

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU**  
**FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION**  
**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



**MEMOIRE DE MASTER**

Spécialité : Structure

Présenté par :

**BAICHE Fodhil**

Thème

---

**Évaluation de la performance sismique des structures  
auto-stables en béton armé par la caractérisation du  
mouvement sismique**

---

Jury :

BOUAFIA	Youcef	Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Président
KAHIL	Amar	Enseignant chercheur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Rapporteur
BOUKAIS	Saïd	Enseignant chercheur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Examineur
MERAKEB	Seddik	Maitre de conférences à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Examineur

# Dédicace

---

*En signe de respect et de reconnaissance,*

*Je dédie ce travail à*

*Monsieur Kahil Amar pour son soutien sa patience et sa disponibilité tout le long de ce travail.*

*A la mémoire de ma chère mère pour ses sacrifices.*

*A mes frères, mon beau-frère et mes trois sœurs, à*

*Toute ma famille,*

*Tous mes amis (es).*

*Mes camarades de promotion, et à toute*

*Personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin.*

# Sommaire

<b>1. Généralités sur les séismes.....</b>	<b>3</b>
1.1. Le séisme.....	3
1.2. Origine du séisme.....	3
1.3. Ondes sismiques.....	3
1.3.1. Ondes de volume (ondes primaires et secondaires).....	4
1.3.2. Ondes de surface (ondes de Love et de Rayleigh).....	5
1.4. Action sismique.....	6
1.4.1. Intensité et magnitude d'un séisme.....	6
1.4.1.1. Intensité.....	7
1.4.1.2. Magnitude.....	8
1.5. La réglementation parasismique.....	9
1.6. Les séismes en Algérie.....	9
1.6.1. Historique.....	9
1.6.2. La carte de sismicité du nord d'Algérie.....	11
1.6.3. La carte des intensités maximales observées (IMO).....	11
<b>2. Effets des séismes sur des bâtiments.....</b>	<b>13</b>
2.1. Architecture.....	13
2.1.1. Ailes, volumes en saillie ou retraits d'étage solidaire du bâtiment.....	13
2.1.2. Bâtiments de largeur ou profondeur variable.....	14
2.1.3. Élançement géométrique important.....	14
2.1.4. Présence de niveaux souples.....	15
2.1.5. Bâtiments reliés par des passerelles ou escaliers.....	16
2.1.6. Porte-à-faux importants.....	16
2.1.7. Toitures lourdes.....	17
2.1.8. Changement brutal de section d'éléments participant au contreventement.....	17
2.2. Structure.....	18
2.2.1. Contreventement absent ou insuffisant.....	18
2.2.2. Distribution asymétrique des éléments assurant le contreventement.....	19
2.2.3. Présence de joints de dilatation, de tassement ou de séparation.....	19
2.2.4. Hétérogénéité des éléments structuraux.....	20
2.2.5. Mauvais état de conservation.....	21
2.3. Éléments non structuraux et équipements.....	21
2.4. Possibilité de résonance avec le sol.....	21
2.5. Sol très mou ou hétérogène.....	22
2.6. Immeubles voisins.....	22
<b>3. Méthode d'évaluation de point de performance.....</b>	<b>23</b>
3.1. Introduction.....	23
3.2. La méthode d'analyse statique non linéaire.....	24
3.3. L'analyse Pushover.....	24
3.3.1. Origine de la méthode d'analyse Pushover.....	25
3.3.2. But de la méthode d'analyse pushover.....	25
3.4. La capacitésismique.....	26
3.4.1. Représentation de la courbe de capacité sous format (Sa-Sd).....	26
3.4.2. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	27
3.5. La demande sismique.....	28
3.5.1. Représentation (Sa-Sd) pour la demande sismique.....	28
3.6. Superposition de la courbe de capacité et la courbe de la demande sismique.....	29
3.6.1. La demande est inférieure à la capacité.....	29
3.6.2. La demande est égale à la capacité.....	30
3.6.3. La demande est supérieure à la capacité.....	30

3.7.	Procédure d'évaluation du point de performance.....	30
3.7.1.	Procédure itérative .....	31
3.7.2.	Procédure non itérative .....	31
3.7.2.1.	Représentation de la courbe de capacité sous format ( $\xi_{eff}$ - $S_d$ ). .....	31
3.7.2.2.	Représentation de la demande sismique sous format ( $\xi_{eff}$ - $S_d$ ). .....	32
3.7.2.3.	La superposition des graphes .....	33
3.8.	Estimation des degrés de dommages.....	33
3.8.1.	L'échelle de dommage utilisée .....	33
3.8.2.	Domaine des dommages .....	33
<b>4.</b>	<b>Zonage et Caractérisation du mouvement sismique.....</b>	<b>35</b>
4.1.	Zonage sismique et classification des sols .....	35
4.1.1.	Introduction.....	35
4.1.2.	Zonage sismique : .....	35
4.1.3.	Classification des sols .....	36
4.2.	Zonage et Caractérisation du mouvement sismique.....	37
4.2.1.	Introduction.....	37
4.2.2.	Accélération maximale (PGA).....	37
4.2.3.	Vitesse maximale du sol .....	38
4.2.4.	Le déplacement maximal du sol .....	39
4.3.	Création d'une base de données de signaux synthétiques.....	40
4.3.1.	Les logiciels de calcul .....	40
4.3.2.	Procédure utilisée.....	40
<b>5.</b>	<b>Application.....</b>	<b>44</b>
5.1.	Introduction .....	42
5.2.	Présentation et description des bâtiments.....	42
5.2.1.	Vue en plan.....	42
5.2.2.	Coupe en élévation .....	43
5.2.2.1.	Le bâtiment R+3.....	43
5.2.2.2.	Le bâtiment R+4.....	44
5.2.2.3.	Le bâtiment R+5.....	45
5.3.	Caractéristiques géométrique des poteaux et des poutres .....	45
5.3.1.	Détaille de ferrailage des poutres .....	46
5.3.2.	Détaille de ferrailage des Poteaux.....	46
5.4.	Illustration des resultats.....	47
5.5.	Analyse des resultats.....	61
5.5.1.	La fonction d'approximation $S_d$ - PGA.....	61
5.5.1.	La fonction d'approximation $S_d$ - PGV.....	61
5.5.1.	La fonction d'approximation $S_d$ - PGD.....	61
5.6.	Conclusion.....	62
	Conclusion Générale	

## **Résumé**

Le principe des méthodes d'évaluation de la performance sismique est de fournir une mesure d'aptitude pour un bâtiment ou un ensemble de bâtiments, à être endommagés par un séisme. L'objectif commun de plusieurs de ces méthodes est de fournir des critères de classification. Le but de notre étude, est de présenter une méthode d'évaluation du point de performance sismique des structures, basée sur la méthode Pushover, dont nous nous intéressons particulièrement aux constructions auto-stables en béton armé, qui représentent un pourcentage important du parc immobilier de l'Algérie, est cela par la caractérisation du mouvement sismique des différentes zones sismiques en terme de PGA, PGV et PGD qui sont obtenues par le biais de SIMQK\_GR et PRISM, afin d'élaborer une corrélation entre le point de performance et les indicateurs caractérisant le mouvement sismique.

## **Abstract**

The principle of the valuation methods of the seismic performance is to supply a measure of capacity for a building (ship) or a set of buildings (ships), to be damaged by an earthquake. The common objective of several of these methods is to supply criteria of classification. The purpose of our study, is to present a valuation method of the point of seismic performance of the structures, based on the method Pushover, of which we are particularly interested in the concrete(watertight) auto-stable constructions armed(equipped), which represent an important percentage of the housing stock of Algeria, is it by the characterization of the seismic movement of the various seismic zones in term of PGA, PGV and PGD who are obtained by means of SIMQK\_GR and PRISM, to develop a correlation between the point of performance and the indicators characterizing the seismic movement.

# Liste des figures

Figure 1.1.	Tremblement de terre de Kobe. Janvier 1995.....	3
Figure 1.2.	Origine du séisme.....	4
Figure 1.3.	Illustration du comportement des ondes P et S.....	4
Figure 1.4.	Illustration du comportement des ondes L et R.....	6
Figure 1.5.	Les séismes majeurs en Algérie période de 1365 à 1995.....	10
Figure 1.6.	Carte de sismicité du nord d'Algérie.....	11
Figure 1.7.	Carte des Intensité Maximales Observées en Algérie de 1716 à 2001.....	12
Figure 2.1.	Dommmages dus à des différences de rigidité.....	13
Figure 2.2.	Ailes de bâtiment raidies transversalement. Les déformations différentielles peuvent rester faibles. ....	13
Figure 2.3.	Bâtiments ayant une largeur variable.....	14
Figure 2.4.	Rupture à la base des éléments porteurs verticaux des bâtiments non parasismiques élancés. ....	14
Figure 2.5.	Bâtiments comportant un niveau largement ouvert. ....	15
Figure 2.6.	Construction implantée sur un terrain en pente .....	15
Figure 2.7.	Effondrement de passerelle entre bâtiments .....	16
Figure 2.8.	Rupture d'un auvent en porte-à-faux (Séisme de San Fernando, Californie, 1971) .....	16
Figure 2.9.	Effondrement d'ouvrages supportant une toiture lourde (séisme de San Fernando, Californie, 9février 1971) .....	17
Figure 2.10.	Rupture au droit d'un changement brutal de section d'un élément participant au contreventement.....	18
Figure 2.11.	Effondrement d'un bâtiment dont le rez-de-chaussée n'était pas suffisamment contreventé (séisme de Kobé, Japon, 17 janvier 1995).....	18
Figure 2.12.	Dommmages dus à la torsion d'ensemble d'une construction ayant un contreventement excentré .....	19
Figure 2.13.	Effondrement d'un bâtiment par torsion en raison d'une disposition asymétrique des murs assurant le contreventement (séisme d'Anchorage, Alaska, 27 mars 1964) .....	19
Figure 2.14.	Dommmages dus à l'entrechoquement de deux blocs de bâtiment séparés par un joint de dilatation thermique (séisme de Tokachi-Oki, Japon, 16 mai 1968).....	20
Figure 2.15.	Rupture d'un mur hétérogène (séisme de Tangshan, Chine, 28 juillet 1976) .....	20
Figure 2.16.	La chute de briques de parement lors du séisme de LomaPrieta, Californie, 1989. ....	21
Figure 2.17.	Dommmages dus à la résonance du bâtiment avec le sol(Mexico, séisme du Mexique, 19 septembre 1985).....	22
Figure 2.18.	Dommmages dus à l'entrechoquement de bâtiments voisins (séisme deKobé, Japon, 17 janvier 1995) .....	23
Figure 2.19.	Bâtiment endommagé lors de l'effondrement d'une construction voisine (déblayée avant la photo), séisme de Ceyhan-Misis, Turquie, 27 juin 1995 .....	23
Figure 3.1.	Courbe de Pushover. ....	25
Figure 3.2.	Courbe de capacité en format ( $Sa - Sd$ ). ....	27

Figure 3.3.	Représentation bilinéaire de la courbe de capacité. ....	27
Figure 3.4.	Le spectre de réponse en format (Sa-Sd) .....	29
Figure 3.5.	La demande est inférieure à la capacité. ....	29
Figure 3.6.	La demande est égale à la capacité. ....	30
Figure 3.7.	La demande est égale à la capacité. ....	30
Figure 3.8.	Diagramme de la capacité sismique.....	32
Figure 3.9.	Diagramme ( $\xi_{eff} - S_d$ ) de la demande sismique. ....	32
Figure 3.10.	Superposition des diagrammes ( $\xi_{eff} - S_d$ )D et ( $\xi_{eff} - S_d$ )C .....	33
Figure 3.11.	Les degrés d'endommagement de la structure. ....	33
Figure 4.1.	Carte de zonage sismique du territoire national.....	36
Figure 4.2.	Accélération maximale du sol en fonction de l'intensité d'après AMBRASEYS(1974) .....	38
Figure 4.3.	Accélération du sol en fonction du temps.....	38
Figure 4.4.	Vitesse du sol en fonction du temps .....	39
Figure 4.5.	Déplacement du sol en fonction du temps .....	40
Figure 4.6.	Schéma de principe de la procédure suivie.....	41
Figure 5.1.	Vue en plan des trois structures (XOY) .....	42
Figure 5.2.	Vue en élévation (XOZ),(YOZ).....	43
Figure 5.3.	Vue en 3 D du bâtiment R+3. ....	43
Figure 5.4.	Vue en élévation (XOZ), (YOZ).....	44
Figure 5.5.	Vue en 3 D du bâtiment R+4. ....	44
Figure 5.6.	Vue en 3 D du bâtiment R+5. ....	45
Figure 5.7.	Vue en 3 D du bâtiment R+5. ....	45
Figure 5.8.	Détaille de ferrailage des poutres.....	46
Figure 5.9.	Coupe B-B Détaille de ferrailage des poteaux.....	46
Figure 5.10.	Variation de PGA en fonction du point de performance(R+3, sens xx).....	48
Figure 5.11.	Variation de PGA en fonction du point de performance(R+4, sens xx).....	48
Figure 5.12.	Variation de PGA en fonction du point de performance (R+5, sens xx).....	48
Figure 5.13.	Variation de PGA en fonction du point de performance(R+3, sens yy).....	49
Figure 5.14.	Variation de PGA en fonction du point de performance(R+4, sens yy).....	49
Figure 5.15.	Variation de PGA en fonction du point de performance(R+5, sens yy).....	49
Figure 5.16.	Variation de PGV en fonction du point de performance(R+3, sens xx).....	50
Figure 5.17.	Variation de PGV en fonction du point de performance(R+3, sens xx).....	50
Figure 5.18.	Variation de PGV en fonction du point de performance(R+3, sens xx).....	50
Figure 5.19.	Variation de PGV en fonction du point de performance(R+4, sens xx).....	51
Figure 5.20.	Variation de PGV en fonction du point de performance(R+4, sens xx).....	51
Figure 5.21.	Variation de PGV en fonction du point de performance(R+4, sens xx).....	51

Figure 5.22. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+5, sens xx).....	52
Figure 5.23. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+5, sens xx).....	52
Figure 5.24. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+5, sens xx).....	52
Figure 5.25. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+3, sens yy).....	53
Figure 5.26. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+3, sens yy).....	53
Figure 5.27. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+3, sens yy).....	53
Figure 5.28. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+4, sens yy).....	54
Figure 5.29. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+4, sens yy).....	54
Figure 5.30. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+4, sens yy).....	54
Figure 5.31. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+5, sens yy).....	55
Figure 5.32. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+5, sens yy).....	55
Figure 5.33. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+5, sens yy).....	55
Figure 5.34. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+3, sens xx).....	57
Figure 5.35. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+3, sens xx).....	57
Figure 5.36. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+3, sens xx).....	57
Figure 5.37. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+4, sens xx).....	58
Figure 5.38. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+4, sens xx).....	58
Figure 5.39. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+4, sens xx).....	58
Figure 5.40. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+5, sens xx).....	59
Figure 5.41. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+5, sens xx).....	59
Figure 5.42. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+5, sens xx).....	59
Figure 5.43. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+3, sens yy).....	60
Figure 5.44. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+3, sens yy).....	60
Figure 5.45. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+3, sens yy).....	60
Figure 5.46. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+4, sens yy).....	61
Figure 5.48. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+4, sens yy).....	61
Figure 5.49. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+4, sens yy).....	61
Figure 5.50. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+5, sens yy).....	62
Figure 5.51. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+5, sens yy).....	62
Figure 5.52. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+5, sens yy).....	62

# Liste des Tableaux

---

Tableau 1.1.	Échelle d'intensité de MERCALLI.....	7
Tableau 1.2.	Énergie libérée en joule.....	8
Tableau 1.3.	Séismes célèbres et conséquences.....	8
Tableau 1.4.	Les séismes majeurs en Algérie de 1365 à 2003.....	10
Tableau 3.1.	Le niveau d'endommagement de la structure.....	36
Tableau 4.1.	Zonage sismique du territoire Algérien.....	36
Tableau 5.1.	Valeur de $T_1$ et $T_2$ .....	44
Tableau 5.2.	Dimension des différents Eléments.....	48
Tableau 1.B.	Définition de l'échelle de dommage EMS -98.	
Tableau 1.A.	Les valeurs du coefficient de dissipation d'énergie sismique (K) en fonction de l'amortissement visqueux équivalent ( $\xi_0$ )	

Les séismes apparaissent comme une manifestation perceptible de phénomènes qui se poursuivent à l'échelle des temps géologique. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proches du suivant [AMOURI Chahinez].

L'Algérie comme d'autres pays méditerranéens, est sujette à une activité sismique importante. Situé sur la bordure africaine sur laquelle est en mouvement continue de collision avec la plaque eurasienne, ce mouvement est responsable des séismes destructeurs qui s'est produit en Algérie est causées d'énormes pertes en vies humaines et en matériel tel que le séisme d'Al Asnan 10 octobre 1980, le séisme de Ain Témochent le 22 décembre 1999 et celui de Boumerdes 21 mai 2003 [Mouni NAILI, Djillali BENOUAR].

Il faut surtout axer nos efforts sur une meilleure connaissance du séisme et sur le développement et le perfectionnement des règles de protection à prendre lors de la réalisation des divers ouvrages humains capable de bien résister aux futurs séismes.

Cette performance exprime la capacité de réponse d'une structure, à une sollicitationsismique donnée. Elle est fonction de nombreux paramètres physiques, par exemple [Amar KAHIL 2008] :

- Les matériaux de construction utilisés.
- La période de vibration fondamentale.
- La géométrie en plan ou en élévation de la structure.

Nous nous intéressant plus particulièrement aux problèmes liés à l'analyse dynamique de structures. Car dans le génie parasismique, la connaissance de différents paramètres ci-dessus, pour la conception et la réalisation de tout ouvrage rationnel résistant aux séismes, est fondamentale.

- Caractérisation du (des) séisme(s) de référence.
- Caractérisation des mouvements du sol d'implantation
- Caractérisation de la réponse de l'ouvrage considéré comme un oscillateur sollicité par les déplacements aléatoires de ses fondations

La compilation des données sismiques historiques permettront de déterminer l'impact de la sismicité historique sur l'estimation de l'accélération maximale aux différents types de sols (PGA) qui sera une donnée essentielle sur l'établissement des spectres de réponse afin de mieux dimensionner et doter nos structures d'une performance meilleur face aux futures séismes.

Dans cette étude, nous nous intéressons particulièrement aux structures Auto-stables (poteaux - poutres) en béton armé avec remplissage en maçonnerie comme système de contreventement principal ce type de bâtiments est très fréquent en Algérie.

Souvent le mouvement du sol pousse les structures à aller au-delà de leurs limites élastiques et de travailler dans leurs domaines plastiques. Une étude a été menée dans ce sens afin de prédire le comportement réel des structures face à ces sollicitations sismiques, par la méthode d'analyse statique non linéaire « push-over » qui consiste à tracer :

- 1- La courbe capacité.
- 2- La courbe de la demande sismique.
- 3- Le point de performance.

Ce présent travail a pour but d'évaluer les performances sismiques des structures Auto-stables en R+3, R+4 et R+5 implanté dans quatre sols S1, S2, S3 et S4 par la caractérisation du mouvement sismique de chaque type de sol.

Le premier chapitre passe en revue sur les généralités des séismes et leurs caractéristiques mécaniques.

Le deuxième chapitre présente les notions sur le comportement des structures en béton armé et la pathologie qui affecte les bâtiments.

Le troisième chapitre donne un aperçu sur la méthode d'analyse statique non linéaire et la procédure non itérative d'estimation de point de performance.

Le quatrième chapitre est consacré à la classification des sols et les caractéristiques du mouvement sismique de chaque sol en termes d'Accélération, vitesse, déplacement. C'est la procédure utilisée afin de construire une base de données des signaux synthétiques.

Le cinquième chapitre, on s'intéresse à l'application de la méthode statique non linéaire basée sur le spectre de capacité et le point de performance, sur les trois (03) bâtiments de hauteur différente implantés dans quatre sols dans le but de prévoir le comportement de chaque structure et les dégâts que peuvent subir ces bâtiments.

Enfin, on termine cette étude par une conclusion générale, ou on a synthétisé l'ensemble des résultats obtenus.

# Chapitre 1

## Généralités sur les séismes

---

### Plans du chapitre 01

---

1.1.	Le séisme.....	3
1.2.	Origine du séisme.....	3
1.3.	Ondes sismiques.....	3
1.3.1.	Ondes de volume (ondes primaires et secondaires).....	4
1.3.2.	Ondes de surface (ondes de Love et de Rayleigh).....	5
1.4.	Action sismique.....	6
1.4.1.	Intensité et magnitude d'un séisme.....	6
1.4.1.1.	Intensité.....	7
1.4.1.2.	Magnitude.....	8
1.5.	La réglementation parasismique.....	9
1.6.	Les séismes en Algérie.....	9
1.6.1.	Historique.....	9
1.6.2.	La carte de sismicité du nord d'Algérie.....	11
1.6.3.	La carte des intensités maximales observées (IMO).....	11

### 1.1. Le séisme

Un séisme résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre, qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille et un rebond élastique. Ces secousses peuvent être imperceptibles ou très destructrices.



Figure 1.1. Tremblement de terre de Kobe. Janvier 1995.

### 1.2. Origine du séisme

Ils peuvent être d'origines artificielles comme les séismes induits par l'activité humaine (tires d'explorations sismiques, essais nucléaires souterrains), ou d'origines naturelles comme les séismes tectoniques, les séismes volcaniques et les séismes d'effondrements.

On retiendra que seuls les séismes d'origine tectonique, c'est-à-dire liés aux déplacements relatifs des plaques terrestres peuvent avoir des longueurs de ruptures suffisantes pour que leur magnitude soit élevée et justifie d'une politique de prévention visant la résistance aux oscillations [Le préfet des côtes d'Armor].

### 1.3. Ondes sismiques

Le point d'origine d'un tremblement de terre est appelé hypocentre ou foyer, il peut se trouver entre la surface et moins 700 km en dessous de la surface terrestre. On parle souvent aussi de l'épicentre qui est le point situé à la surface de la terre, à la verticale du foyer (Figure 1.2).

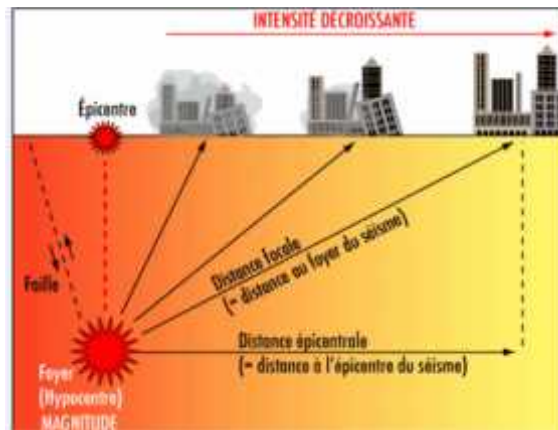


Figure 1.2. Origine du séisme.

La secousse sismique se propage sous forme d'ondes sismiques. Ces dernières sont des ondes élastiques qui peuvent traverser un milieu sans le modifier durablement. Il existe deux types d'ondes sismiques : les ondes de volume et les ondes de surface.

### 1.3.1. Ondes de volume (les ondes primaire et secondaire)

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source, elles sont réfléchies et/ou réfractées par les limites de couches de sol de densités différentes et par la surface. Ce sont des ondes qui provoquent les déformations des constructions courantes sous l'effet des forces d'inertie (Figure 1.3), (leurs fréquences d'oscillation sont proches de celles des constructions qu'elles peuvent mettre en résonance) [DSPR, 09/2008].

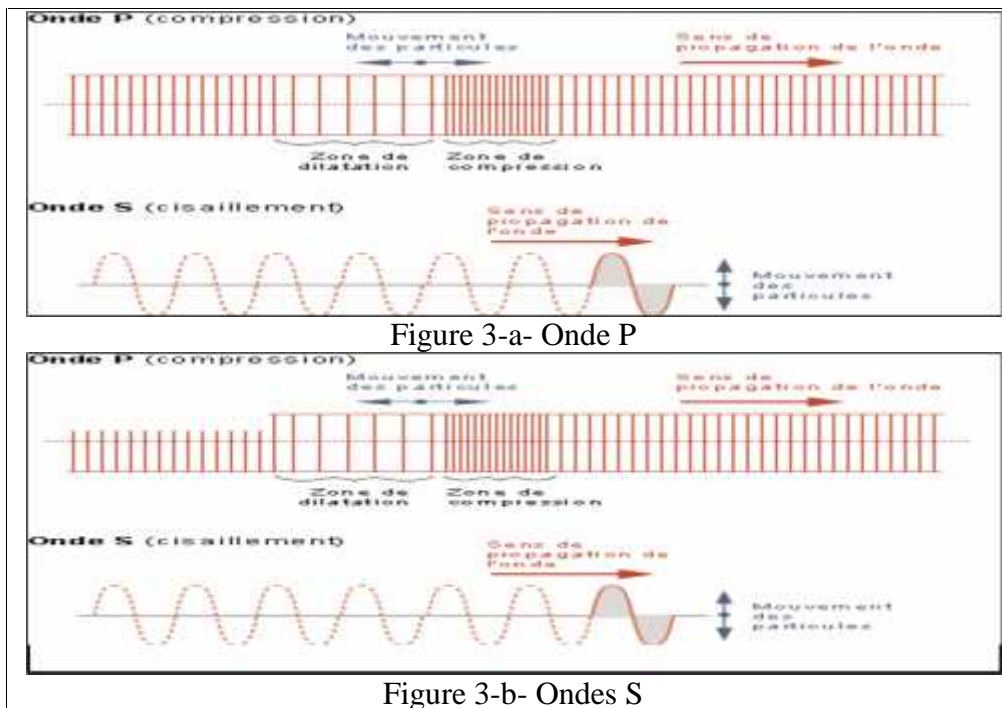


Figure 1.3. Illustration du comportement des ondes P et S

Si l'on assimile le sol à un solide homogène et isotrope (par exemple un substratum

rocheux), a la théorie de l'élasticité on peut calculer la vitesse de propagation de ces ondes à partir des caractéristiques du sol.

Les vitesses de propagation des ondes sont données par les formules suivantes :

Pour les ondes (P) (en m/s).

$$V_p = \frac{\sqrt{\lambda + 2G}}{\rho} = \frac{\sqrt{E(1+\nu)}}{(1-2\nu)\rho} \quad (1.1)$$

Pour les ondes (S) (en m/s)

$$V_s = \frac{\sqrt{G}}{\rho} = \frac{\sqrt{E}}{2\rho(1+\nu)} \quad (1.2)$$

avec :

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (1.3)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1.4)$$

Le rapport des vitesses des ondes (P) et (S) est donné par :

$$\frac{V_p}{V_s} = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}$$

- $\rho$  : densité du milieu [  $\text{Ns}^2 / \text{m}^4$  ] ;
- E : Module d'élasticité dynamique [  $\text{N} / \text{m}^2$  ] ;
- G : Module de cisaillement dynamique [  $\text{N} / \text{m}^2$  ]
- $\nu$  : coefficient de poisson ;
- $\lambda, G$  : constantes de Lamé.

Ce rapport ne dépend que du coefficient de poisson ( $\nu$ ). Pour la plupart des sols,  $\nu = 0.18$  à  $0.40$ .

Les ondes (P) se propagent donc plus vite que les ondes (S), pour  $\nu = 0$ , on est à la limite inférieure du rapport de deux vitesses et pour  $\nu = 0.50$ , on touche à la limite théorique supérieure [P. Lestuzzi et M. Badoux].

### 1.3.2. Ondes de surface (ondes de Love et de Rayleigh) [DSPR, 09/2008]

Elles sont générées par l'arrivée des ondes de volume à la surface du globe. Plus le séisme est profond, moins elles sont puissantes. Elles concernent les couches superficielles des sols. Les ondes de Love et de Rayleigh ont un contenu fréquentiel qui concerne certaines

structures, mais leur influence sur les constructions courantes est négligeable (Figure 1.4).

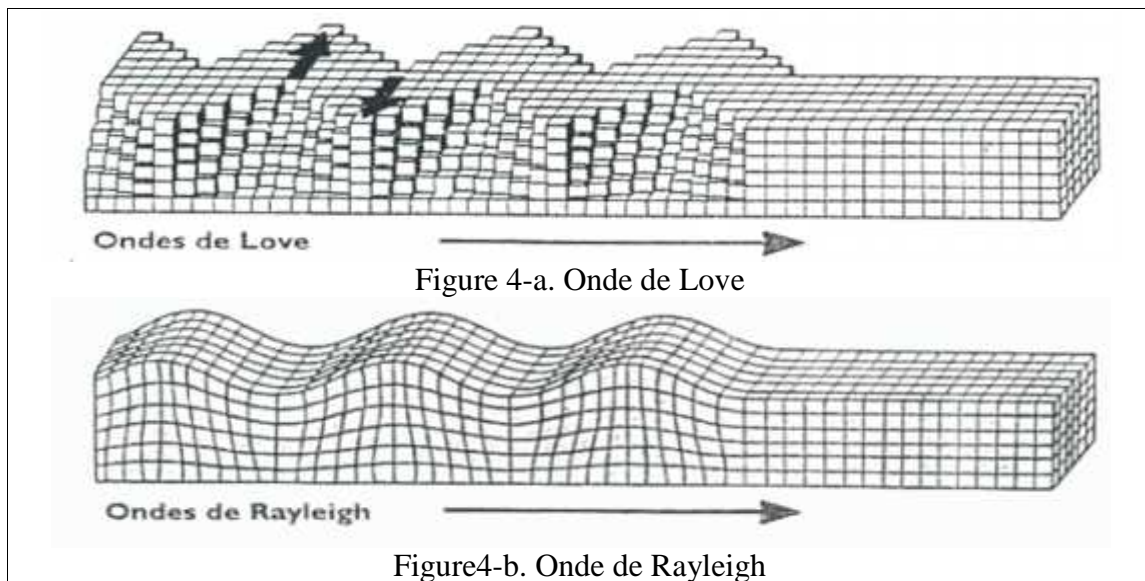


Figure 1.4. Illustration du comportement des ondes L et R

### 1.4. Action sismique

Le séisme est caractérisé par trois mouvements indépendants, suivant deux directions horizontales orthogonales entre elles et une direction verticale. Ces mouvements agissent sur les surfaces en contact avec le sol.

Chacun de ces mouvements est défini par :

- Un ou plusieurs spectres de réponse à la surface du sol, en champ libre, valable pour les deux directions horizontales et la direction verticale :
  - Spectre élastique si la structure doit être maintenue dans le domaine élastique.
  - Spectre de dimensionnement, assorti du coefficient de comportement approprié.
- Une accélération nominale horizontale au sol qui définit le niveau de calage à fréquence infinie du spectre pour les deux directions horizontales.
- Une accélération verticale au sol égale à :
  - 70% de l'accélération horizontale, pour les bâtiments à risque normal.
  - 2/3 de l'accélération horizontale, pour les bâtiments à risque spécial.

Dans le cas où le rapport du sol retient plusieurs sites, il y a lieu de prendre en compte l'enveloppant des spectres correspondants.

#### 1.4.1. Intensité et magnitude d'un séisme

La notion de magnitude est incomparablement supérieure à celle d'intensité : pour un même tremblement de terre, il y'a de très nombreuses intensités, mais il n'existe qu'une seule magnitude.

### 1.4.1.1. Intensité

L'évaluation de l'intensité d'un séisme sur une échelle d'intensité ne se réfère pas aux mesures des mouvements du sol par des instruments, mais dépend des observations des effets produits dans la zone macrosismique.

Cette échelle descriptive reste importante, d'abord, parce que dans de nombreuses régions sismiques il n'y a pas d'accélérographe, ensuite, parce que les archives historiques des pays sismiquement actifs sont fondées sur de telles descriptions [A.PLUMIER et H.DEGEE 2011].

Tableau 1.1. Échelle d'intensité de MERCALLI

Intensité	Dégâts matériels
Degré I	secousse imperceptible par l'homme, inscrite seulement par les sismographes.
Degré II	secousse ressentie par un petit nombre de personnes, surtout par ceux situés aux étages supérieurs des maisons.
Degré III	secousse faible ressentie par un certain nombre d'habitants, comme le serait l'ébranlement produit par une voiture lancée à grande vitesse; la direction et la durée de la secousse peut parfois être appréciée.
Degré IV	ébranlement constaté par quelques personnes en plein air, mais beaucoup à l'intérieur des maisons; vibration de vaisselle, craquement de planchers et des plafonds.
Degré V	ébranlement constaté par toute la population; réveil des dormeurs; ébranlement de meubles et de lits.
Degré VI	des personnes effrayées sortent des habitations; tintement général des sonnettes, arrêt des pendules, crépis fendillés, vaisselle brisée, cloches mises en branle, chute de plâtras.
Degré VII	maisons légèrement endommagées, lézardes dans les murs, chutes de cheminées isolées en mauvais état; écroulement de minarets, de mosquées ou d'églises mal construites.
Degré VIII	sérieux dommages, fentes béantes dans les murs, chute de la plupart des cheminées, des clochers; renversement ou rotation des statues, des monuments funéraires; fissures dans les pentes raides ou dans les terrains humides; chutes de rochers en montagne.
Degré IX	de solides maisons en construction européenne sont sérieusement endommagées, un grand nombre, rendues inhabitables; d'autres s'écroulent plus ou moins complètement.
Degré X	la plupart des bâtiments en pierre et en charpente sont détruits avec leurs fondations; fentes dans les murs en briques; rails de chemins de fer légèrement recourbés; dommages aux ponts; tuyaux de conduites brisés, fentes et plis ondulés dans les rues; éboulements; l'eau des rivières et des lacs est projetée sur le rivage
Degré XI	destruction totale des bâtiments en pierre, des ponts des digues; larges déchirures et crevasses dans le sol; grands éboulements de terrain
Degré XII	rien ne demeure plus des œuvres humaines; changement dans la topographie; formations de grandes failles, dislocations horizontales et cisaillement du sol; rivières détournées de leur cours.

### 1.4.1.2. Magnitude

La notion de magnitude a été introduite en 1935 par le sismologue américain Richter. Elle caractérise l'énergie libérée par la rupture de la faille dans la zone épiscopentrale

Tableau 1.2. Énergie libérée en joules

Magnitude	Énergie en J
0	
1	
2	~10 <sup>3</sup>
3	~10 <sup>6</sup>
4	~10 <sup>9</sup>
5	~10 <sup>10</sup>
6	~10 <sup>13</sup>
7	~10 <sup>15</sup>
8	~10 <sup>17</sup>
9	sup à ~10 <sup>18</sup>

Les relations entre magnitude et intensité sont complexes et dépendent notamment de la profondeur du foyer. À magnitude égale, les dégâts à l'épicentre sont d'autant plus importants que la profondeur du foyer est faible. Corrélativement, la zone des dégâts est moins étendue.

#### Exemple de séismes célèbres et conséquences

Tableau 1.3. Séismes célèbres et conséquences

Localité	Date	M	Observation
Chili	22/05/1960	8.5	Graves dommages notamment sur les hôpitaux, il fut ressenti jusqu'aux environs de 900 km de l'épicentre.
Alaska	28/03/1964	8.4	Sinistre de l'hôpital Elmendorf, un nombre significatif de bâtiments scolaires furent touchés parmi lesquels les écoles de Denali Grade School, Anchorage High School et Gouvernement Hill Grade School. De nombreux dégâts sont la conséquence de plusieurs glissements de terrain. Il fut ressenti jusqu'à 700 km aux alentours de l'épicentre.
Mexico	19/03/1985	8.1	Le groupe hospitalier de la ville de Mexico fut touché de façon très importante, de nombreux bâtiments stratégiques furent sinistrés, par exemple on peut noter le Centro Médico Nacional, l'Hôpital Général de la Secretaría de la Salud. De même, plusieurs établissements scolaires furent aussi touchés par les secousses, ainsi que les bâtiments assez « vieux » présentant de fortes charges et une mauvaise structure résistante.
Kobe	17/01/1995	7.2	Plusieurs dizaines de milliers de bâtiments rencontrent des problèmes de fissures, et beaucoup sont détruits notamment à cause d'incendies postérieurs au tremblement de terre (du fait des dommages au niveau des réseaux gaz, électricité, eau). Nous rencontrons aussi des problèmes sur les bâtiments stratégiques.

### 1.5. La réglementation parasismique

Les règles parasismiques visent 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.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisantes pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Afin de pouvoir établir un dimensionnement suivant les probabilités d'occurrence sismique, il a été établi par la réglementation parasismique un zonage de sismicité classifiant les différentes zones d'un pays où les règles parasismiques sont applicables. Il s'agit en fait des zones où il y a risque d'avoir un jour un tremblement de terre (figure 5).

### 1.6. Les séismes en Algérie

La sismicité a toujours suscité l'intérêt des hommes de science, qui depuis l'Antiquité ont jugé important de consigner dans des écrits les événements sismiques. En Algérie l'étude de l'historique des séismes ne nous a pas permis de remonter loin dans le temps puisque les premiers écrits remontent au XIV<sup>e</sup> siècle. Si nous tenons compte des manuscrits historiques des pays voisins tels que l'Espagne, la France, l'Italie, le Maroc et la Tunisie, il peut être fait référence à des événements sismiques de l'époque romaine mais ces événements restent trop imprécis pour qu'ils soient pris en considération [AMOURI CHAHINEZ].

#### 1.6.1. Historique

La sismicité de l'Algérie du nord est maintenant connue depuis 1365, date du séisme qui agite la ville d'Alger. Les nombreux travaux qui se sont intéressés à l'historique de la sismicité ont donné lieu à une série de catalogues. Ces catalogues montrent que la sismicité est concentrée dans la région nord du pays.

Plusieurs séismes importants se sont produits au cours de l'historique touchant parfois sévèrement des villes comme Alger (1716), Oran (1790), Blida (1825), Ténès (1891), (Figure.1.5). La connaissance de la sismicité s'est nettement améliorée avec la mise en place depuis le début du vingtième siècle des stations sismologiques autonomes (Alger, Tlemcen, Sétif, ...) puis du réseau télémétré installé à partir de 1990. [AMOURI CHAHINEZ]

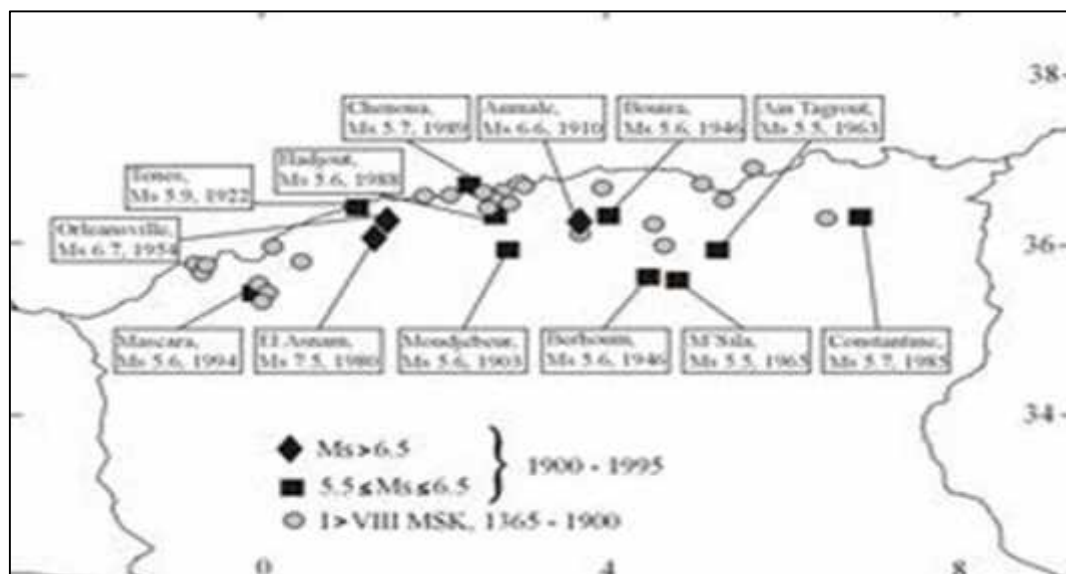


Figure 1.5. Les séismes majeurs en Algérie période de 1365 à 1995.

Tableau 1.4. Les séismes majeurs en Algérie de 1365 à 2003.

Lieu	Date	Intensité maximale	Magnitude	Victimes
Alger	03 janvier 1365	X	/	plusieurs
Alger	10 mars 1673	/	/	/
Alger	03 février 1716	X	/	20000
Oran	09 octobre 1790	X	/	2000
Blida	02 mars 1825	X	/	7000
Djidjelli	22 août 1856	X	/	/
Mitidja	02 janvier 1867	X – XI	7.5	100
Aures	16 novembre 1869	IX	6.5	30
El- kalaa	29 novembre 1887	IX – X	/	20
Gouraya	15 janvier 1891	X	4.5	38
S-El-Ghozlane	24 juin 1910	X – VIII	6.6	81
M'sila	12 février 1946	VII – VIII	5.6	264
El Asnam	09 septembre 1954	X-XI	6.7	1234
M'sila	21 février 1960	VIII-IX	5.6	47
El Asnam	10 octobre 1980	IX	7.3	2633
Constantine	27 octobre 1985	VIII	6.0	5
Tipaza	29 octobre 1989	VIII	6.0	22
Mascara	18 août 1994	VII	5.6	172
Ain benian	04 septembre 1996	VII	5.7	172
Ain Témouchent	22 décembre 1999	VII	5.8	
Beni-ouartilane	10 novembre 2000	VI	5.4	02
Boumerdés	21 mai 2003	X-XI	6.8	2278

### 1.6.2. La carte de sismicité du nord d'Algérie

Le nord algérien est frappé régulièrement par des séismes parfois importants mais souvent modérés à faibles. Par ailleurs, les séismes modérés à fort génèrent bien souvent descataclysmes (El ASNAM 10 Octobre 1980 ; BOUMERDES 21 mai 2003) difficiles à surmonter car notre payer, à l'instar des beaux autres, reste encore mal préparé pour affronter de tels cataclysmes (Figure.1.6) [Abdelkrim Yelles; Horizons 2010].

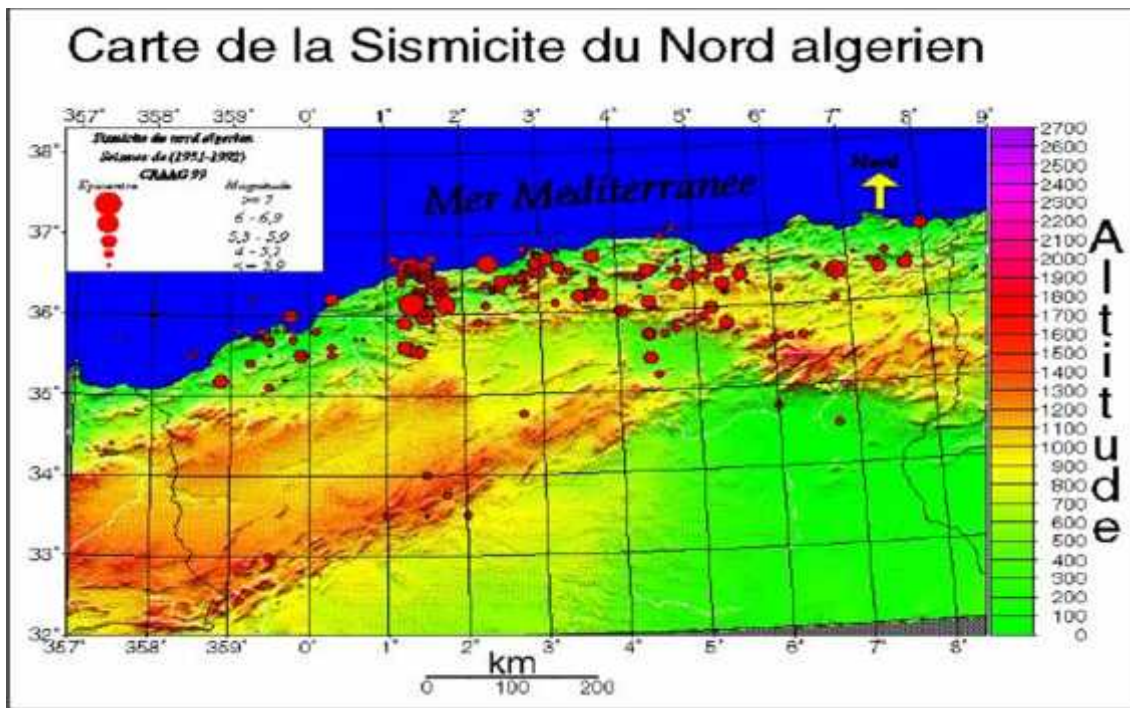


Figure 1.6. Carte de sismicité du nord d'Algérie.

### 1.6.3. La carte des intensités maximales observées (IMO)

C'est en 1973 qu'une carte des intensités maximales observées (IMO) fut publiée à partir des plus importants séismes survenus entre 1716 et 1790 inclus. Cependant, avec la surestimation de certains événements et la manque de données historiques, certaines zones ont dû être revus et corrigés.

La carte des (IMO) présentée dans la (Figure 1.7) a été établie pour la période allant de

1716 à 2001. Cette carte représente les effets maximums et délimite les zones ayant subi les différents séismes avec la même intensité Mercalli, chaque contour est un niveau d'intensité maximale ressentie dans la zone considérée.

L'hétérogénéité de la structure interne de la terre, et en particulier la lithosphère, les variations brusques des intensités observées entre des points voisins.

On a, donc, divisé la carte des (IMO) (Figure 1.7) en sept zones sismiques et dont les cinq

plus importants sont indiquées ci-dessous (de plus haut au plus faible risque).

Zone 1 : zone à haut risque de premier degré avec  $I_0$  compris entre X et XI. Dégâts majeurs.

Zone 2 : zone à haut risque de deuxième degré avec  $I_0 = IX$ . Dégâts importants.

Zone 3 : zone à moyen risque du premier degré avec  $I_0 = VIII$ . Dégâts importants.

Zone 4 : zone à moyen risque du deuxième degré avec  $I_0 = VII$ . Peu de Dégâts.

Zone 5 : zone à faible risque avec  $I_0 = VI$ . Très peu de Dégâts ( ref ).

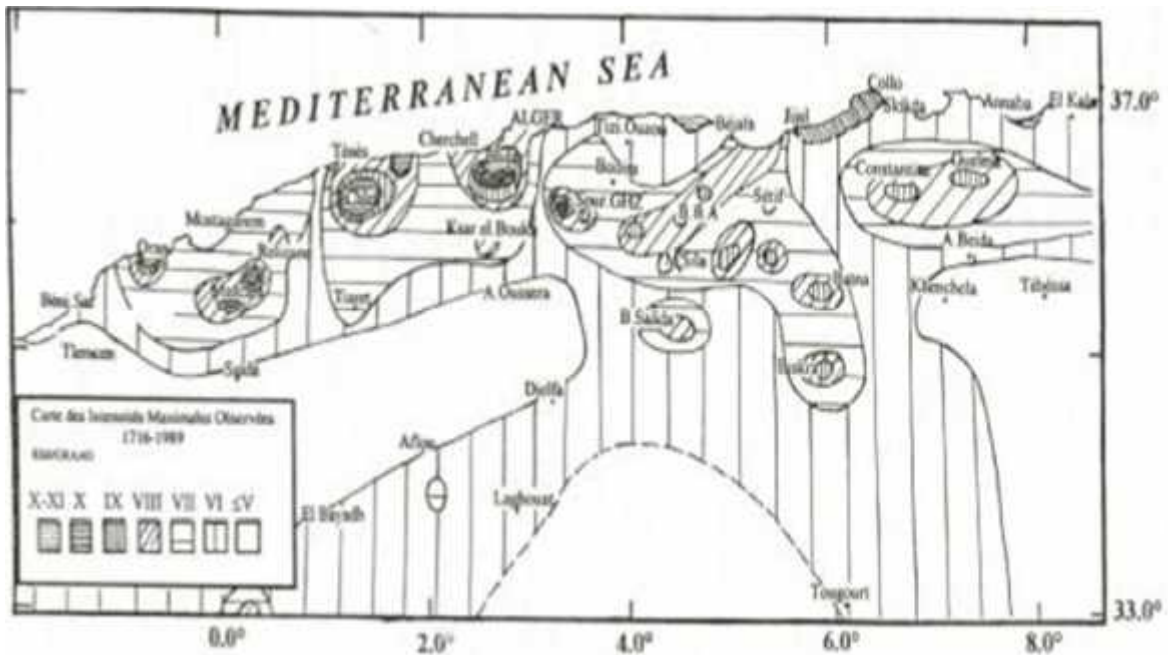


Figure 1.7. Carte des intensités maximales observées en Algérie de 1716 à 2001.

# Chapitre 2

## Effets des séismes sur des bâtiments

---

### Plans du chapitre 02

---

2.1.	Architecture .....	13
2.1.1.	Ailes, volumes en saillie ou retraits d'étage solidaire du bâtiment .....	13
2.1.2.	Bâtiments de largeur ou profondeur variable.....	14
2.1.3.	Élancement géométrique important .....	14
2.1.4.	Présence de niveaux souples .....	15
2.1.5.	Bâtiments reliés par des passerelles ou escaliers .....	16
2.1.6.	Porte-à-faux importants .....	16
2.1.7.	Toitures lourdes .....	17
2.1.8.	Changement brutal de section d'éléments participant au contreventement .....	17
2.2.	Structure .....	18
2.2.1.	Contreventement absent ou insuffisant.....	18
2.2.2.	Distribution asymétrique des éléments assurant le contreventement.....	19
2.2.3.	Présence de joints de dilatation, de tassement ou de séparation .....	19
2.2.4.	Hétérogénéité des éléments structuraux.....	20
2.2.5.	Mauvais état de conservation.....	21
2.3.	Éléments non structuraux et équipements .....	21
2.4.	Possibilité de résonance avec le sol.....	21
2.5.	Sol très mou ou hétérogène .....	22
2.6.	Immeubles voisins .....	22

## 2.1. Architecture

### 2.1.1. Ailes, volumes en saillie ou retraits d'étage solidaire du bâtiment

La présence d'ailes, de saillies ou de retraits d'étages conduit, dans une direction donnée, à des différences de rigidité des diverses parties du bâtiment. Lors d'un séisme, ces parties ont tendance à osciller à des fréquences différentes et se déforment donc à certains moments dans le sens opposé, vrillant autour des zones rigides (Figure 2.1). Il en résulte de fortes concentrations d'efforts dans les angles rentrants.

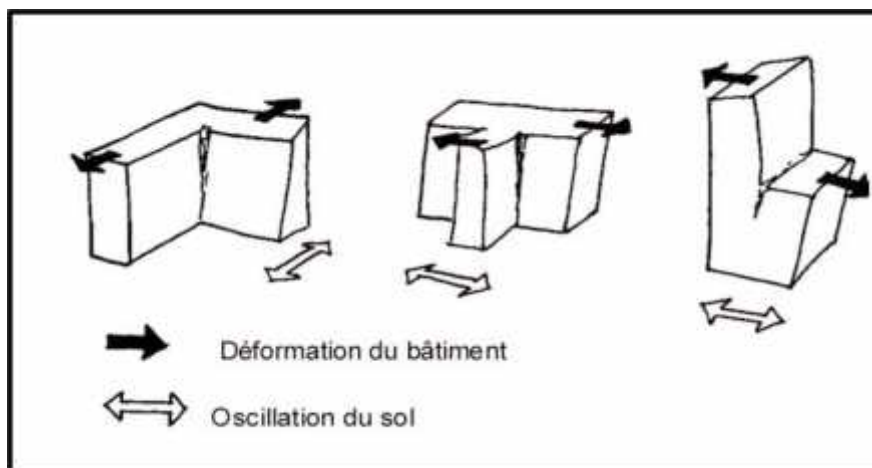


Figure 2.1. Dommages dus à des différences de rigidité.

Les volumes de rigidités différentes subissent à certains moments des déformations de sens opposés.

La différence des déformations des ailes peut être négligeable lorsque la différence de leurs rigidités dans une direction donnée est faible, en raison de la présence de murs judicieusement placés (Figure 2.2). L'étude des plans et la visite in situ devraient permettre d'apprécier l'importance des déformations différentielles [Patricia BALANDIER- v3].

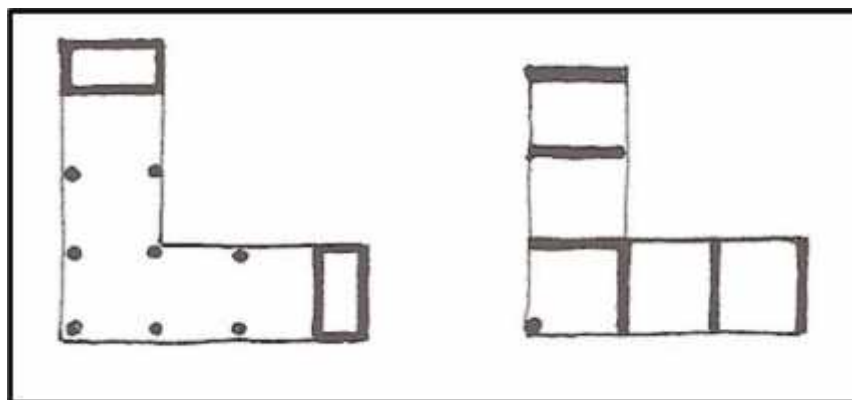


Figure 2.2. Ailes de bâtiments raidies transversalement. Les déformations différentielles peuvent rester faibles.

### 2.1.2. Bâtiments de largeur ou profondeur variable

Lors de leurs oscillations, les parties du bâtiment plus étroites se déforiment en général plus que les parties plus larges (plus rigides) et tendent à vriller autour de ces dernières (figure 9). Il s'agit d'une torsion d'ensemble, qui a pour conséquence l'endommagement des éléments porteurs verticaux dans les zones les plus éloignées de la partie large (rigide) du bâtiment.

La torsion est faible, voire inexistante, lorsque la rigidité des parties étroites est augmentée par un contreventement renforcé (Figure 2.3), ce qui doit être vérifié lors d'une visite sur place.

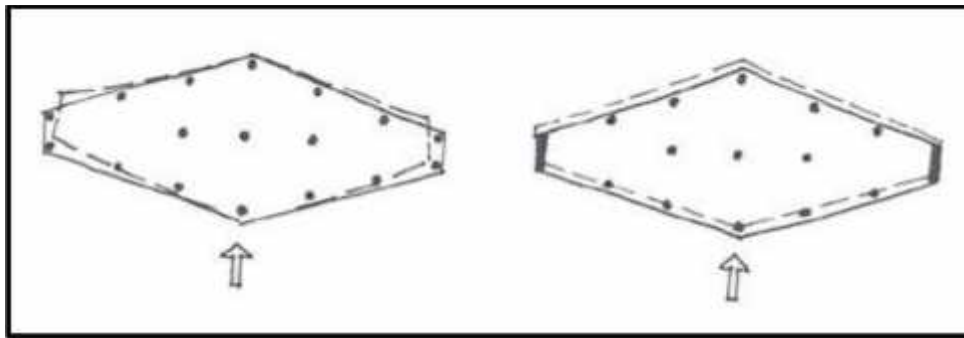


Figure 2.3. Bâtiments ayant une largeur variable

### 2.1.3. Élancement géométrique important

Lorsque la hauteur du bâtiment est très grande par rapport à sa plus petite dimension horizontale, ses oscillations peuvent donner lieu à des efforts excessifs à la base des éléments porteurs verticaux des bâtiments non parasismiques, ce qui peut entraîner leur rupture et l'effondrement de l'ouvrage (Figure 2.4). En outre, en raison des déformations importantes des niveaux supérieurs, la chute d'éléments non structuraux est probable (éléments de façades, vitrages, cheminées, etc.).

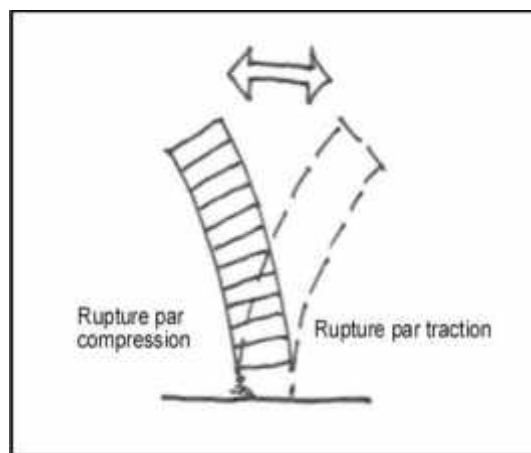


Figure 2.4. Rupture à la base des éléments porteurs verticaux des bâtiments non parasismiques élancés.

#### 2.1.4. Présence de niveaux souples

Lorsqu'un niveau possède une rigidité horizontale très inférieure à celle des autres niveaux, lors d'un séisme violent, il subit des déformations importantes, souvent fatales à la construction, car elles conduisent à la rupture des poteaux et l'écrasement du niveau (Figure 2.5). Les rez-de-chaussée d'immeubles abritant des commerces constituent fréquemment des niveaux souples en raison de façades largement vitrées et espaces intérieurs dépourvus de murs massifs. Il en est de même des immeubles à rez-de-chaussée occupé par un parking couvert ou d'immeubles comportant un niveau d'une hauteur nettement plus grande que les autres.

Les constructions implantées sur une pente et possédant un niveau souple de hauteur variable sont particulièrement vulnérables, car elles peuvent subir des oscillations de torsion, qui sont fréquemment à l'origine de la rupture des poteaux du niveau ouvert (Figure 2.6).

Lors de l'examen du bâtiment, l'attention doit être portée sur la présence éventuelle de murs massifs ou voiles assurant le contreventement dans les deux directions principales (Figure 2.5). Dans ce cas, les façades largement vitrées ou " percées ", ainsi que les niveaux ouverts des constructions en pente (Figure 2.6), ne sont pas préjudiciables, car ces murs préviennent les déformations excessives [Ghislaine Verrhiest - Leblanc].

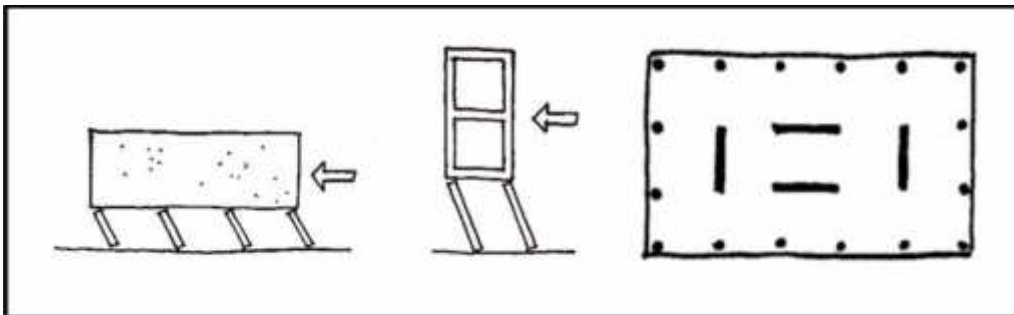


Figure 2.5. Bâtiments comportant un niveau largement ouvert.

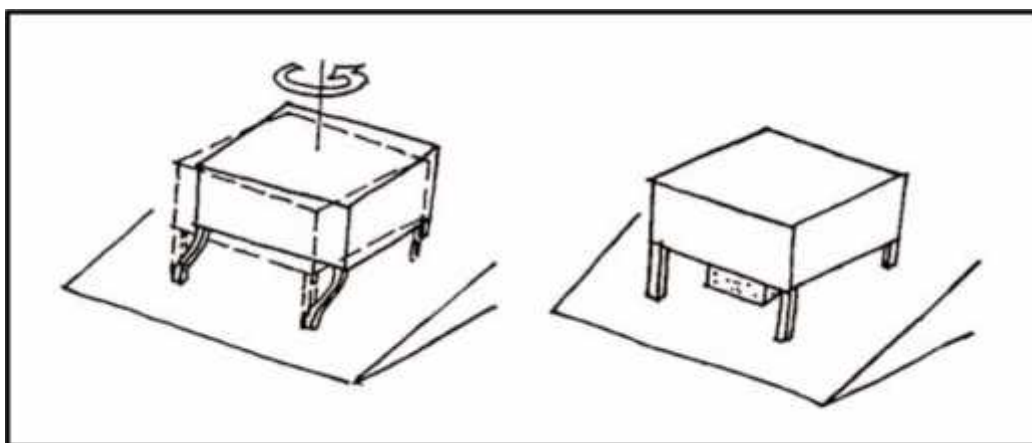


Figure 2.6. Construction implantée sur un terrain en pente

### 2.1.5. Bâtiments reliés par des passerelles ou escaliers

Les ouvrages reliant deux bâtiments subissent des oscillations différentielles entraînant généralement leur effondrement lors de séismes d'une certaine importance (Figure 2.7). Ces dommages peuvent être prévenus par des liaisons autorisant des mouvements relatifs. Cependant, le recours à cette solution est très récent ; dans la quasi-totalité des bâtiments existants, les passerelles et escaliers sont mécaniquement couplés aux constructions qu'ils relient.

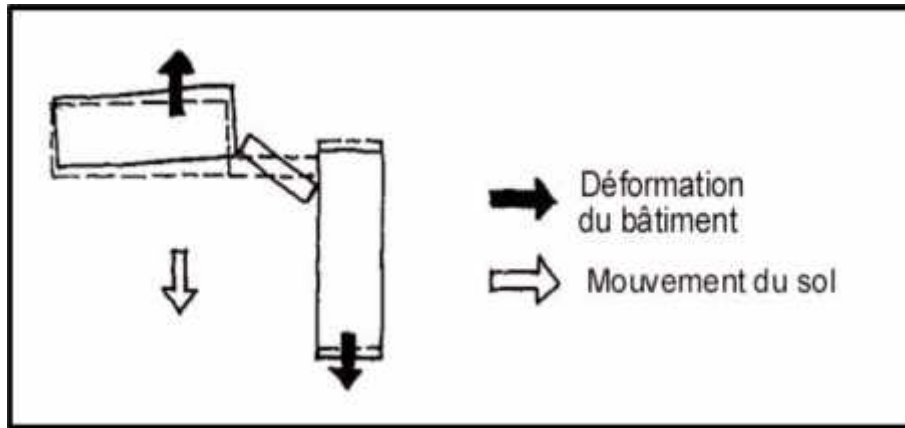


Figure 2.7. Effondrement de passerelle entre bâtiments

### 2.1.6. Porte-à-faux importants

Les porte-à-faux sont vulnérables vis-à-vis des composantes verticales des secousses sismiques, plus particulièrement les dalles portant des éléments lourds à leur extrémité. La rupture de poutres en porte à faux est plus rare (Figure 2.8).



Figure 2.8. Rupture d'un auvent en porte à faux (Séisme de San Fernando, Californie, 1971)

Dans un bâtiment non parasismique, les éléments en console d'une portée importante ou toute console portant un élément lourd à son extrémité (jardinière en béton par exemple), devraient être considérés comme susceptibles de s'effondrer.

### 2.1.7. Toitures lourdes

Sous séisme, les toitures lourdes constituent une masse en mouvement haut placée, dont les déplacements engendrent des sollicitations particulièrement élevées dans les éléments porteurs verticaux. Les maçonneries non chaînées et les portiques en béton armé sans murs de contreventement sont particulièrement vulnérables à ces sollicitations. Dans de tels cas, leur effondrement est relativement fréquent (Figure 2.9) [Diren MARTINIQUE].



Figure 2.9. Effondrement d'ouvrages supportant une toiture lourde (séisme de San Fernando, Californie, 9 février 1971)

### 2.1.8. Changement brutal de section d'éléments participant au contreventement

Lorsque la section ou la largeur d'un élément porteur (mur, poteau,...) participant au contreventement est brutalement réduit, une rupture au droit du changement de rigidité est fréquente en raison des concentrations d'efforts qui s'y produisent (Figure 2.10). Un mur ancien épais, prolongé par une maçonnerie récente de quinze ou vingt cm d'épaisseur, entre également dans ce cas.

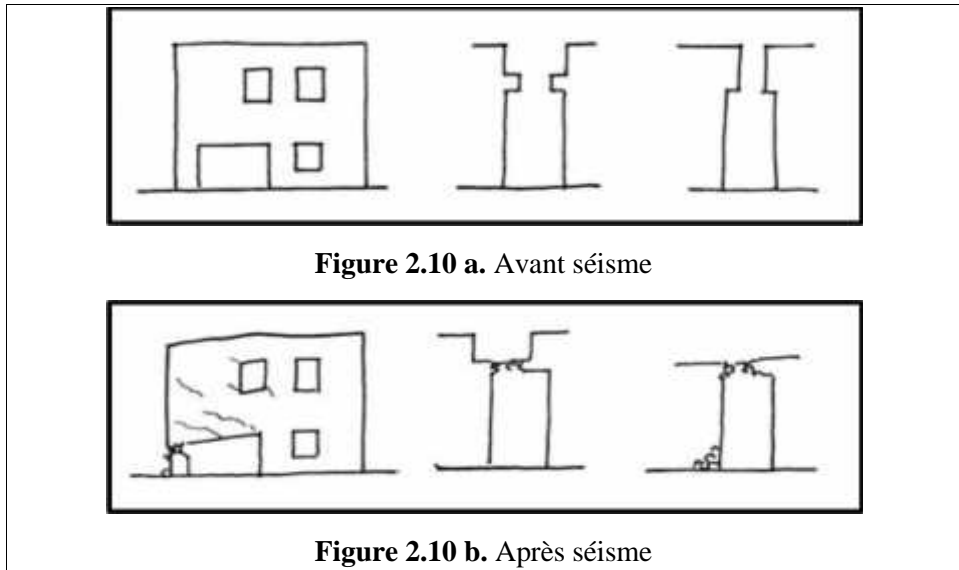


Figure 2.10. Rupture au droit d'un changement brutal de section d'un élément participant au contreventement

## 2.2. Structure

### 2.2.1. Contreventement absent ou insuffisant

Le contreventement longitudinal des bâtiments est souvent réduit, car la prise au vent des pignons est moins importante que celle de la façade principale. Or, les charges sismiques sont engendrées dans toutes les masses (les planchers constituant les masses les plus significatives) et dans toutes les directions, y compris longitudinale. Il convient donc de vérifier la présence d'un contreventement efficace dans les deux directions principales. En effet, de nombreux effondrements de bâtiments sous séismes sont dus à l'insuffisance du contreventement (Figure 2.11).



Figure 2.11. Effondrement d'un bâtiment dont le rez-de-chaussée n'était pas suffisamment contreventé (séisme de Kobe, Japon, 17 janvier 1995)

### 2.2.2. Distribution asymétrique des éléments assurant le contreventement

La résultante de l'action sismique passe à peu près par le centre de gravité des planchers de chaque niveau. Si la réaction produite est décalée en raison de l'excentrement des éléments de contreventement, la construction est exposée à une torsion d'ensemble (Figure 2.12). Il s'agit d'un phénomène très destructeur (Figure 2.13). Il est important de le détecter lors d'une visite in situ ou lors de l'étude de plans [Patricia BALANDIER - v3].

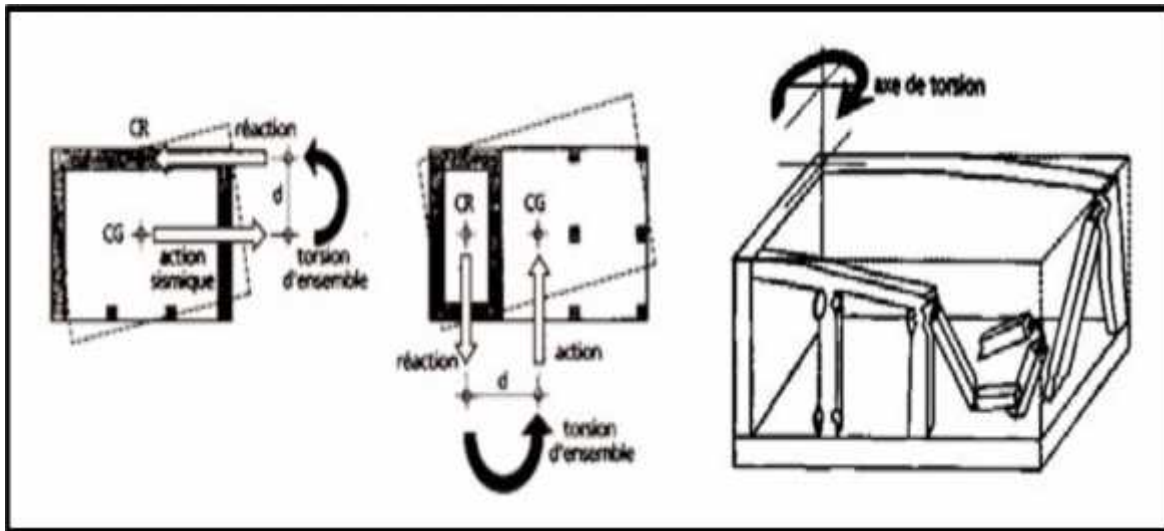


Figure 2.12. Dommages dus à la torsion d'ensemble d'une construction ayant un contreventement excentré



Figure 2.13. Effondrement d'un bâtiment par torsion en raison d'une disposition asymétrique des murs assurant le contreventement (séisme d'Anchorage, Alaska, 27 mars 1964)

### 2.2.3. Présence de joints de dilatation, de tassement ou de séparation

Lorsque deux bâtiments ou deux corps de bâtiments sont séparés par un joint, leurs mouvements sismiques sont indépendants. La largeur des joints des bâtiments non parasismiques étant faible, il se produit en général, lors d'un séisme, des entrechoquements qui peuvent entraîner des dommages graves (Figure 2.14) [RPA 99].



Figure 2.14. Dommages dus à l'entrechoquement de deux blocs des bâtiments séparés par un joint de dilatation thermique (séisme de Tokachi-Oki, Japon, 16 mai 1968)

### 2.2.4. Hétérogénéité des éléments structuraux

Lorsque les murs ou les poteaux sont constitués de deux matériaux différents (moellons et briques pour les murs, bétons et bois pour les poteaux, etc.), lors d'un séisme, une rupture peut se produire à l'interface des deux matériaux, car leur déformabilité n'est pas la même (Figure 2.15). Or, les effets des séismes sur les constructions sont précisément des déformations imposées.

Les cas fréquents d'hétérogénéité sont les extensions en maçonnerie contemporaine (blocs de béton de quinze ou vingt cm d'épaisseur) de bâtiments anciens en maçonnerie de pierre de forte épaisseur, réalisés sans joint de séparation.



Figure 2.15. Rupture d'un mur hétérogène (séisme de Tangshan, Chine, 28 juillet 1976)

### 2.2.5. Mauvais état de conservation

Le mortier qui s'effrite, un béton dégradé, des armatures apparentes et oxydées, etc., sont des signes révélateurs d'une faible résistance de la construction aux séismes.

### 2.3. Éléments non structuraux et équipements

La destruction d'éléments non structuraux ne compromet pas la stabilité de l'ouvrage. Cependant, la chute de cheminées, panneaux de façades, corniches, vitrages, climatiseurs... ou le basculement de chauffe-eau, citernes, réservoirs, etc., peuvent blesser les personnes, parfois mortellement (Figure 2.16). Il s'agit donc d'une vulnérabilité d'un type particulier.

Le séisme d'Épagny du 15 juillet 1996 (dit aussi d'Annecy), d'une magnitude de 5,2 a provoqué l'effondrement de plus d'une centaine de cheminées, qui sont tombées dans des cours et sur des voies publiques, écrasant parfois des véhicules. Il n'y a pas eu de pertes de vies humaines, car le séisme s'est produit à 2 h 13, heure à laquelle les rues étaient pratiquement désertes.



Figure 2.16. La chute de briques de parement lors du séisme de Loma Prieta, Californie, 1989.

### 2.4. Possibilité de résonance avec le sol

Lors de leurs oscillations, les bâtiments amplifient les mouvements sismiques qui leur ont été communiqués par le sol au niveau des fondations. Lorsque leur fréquence d'oscillation propre (c'est-à-dire non forcée) est la même ou proche de celle du sol, leurs amplitudes d'oscillations peuvent être très importantes et destructrices : on parle de la résonance entre le bâtiment et le sol. Ainsi, on observe que sur sols meubles, les constructions " flexibles " (bâtiments élevés, constructions basses en portiques sans murs de remplissages rigides, etc.), souffrent particulièrement ; les constructions rigides sont davantage sollicitées sur sols fermes et sur rocher.

Les bâtiments qui entrent en résonance avec le sol subissent en général des dommages très graves (Figure 2.17), les charges sismiques pouvant être amplifiées par un facteur *Cinq* ou

plus. Par conséquent, dans une évaluation de la vulnérabilité aux séismes, il convient de tenir compte de la nature du sol (or, ce facteur est souvent négligé).

Lors du séisme de Provence, le 11 juin 1909, les dommages les plus importants subis par le centre historique de Salon-de-Provence étaient localisés dans une zone bien délimitée, correspondant à un type de sol [Patricia BALANDIER - v1].



Figure 2.17. Dommages dus à la résonance du bâtiment avec le sol (Mexico, séisme du Mexique, 19 septembre 1985)

### 2.5. Sol très mou ou hétérogène

Lorsque les bâtiments sont fondés sur des sols hétérogènes ou de faibles caractéristiques, on observe que les dommages sismiques aux bâtiments sont particulièrement élevés. D'une part, ces sols subissent des mouvements plus importants que les sols fermes et, d'autre part, ils donnent souvent lieu à des tassements différentiels non négligeables. Afin d'y résister, les bâtiments doivent posséder une bonne rigidité, plus particulièrement les niveaux enterrés et les fondations.

Par conséquent, pour une évaluation de la vulnérabilité d'une construction aux séismes, il est important de s'informer de la nature du sol de fondation. Les sols particulièrement dangereux sont les alluvions molles, les sables lâches, les argiles molles ou silteuses et les remblais peu consolidés [Patricia BALANDIER - v1].

### 2.6. Immeubles voisins

Lors d'un séisme, un bâtiment peut subir des dommages dus à l'action d'un bâtiment voisin. La nature de cette action varie avec la distance entre les deux constructions :

1. Les deux constructions sont mitoyennes, c'est-à-dire qu'elles possèdent un mur commun; dans ce cas, elles forment mécaniquement un seul ouvrage et l'effondrement de l'une peut entraîner celui de l'autre. Dans la mesure du possible, Il est donc souhaitable d'évaluer

également la vulnérabilité du bâtiment mitoyen.

2. Les constructions sont séparées par un joint d'une largeur inférieure à six cm, non vide ou rempli de polystyrène; dans cette situation, les séismes provoquent des entrechoquements évoqués plus haut (Figure 2.18). Lorsque la construction voisine est plus haute, il peut exister un danger d'effondrement sur le bâtiment étudié.

3. La construction voisine est à une distance inférieure à sa hauteur ( $L < H$ ); dans ce cas, si elle est vulnérable, des projections d'éléments massifs ou non structuraux peuvent endommager le bâtiment étudié (Figure 2.19).

4. Le bâtiment voisin est implanté à une distance supérieure à sa hauteur ( $L > H$ ); une interaction due aux séismes n'est pas à redouter dans le cas général. Cependant, il convient de vérifier l'absence d'un danger particulier (construction en amont sur une pente, tours avec des façades-rideaux, etc.).



Figure 2.18. Dommages dus à l'entrechoquement de bâtiments voisins (séisme de Kobé, Japon, 17 janvier 1995)



Figure 2.19. Bâtiment endommagé lors de l'effondrement d'une construction voisine (déblayée avant la photo), séisme de Ceyhan-Misis, Turquie, 27 juin 1995

# Chapitre 3

## Méthode d'évaluation de point de performance

---

3.1.	Introduction .....	24
3.2.	La méthode d'analyse statique non linéaire .....	24
3.3.	L'analyse Pushover .....	24
3.3.1.	Origine de la méthode d'analyse Pushover.....	25
3.3.2.	But de la méthode d'analyse pushover .....	25
3.4.	La capacitésismique .....	26
3.4.1.	Représentation de la courbe de capacité sous format (Sa-Sd) .....	26
3.4.2.	Représentation bilinéaire de la courbe de capacité .....	27
3.5.	La demande sismique .....	28
3.5.1.	Représentation (Sa-Sd) pour la demande sismique .....	28
3.6.	Superposition de la courbe de capacité et la courbe de la demande sismique .....	29
3.6.1.	La demande est inférieur a la capacité .....	29
3.6.2.	La demande est égale à la capacité .....	30
3.6.3.	La demande est supérieur à la capacité.....	30
3.7.	Procédure d'évaluation du point de performance .....	30
3.7.1.	Procédure itérative .....	31
3.7.2.	Procédure non itérative .....	31
3.7.2.1.	Représentation de la courbe de capacité sous format ( eff- Sd). .....	31
3.7.2.2.	Représentation de la demande sismique sous format ( eff – Sd). .....	32
3.7.2.3.	La superposition des graphes .....	33
3.8.	Estimation des degrés de dommages.....	33
3.8.1.	L'échelle de dommage utilisée .....	33
3.8.2.	Domaine des dommages .....	33

### 3.1. Introduction

Dans les codes où règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures des bâtiments aux effets des tremblements de terre est conduite en utilisant des méthodes simplifiées basées sur les spectres de réponse. Dans le dimensionnement ou la vérification parasismique des structures soumises à l'action des séismes, une nouvelle méthode a émergé ces dernières années et est de plus en plus utilisée. La méthode consiste à utiliser une procédure de dimensionnement direct par la méthode des déplacements en définissant dès le départ le déplacement limite des bâtiments au lieu de les dimensionner sur la base de la méthode des forces, habituellement adoptée par les codes parasismiques.

L'analyse spectrale non itérative est une méthode de dimensionnement des structures non linéaires sous la forme d'oscillateurs simples, en considérant directement un diagramme de réponse inélastique [Y. Belmouden.2004] [Amar Kahil.2008].

### 3.2. La méthode d'analyse statique non linéaire

La méthode d'analyse « pushover », est la méthode privilégiée pour l'évaluation de la performance sismique en raison de sa simplicité. Il s'agit d'une analyse statique qui est directement définie par des caractéristiques non linéaires des matériaux. Il existe plusieurs procédures d'analyses statiques non linéaires entre autres la méthode de spectre de capacité, la méthode des coefficients de déplacement.

### 3.3. L'analyse Pushover

La méthode d'analyse pushover est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruines commencées a apparaître dans la structure.

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure (Figure 3.1) [Amar KAHIL.2013].

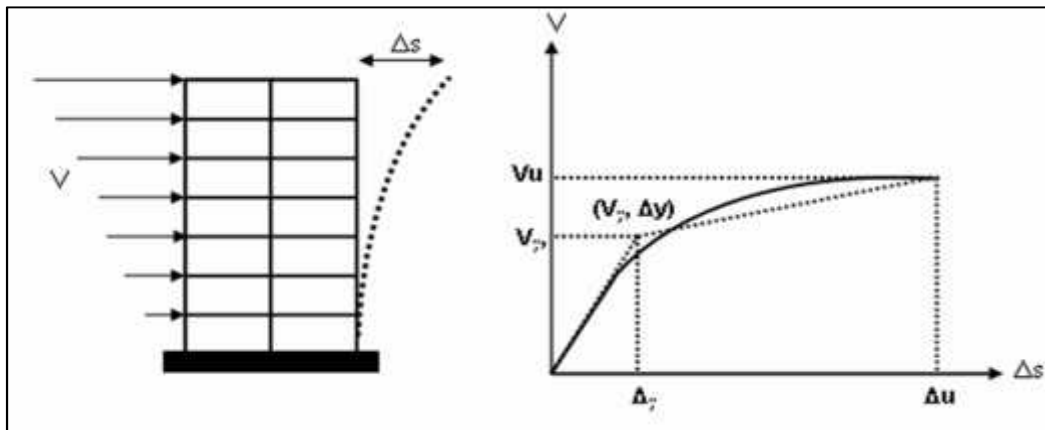


Figure 3.1. Courbe de Pushover.

### 3.3.1. Origine de la méthode d'analyse Pushover

L'analyse statique " Pushover " est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration (le premier mode) et la forme de ce mode demeure constant durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donné par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent.

### 3.3.2. But de la méthode d'analyse Pushover

La méthode d'analyse " Pushover " était la méthode préférée pour décrire le comportement réel de la structure et l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations.

L'analyse " Pushover " permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure.

La finalité de la méthode d'analyse " Pushover " est d'estimer les paramètres critiques de réponse imposée au système structurel. Ses composantes aussi proches que possibles de celles prédites par l'analyse dynamique non linéaire, l'analyse " Pushover " fournit des informations sûres d'innombrables réponses caractéristiques qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse élastique statique ou une analyse dynamique élastique.

- Les demandes réalistes en matière de force dans les éléments potentiellement fragiles, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connections des contreventements, les demandes en moments dans les connections poteaux-poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses ;
- Les estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure ;
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception ;
- L'identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire ;
- Les estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement pour évaluer l'effet P- $\Delta$  ;
- La vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

### 3.4. La capacité sismique

La capacité se réfère généralement à la force au point de l'élément ou de la courbe de la capacité de la structure. Pour les composants de déformation contrôlée, la capacité au-delà de la limite élastique comprend généralement les effets de l'écroûissage [ATC 40].

#### 3.4.1. Représentation de la courbe de capacité sous format (Sa-Sd)

La courbe  $V = f(\Delta_s)$  est transformée en format (Sa-Sd), en multipliant l'effort tranchant (V) et le déplacement (s) par  $\frac{1}{W}$  et  $\frac{1}{P_{f1} \cdot 1s}$  Respectivement(Figure3.2)

Les valeurs de  $S_{\bar{a}}$  et  $S_{\bar{d}}$  sont données par :

$$S_a = \frac{V_1}{W} \quad (3.1)$$

$$S_d = \frac{s}{P_{f1} \cdot 1s} \quad (3.2)$$

avec :

$\alpha_1$  c'est le coefficient de masse modale,  $P_{f1}$  est le facteur de participation du premier mode et  $\Phi_{1s}$  est l'amplitude au sommet, du premier mode qui est normalisé à 1.

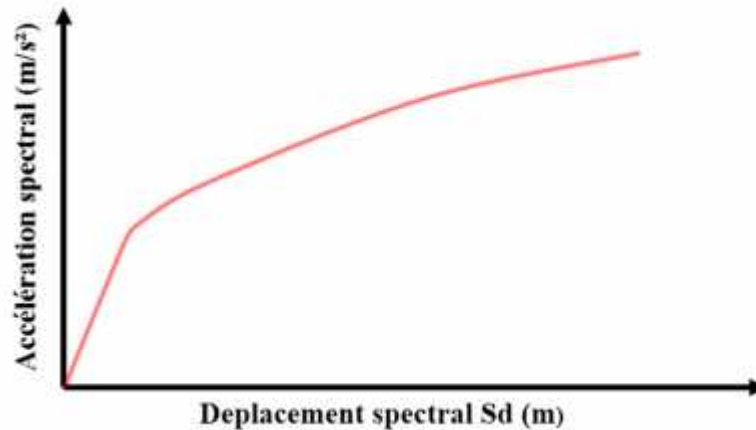


Figure 3.2. Courbe de capacité en format ( $S_a - S_d$ ).

### 3.4.2. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale de la structure (segment élastique).

Le deuxième segment est tracé en reliant le point A ( $S_{dy}, S_{ay}$ ) à un point B ( $S_{du}, S_{au}$ ) qui de telle façon à avoir l'égalité de surface A1 et A2 (Figure 3.3) [M-A.Belkhir.2012].

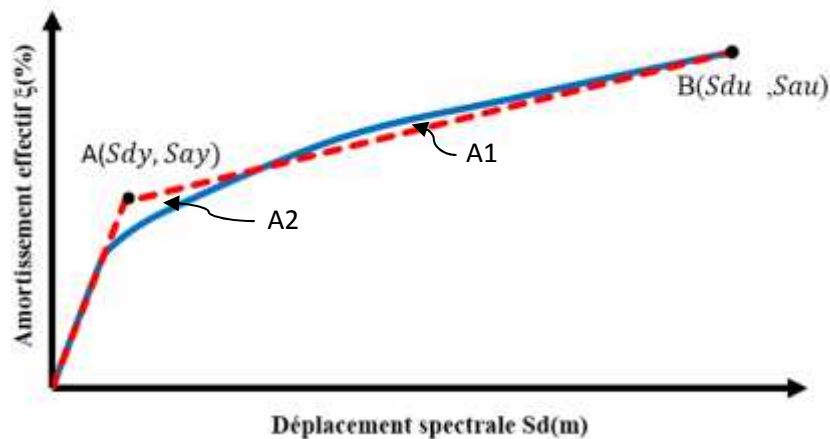


Figure 3.3. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

### 3.5. La demande sismique

Le spectre de réponse élastique  $S_a(T)$  pour les composantes horizontales de l'action sismique est défini par les expressions suivantes [RPA99/ V2003].

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right)^{2.5} \frac{Q}{R} & 0 < T < T_1 \\ 1.25 A \frac{Q}{R} & T_1 < T < T_2 \\ 1.25 A \frac{Q}{R} \frac{T_2^{2/3}}{T} & T_2 < T < 0.3 \text{ s} \\ 1.25 A \frac{T_2^{2/3}}{3} \frac{3^{5/3}}{T} \frac{Q}{R} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (3.3)$$

Du fait que la période fondamentale des bâtiments en portique en béton armé est d'ordre supérieur à  $(T_2)$  (deuxième période de transition du spectre de réponse), nous proposons le spectre de réponse simplifié suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \frac{Q}{R} & T_1 < T < T_2 \\ 1.25 A \frac{Q}{R} \frac{T_2^{2/3}}{T} & T_2 < T < 0.3 \text{ s} \\ 1.25 A \frac{T_2^{2/3}}{3} \frac{3^{5/3}}{T} \frac{Q}{R} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (3.4)$$

avec :

A: Coefficient d'accélération de zone

: Facteur de correction d'amortissement.

[RPA 99 / V2003]

R : Coefficient de comportement.

Q : Facteur de qualité.

$T_1, T_2$ : Périodes de transition.

#### 3.5.1. Représentation (Sa-Sd) pour la demande sismique

Dans la représentation classique des codes parasismiques, chaque point de spectre de réponse est représenté dans un diagramme  $S_a=f(T)$ , pour un amortissement du type visqueux ( $\xi$ ).

Chacun des points précédents  $S_{ai}=f(T_i)$ , est transformé dans un diagramme  $S_{ai}=g(S_d)$ (fig.5.) ou est le déplacement spectral donné par la relation :

Avec : $S_d$  le déplacement spectral donnée par la formule (3.5)

$$S_d = \frac{T^2 \cdot S_a}{4 \cdot \pi^2} \quad (3.5)$$

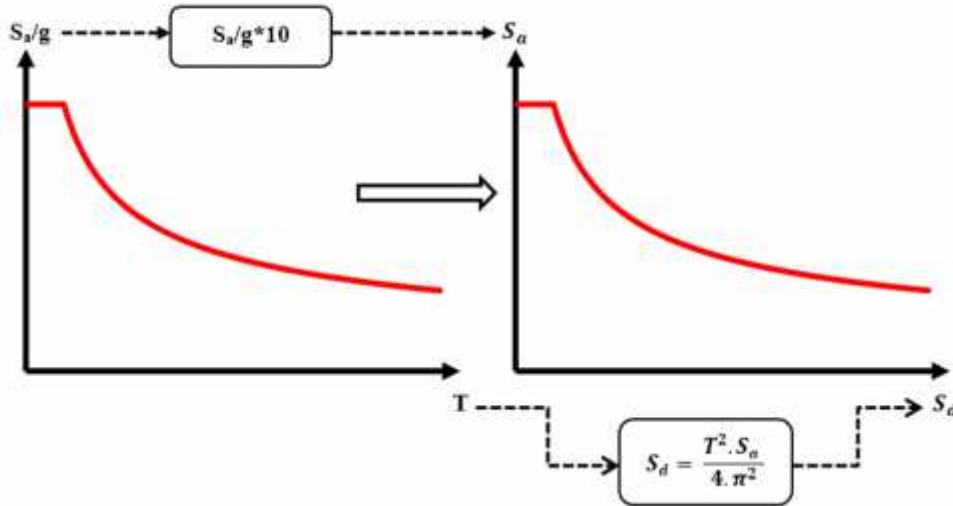


Figure 3.4. Le spectre de réponse en format (Sa-Sd)

### 3.6. Superposition de la courbe de capacité et la courbe de la demande sismique

La superposition de la courbe de capacité et de la courbe de la demande sismique nous conduit à trois (03) cas :

- La demande est inférieure à la capacité.
- La demande est égale à la capacité.
- La demande est supérieure à la capacité.

#### 3.6.1. La demande est supérieure à la capacité

Le déplacement maximal qui peut être supporté par la structure est supérieur au déplacement imposé par le (Figure 3.5).

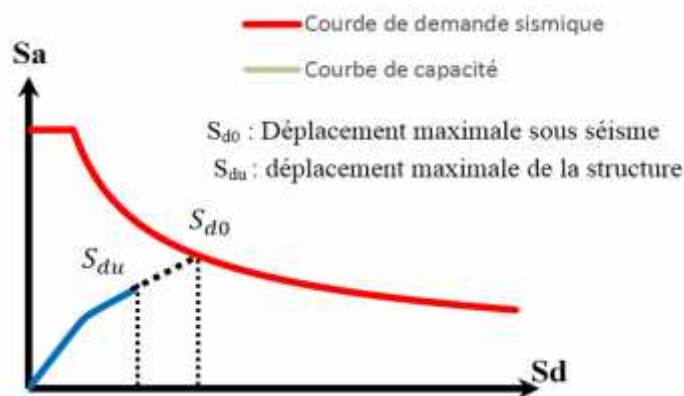


Figure 3.5. La demande est inférieure à la capacité.

### 3.6.2. La demande est égale à la capacité

Le déplacement imposé par le séisme est égal au déplacement maximal de la structure, cet état correspond à un état de dommage spécifique (Figure 3.6).

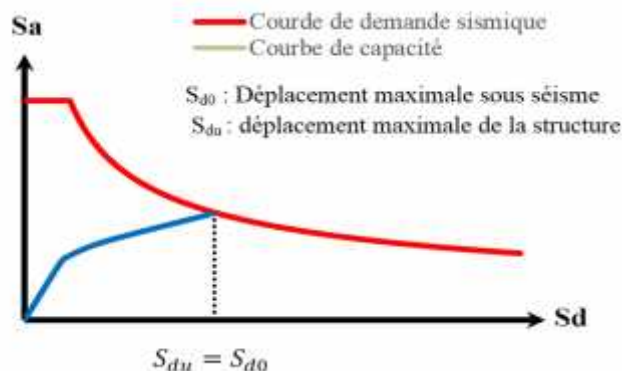


Figure 3.6. La demande est égale à la capacité.

### 3.6.3. La demande est inférieure à la capacité

Le déplacement imposé par le séisme est supérieur à la capacité de la structure, cela conduit directement à l'effondrement total de la structure (Figure 3.7).

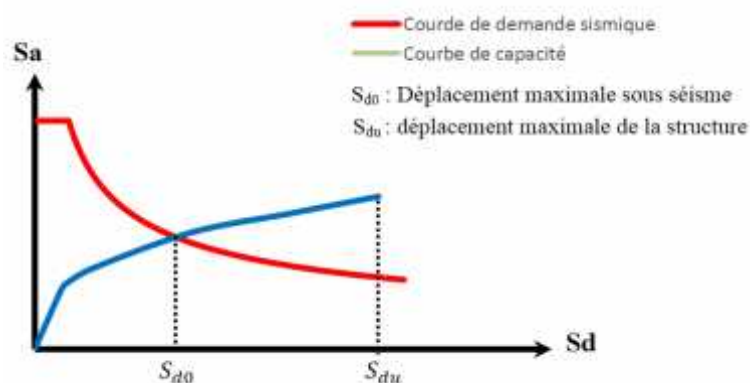


Figure 3.7. La demande est égale à la capacité.

## 3.7. Procédure d'évaluation du point de performance

L'application de la méthode statique non linéaire basée sur le spectre de capacité nécessite :

- 1- la demande sismique sous forme d'une réponse spectrale (Règlement Parasismique Algérien RPA99).
- 2- La capacité sismique sous forme d'une courbe de capacité non linéaire, obtenu à partir de la technique " Pushover ".

- 3- Un point de performance qui correspond à l'égalité entre le déplacement maximum élastique et inélastique ; ce point correspond à un état unique de dommages et d'énergie dissipée qui s'obtient par les procédures itératives et non itératives.

### 3.7.1. Procédure itérative

L'approche élastique classique, nous permet d'obtenir une première valeur (déterminée par l'intersection de la demande spectrale à (5 %) d'amortissement avec la tangente à l'origine de la courbe de capacité, qui correspondant au déplacement spectral ( $S_{di}$ ) et une projection de ce point sur la courbe de capacité nous donne ( $S_{ai}$ ) (égalité des déplacements maximums). En ce point le déplacement élastique est égal au déplacement inélastique.

La procédure itérative est facilement programmable pour qu'il y ait compatibilité entre les amortissements de la demande et ceux de la capacité [Amar Kahil.2008].

### 3.7.2. Procédure non itérative

Pour mieux montrer l'importance du paramètre d'amortissement effectif (qui correspond à l'énergie dissipée par la structure), il y a lieu d'utiliser en ordonnée dans un diagramme ( $\xi_{eff}-S_d$ )

La procédure non-itérative est basée sur le développement des diagrammes ( $\xi_{eff}-S_d$ ) pour la capacité et la demande (Figure 3.8) et (Figure 3.9) respectivement.

#### 3.7.2.1. Représentation de la courbe de capacité sous format ( $\xi_{eff}-S_d$ ).

L'énergie dissipée en chaque point de coordonnées ( $S_{ai}-S_{di}$ ) sous forme d'amortissement effectif (Figure 3.8) est donnée par la formule suivante :

$$\xi_{eff} \% = 5 + 63.7.K \cdot \frac{S_{ay}, S_{dpi} - (S_{dy}, S_{api})}{(S_{api}, S_{dpi})} \quad (3.6)$$

K: coefficient de capacité de dissipation d'énergie (voire annexe A).

avec: ( $S_{ay}, S_{dy}$ ): limites élastiques en accélération et en déplacement respectivement.

( $S_{ay}, S_{dy}$ ): Coordonnées du point (i) de la courbe de capacité.

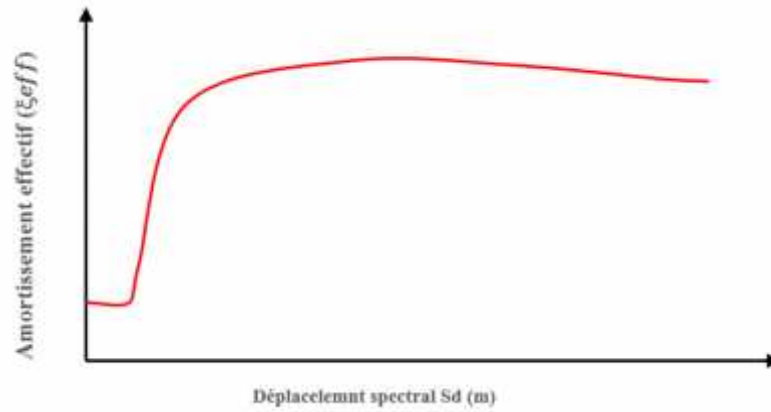


Figure 3.8. Diagramme de la capacité sismique.

3.7.2.2. Représentation de la demande sismique sous format ( $\xi_{eff} - S_d$ ).

Le diagramme ( $\xi_{eff} - S_d$ ) pour la demande sismique (Figure 3.9) est défini par :

- $S_d$  : le déplacement spectral qui correspond à l'intersection du spectre de capacité et branches de spectre de la demande sismique pour  $\xi_{eff} = 5\%$ .
- $\xi_{eff}$  : l'amortissement des branches de la demande pour  $\xi_{eff} = 5\%$ . Les coefficients de réductions spectrales pour les branches de spectre dont l'amortissement  $\xi_{eff} \neq 5\%$  [A-Kahil ; M-Hamizi ; N-E- Hannachi].

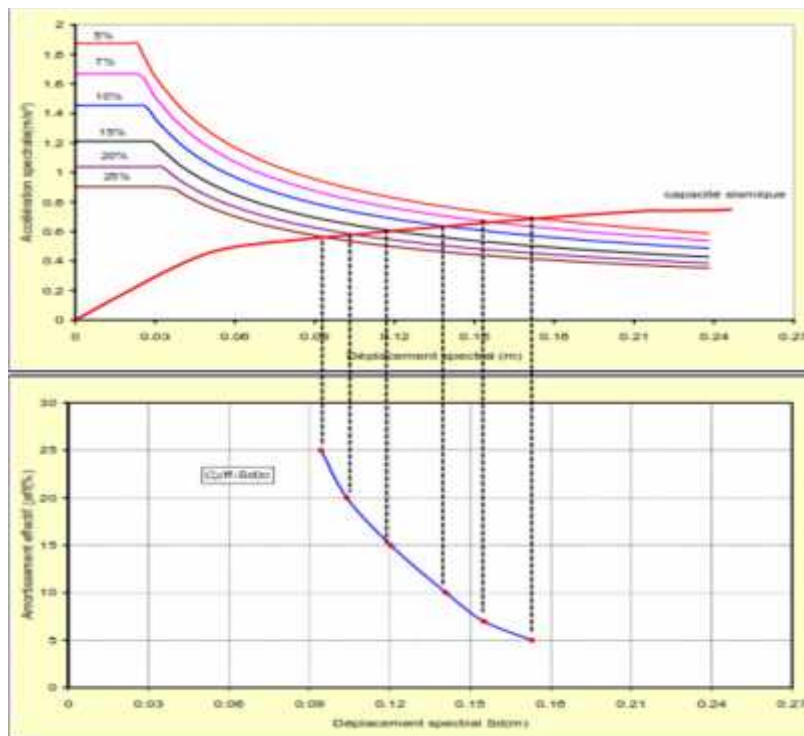


Figure 3.9. Diagramme ( $\xi_{eff} - S_d$ ) de la demande sismique.

### 3.7.2.3. La superposition des graphes

Pour l'évaluation de point de performance nous avons superposé directement la courbe de capacité et la courbe de la demande sismique sous format  $(\xi_{eff}-Sd)_D$  et  $(\xi_{eff}-Sd)_C$  comme suite (Figure 3.10)

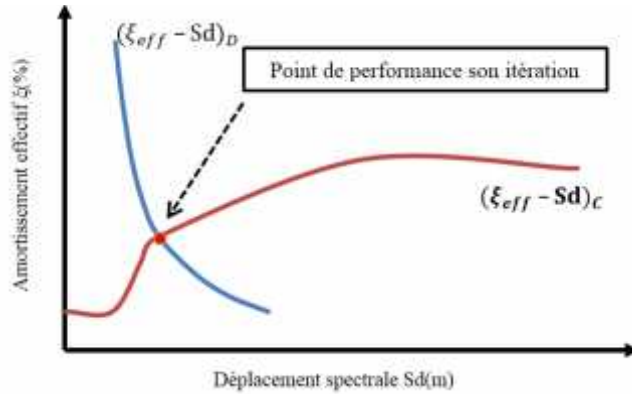


Figure 3.10. Superposition des diagrammes  $(\xi_{eff}-Sd)_D$  et  $(\xi_{eff}-Sd)_C$

## 3.8. Estimation des degrés de dommages

### 3.8.1. L'échelle de dommage utilisée

L'échelle des dommages utilisée est l'échelle macrosismique européenne EMS 98 (annexe B). Cette échelle comprend cinq (05) degrés de dommage pour les bâtiments en béton armés.

### 3.8.2. Domaine des dommages

Les niveaux de dommages sont représentés par des segments sur la courbe de capacité (Figure 3.11), chaque segment représente un état d'endommagement qui figure dans le tableau (3.1).

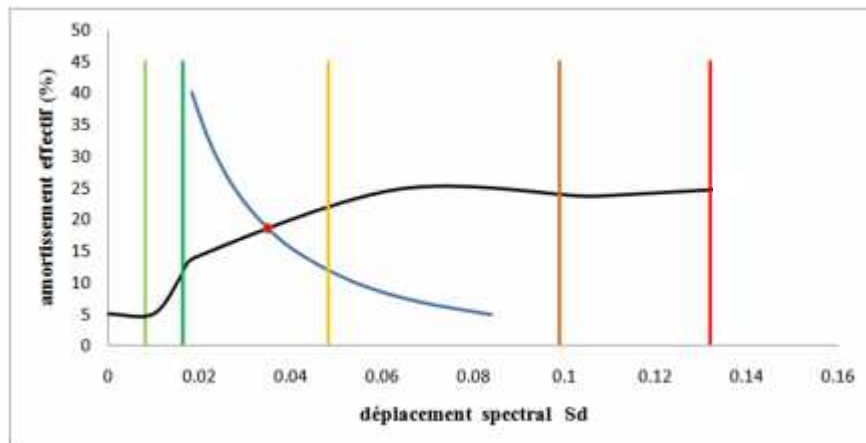


Figure 3.11. Les degrés d'endommagement de la structure.

Tableau 3.1. Le niveau d'endommagement de la structure.

Degré des dommages	Formule
DG1	$S_d = 0.4 S_{dy}$
DG2	$S_d = 0.8 S_{dy}$
DG3	$S_d = S_{dy} + 0.25 (S_{du} - S_{dy})$
DG4	$S_d = 0.75 S_{du}$
DG5	$S_d = S_{du}$

# Chapitre 4

## Zonage et Caractérisation du mouvement sismique

---

### Plans du chapitre 04

---

4.1. Zonage sismique et classification des sols .....	35
4.1.1. Introduction.....	35
4.1.2. Zonage sismique : .....	35
4.1.3. Classification des sols .....	36
4.2. Zonage et Caractérisation du mouvement sismique.....	37
4.2.1. Introduction.....	37
4.2.2. Accélération maximale (PGA).....	37
4.2.3. Vitesse maximale du sol .....	38
4.2.4. Le déplacement maximal du sol .....	39
4.3. Création d'une base de données de signaux synthétiques.....	40
4.3.1. Les logiciels de calcul .....	40
4.3.2. Procédure utilisée.....	40

### 4.1. Zonage sismique et classification des sols

#### 4.1.1. Introduction

La réponse sismique d'un site dépend très fortement de la rigidité dynamique des différentes couches de sols qui le constituent ainsi que leurs épaisseurs. La classification des sites selon le Règlement Parasismique Algérien [RPA99-2003] est basée sur des données géotechniques et géophysiques à travers les valeurs moyennes et spécialement la vitesse d'onde de cisaillement sur les 20 premiers mètres.

La pratique géotechnique de terrain est loin d'être en mesure de caractériser un site. Une investigation géotechnique doit nous renseigner sur la nature des différentes couches constituant le site et donner les caractéristiques physiques et dynamiques (densité, épaisseurs, rigidité,  $V_s$ , rapport d'impédance, ...) en se basant sur les essais in situ et de laboratoire. En zone sismique, le comportement dynamique du sol doit être évalué afin de prédire les conséquences en surface libre.

#### 4.1.2. Zonage sismique

Le territoire Algérien est divisé en cinq zones (05) de sismicité croissante (tableau 4.1), défini sur la carte des zones de séismicité (Figure 4.1) qui précise cette répartition sur les 48 wilayas d'Algérie [RPA99/V2003].

Tableau 4.1. Zonage sismique du territoire Algérien

<b>Zone</b>	<b>sismicité</b>
0	sismicité négligeable
I	séismicité faible
II a et II b	séismicité moyenne
III	séismicité élevée



**Catégorie S<sub>3</sub>** (site meuble) Dépôts de sable et de graviers de densité moyenne ou d'argile moyennement raide avec  $V_s < 200$  m/s à partir de 10 m de profondeur.

**Catégorie S<sub>4</sub>** (site très meuble) Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle. Dépôts d'argile molle à moyennement raide. Pour les deux types la vitesse moyenne d'onde de cisaillement  $V_s \geq 200$  m/s dans les 20 premiers mètres.

### 4.2. Zonage et caractérisation du mouvement sismique

#### 4.2.1. Introduction

La réduction du danger du mouvement vibratoire du sol sur les différents types de structures passe par une bonne estimation du chargement sismique auquel ces structures sont soumises. En général, les paramètres les plus utilisés pour le dimensionnement de telles structures sont l'accélération maximale du sol (PGA) la vitesse maximale du sol (PGV) et déplacement maximal du sol (PGD). Cependant, il existe d'autres indicateurs scalaires peu utilisés en routine par l'ingénieur, mais qui participent aux contrôles de la réponse sismique de certaines structures. De tels indicateurs de nocivité permettent alors de compléter l'information donnée par les PGA, PGV et PGD et de mieux contraindre le choix d'accélérogrammes naturels ou synthétiques lorsque ces derniers sont nécessaires.

Le niveau de danger quantifié pour un site donné est un outil de base pour l'établissement des cartes de risque sismique, délimitant les territoires en zones d'iso-paramètres entre autres d'iso-accélération des codes et règlements nationaux ou régionaux. Dans ce contexte appartient tout l'intérêt de l'élaboration de l'équation de prédiction du mouvement sismique (GMPE: Ground Motion Prediction Equation). Ces GMPE sont souvent empiriques, de validité régionale sur la base de régression numérique par ajustement aux observations expérimentales à partir des magnitudes, distances au foyer, épïcentre ou faille, profondeur focale, type de faille et comportement du sol [B. DARRAS, 2011].

#### 4.2.2. Accélération maximale (PGA)

La valeur de l'accélération maximale en surface (Peak Ground Acceleration) est le premier paramètre qui sert de base à la classification des enregistrements, d'où de nombreuses études visant à trouver des corrélations entre ce terme et les dommages observés. On la retrouve en dynamique des sols dans la prévision d'un risque de liquéfaction (SEED et IDRIS 197) et ses

dérivées (DOBRY et al., 1980). Ce facteur ne peut représenter à lui seul le pouvoir destructeur d'un séisme sur un site car on a observé des séismes de niveau élevé ne donnant pas suite à des dommages importants (voir figure 4.2). Inversement, certains séismes de faibles accélérations ont produit des destructions massives. Intuitivement, on peut penser que le paramètre de niveau n'est pas suffisant. En effet, si des niveaux faibles de sollicitations sont maintenus longtemps, leur effet pourrait se révéler catastrophique [Chloé Lesueur, 2012].

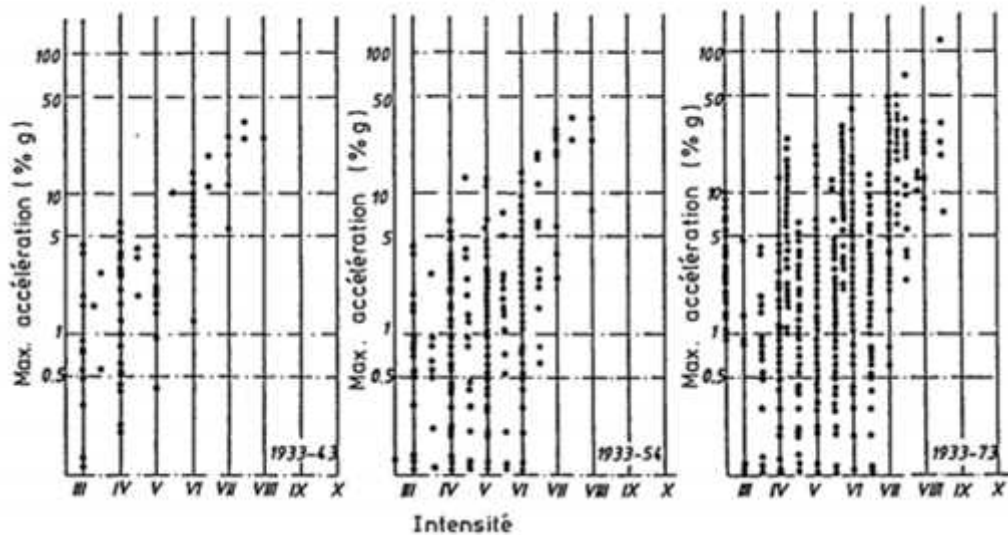


Figure 4.2. Accélération maximale du sol en fonction de l'intensité d'après AMBRASEYS(1974)

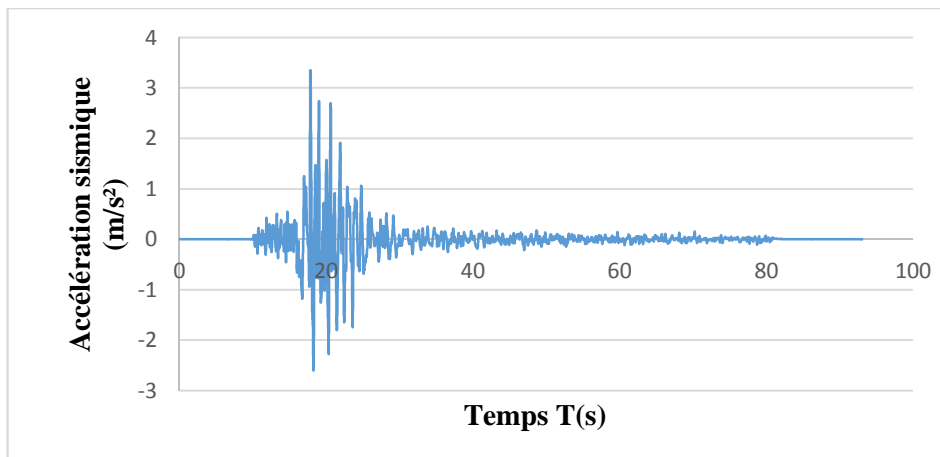


Figure 4.3. Accélération du sol en fonction du temps

### 4.2.3. Vitesse maximale du sol PGV

Il existe de nombreuses utilisations de la vitesse maximale du sol  $V_{max}$  (appelée encore **PGV, Peak Ground Velocity**) en sismologie et en génie parasismique. Le PGV permet l'estimation entre autres l'intensité macrosismique et des dommages structurels (Yih-Min Wu et al, 2003) ont constaté que les dommages causés par les tremblements de terre (notamment

pour les conduites enterrées) semblent beaucoup mieux corrélés avec les PGV qu'avec les PGA.

Cette quantité est obtenue en intégrant une fois temporellement le signal d'accélération. Pour des séismes destructeurs, le PGV va de quelques cm/sec à plusieurs dizaines de cm/sec, et peut dépasser le m/sec à proximité immédiate de l'épicentre.

Alors que PGA correspond à la partie haute fréquence du signal, et est plus représentative pour les ouvrages raides à courtes périodes, le PGV est représentatif des fréquences intermédiaires entre 1 à 2 Hz, et sera un meilleur indicateur de la nocivité pour les structures les plus souples [Chloé Lesueur, 2012].

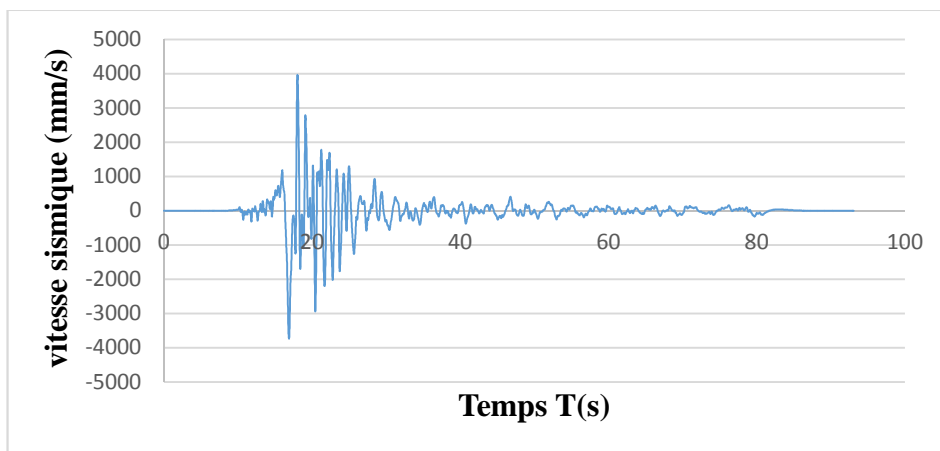


Figure 4.4. Vitesse du sol en fonction du temps

#### 4.2.4. Le déplacement maximal du sol PGD

Déplacement maximal du sol PGD (Peak Ground Displacement), qui donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à sa base : quelques cm en zone faiblement sismique, jusqu'à un mètre en zone très sismique.

La durée du séisme liée à la magnitude est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Cette durée d'un séisme est maximale d'ordre de 60 s en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zones peu sismiques [Chloé Lesueur, 2012].

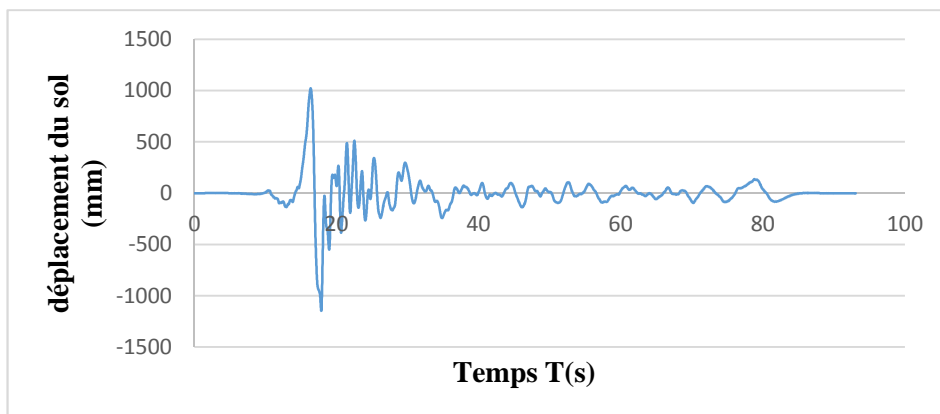


Figure 4.5. Déplacement du sol en fonction du temps

### 4.3. Création d'une base de données de signaux synthétiques

Comme la réalisation d'une base de données des séismes naturels est délicate, il a été décidé de créer une base de signaux accélérométriques générés de manière synthétique.

#### 4.3.1. Les logiciels de calcul

Le logiciel SIMQKE\_GR a été utilisé pour générer les signaux synthétiques. Son principe est de construire le spectrogramme des signaux simulés, par analogie avec des spectrogrammes issus des spectres de réponse du RPA 99 pour les 04 sols, par la suite le logiciel PRISM for Earthquake Engineering est utilisé pour estimer les paramètres caractérisant la nocivité des séismes à savoir PGA, PGV et PGD

#### 4.3.2. Procédure utilisée

Dans cette partie, nous présentons les grandes lignes de la procédure suivie. La difficulté de compréhension de cette procédure réside dans le fait que les données numériques sont extrêmement vastes et donc il faut garder à l'esprit une certaine logique de classement.

Le schéma de principe (figure 4.6) montre de façon limitée le cheminement de la procédure dans des dossiers et sous-dossiers. La règle générale est, qu'une boucle doit toujours finir dans le même sous-dossier où elle a commencé.

Un programme qui regroupe toutes les procédures et permet, avec les cinq accélérations pour les quatre classes de sols, d'obtenir une base de données de séismes artificiels de 60 accélérogrammes.

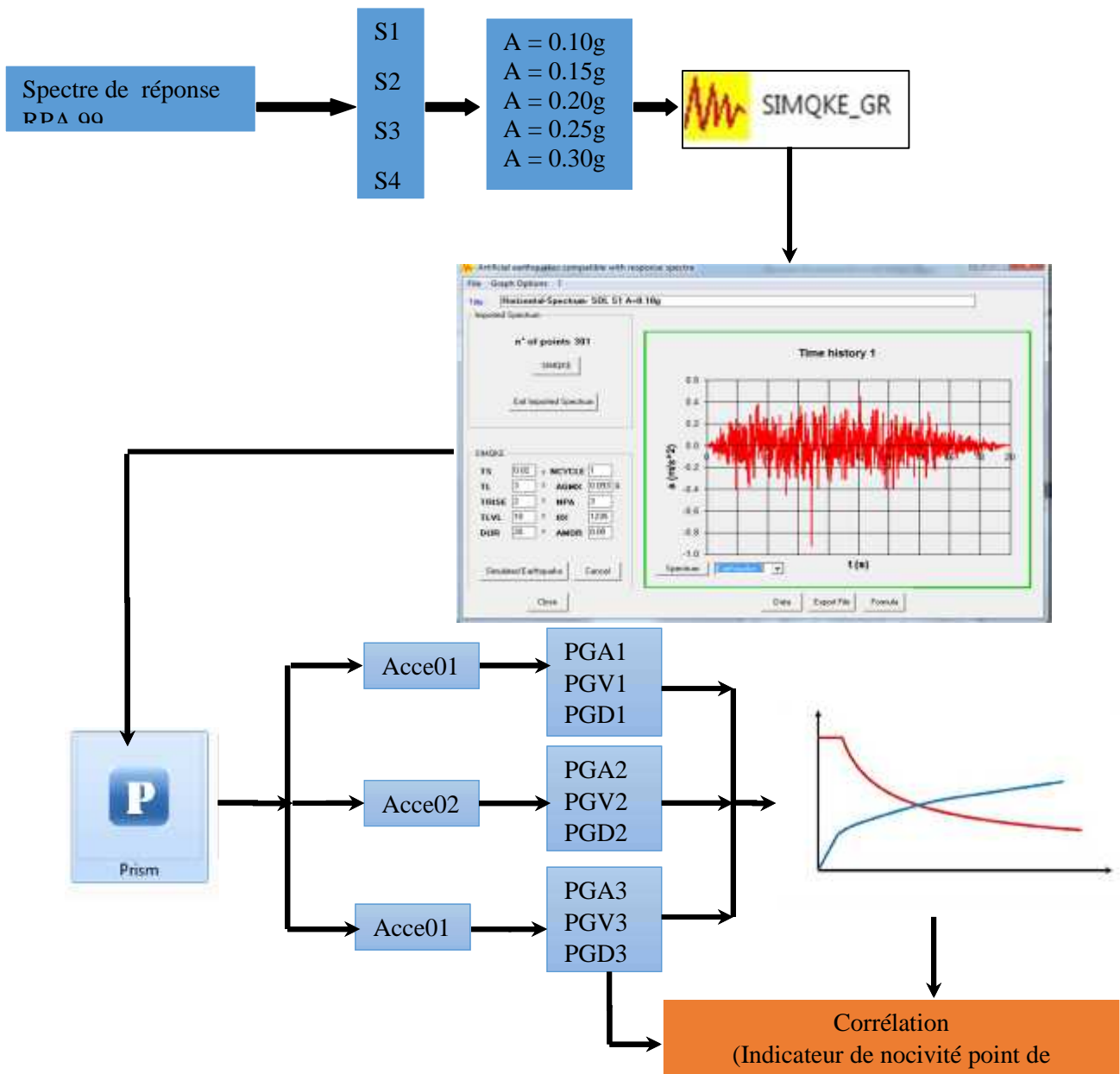


Figure 4.6. Schéma de principe de la procédure suivie

### N.B

Les graphes des accélérations, vitesses et déplacements auxquels nous avons abouti par le biais des logiciels SIMQKE\_GR et PRISM utilisé dans notre travail sont représentés respectivement dans les annexes C, D et E.

# Chapitre 5

## Les caractéristiques géométrique des structures

---

### Plans du chapitre 05

---

5.1.	Introduction.....	42
5.2.	Présentation et description des bâtiments .....	42
5.2.1.	Vue en plan .....	42
5.2.2.	Coupe en élévation .....	43
5.2.2.1.	Le bâtiment R+3 .....	43
5.2.2.2.	Le bâtiment R+4 .....	44
5.2.2.3.	Le bâtiment R+5 .....	45
5.3.	Caractéristiques géométrique des poteaux et des poutres.....	45
5.3.1.	Détaille de ferrailage des poutres .....	46
5.3.2.	Détaille de ferrailage des Poteaux .....	46
5.4.	Présentation des résultats .....	<b>Erreur ! Signet non défini.7</b>
5.4.1.	Histogrammes fonction PGA sens xx.....	<b>Erreur ! Signet non défini.7</b>
5.4.2.	Histogrammes fonction PGA sens yy.....	<b>Erreur ! Signet non défini.8</b>
5.4.3.	Histogrammes fonction PGV accélérogramme 01 sens xx .....	49
5.4.4.	Histogrammes fonction PGV accélérogramme 01 sens yy	<b>Erreur ! Signet non défini.0</b>
5.4.5.	Histogrammes fonction PGV accélérogramme 02 sens xx	<b>Erreur ! Signet non défini.1</b>
5.4.6.	Histogrammes fonction PGV accélérogramme 02 sens yy	<b>Erreur ! Signet non défini.2</b>
5.4.7.	Histogrammes fonction PGV accélérogramme 03 sens xx	<b>Erreur ! Signet non défini.3</b>
5.4.8.	Histogrammes fonction PGV accélérogramme 03 sens yy	<b>Erreur ! Signet non défini.4</b>
5.4.9.	Histogrammes fonction PGD accélérogramme 01 sens xx	<b>Erreur ! Signet non défini.5</b>
5.4.10.	Histogrammes fonction PGD accélérogramme 01 sens yy	<b>Erreur ! Signet non défini.6</b>

5.4.11.	Histogrammes fonction PGD accélérogramme 02 sens xx	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>	7
5.4.12.	Histogrammes fonction PGD accélérogramme 02 sens yy	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>	8
5.4.13.	Histogrammes fonction PGD accélérogramme 03 sens x		59
5.4.14.	Histogrammes fonction PGD accélérogramme 03 sens yy	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>	0
5.5.	Interprétation		61

## 5.1. Introduction

Pour valider notre méthode nous l'avons appliqué sur trois (03) bâtiments de différentes hauteurs R3, R4 et R5 implantée sur les quatre (04) sites S1, S2, S3 et S4 (site rocheux, ferme, meuble et très meuble respectivement) caractériser par les périodes de transition spectrale suivantes (Tableau 5.1) afin d'évaluer la performance sismique de ses bâtiments en utilisant la méthode itérative.

Tableau 5.1. Valeur de  $T_1$  et  $T_2$

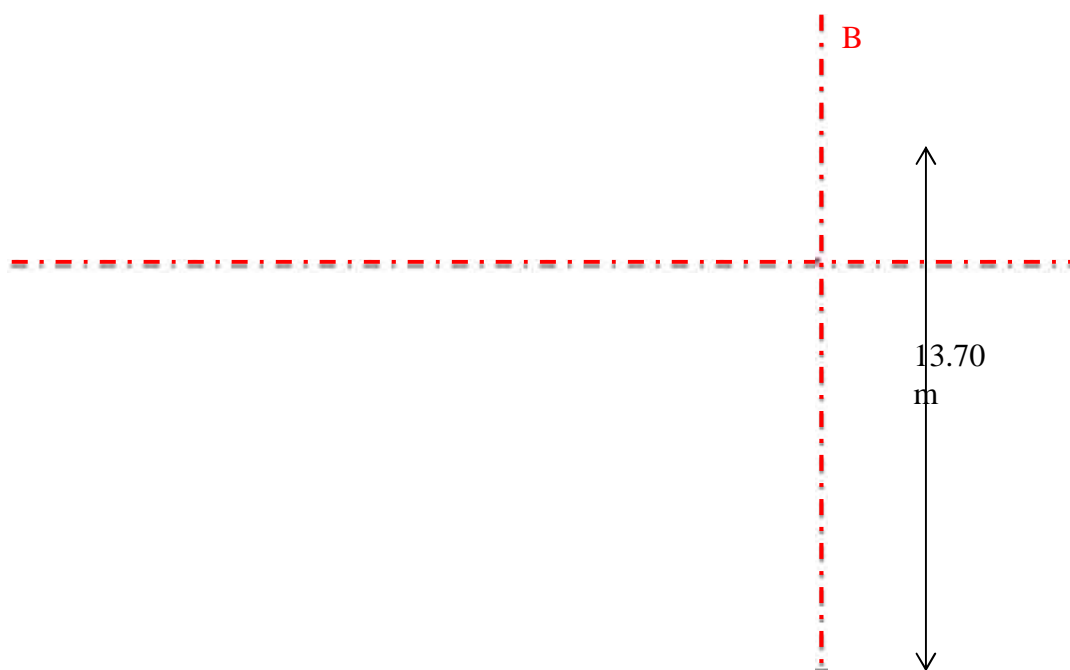
Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.30	0.40	0.50	0.70

## 5.2. Présentation et description des bâtiments

Les trois (03) bâtiments sont à usage d'habitation, les structures sont constituées de portiques auto-stable (poteaux, poutres) en béton armé avec des remplissages en maçonnerie.

### 5.2.1. Vue en plan

La vue en plan des trois bâtiments est représentée dans la figure (5.1)



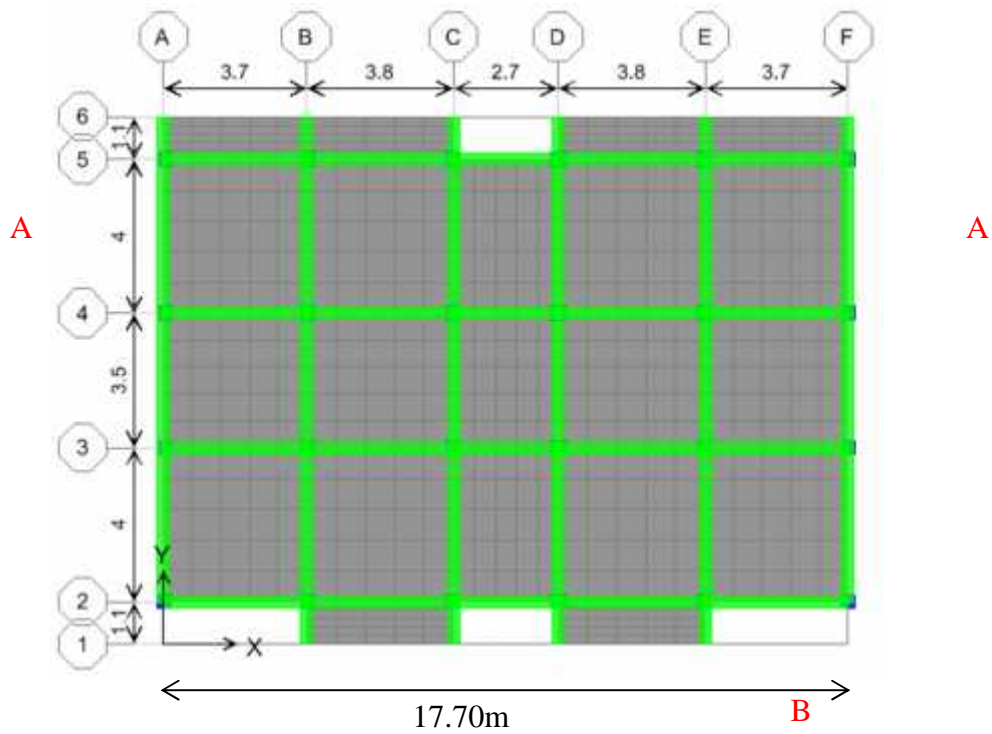


Figure 5.1. Vue en plan des trois structures (XOY)

### 5.2.2. Coupe en élévation

Les coupes en elevations des trois bâtiments (R+3, R+4, R+5) sont représentésci-dessus

#### 5.2.2.1. Le bâtiment R+3

Les caractéristiques géométriques du bâtiment R+3 sont représentées dans la figure (5.2)

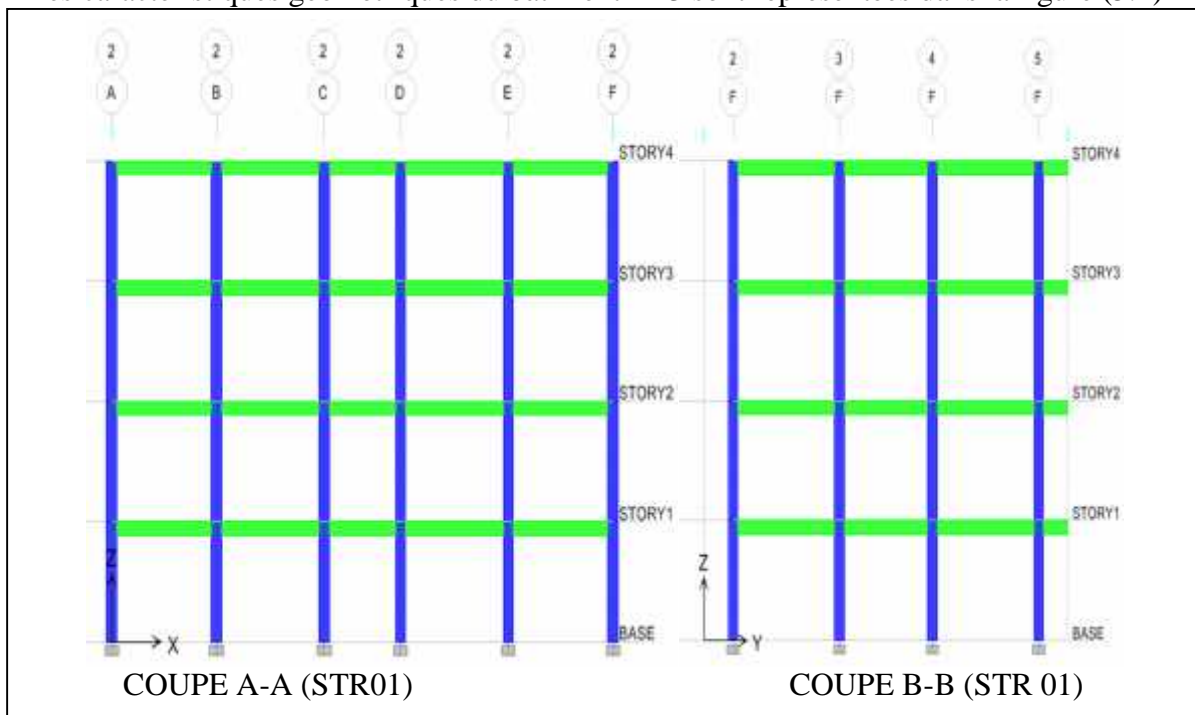


Figure 5.2. Vue en élévation (XOZ), (YOZ)

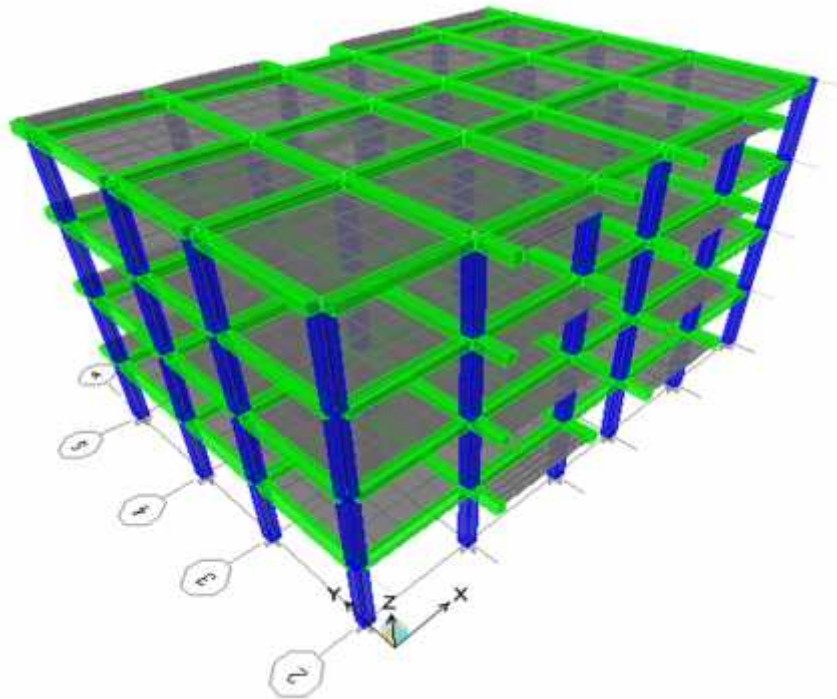
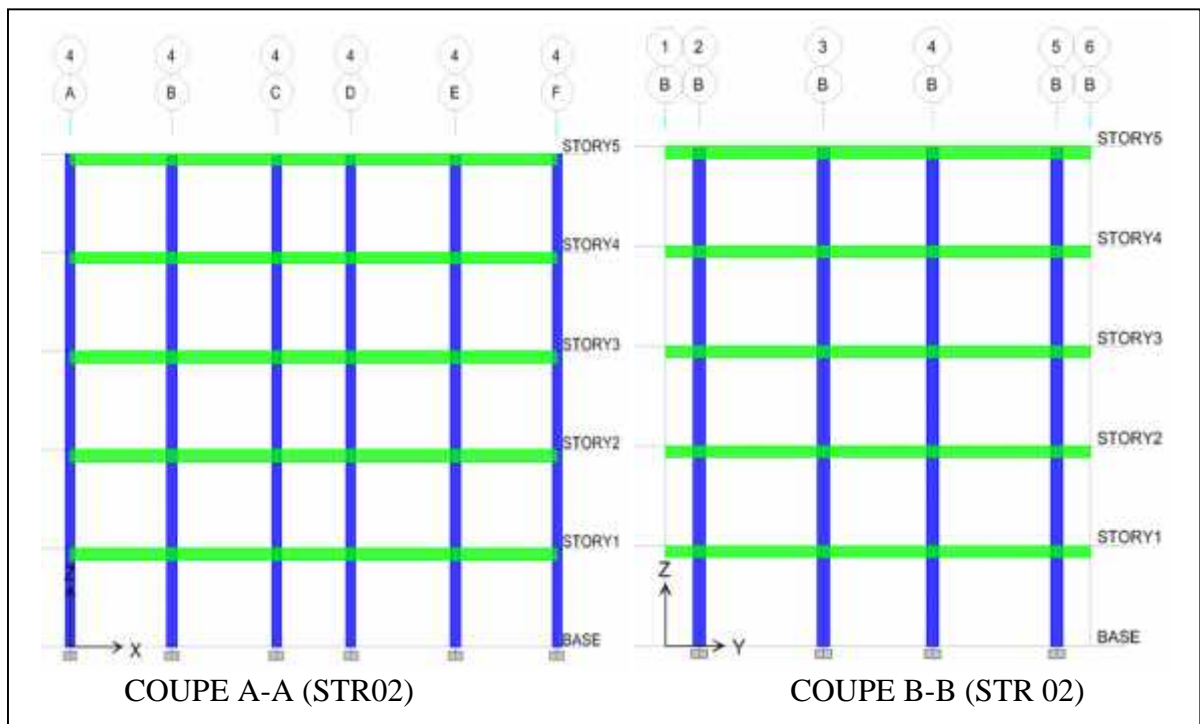


Figure 5.3. Vue en 3 D du bâtiment R+3.

#### 5.2.2.2. Le bâtiment R+4

Les caractéristiques géométriques du bâtiment R+4 sont représentées par la figure (5.4)





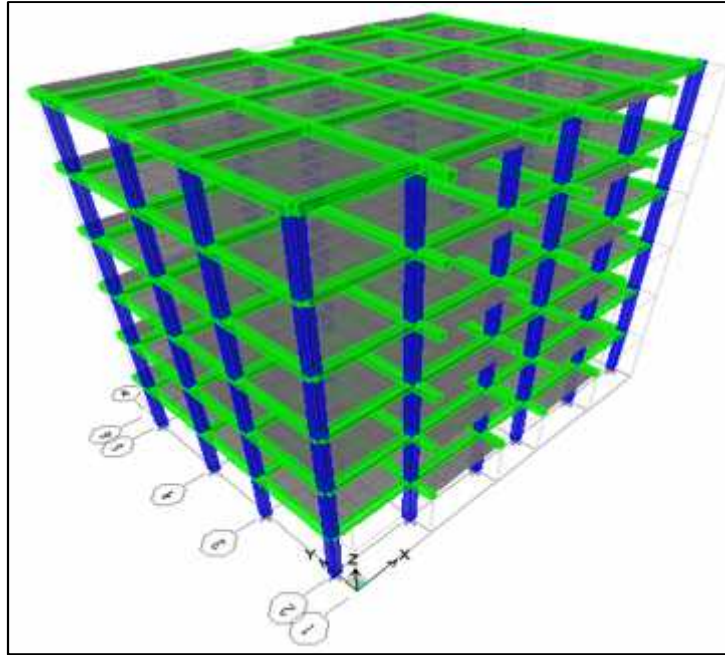


Figure 5.7. Vue en 3 D du bâtiment R+5.

### 5.3. Caractéristiques géométrique des poteaux et des poutres

Les dimensions des poteaux et les poutres des trois bâtiments sont représentées dans le tableau (5.2) et les armatures utilisées dans les figures (5.7) (coupe A-A) et (5.8) (coupe B-B).

Tableau 5.2. Dimension des différents éléments.

Élément	Dimension
poteaux	(35x35) cm <sup>2</sup>
Poutres	(35x30) cm <sup>2</sup>
Dalle plaines	10 cm
Dalles corps creux	(16+5) cm

#### 5.3.1. Détail de ferrailage des poutres

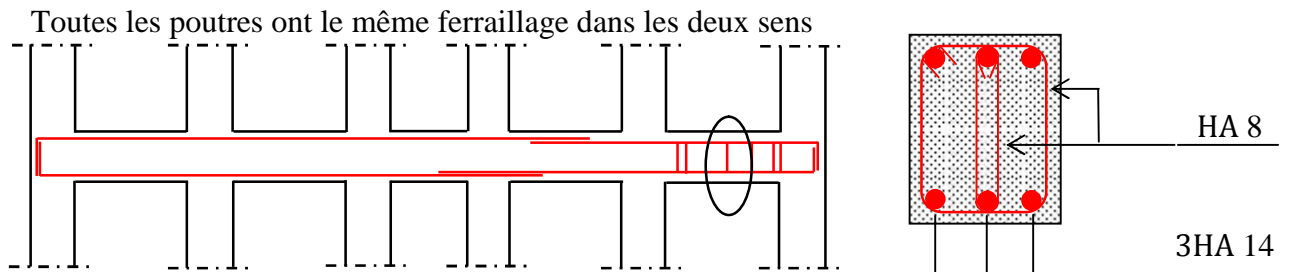


Figure 5.8. Détail de ferrailage des poutres

### 5.3.2. Détail de ferrailage des poteaux

Tout les poteaux ont les mêmes dimensions (35x35) cm<sup>2</sup> leur ferrailage est represente dans les figures (5.9) et (5.10) (Détail 2-2).

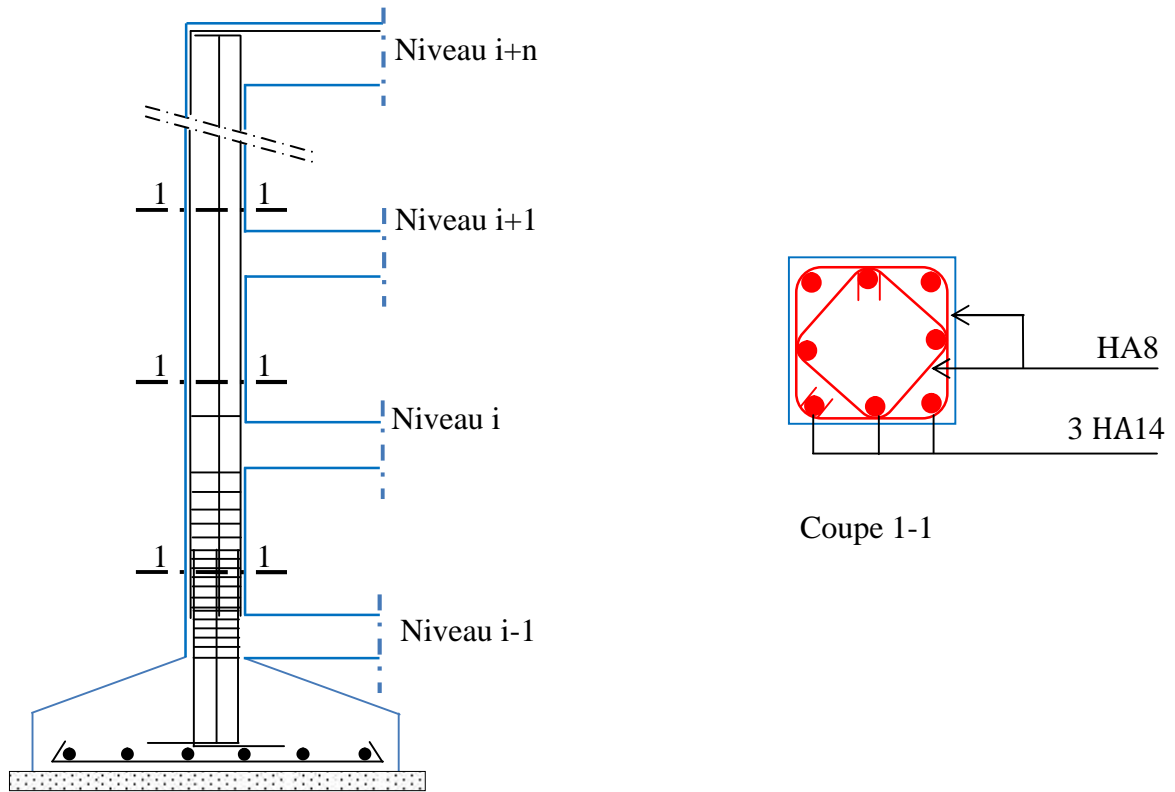


Figure 5.9. Coupe B-B. Détail de ferrailage des poteaux

### 5.4. Illustration des résultats

Les graphes ci-dessus représentent le comportement des structures R+3, R+4 et R+5 en fonctions de l'accélération PGA des quatre sols S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub>, S<sub>3</sub> et S<sub>4</sub> classé selon le RPA 99 comme site rocheux, ferme, meuble et très meuble successivement.

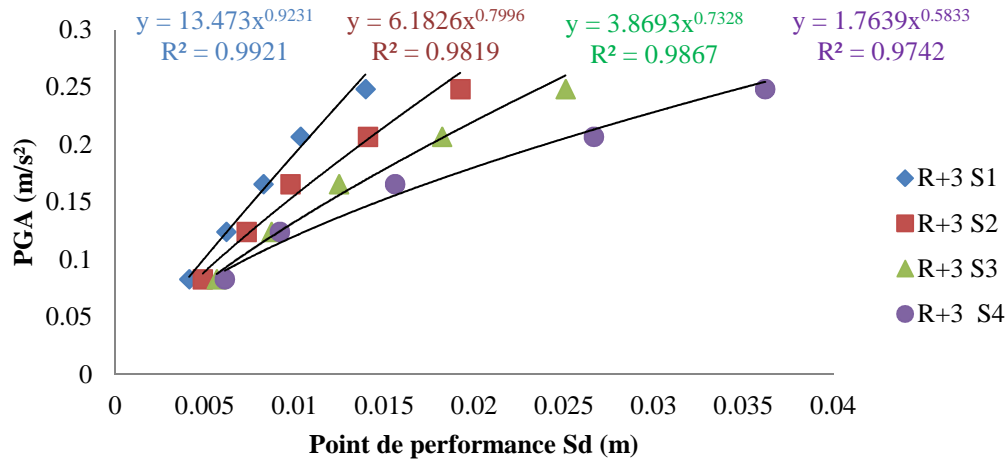


Figure 5.10. Variation de PGA en fonction du point de performance(R+3, sens xx) accélérogramme 01.

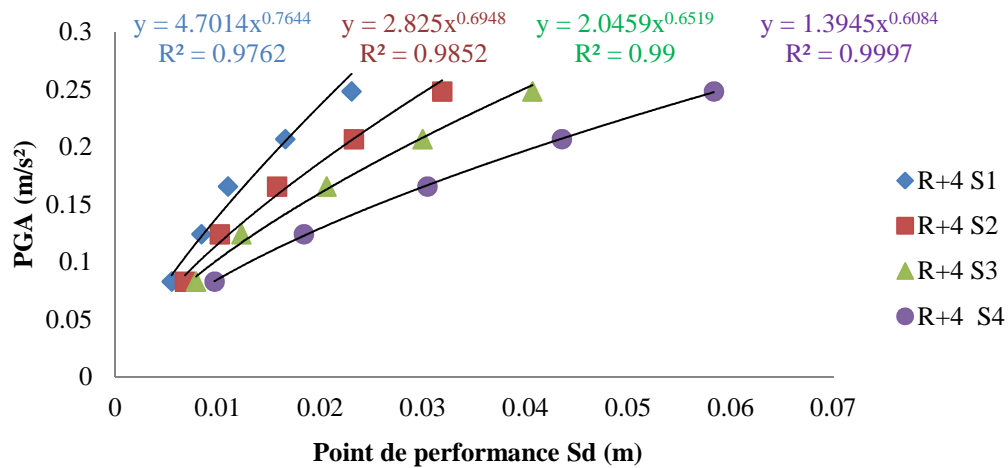


Figure 5.11. Variation de PGA en fonction du point de performance(R+4,sens xx) accélérogramme 02.

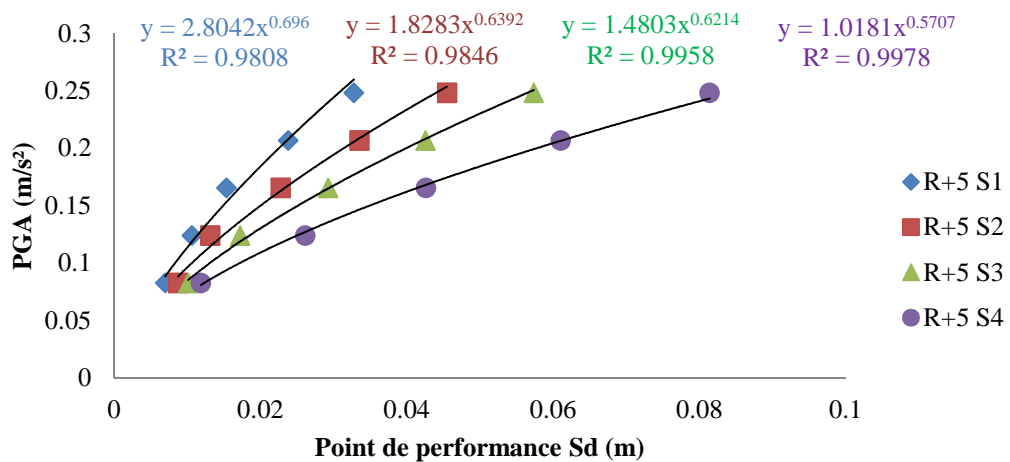


Figure 5.12. Variation de PGA en fonction du point de performance (R+5, sens xx) accélérogramme 03.

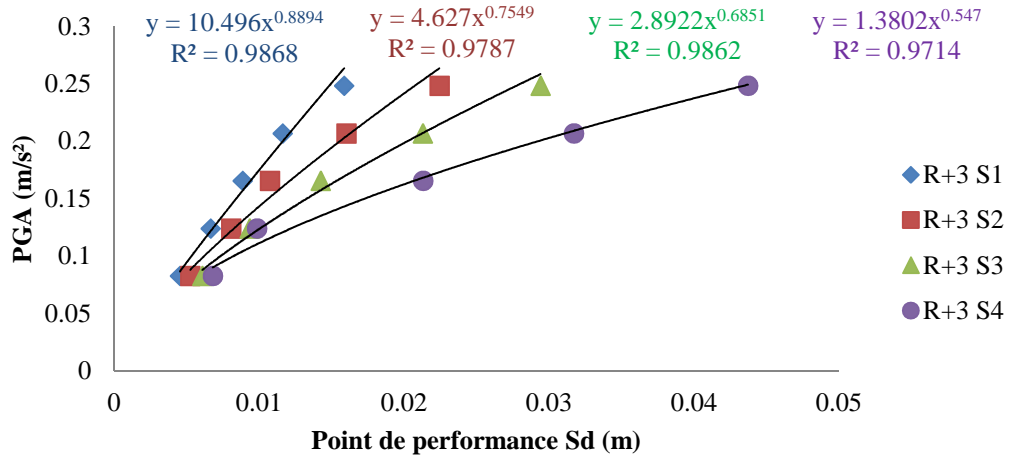


Figure 5.13. Variation de PGA en fonction du point de performance(R+3,sens yy) accélérogramme 01.

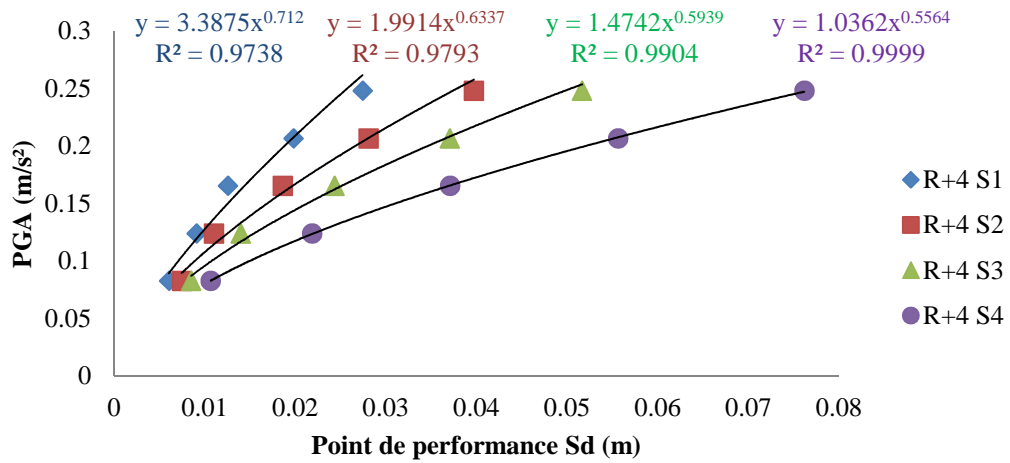


Figure 5.14. Variation de PGA en fonction du point de performance(R+4,sens yy) accélérogramme 02.

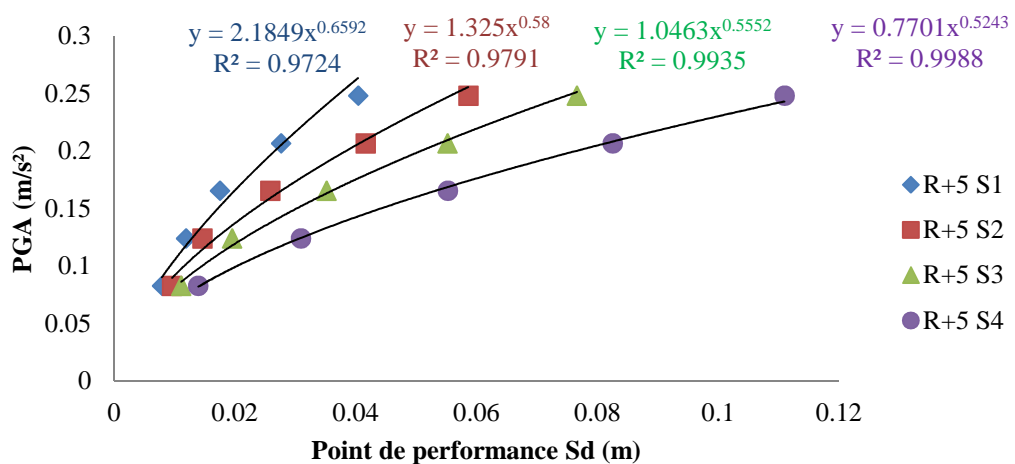


Figure 5.15. Variation de PGA en fonction du point de performance(R+5,sens yy) accélérogramme 03.

Les graphes ci-dessus représentent le comportement des structures R+3, R+4 et R+5 en fonctions de l'accélération PGV des quatre sols S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub>, S<sub>3</sub> et S<sub>4</sub> classé selon le RPA 99 comme site rocheux, ferme, meuble et très meuble successivement.

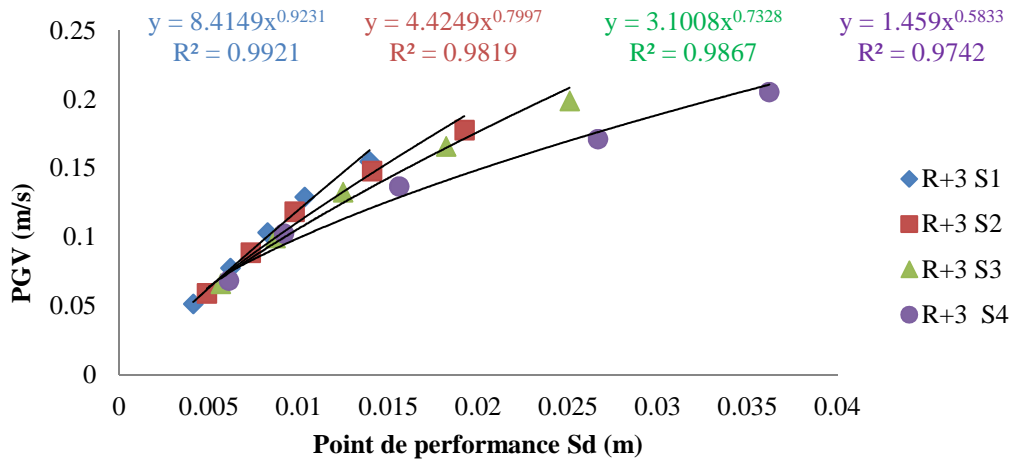


Figure 5.16. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+3, sens xx) accélérogramme 01.

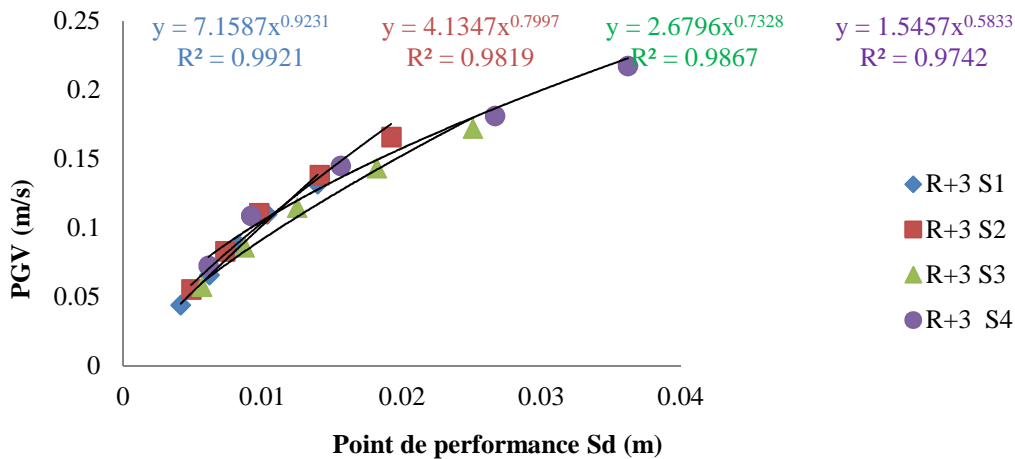


Figure 5.17. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+3, sens xx) accélérogramme 02.

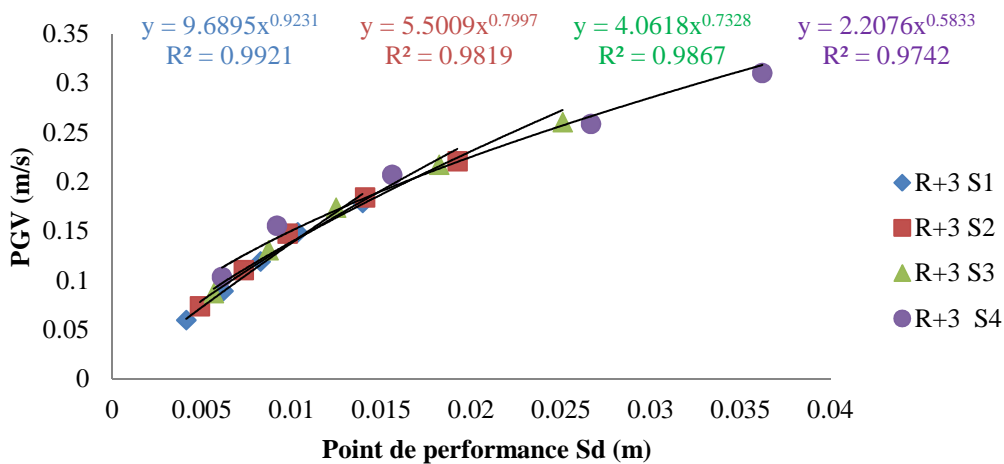


Figure 5.18. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+3, sens xx) accélérogramme 03.

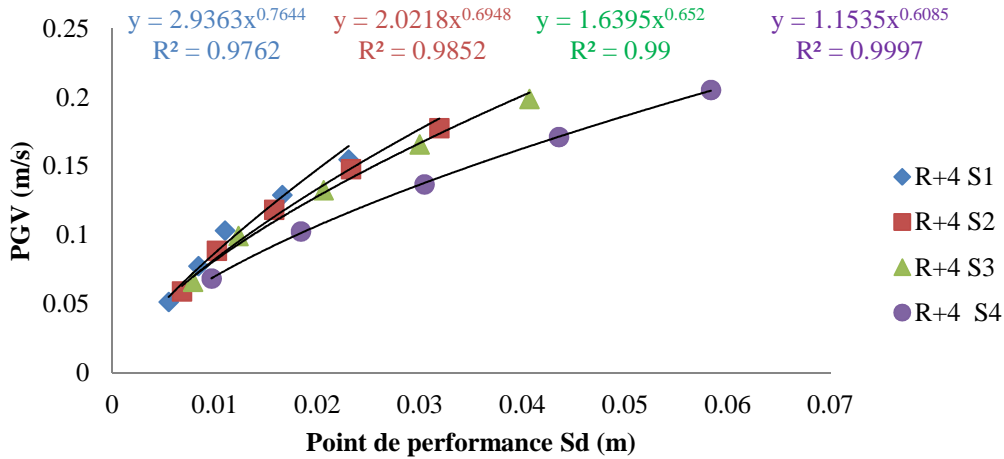


Figure 5.19. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+4, sens xx) accélérogramme 01.

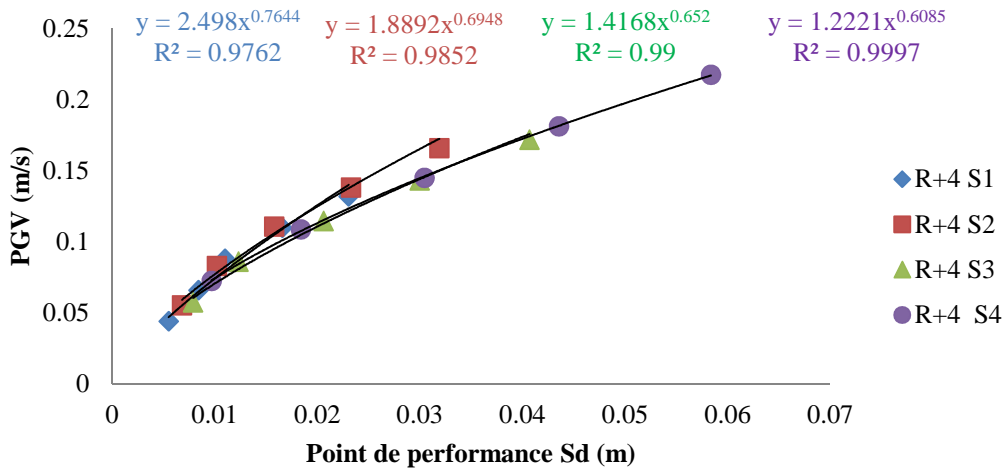


Figure 5.20. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+4, sens xx) accélérogramme 02.

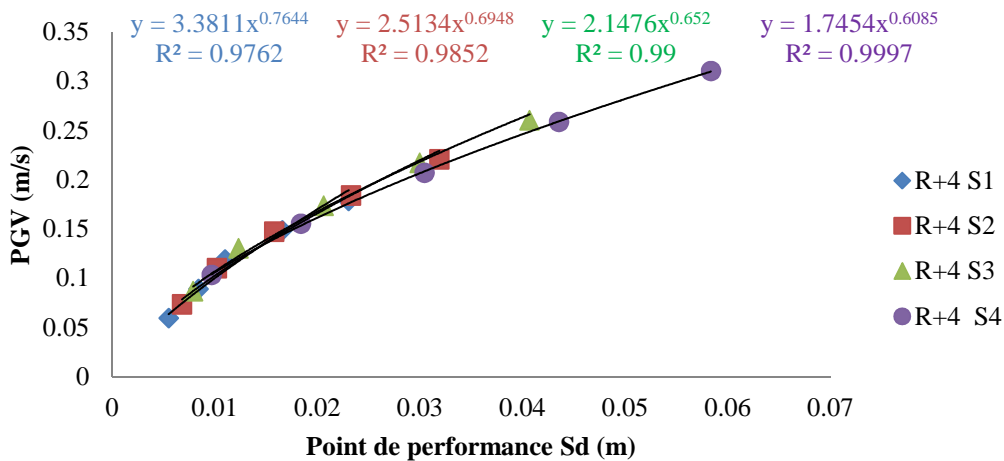


Figure 5.21. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+4, sens xx) accélérogramme 03.

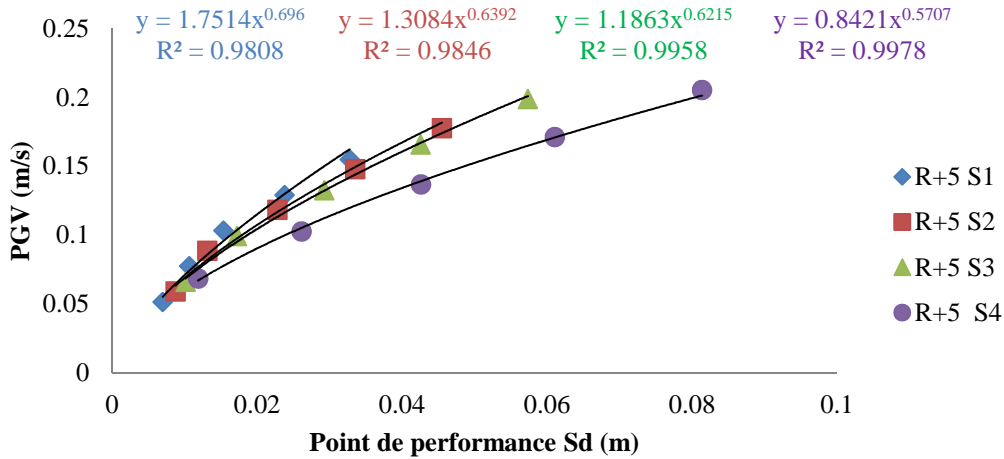


Figure 5.22. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+5, sens xx) accélérogramme 01.

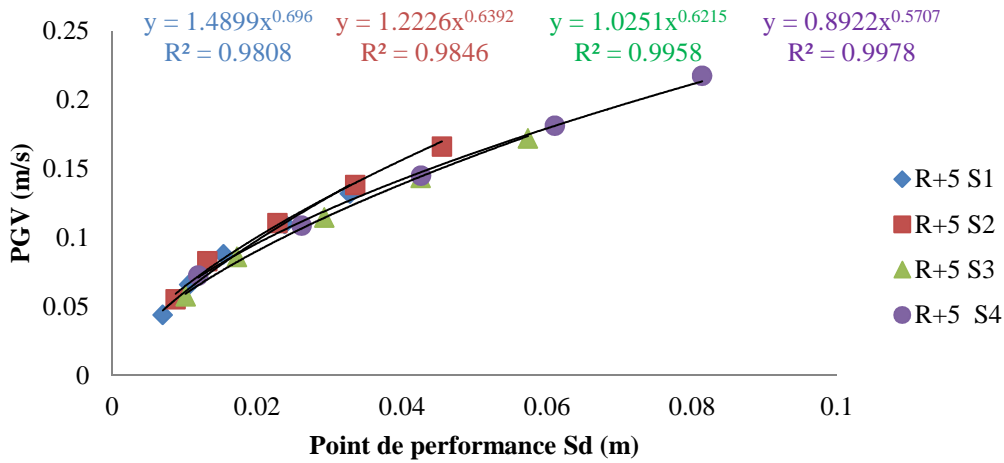


Figure 5.23. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+5, sens xx) accélérogramme 02.

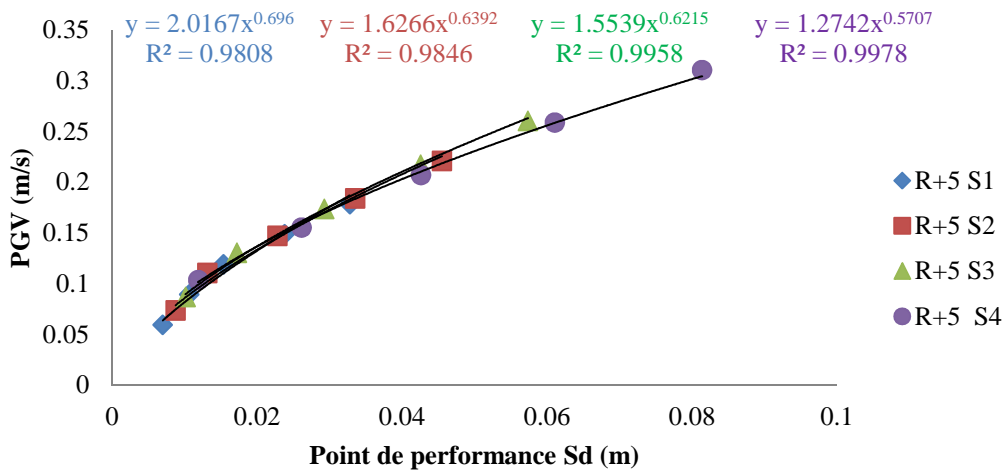


Figure 5.24. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+5, sens xx) accélérogramme 03.

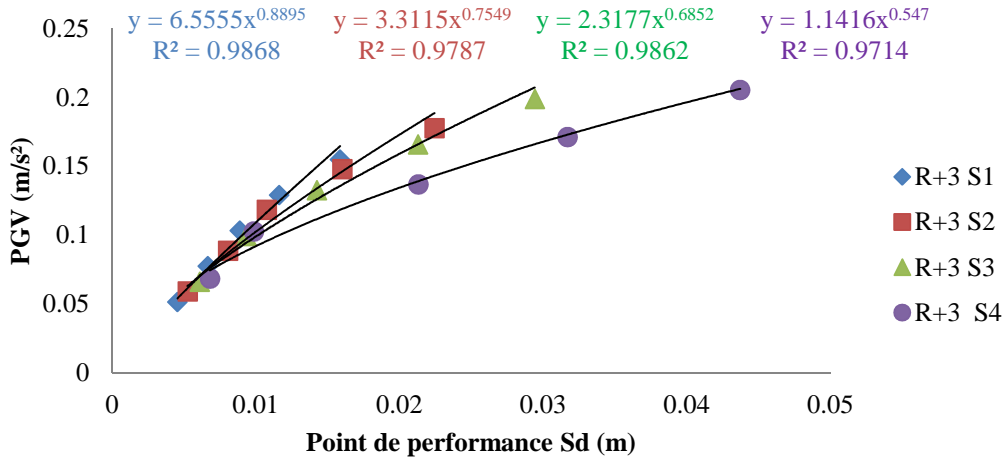


Figure 5.25. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+3, sens yy) accélérogramme 01.

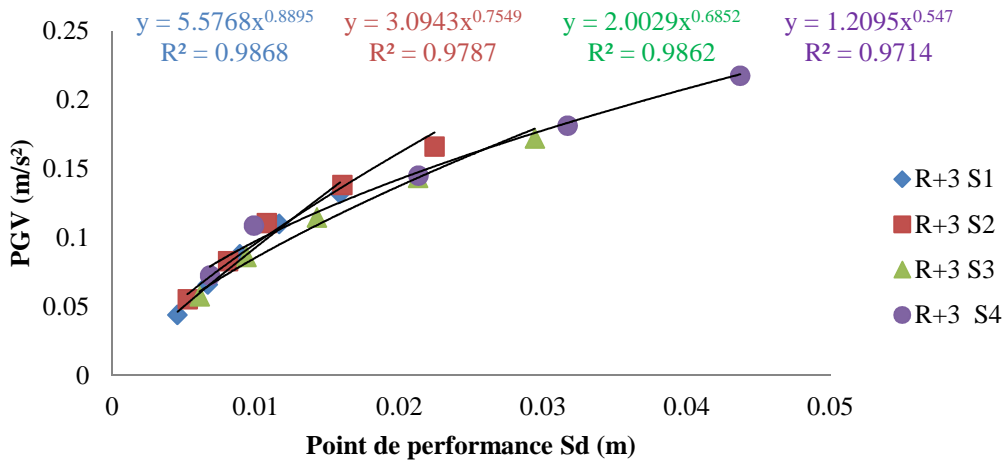


Figure 5.26. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+3, sens yy) accélérogramme 02.

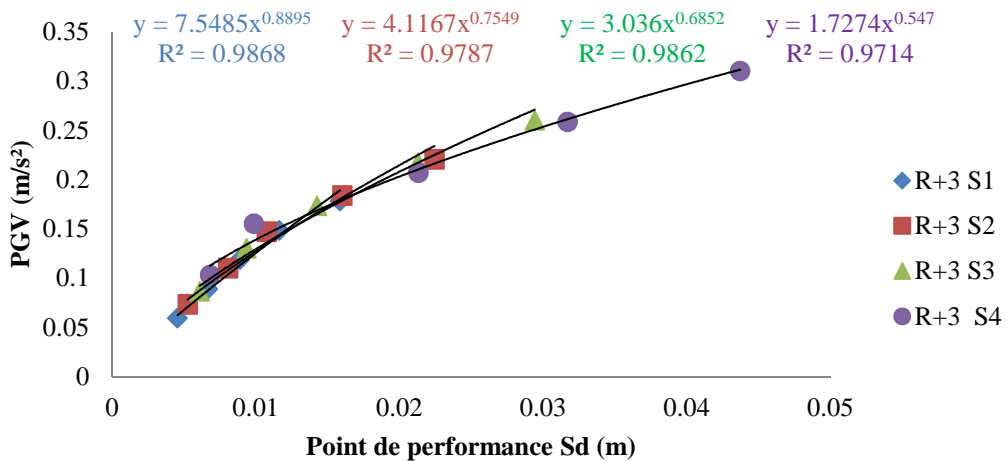


Figure 5.27. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+3, sens yy) accélérogramme 03.

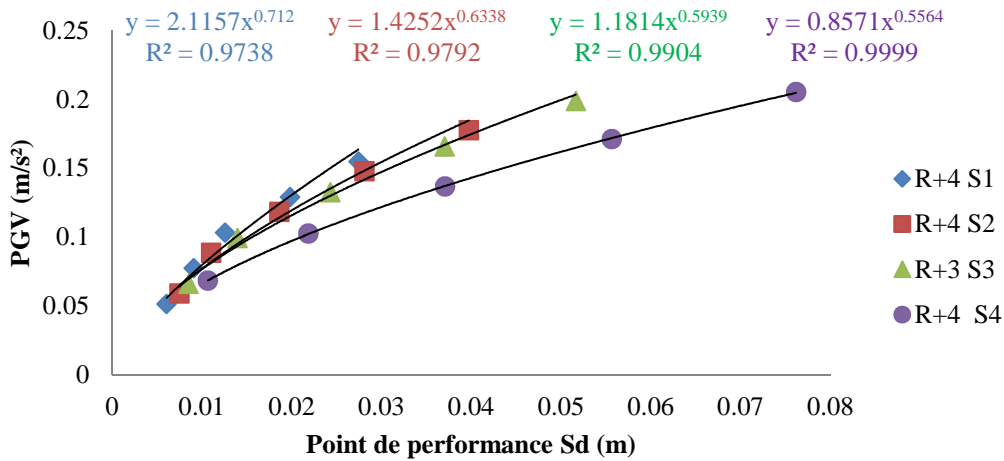


Figure 5.28. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+4, sens yy) accélérogramme 01.

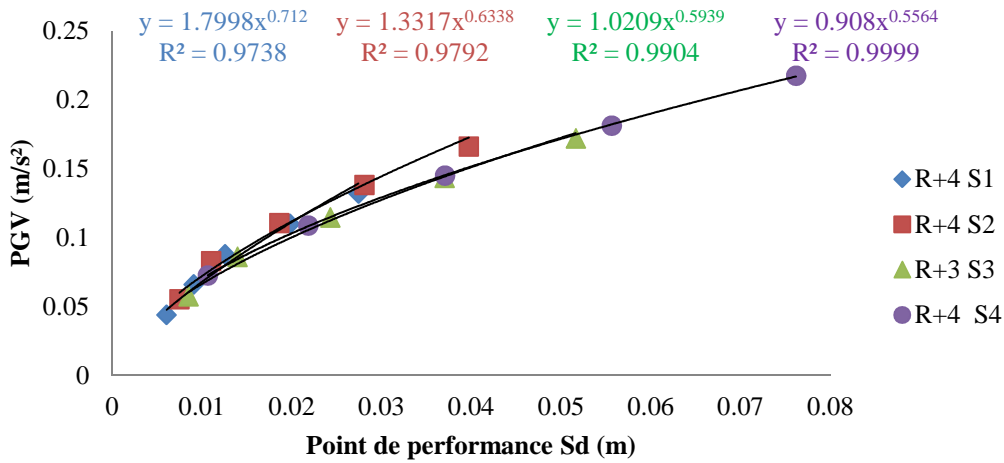


Figure 5.29. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+4, sens yy) accélérogramme 02.

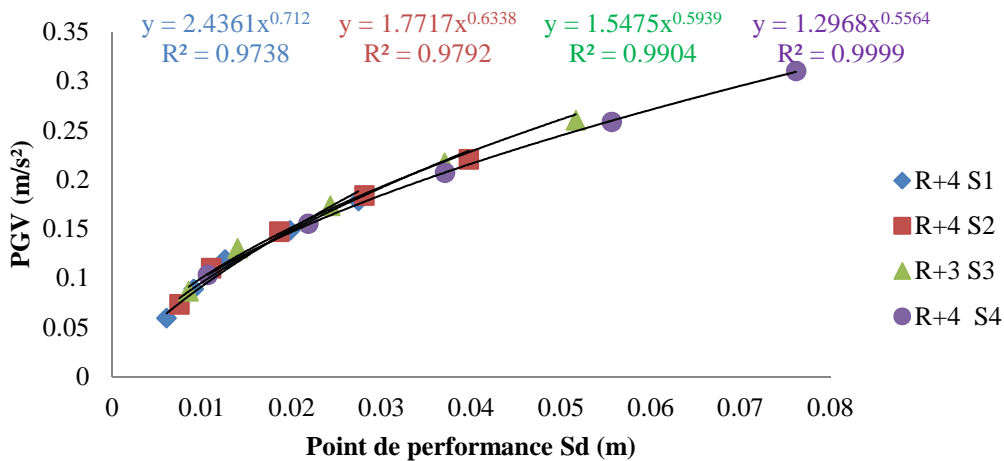


Figure 5.30. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+4, sens yy) accélérogramme 03.

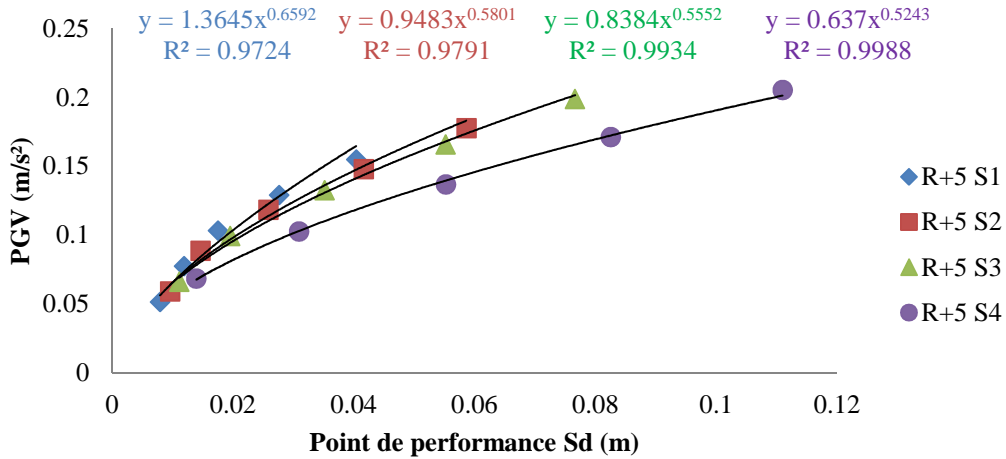


Figure 5.31. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+5, sens yy) accélérogramme 01.

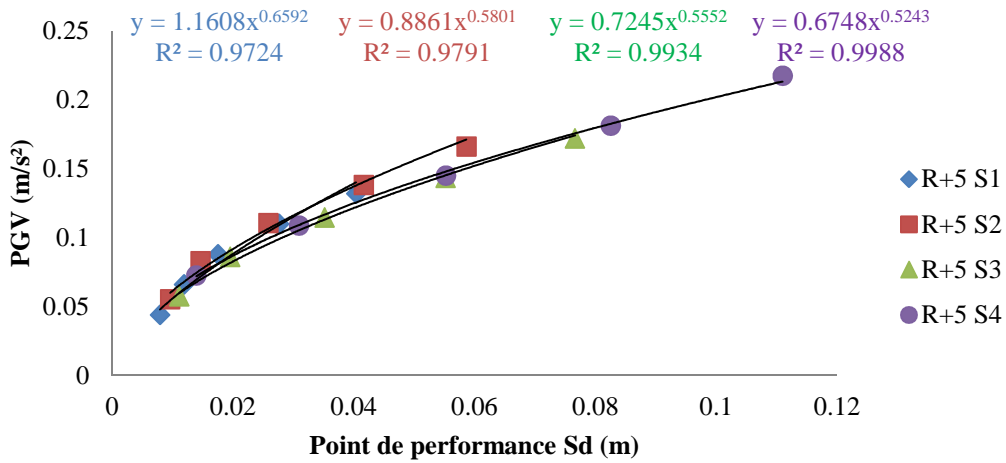


Figure 5.32. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+5, sens yy) accélérogramme 02.

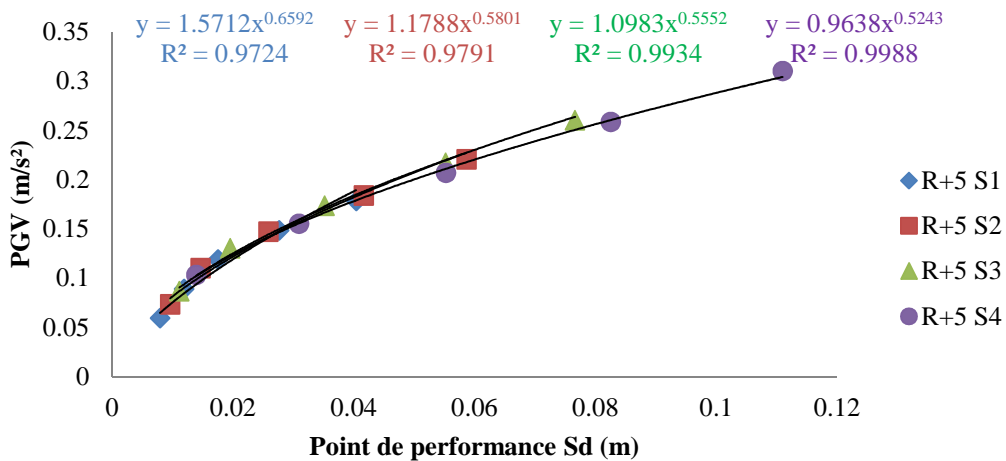


Figure 5.33. Variation de PGV en fonction du point de performance(R+5, sens yy) accélérogramme 03.

Les graphes ci-dessus représentent le comportement des structures R+3, R+4 et R+5 en fonctions de l'accélération PGD des quatre sols S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub>, S<sub>3</sub> et S<sub>4</sub> classé selon le RPA 99 comme site rocheux, ferme, meuble et très meuble successivement.

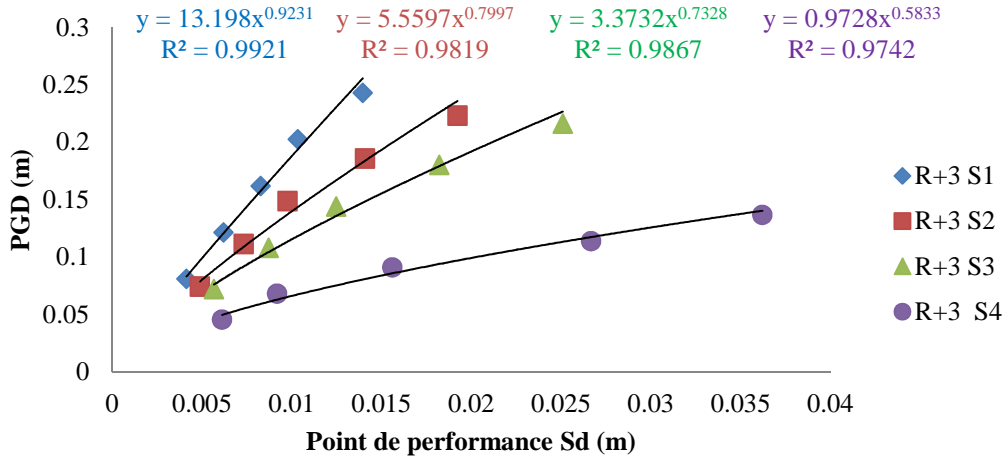


Figure 5.34. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+3, sens xx) accélérogramme 01.

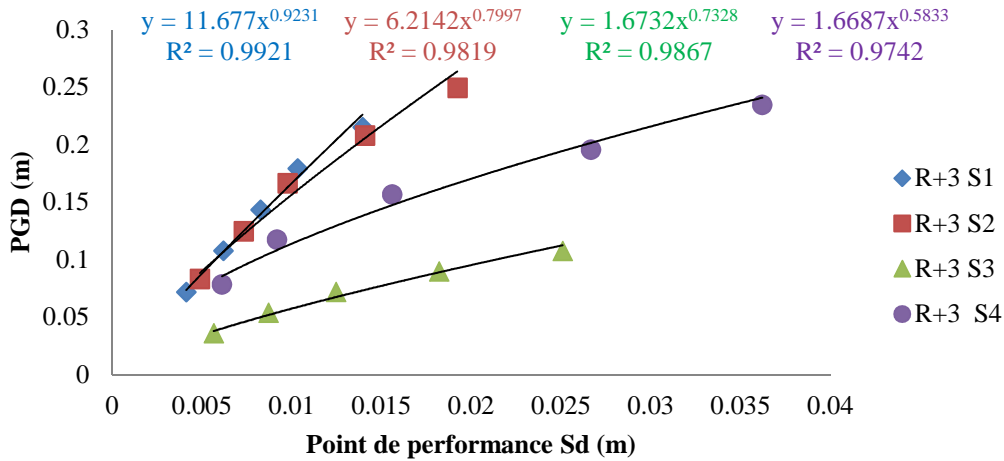


Figure 5.35. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+3, sens xx) accélérogramme 02.

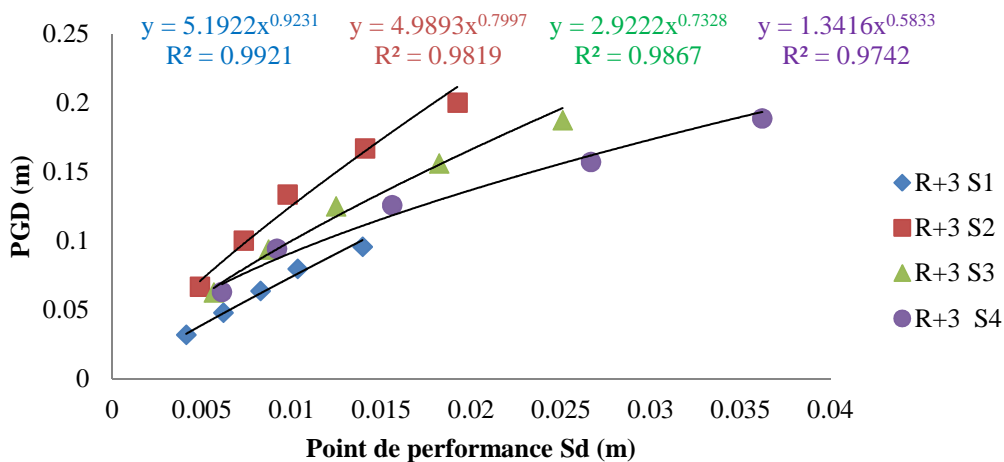


Figure 5.36. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+3, sens xx) accélérogramme 03.

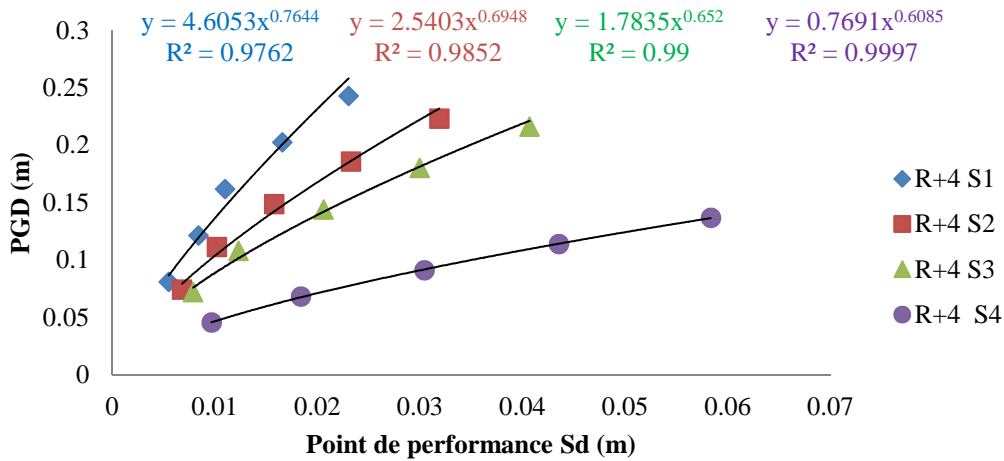


Figure 5.37. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+4, sens xx) accélérogramme 01.

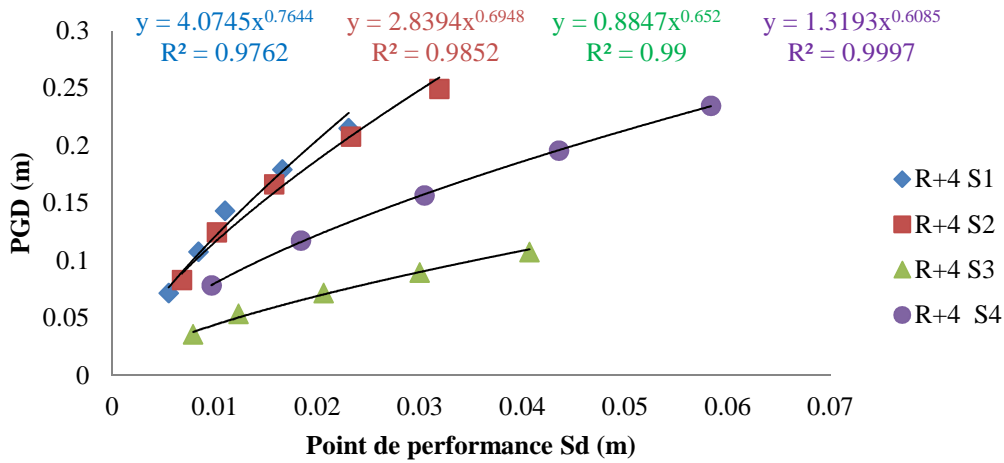


Figure 5.38. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+4, sens xx) accélérogramme 02.

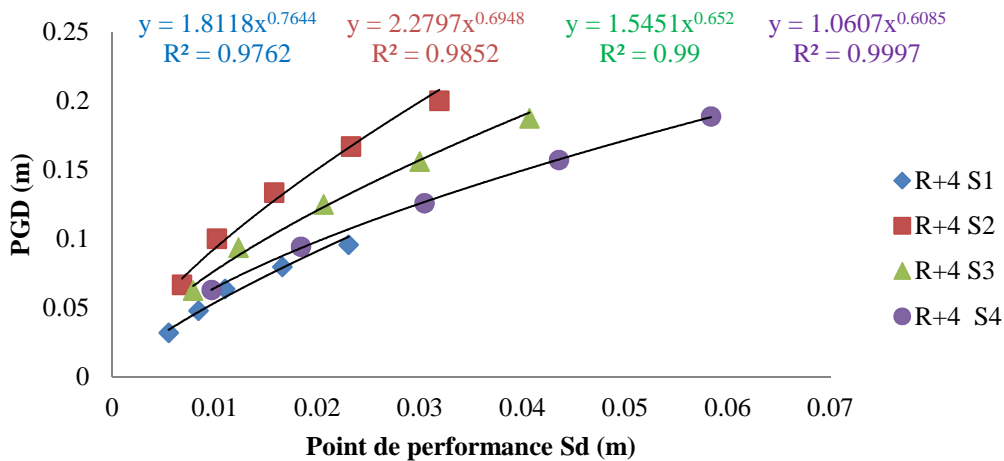


Figure 5.39. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+4, sens xx) accélérogramme 03.

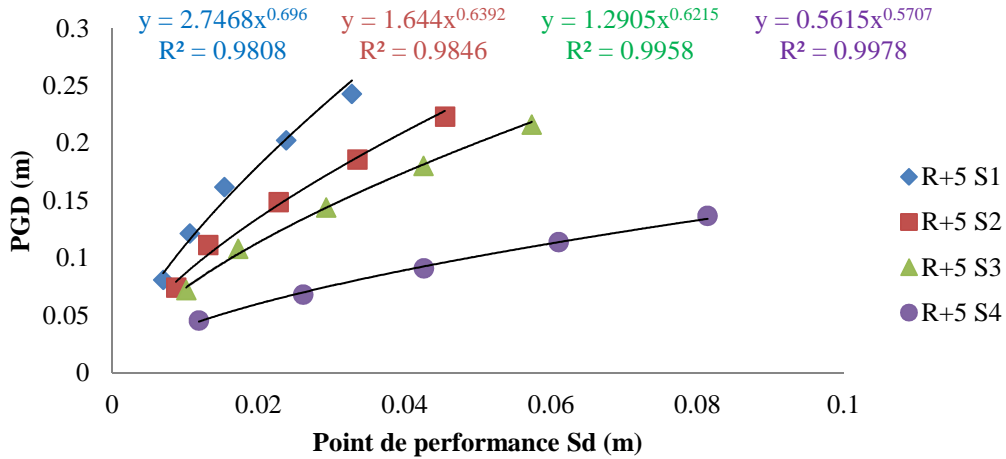


Figure 5.40. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+5, sens xx) accélérogramme 01.

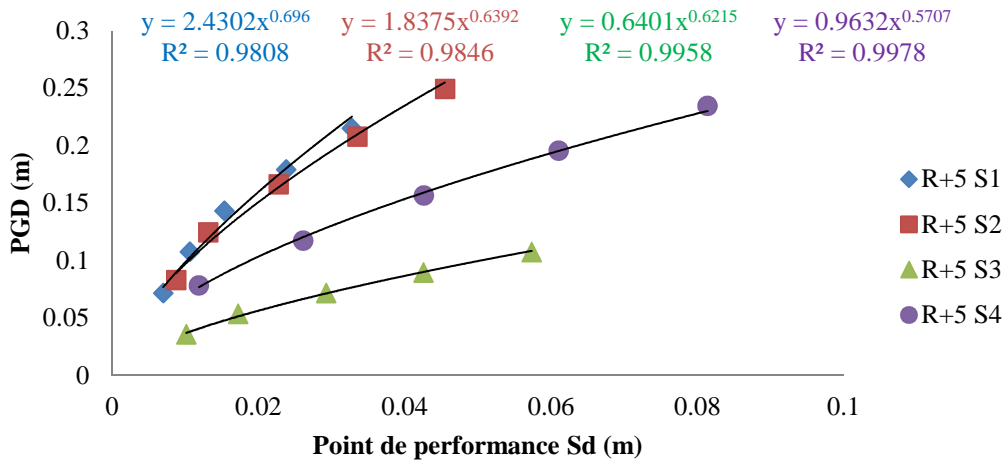


Figure 5.41. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+5, sens xx) accélérogramme 02.

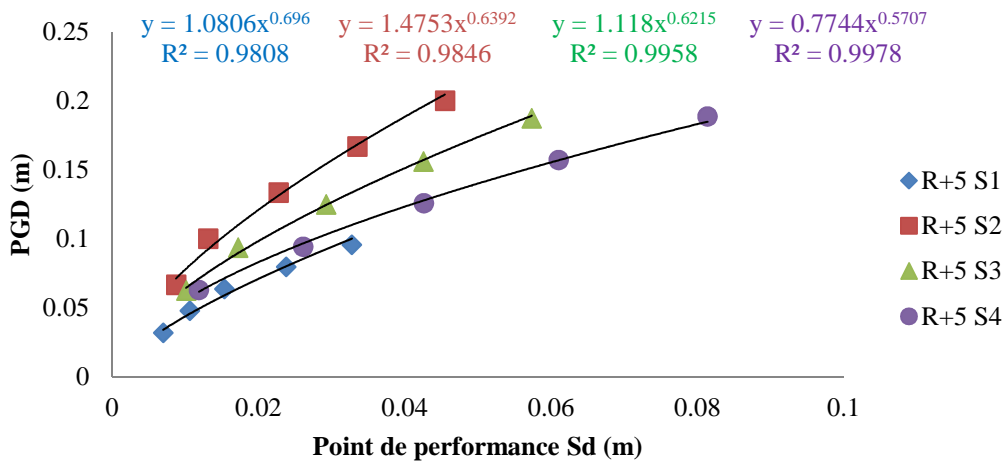


Figure 5.42. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+5, sens xx) accélérogramme 03.

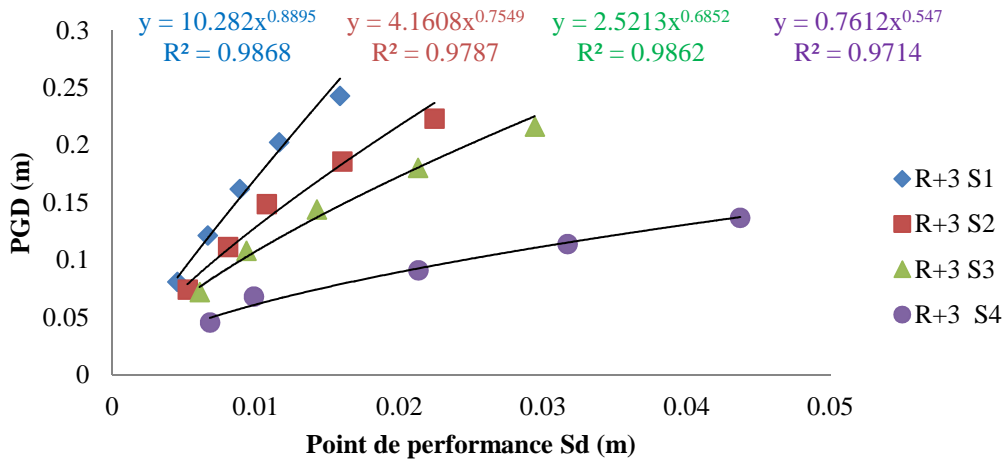


Figure 5.43. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+3, sens yy) accélérogramme 01.

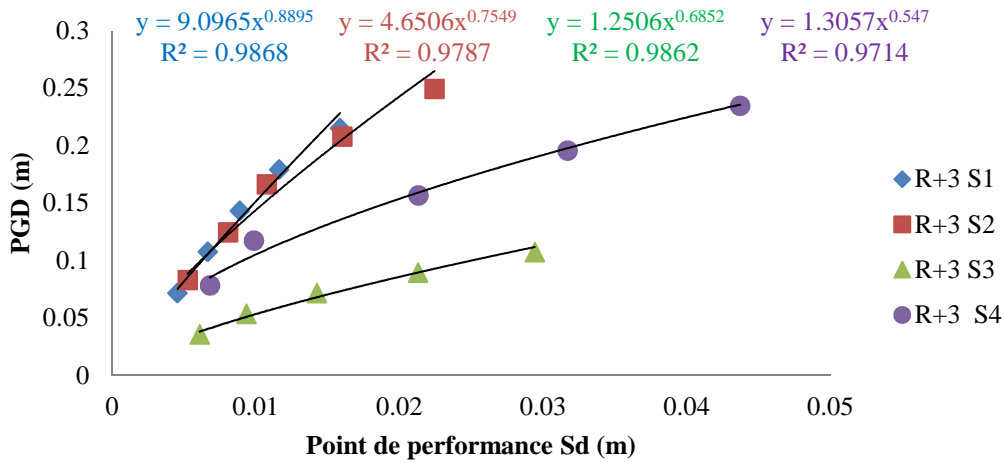


Figure 5.44. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+3, sens yy) accélérogramme 02.

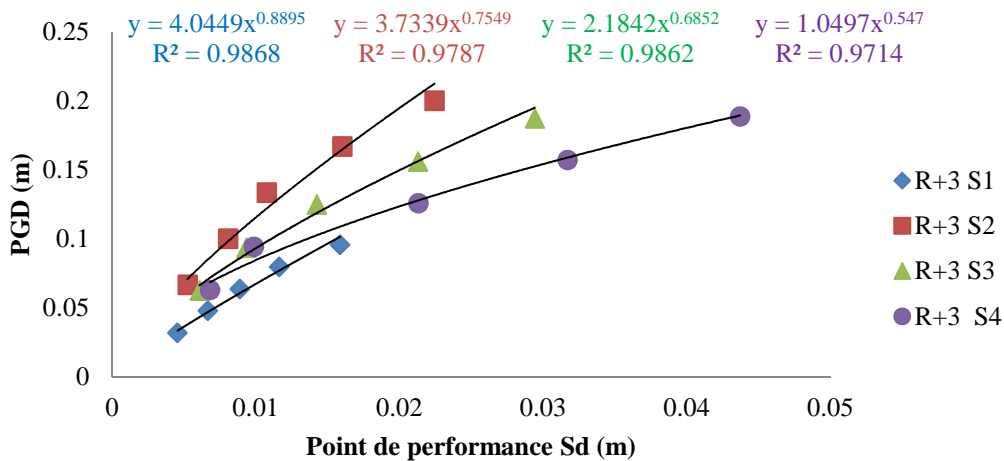


Figure 5.45. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+3, sens yy) accélérogramme 03.

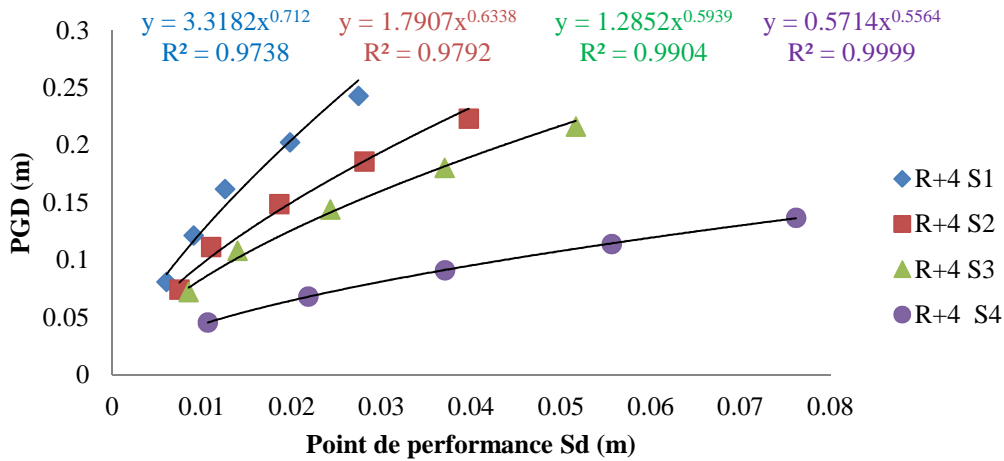


Figure 5.46. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+4, sens yy) accélérogramme 01.

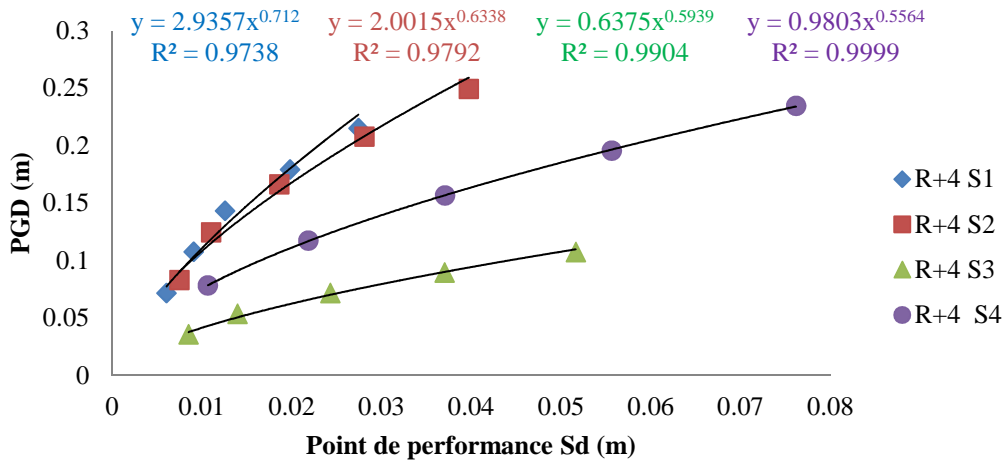


Figure 5.47. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+4, sens yy) accélérogramme 02.

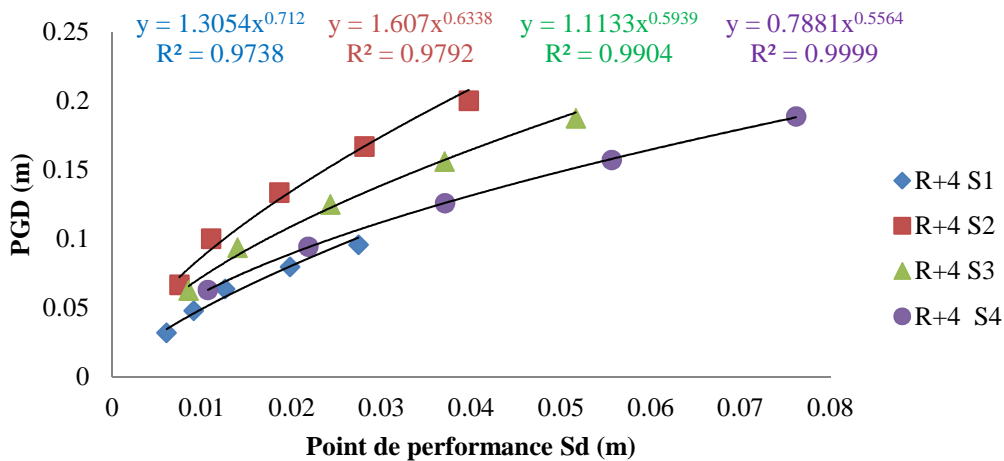


Figure 5.48. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+4, sens yy) accélérogramme 03.

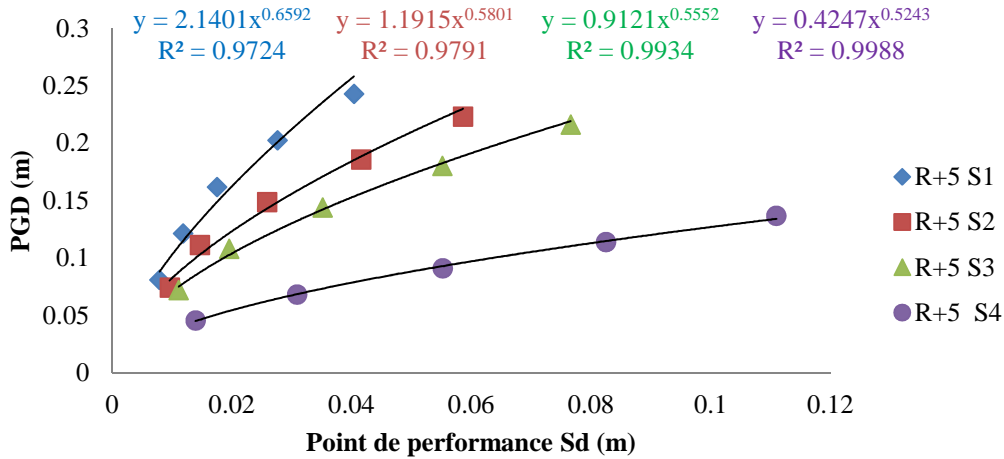


Figure 5.49. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+5, sens yy) accélérogramme 01.

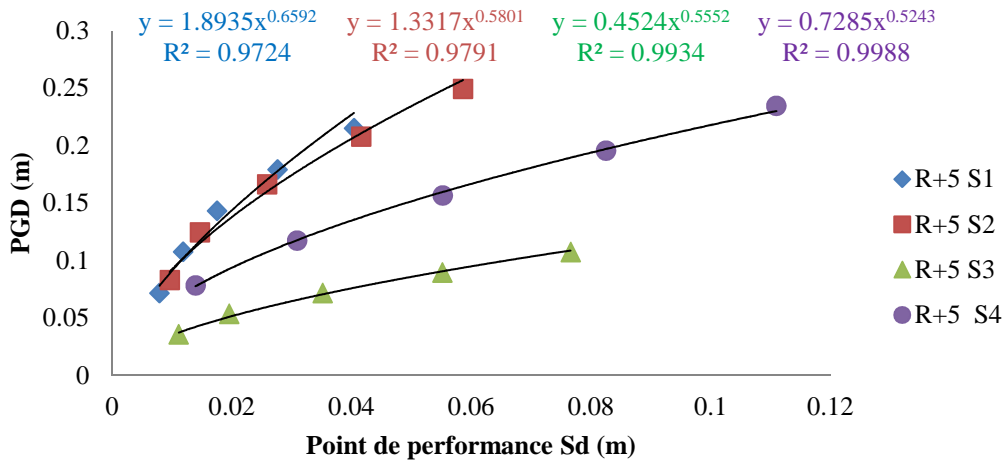


Figure 5.50. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+5, sens yy) accélérogramme 02.

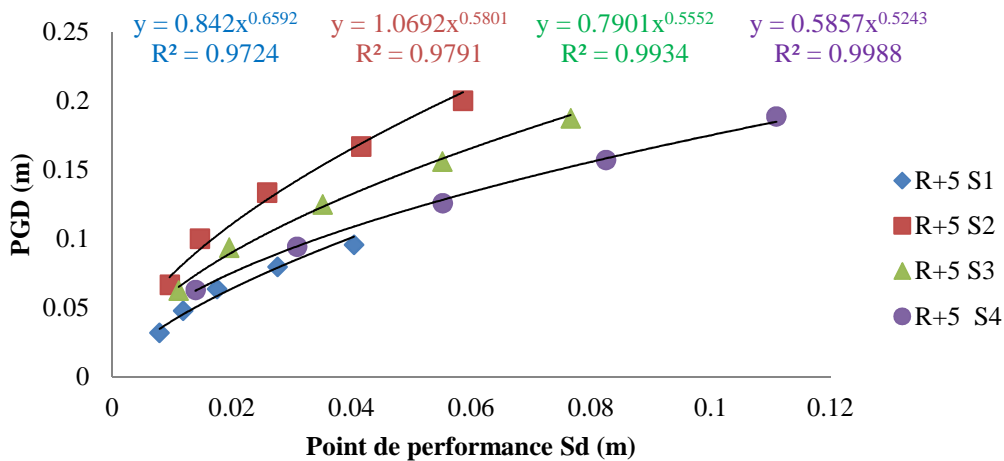


Figure 5.51. Variation de PGD en fonction du point de performance(R+5, sens yy) accélérogramme 03.

## 5.5. Analyse des résultats :

D'après l'analyse visuelle des graphes on remarque que le comportement de la structure en terme de déplacement varie d'un sol à un autre en passant d'un site rocheux à un site meuble ou très meuble ainsi qu'une augmentation du déplacement c-à-d. les performances de la structure diminue avec la diminution des caractéristiques mécaniques du sol ce qui favorise l'amplification des ondes de cisaillement ( $V_s$ ) de ce dernier (sol très meuble  $S_4$ ) donc indice de nocivité plus important ce qui peut entrainer notre structure dans le phénomène de résonance qui demeure l'ennemie majeur des bâtiments en béton armée donc tous ces paramètres mènent à des structures plus vulnérables face à un séisme donné.

Les graphes élaborés permettent, d'appréhender le comportement d'une structure connaissant son point de performance, pour un séisme caractérisé par l'un de ses indicateurs à savoir le PGA, PGV et PGD.

Les fonctions d'approximation développées pour chaque type de sol sont des fonctions sous forme puissance  $Y = a X^b$ .

Ou :

a : c'est un coefficient de détermination qui dépend de la hauteur de la structure c.-à-d., plus la hauteur de la structure est importante le coefficient (a) diminue donc le coefficient (a) est inversement proportionnelle à la hauteur.

b : c'est un coefficient de détermination qui dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et la hauteur.

### 5.5.1. La fonction d'approximation Sd - PGA

La fonction d'approximation de PGA (**PeakGround Accélération**) en fonction de point de performance ont un coefficient de corrélation  $R^2$  compris entre 0.97 et 0.99 pour le sol  $S_1$ , ( $R^2$ ) compris entre 0.98 et 0.99 pour les sols  $S_2$  et  $S_3$  et pour un sol  $S_4$ , ( $R^2$ ) compris entre 0.97 et 0.99

### 5.5.2. La fonction d'approximation Sd - PGV

La fonction d'approximation de PGV (**PeakGround Velocity**) en fonction de point de performance ont un coefficient de corrélation ( $R^2$ ) compris entre 0.97 et 0.99 pour le sol  $S_1$ , ( $R^2$ ) compris entre 0.97 et 0.99 pour les sols  $S_2$  et  $S_3$  et pour un sol  $S_4$ ,  $R^2$  compris entre 0.98 et 0.99

### 5.5.3. La fonction d'approximation Sd – PGD

La fonction d'approximation de PGD (**PeakGround Displacement**) en fonction de point de performance ont un coefficient de corrélation ( $R^2$ ) compris entre 0.97 et 0.99 pour le sol  $S_1$ ,  $R^2$  compris entre 0.97 et 0.99 pour les sols  $S_2$  et  $S_3$  et pour un sol  $S_4$ , ( $R^2$ ) compris entre 0.98 et 0.99

Selon les résultats obtenus pour les différents indicateurs du mouvement sismique (PGA, PGV, PGD), corrélés avec le point de performance nous concluons que le PGA est le paramètre le plus prédominant qui caractérise le mouvement du sol par sa lecture directe sur les sismographes.

### 5.6. Conclusion

Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur est indispensable, des solutions peuvent être envisageables que le RPA V 2003/99 à exiger comme par exemple rigidifier les structures implantées dans des sites meubles ( $S_4$ ).

L'Analyse "Push-over" est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate pour faire face aux futurs séismes.

### **N.B :**

Les trois accélérogrammes (03) ont fournis des valeurs différentes pour le PGV et le PGD donc la représentation des trois cas est indispensable et cela pour but de valider le travail.

Pour bien construire en zone sismique, il est nécessaire de comprendre le mécanisme générateur des séismes et de caractériser l'évènement sismique par certains paramètres.

Il s'est avéré que si les techniques permettent actuellement de réaliser des ouvrages performants capables de bien résister aux séismes, il est indispensable d'avoir des connaissances historique de la sismicité, et les caractéristiques mécanique du sol d'implantation dans une zone donnée.

Afin d'évaluer la performance sismiques des structures auto-stables en béton armé par la caractérisation du mouvement sismique on a opté pour une méthode d'analyse statique non linéaire « Push over », cette méthode consiste à appliquer une charge statique d'une façon incrémentale sur l'ouvrage jusqu'à sa ruine.

Cette méthode permet d'appréhender le comportement non linéaire de la structure, et de construire sa courbe de capacité qui détermine la résistance ultime du bâtiment, ainsi que sa capacité de déformation.

L'étude a été menée sur des structures choisies au préalable, en utilisant la procédure non itérative sur les trois (03) structures en portiques auto-stables en béton armée et cela dans le but de mettre en évidence quelques critères essentiels tels que le comportement d'un sol en termes de la vitesse d'onde de cisaillement ainsi que la réponse de la structure en termes de déplacement (point de performance). Puis une étude comparative entre les résultats obtenus pour chaque cas.

- La méthode d'analyse push-over est un outil très puissant dans la prédiction du comportement de n'importe quelle structure avant la réalisation, et cela donne l'avantage aux ingénieurs de prendre les précautions nécessaires pour minimiser les dommages probables après un seisme.
- Plus le sol d'implantation est meuble plus la vitesse d'onde de cisaillement  $V_s$  est faible, donc la structure présente un indice vulnérabilité important. Des solutions à prendre afin de minimiser les dégâts non seulement vis-à-vis de la structure mais aussi des pertes de vies humaines telles que le RPA 99 a exigé :
  - Des voiles sont devenues incontournables dans les sols meubles lorsque la hauteur de la structure devient important.
  - Limité la hauteur de la structure dans certaines zones.
- La réponse sismique d'un site dépend très fortement des caractéristiques mécaniques des différentes couches de sols qui le constituent.
- La période propre d'un bâtiment dans une direction donnée varie notamment en fonction de sa rigidité donc, entre autres, en fonction de sa hauteur. Par conséquent, elle est souvent différente dans les deux directions principales.

# Références bibliographiques

---

- 📖 Patricia BLANDIER « Les séismes et les bâtiments » document d'information à l'usage du constructeur, Volume 3.
- 📖 Le préfet des côtes d'Armor 2011 « information des acquéreurs et des locataires sur le risque sismique sur les Côtes-d'Armor ».
- 📖 Direction de la surveillance et de la prévention des risques (DSPR) 2008 « étude d'une réalisation d'une cartographie et d'un système d'information géographique sur les risques majeurs au Maroc »
- 📖 André PLUMIER et Hervé DEGEE 2011 « Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode 8 ».
- 📖 Diren MARTINIQUE « Module de construction parasismique pour les artisans du bâtiment – cours N° 2/9 »
- 📖 Ghislaine Verrhiest – Leblanc « vulnérabilité des constructions aux séismes » AFPS/ASN Marseille d'après Milan ZACEK.
- 📖 Patricia BLANDIER « Les séismes et les sites constructibles » document d'information à l'usage du constructeur, Volume 1.
- 📖 Pierino Lestuzzi et Marc Badoux « Génie parasismique, conception et dimensionnement des bâtiments ».
- 📖 AMOURI Chahinez, thème de magistère « construction des spectres de réponse pour la région de Constantine » à l'Université de Mentouri Constantine.
- 📖 Mounir NAILI et Djillali BENOUAR USTHB, Faculté de Génie Civil, Lab. Bâti dans l'Environnement (LBE)
- 📖 Amar KAHIL magistère 2008 « évaluation de la performance sismique des bâtiments » à l'Université de Mouloud MAMMERI T-O.
- 📖 A.K.Yelles-Chaouche, Les Séismes en Algérie du Nord CRAAG, Algérie
- 📖 Youcef BELMOUDEN 2004, analyse spectrale non itérative des oscillateurs simple sous l'action des tremblements de terre.
- 📖 Amar KAHIL avril 2013, exposé M2 structure « analyse non linéaire des structures »
- 📖 Applied Technology Council ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings.
- 📖 Mohammed Aghiles BELKHIR Magistère 2012 « influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures mixtes ».
- 📖 Règlement Parasismique Algérien RPA 99 version 2003

- ✚ A. Kahil, M. Hamizi, N.E. Hannachi « Méthode d'analyse des structures auto-stables en zones sismique » Communication Science & technologie N° 12. Janvier 2013 COST. Oran
- ✚ Boumédiène DERRAS thèse de doctorat 2011 « Contribution des données accélérométriques de KiKN et à la prédiction du mouvement sismique par l'approche neuronale avec la prise en compte des effets de site ».
- ✚ Chloé Lesueur 2012 « relation entre les mesure de mouvement du sol et les observations macrosismique en France ».
- ✚ GFZ-Posdam website <http://seismohazard.gfz-potsdam.de/projects/en/>

**Annexe A**  
**Coefficient de dissipation d'énergie sismique**

Le coefficient de dissipation d'énergie est lié en particulier à la typologie et à l'âge de la structure, ainsi qu'à la durée du séisme qui se traduit par l'amortissement visqueux équivalent  $\xi_0$  tel que

$$\xi_0 = \frac{1}{4.\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S_0}}$$

avec :

$E_D$  = Énergie dissipée par comportement visqueux équivalent.

$E_{S_0}$  = Énergie de déformation maximale.

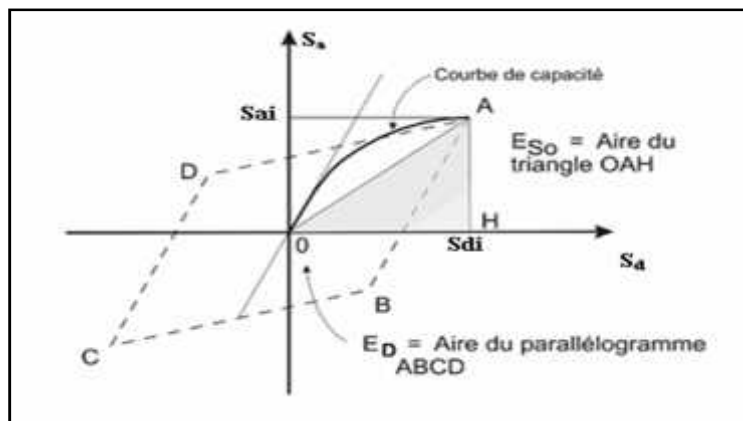


Figure 1.A : Schématisation de l'énergie dissipée par une structure

Les différentes formules du coefficient de dissipation d'énergie sont résumées dans le tableau (1) en fonction de l'amortissement visqueux équivalent  $\xi_0$ .

Typologies des structures	$\zeta_0$ (%)	Coefficient de dissipation d'énergie (K)
Type A	16.25	1.0
$1 < \mu < 4$	$> 16.25$	$1.13 - 0.51(S_{ay} \cdot S_{dpi} - S_{dy} \cdot S_{api}) / S_{api} \cdot S_{dpi}$
		$1.13 - 0.51 \cdot (\ /2)^* \xi_0$
Type B	25	0.67
$4 < \mu < 6,5$	$> 25$	$0.845 - 0.446(S_{ay} \cdot S_{dpi} - S_{dy} \cdot S_{api}) / S_{api} \cdot S_{dpi}$
		$0.845 - 0.446 \cdot (\ /2)^* \xi_0$
Type C $\mu > 6,5$	Toutes valeurs	0.33

$S_{ay}$  : accélération spectrale à la limite élastique

$S_{dy}$  : déplacement spectral à la limite élastique

Tableau 1.A : Les valeurs du coefficient de dissipation d'énergie sismique (K) en fonction de l'amortissement visqueux équivalent ( $\xi_0$ )

La méthode EMS-98 [EMS-98, 2001], fut la première à mettre en relation une définition du niveau de dommage appuyé sur des schémas et des photos, apportant ainsi une idée importante au diagnostic. De plus, la description structurelle des dégâts est une des plus fines qui soient données dans ce type d'approche d'ensemble.




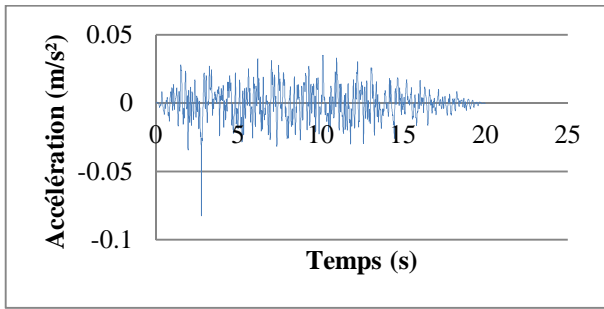
Domage EMS-98	Définition structurelle EMS-98
<p><b>D1: Légers</b></p> 	<p><b>[aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux]</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base.</li> <li>-Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.</li> </ul>
<p><b>D2: Modérés</b></p> 	<p><b>[dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés]</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans structures avec murs.</li> <li>-Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage, chute des revêtements friables et du plâtre.</li> <li>-Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.</li> </ul>
<p><b>D3: Importants</b></p> 	<p><b>[dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants]</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures.</li> <li>-Écaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale.</li> <li>-Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage.</li> <li>- défaillance de certains panneaux de remplissage.</li> </ul>
<p><b>D4: Très Importants</b></p> 	<p><b>[dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants]</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence.</li> <li>- Perte de l'adhérence barres-béton; basculement des poteaux.</li> <li>-Écroulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.</li> </ul>
<p><b>D5: Destruction</b></p> 	<p><b>[dégâts structuraux très importants]</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.</li> </ul>

Tableau 1. B : Définition de l'échelle de dommage EMS -98.

## Annexe C

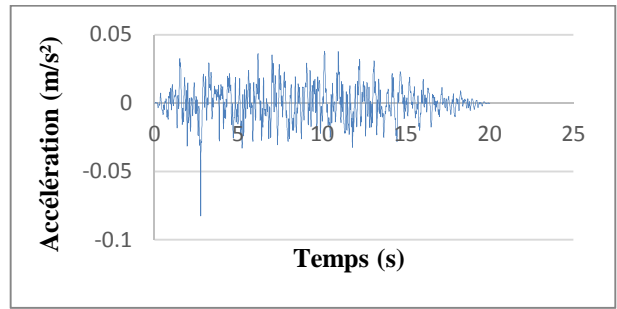
### Les accélérations des sols PGA

**Sol S1**

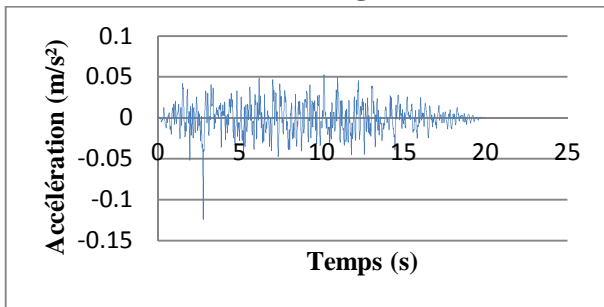


**A=0.10 g**

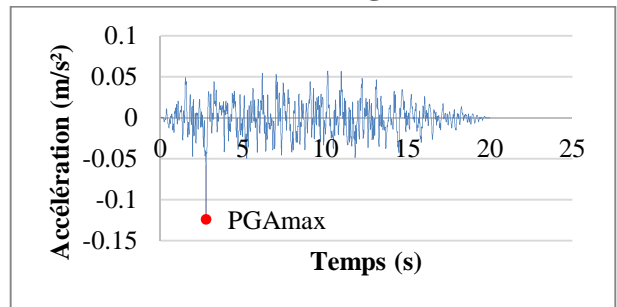
**Sol S2**



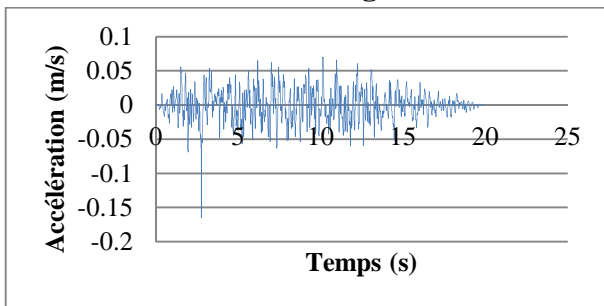
**A = 0.10 g**



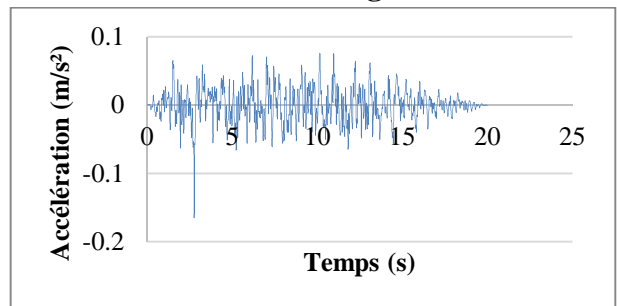
**A = 0.15 g**



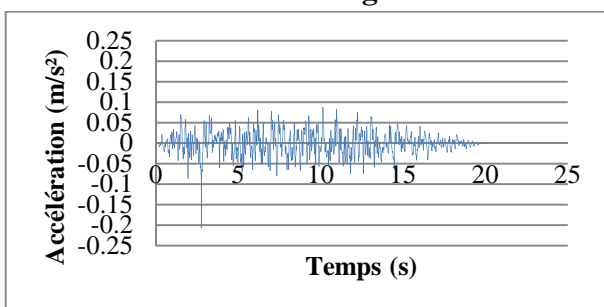
**A = 0.15 g**



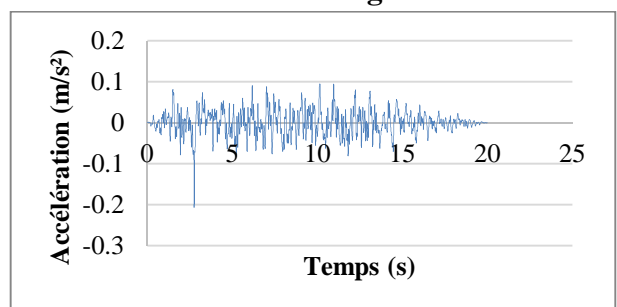
**A = 0.20 g**



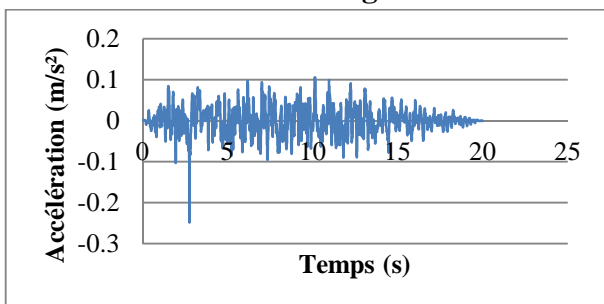
**A = 0.20 g**



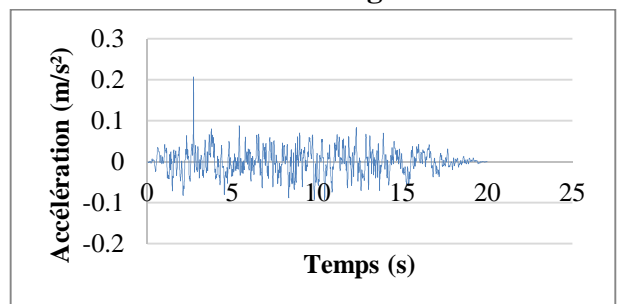
**A = 0.25 g**



**A = 0.25 g**



**A = 0.30 g**



**A = 0.30 g**

## Annexe C

### Les accélérations des sols PGA

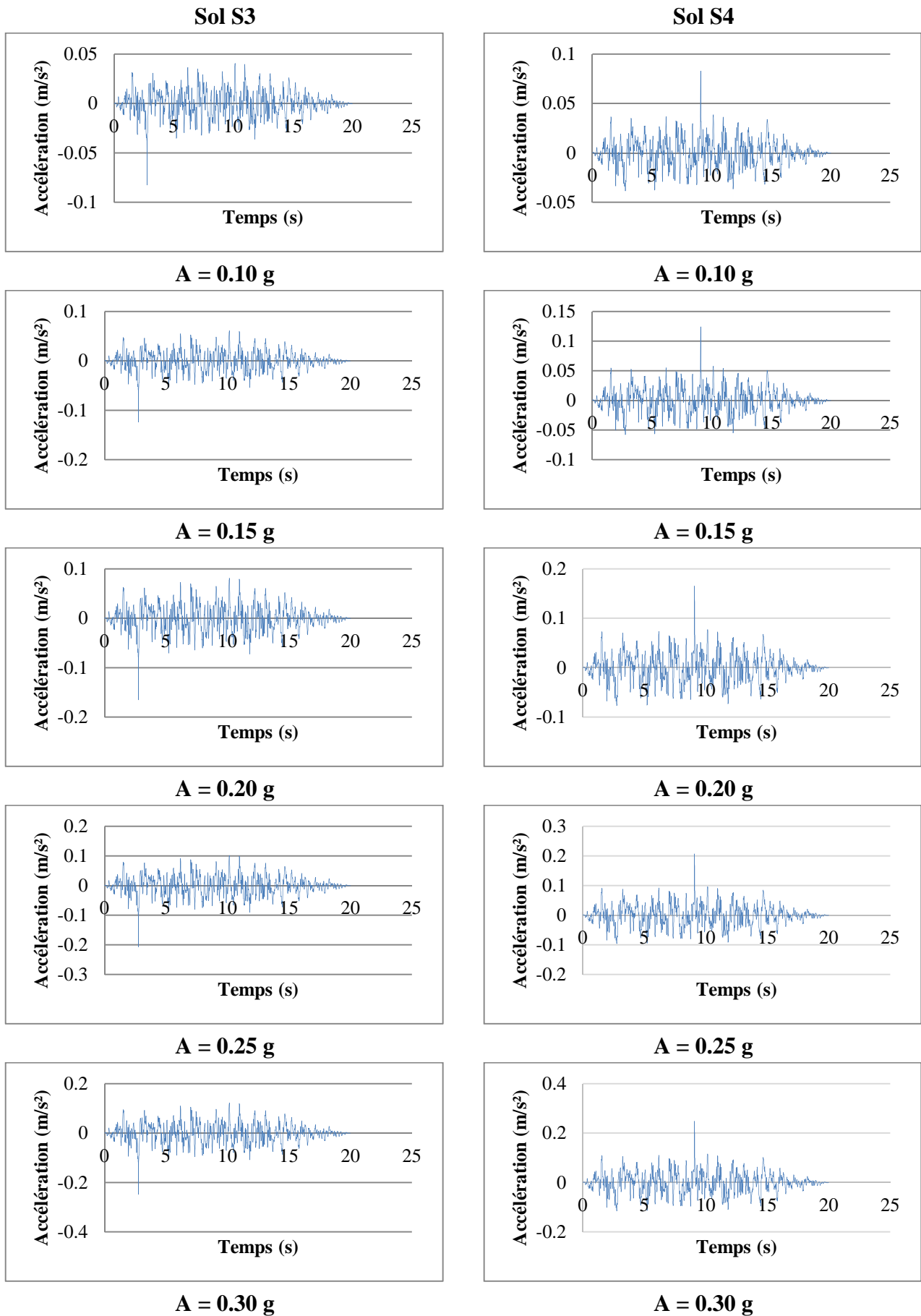
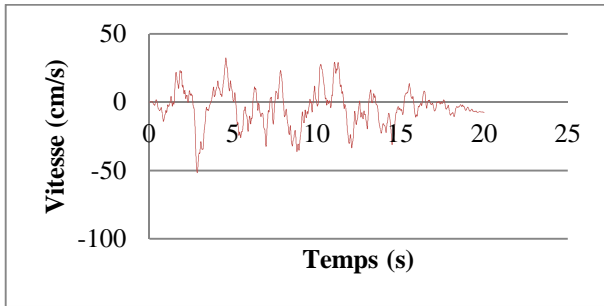


Figure C.1 : Résultats de la réponse sismique en termes d'accélération (PGA)

## Annexe D

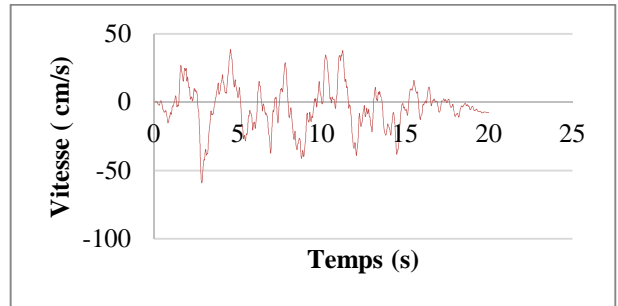
### Les vitesses des différents sols PGV

**Sol S1**

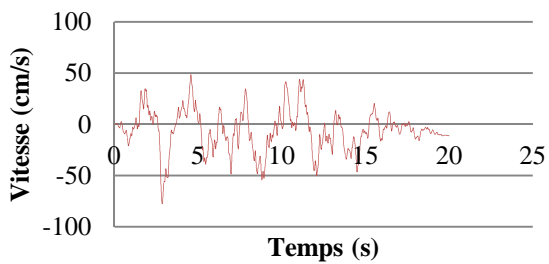


**A=0.10 g**

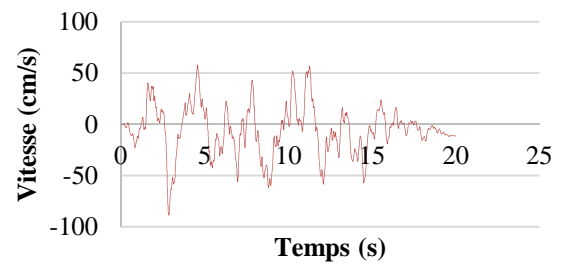
**Sol S2**



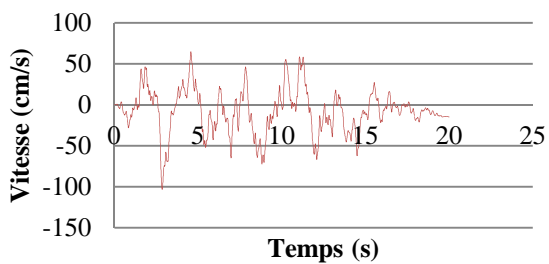
**A = 0.10 g**



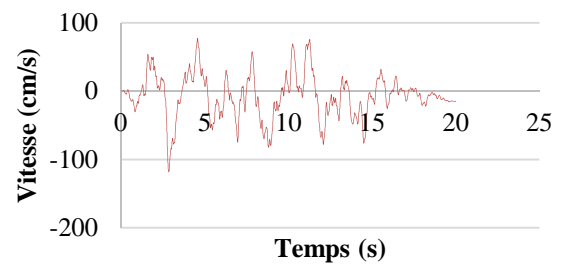
**A = 0.15 g**



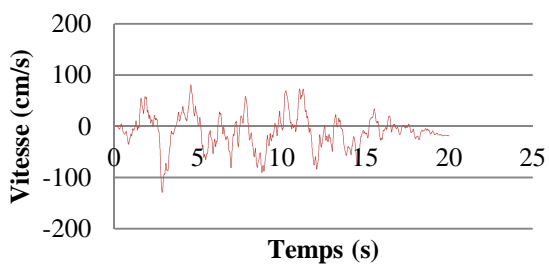
**A = 0.15 g**



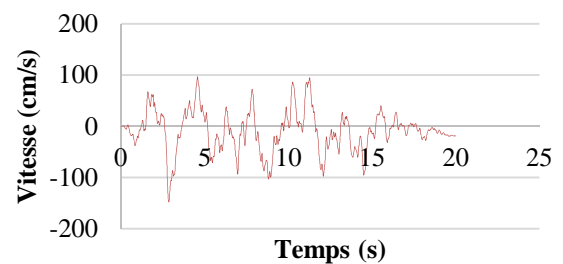
**A = 0.20 g**



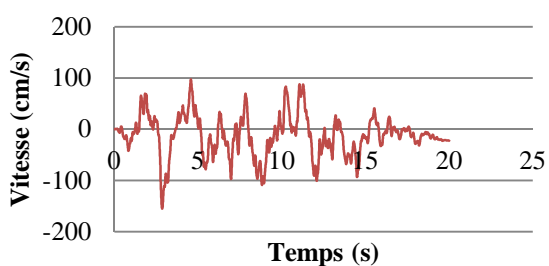
**A = 0.20 g**



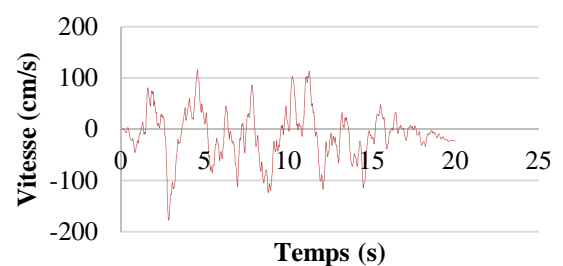
**A = 0.25 g**



**A = 0.25 g**



**A = 0.30 g**



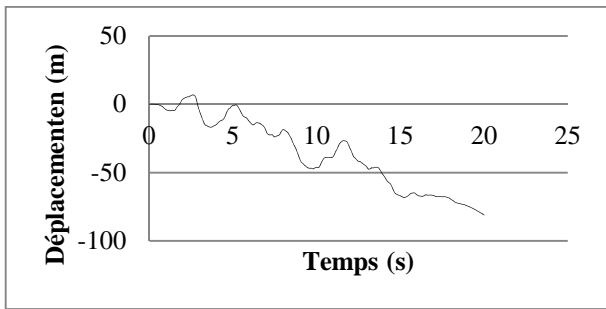
**A = 0.30 g**



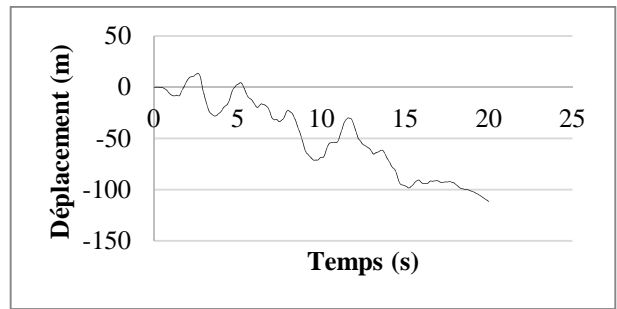
## Annexe E

### Les déplacements des différents sols PGD.

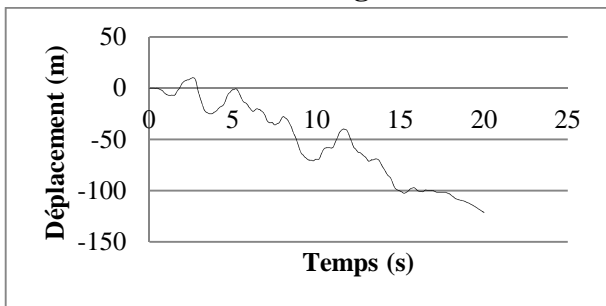
**Sol S1**



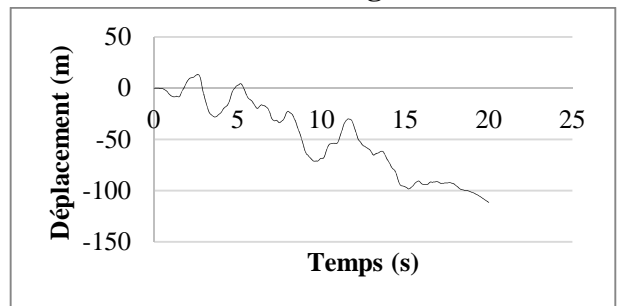
**Sol S2**



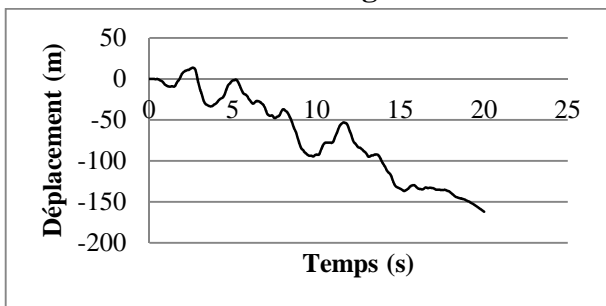
**A = 0.10 g**



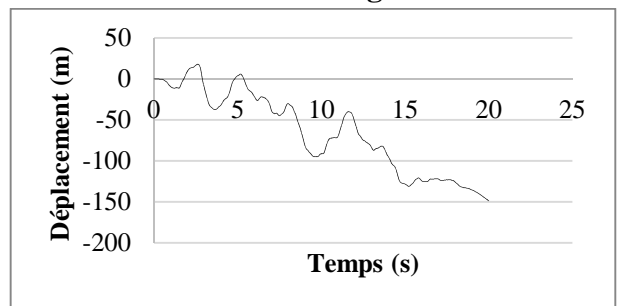
**A = 0.10 g**



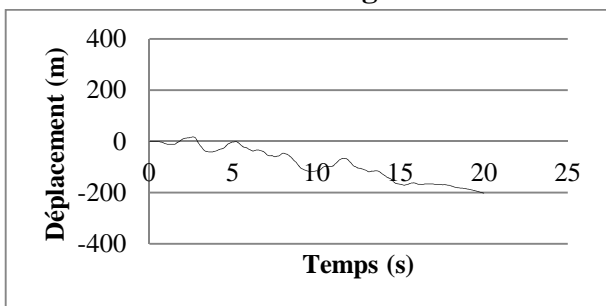
**A = 0.15 g**



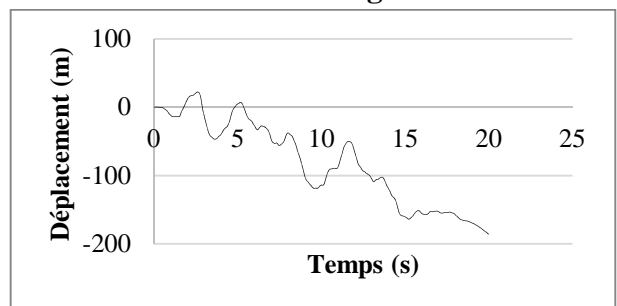
**A = 0.15 g**



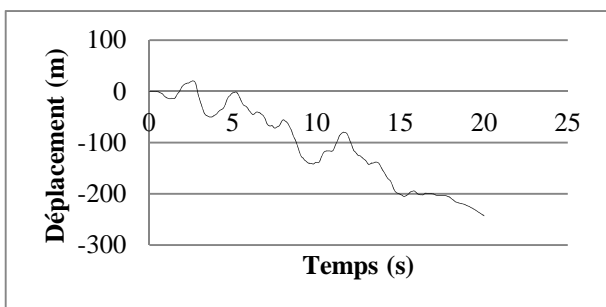
**A = 0.20 g**



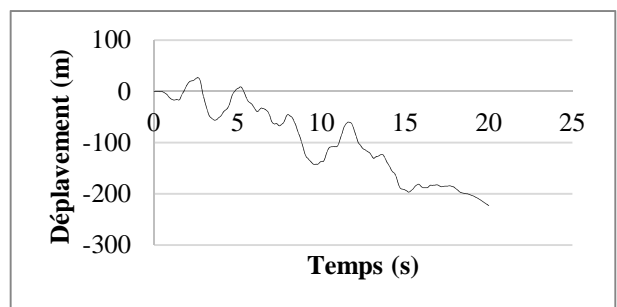
**A = 0.20 g**



**A = 0.25 g**



**A = 0.25 g**



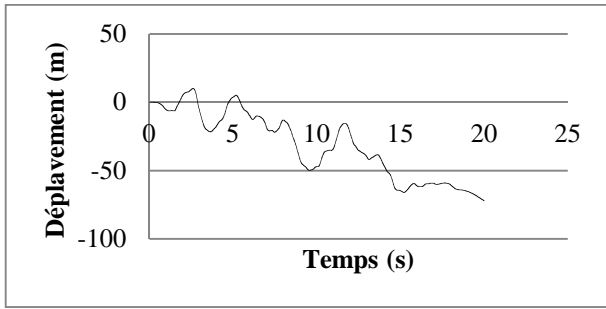
**A = 0.30 g**

**A = 0.30 g**

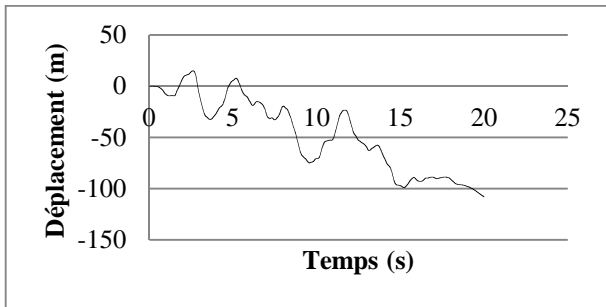
Annexe E

Les déplacements des différents sols PGD.

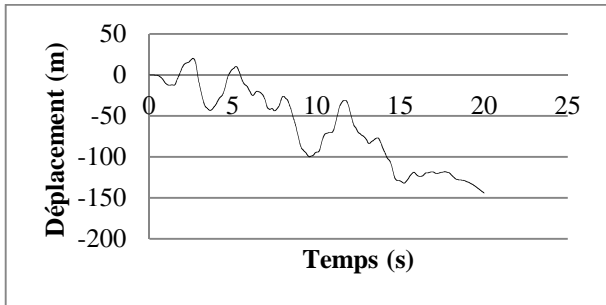
Sol S3



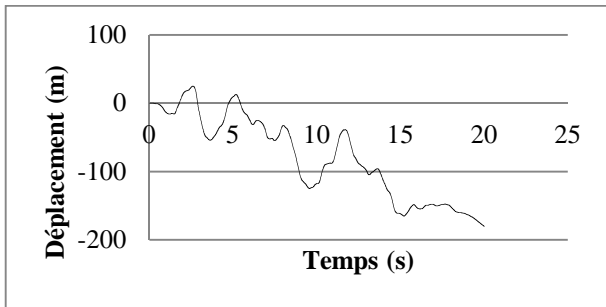
A = 0.10 g



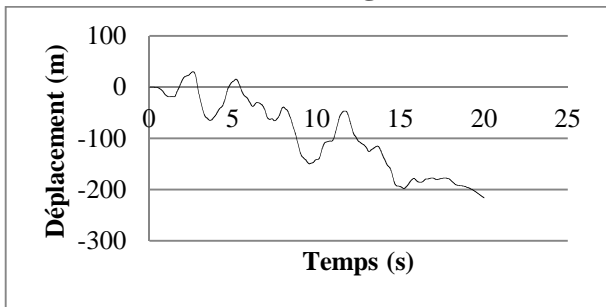
A = 0.15 g



A = 0.20 g

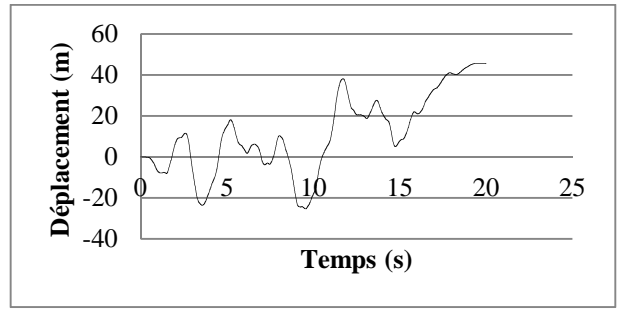


A = 0.25 g

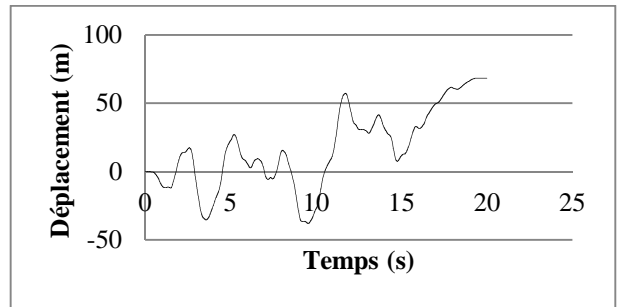


A = 0.30 g

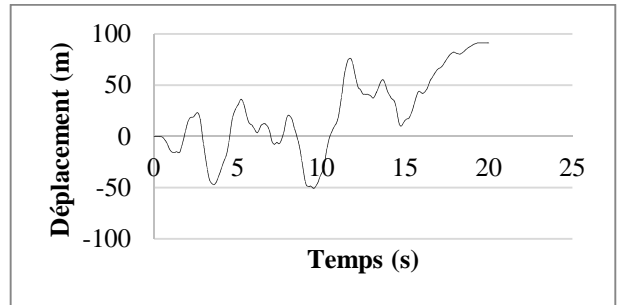
Sol S4



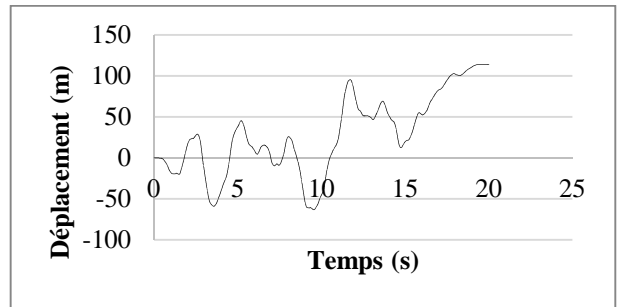
A = 0.10 g



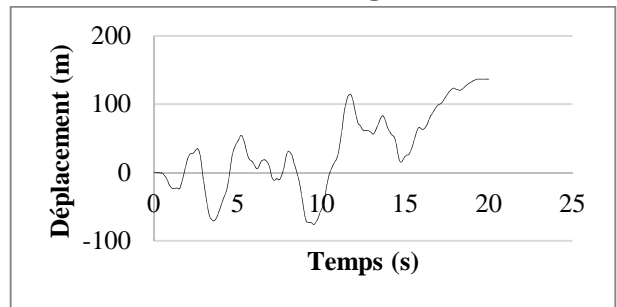
A = 0.15 g



A = 0.20 g



A = 0.25 g



A = 0.30 g

Figure E.1 : Résultats de la réponse sismique en termes de déplacement (PGD)