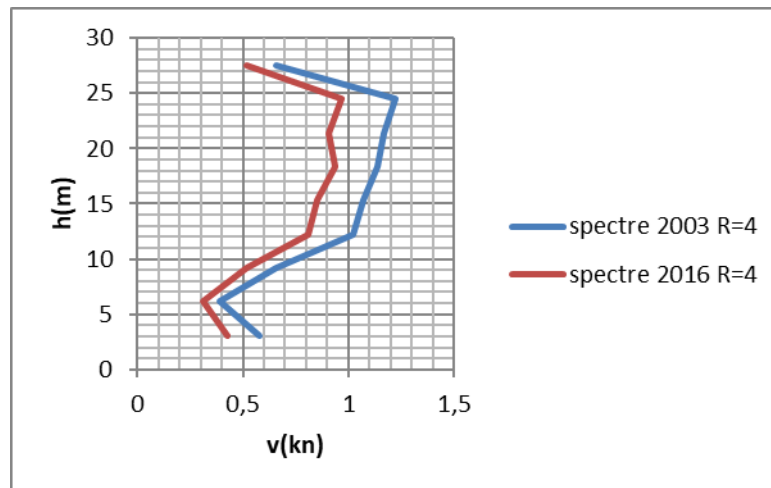
➤ Sous la combinaison  $E_y$ :

Tableau 5-23: Effort tranchant maximal

Hauteur (m)	Effort tranchant (kn)	
	Selon RPA 99/2003	Selon AP-RPA 2016
3.06	0.58	0.43
6.12	0.392	0.313
9.18	0.66	0.52
12.24	1.02	0.81
15.3	1.073	0.85
18.36	1.14	0.935
21.42	1.17	0.908
24.48	1.22	0.97
27.54	0.66	0.52

**Tableau 5-24: Moment maximal.**

Hauteur (m)	Moment (kn.m)	
	Selon RPA 99/2003	Selon AP-RPA 2016
3.06	1.89	1.49
6.12	1.07	0.85
9.18	0.85	0.67
12.24	1.06	0.84
15.3	0.94	0.74
18.36	0.96	0.76
21.42	0.88	0.7
24.48	0.94	0.75
27.54	1.28	1.01



**Figure 5-9: Effort tranchant maximal.**

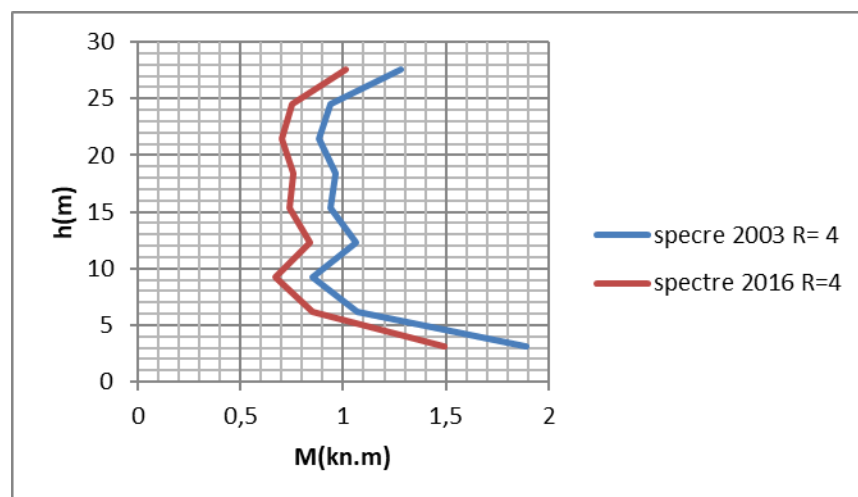


Figure 5-10: Moment maximal.

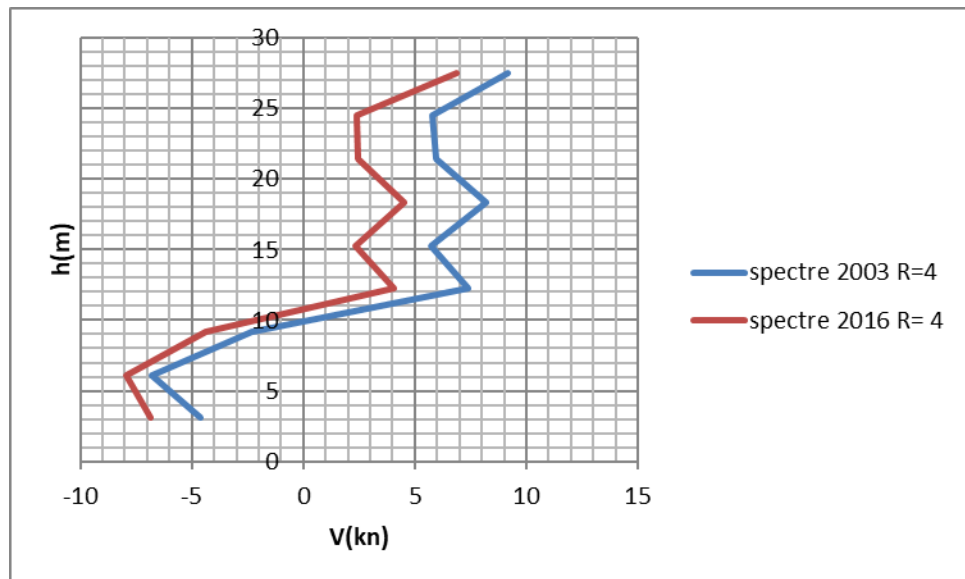
➤ Sous la combinaison (G+Q+1.2E) et (G+Q+1.3E) :

Tableau 5-25: Effort tranchant maximal.

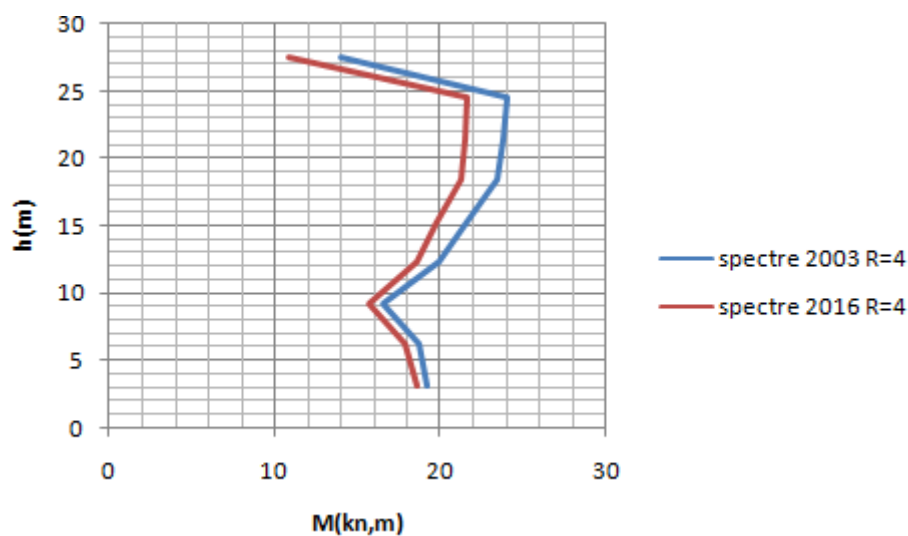
Hauteur (m)	Effort tranchant V (kn)	
	Selon RPA 99/2003	Selon AP-RPA 2016
3.06	-4.64	-6.26
6.12	-6.75	-7.42
9.18	-1.76	-3.40
12.24	6.66	4.36
15.3	5.30	2.56
18.36	7.86	4.81
21.42	5.85	2.87
24.48	8.35	5.21
27.54	9.63	7.85

**Tableau 5-26 : Moment maximal**

Hauteur (m)	Moment M (kn.m)	
	Selon RPA 99/2003	Selon AP-RPA 2016
3.06	19.23	23.62
6.12	18.65	17.81
9.18	16.45	15.67
12.24	19.85	18.56
15.3	21.60	19.82
18.36	23.36	21.18
21.42	23.78	21.46
24.48	24.02	21.59
27.54	13.96	10.80



**Figure 5-11: Effort tranchant maximal.**



**Figure 5-12: Moment maximal**

**REMARQUE:** Lorsque nous examinons les résultats des deux réglementations, nous concluons que les résultats liés à le AP- RPA 2016 sont réduits par rapport à ceux de RPA99/ 2003 et cela est dû à une raison évidente qui est le changement de forme de spectre de calcul.

## **5.11 Justification de la sécurité**

### **5.11.1 Justification vis à vis à des déplacements**

➤ *Vérification des déplacements*

- Selon RPA 99/2003



Tableau 5-27: Vérification de la déformation selon RPA 2003

Niveau	$U_1$ (cm)	$U_2$ (cm)	$U_1 \times R$ (cm)	$U_2 \times R$ (cm)	$\Delta U_1 \times R$ (cm)	$\frac{\Delta U_2 \times R}{R}$ (cm)	0.01 hk (cm)	$\Delta U_1 \times R \leq 0.01 hk$ (cm)
Etage 8	0.9037	0.2079	3.6148	0.8316	0.46	0.46	3.06	<i>Condition Vérifie</i>
Etage7	0,7882	0,0929	3.1528	0.3716	0,51	0,05	3.06	
Etage6	0,6604	0,078	2.6416	0,312	0,52	0,16	3.06	
Etage5	0,5302	0,0378	2.1208	0,1512	0,50	0,05	3.06	
Etage4	0,4036	0.0483	1.6144	0,2028	0,47	0,06	3.06	
Etage3	0,2853	0,0334	1.1412	0,1336	0,42	0,04	3.06	
Etage2	0,1788	0,035	0.7152	0,1792	0,35	0,09	3.06	
Etage 1	0.0907	0.022	0.3628	0.088	0.24	0.22	3.06	
RDC	0.0285	0.0078	0.114	0.312	0.11	0.31	3.06	

Avec :

$U_1$ : déplacements d'étage selon X-X multiplie par 1.02 (majoration)

$U_2$ : déplacements d'étage selon Y-Y

$U_1 \times R$ : déplacements d'étage selon X-X

$U_2 \times R$ : déplacements d'étage selon Y-Y

$\Delta U \times R$ : déplacements inter étage

• SELON AP-RPA 2016

Tableau5-28:Vérification de la déformation selon AP-RPA 2016

Niveau	$U_1$ (cm)	$U_2$ (cm)	$U_1 \times \frac{R}{Q}$ (cm)	$U_2 \times \frac{R}{Q}$ (cm)	$\Delta U_1 \times \frac{R}{Q}$ (cm)	$\Delta U_2 \times \frac{R}{Q}$ (cm)	0.015 hk (cm)	$\Delta$ $U_1 \times \frac{R}{Q} \leq 0.015 hk$ (cm)
Etage 8	0,6936	0,1627	2.522	0,6591	0,30	0,39	4,59	Condition Vérifie
Etage7	0,6115	0,0722	2.2236	0,26181	0,36	0,041	4,59	
Etage6	0,5122	0,0606	1.8625	0,2203	0,36	0,02	4,59	
Etage5	0,4113	0,0449	1.4956	0,1632	0,13	0,014	4,59	
Etage4	0,3758	0,0375	1,3665	0,1363	0,56	0,039	4,59	
Etage3	0,2214	0,0267	0.8050	0,097	0,30	0,02	4,59	
Etage2	0,1388	0,0274	0.5047	0,099	0,24	0,025	4,59	
Etage 1	0,0704	0,0176	0.256	0,074	0,017	0,01	4,59	
RDC	0,0752	0,0176	0.2734	0,064	0,27	0,064	4,59	

Avec :

$U_1$ : déplacements d'étage selon X-X multiplie par 1.02 (majoration)

$U_2$ : déplacements d'étage selon Y-Y

$U_1 \times \frac{R}{Q}$ : déplacements d'étage selon X-X

$U_2 \times \frac{R}{Q}$ : déplacements d'étage selon Y-Y

$\Delta U \times \frac{R}{Q}$ : déplacements inter étage

**REMARQUE:**

On note 'qu'il y'as toujours une diminution de valeur de déplacement inter étage de AP-RPA RPA 2016 par rapport aux RPA99/ 2003 ainsi une nouvelle formule d'amplification de déplacement apparaît dans nouveau code, qui est  $U \times \frac{R}{Q}$ .

Egalement la condition de vérification d'acceptation déplacement inter étage a été légèrement révisé.

**5.11.2 Justification du joint sismique**

• **Vérification Selon RPA 99/2003**

On suppose qu'on a le même bâtiment voisin donc

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) mm \geq 40 mm.$$

$$d_{min} = 15mm + (36.14 + 36.14) mm \geq 40_{mm}$$

$$d_{min} = 87.28 \geq 40 mm$$

On prend  $d = 90mm$

• **Vérification selon AP-RPA 2016**

$$d_{min} = \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2} mm \geq 40 mm.$$

$$d_{min} = \sqrt{27.74^2 + 27.74^2} \geq 40 mm.$$

$$d_{min} = 39.23 mm$$

On prend  $d = 40 mm$

**REMARQUE:**

Avec le retour d'expérience les intervenants ont remarqués qu'il y'a une pénalité ce que concerne la largeur des joints sismique entre 2 blocs ce qu'il a obligé de modifier la formule pour extraire la largeur de joint sismique présenté par :

$$d_{min} = \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2} mm \geq 40 mm.$$

Donc avec ce nouveau code on a remarqué que la largeur de joint sismique a été réduite presque 45 % par rapport au RPA99/2003.

### 5.11.3 Justification de la stabilité au renversement

- Vérification selon RPA 99/2003

Niveau	Hauteur	$FT_X$ (kn)	$FT_Y$ (kn)	$MT_X$ (kn.m)	$MT_Y$ (kn.m)	$E_X$ (m)	$E_Y$ (m)
RDC	3.06	50.04	55.22	153.12	168.97	0.073	0.076
1	6.12	119.04	110.92	728.52	678.83		
2	9.18	123.75	144.40	1136.025	1325.59		
3	12.24	162.13	173.46	1984.47	2123.15		
4	15.3	219	210.19	3350.7	3215.90		
5	18.36	201	248.50	3690.36	4562.46		
6	21.42	270.84	293.65	5801.39	6289.98		
7	24.48	370.47	544.43	9069.10	13327.64		
8	27.54	430.69	287.276	11861.20	7911.11		

$$E_x = \frac{\sum_1^9 M_x}{M_s}$$

$$E_y = \frac{\sum_1^9 M_y}{M_s}$$

$$E_x = \frac{37774.88}{54584 \times 1.1 \times 8.6} = 0.073$$

$$E_y = \frac{39603}{54584 \times 1.1 \times 8.6} = 0.076$$

$$\begin{cases} E_x \leq 1.5 \\ E_y \leq 1.5 \end{cases} \quad \text{Condition vérifié}$$

Donc pas de problème de renversement

Avec :

FT : Force sismique de chaque étage

MT : Moment fléchissent de chaque étage

Ms: Moment stabilisent

$$M_s = N_T \times \frac{bx}{2}$$

$N_T$ : effort normale a la base majorée par 10% (l'entrer du poids de fondation et le poids de remblai).

• Vérification selon AP-RPA2016

Niveau	Hauteur	$FT_x$ (kn)	$FT_y$ (kn)	$MT_x$ (kn.m)	$MT_y$ (kn.m)	$E_x$ (m)	$E_y$ (m)
RDC	3.06	30	32.45	91.80	99.29	0.041	0.044
1	6.12	70	65.01	428.40	397.86		
2	9.18	71	84.02	651.78	771.30		
3	12.24	91.97	100.21	1125.71	1226.57		
4	15.3	123.69	120.96	1892.45	1850.68		
5	18.36	112.18	142.57	2059.62	2617.58		
6	21.42	151.2	169.41	3238.70	3628.76		
7	24.48	209.31	314.4	5123.90	7696.51		
8	27.54	246.65	165.60	6792.74	4560.62		

$$E_x = \frac{\sum_1^9 M_x}{M_s} = 0.041$$

$$E_y = \frac{\sum_1^9 M_y}{M_s} = 0.044$$

$$\begin{cases} E_x \leq 1.75 \\ E_y \leq 1.75 \end{cases} \quad \text{Condition vérifié Avec :}$$

FT : force sismique de chaque étage

MT : moment fléchissent de chaque étage

$M_s$  : Moment stabilisent

$$M_s = N_T \times \frac{bx}{2}$$

$N_T$ : effort normale a la base majorée par 10% (l'entrer du poids de fondation et le poids de remblai).

**REMARQUE:**

Les changements qui ont été apparus par la nouvelle réglementation c'est :

Toujours une réduction de valeurs de renversement celles de AP-RPA2016 par rapport de RPA 99/2003.

Le coefficient de renversement a été légèrement augmenté avec un pourcentage de 33 %.

## **5.12 Conclusion**

A travers les recherches comparatives de deux réglementations nous relevons les points suivant:

Le AP-RPA 2016 et RPA 99/2003 adoptent les mêmes : masse sismique

Le RPA 99/2003 et le AP-RPA 2016 adoptent les mêmes actions sismiques horizontales EX et EY et aussi présentent les mêmes combinaisons d'action a part pour Les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison est remplacée.

De  $\bullet G + Q \pm 1.2 E$  vers  $\bullet G + Q \pm 1.3 E$

L'effort tranchant à la base calculé par la méthode modale spectral selon AP-RPA AP-2016 est inferieur que le RPA 99/2003 avec un pourcentage de 20% Sous les combinaisons sismiques.

Toutes les réponses dynamique suivant AP-RPA 2016 ont baissées par rapport aux RPA 99/2003 (effort tranchant, moment, déplacement...)

Il existe une différence dans la justification de sécurité entre les deux réglementations selon la vérification au déplacement inter étage, joint sismique, et le renversement, sachant que toutes ces justifications ont été vérifiées.



## Conclusion générale

Le séisme est un évènement très désastreux qui produit des dégâts humains et matériels catastrophiques. Malheureusement on ne peut pas le prédire actuellement et c'est pourquoi nous devons mettre en place des acteurs de la prévention du risque sismique tout particulièrement des règles parasismiques modérées.

A travers cette étude, nous avons un fort intérêt pour la conception sismique d'une structure. Permettez-nous d'approfondir nos connaissances dans de nombreux domaines. En effet, la recherche sismique d'architecture requiert une variété de concepts différents, tels que la dynamique de la structure, ingénierie géotechnique, résistance des matériaux et calculs de béton armé. Ce travail nous permet également prenez du recul et discutez de la façon de réaliser la conception sismique de la structure. C'est pour cela que l'on trouve dans le monde plusieurs règlements concernant le calcul parasismique. (7)

L'Algérie d'une part utilise un code parasismique qui s'appelle RPA99 /2003 et d'autre part elle cherche à améliorer ce code année après année jusqu'une nouvelle réglementation soit fait publie par AP-RPA 2016.

Le but de ce mémoire est de comparer la réglementation algérienne RPA99/2003 avec AP-RPA 2016 pour cela on a débuté d'établir les concepts de base de premier code puis on a mentionné les révisions qui ont été apporté par le deuxième code et on a fini par faire une étude comparative entre les deux codes pour un cas d'un bâtiment de 08 étages en béton armé.

A travers ce mémoire, nous pouvons voir que les objectifs de ces deux codes sont les mêmes, et globalement, les méthodes et hypothèses sont similaires. Cependant, il existe certaines différences à noter. À partir de l'étude comparative faite dans ce projet de fin d'étude, on conclut les points de divergence principaux suivants :

Les vitesses des ondes de cisaillement pour le RPA 99/2003 sont prises pour des profondeurs de 10 à 20 premiers mètre par contre dans le AP-RPA 2016 la profondeur est jusqu'à 30 mètre.



Le RPA 99/2003 préconise deux périodes caractéristiques de sol par contre AP-RPA 2016 adopte 3 périodes caractéristiques.

Selon le RPA 99/2003 l'étude de sol est faite pour les constructions en R+2 au maximum ou 11m de hauteur moyenne par contre le AP-RPA 2016 exige que l'étude est faite pour les constructions en R+1 au maximum ou 8m de hauteur moyenne.

Pour les structures irrégulière il s'est avéré qu'il y'avait un changement légère sur la condition d'application de la méthode statique équivalente et la zone II a été divisé en deux zones A et B.

Concernant les spectres, la valeur de la réponse dynamique de chaque site du sol entre les deux règlementations a été bien changée. Nous avons vu que les valeurs de réponses dynamique de la réglementation AP-RPA 2016 ont été réduites par rapport du RPA 99/2003

Les valeurs de coefficient d'accélération de la zone, coefficient d'amplification dynamique, coefficient de qualité et facteur de comportement dynamique sont changé dans le AP-RPA 2016 par rapport au RPA 99/2003 avec l'ajout d'un nouveau coefficient de site (s).

La formule principale de la méthode statique équivalente et le spectre de réponse suivent le AP-RPA2016 a été changé par rapport a celle du RPA 99/2003.

On a observé que Le AP-RPA 2016 et RPA 99/2003 adoptent la même masse sismique.

Le RPA 99/2003 et le AP-RPA 2016 adoptent les mêmes actions sismiques horizontales EX et EY et aussi présentent les mêmes combinaisons d'action a part pour les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison est remplacée

De  $\bullet G + Q \pm 1.2 E$  vers  $\bullet G + Q \pm 1.3 E$

L'effort tranchant à la base calculé par la méthode modale spectral selon AP-RPA 2016 est Inferieur que le RPA 99/2003 avec un pourcentage de 20% Sous les combinaisons sismiques.

Tous les repenses dynamiques suivant AP-RPA 2016 sont diminuées par rapport aux RPA 99/2003 (effort tranchant, moment, déplacement)

Existence d'une différence dans la justification de sécurité entre les deux réglementations selon:

La vérification au déplacement inter étage, joint sismique et le renversement.

Les RPA 99/2003 et le AP-RPA 2016 adopte un seul spectre de réponse par contre les valeurs du spectre de réponse du RPA 99/2003 sont supérieures à celles des AP-RPA 2016.

## *Bibliographie*

1. **CNERIB**. *REGLEMENT PARASESMIQUE ALGERIENNE 2016*. ALGER : s.n., 2016.
- 2.. *Reglement parasismique algériens 99 VERSION 2003*. Alger : s.n., 2003. p. 101.
3. **bruno., yvan**. *le grand guide des constructions des maçonnerie*. paris : s.n., 2018. p. 62.
4. **SaintJean, Claude**. *Introduction aux règles de construction parasismique*. [éd.] Eyrolles. 2014. p. 291.
5. **Aribi, messaoud**. Règles parasismiques algériennes, révision, articles, défaillances, propositions. *CONTRIBUTION A L'AMELIORATION DES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES*. 59, p. 2018.
6. **Merah, A et kahouadji, N**. Etude paramétrique comparative de la conception et du dimensionnement parasismique d'une structure selon le règlement algérien RPA2003 et l'eurocode 8. *tlemcen*. Mémoire, 2019, Vol. université ABOU-BEKR-BELKAID-TLEMEN, 101.
7. **Baguet, Arnaud**. *Étude comparative d'un bâtiment suivant les règles*. France : s.n., 2016. p. 215.
8. **Djallel, LEBOUAZDA et Saad, DARDOUR**. *Etude comparative de l'RPA 99 version 2003 avec l'ubc 97 et*. M'sila : s.n., 2019. p. 109.

# ***Annexes***

