

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

ANNEE : 2016

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

L'effet Du Séisme Vertical Sur La Réponse Des Structures

Domaine : Sciences et Techniques

Spécialité :
GENIE CIVIL

Option :
Structure

Par :
DJERIBI Hani Achref Eddine

SAFSAF Hadjer

Encadré par : Mr GOUASMIA ABDELHACINE PROFESSEUR U.ANNABA

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : Mr DJEGHABA.K PROFESSEUR U.ANNABA

EXAMINATEUR : Mr GOUASMIA.A PROFESSEUR U.ANNABA

EXAMINATEUR : Mme MEZIGHECHE.N M.A U.ANNABA

REMERCIEMENT

Tous d'abord, je tiens à remercier « Dieu » le tout puissant à m'avoir donné le courage, la volonté la patience pour achever ce travail.

*Mon grand profond remerciement et reconnaissance à mon encadreur **Mr. GOUASMIA Abd El-Hacine** pour ses précieux conseils, expérience et confiance de m'avoir guider.*

*Ensuite, Je remercie mes **très chers parents** ainsi que **ma grand mère** et **mon grand père** pour leur soutien, et pour toute l'affection qui m'ont donné, Si je suis ici aujourd'hui, c'est grâce à vous!*

*Tout en remerciant **mon frère** et **ma sœur** pour leur encouragement.*

Je remercie tous mes Amis de promotion Licence C.M 2014 :

***Talai Yahia, Krakria Chiheb Eddine, Ouled Meriem Med Nassim, Nourene Issakha Ali, Cheghib Med Oussama, Laid Meramria, les jumeaux Bouchahed** Pour leur sincère amitié et confiance, leur soutien inconditionnel tout au long de ces trois années.*

*En fin à ma chère fiancée **CHEDDADI.M** qu'elle n'a pas cessé de me soutenir jusqu'au bout de mes études.*

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Hani Achref Eddine

REMERCIEMENT

Avant tout on remercie « Dieu » le tout puissant de nous avoir donner la force, le courage mais surtout la volonté nécessaire pour la réalisation de ce modeste travail.

*J'exprime mes plus vifs remerciements à mon encadreur **Mr. GOUASMIA Abd El-Hacine** d'avoir eu la gentillesse de nous encadrer, de nous avoir guider de ces précieux conseils.*

*Mes remerciements les plus chaleureux vont également à mes très chers parents **Mohamed** et **Fatima**, mes sœurs **Sara** et **Roumaïssa**, mon fiancé **Youssef**, et mon beau frère **Abd El-Kader** qui m'ont soutenu tout au long de ce travail.*

Enfin, je remercie toute la famille, mes amis (es) et collègues qui m'ont soutenu de près et de loin.

en dernier lieu, je présente à tous et à toute l'expression de mon profond respect.

Hadjer

ملخص

إن المنشآت الخرسانية المسلحة عادة ما تتعرض لحركة زلزالية ثلاثية الأبعاد. خلال العقود الأخيرة أجريت دراسات عديدة للتحليل الديناميكي لهذه المنشآت باعتبار الحركة الزلزالية الأفقية بينما تم التقليل من شأن المكونة الزلزالية العمودية أو تجاهلها تماما. من جهة أخرى، نظرا للأضرار الناجمة عن هذه المكونة و كذلك توافر التسجيلات الزلزالية بالقرب من المصادر أدى بالباحثين لدراسة الحركة الزلزالية العمودية و آثارها على الرد، ما يمثل هدف هذا العمل. أولا أظهرنا أهمية الزلزال العمودي عن طريق تحليل خصائصه. بعد ذلك تم عرض بعض الهياكل التي تضررت بهذه المكونة. من خلال دراسة بعض القواعد لمقاومة الزلازل، وجدنا بشكل خاص أن الطيف العمودي المقترح في القواعد الأوروبية لمقاومة الزلازل في توافق جيد مع أطراف التسارعات العمودية المسجلة. فيما بعد قمنا بتحليل شكلية و ديناميكية لبنائيتين مختلفتين من الخرسانة المسلحة. وأظهرت النتائج أن آثار التسارع العمودي هو كبير نسبة إلى آثار التسارع الأفقي. بعض العناصر في المبنى قد تواجه القوة العمودية نظرا للتسارع العمودي، ولكن هذا عادة ما يكون حسب كبر الحجم.

Résumé

Les structures en béton armé sont généralement sollicitées par un mouvement sismique tridimensionnel. Durant ces dernières décennies, plusieurs études ont été menées pour l'analyse dynamique de ces structures en considérant le mouvement sismique horizontal par contre la composante sismique verticale a été sous-estimée ou pratiquement ignorée. Par ailleurs, l'observation des dommages causés par cette composante ainsi que la disponibilité des enregistrements sismiques près des sources ont conduit les chercheurs à étudier le mouvement sismique vertical et ses effets sur la réponse, ce qui représente l'objectif de ce travail. On a illustré en premier lieu l'importance du séisme vertical par l'analyse de ses caractéristiques. On a ensuite exposé quelques structures endommagées par cette composante. A travers l'examen de certains codes parasismiques, on a constaté particulièrement que le spectre vertical proposé par l'Eurocode 8 est en bonne concordance avec les spectres des accélérations verticales enregistrées. Par la suite on a établi une analyse modale et dynamique pour deux différents bâtiments en béton armé. Les résultats obtenus montrent que les effets de l'accélération verticale sont importants par rapport aux effets de l'accélération horizontale. Certains éléments dans un bâtiment peuvent éprouver une force verticale importante en raison de l'accélération verticale, mais cela est généralement de l'ordre de grandeur du poids propre.

Abstract

The reinforced concrete structures are typically requested by a three-dimensional seismic movement. In recent decades, several studies have been conducted for the dynamic analysis of these structures by considering the horizontal seismic movement against the vertical seismic component was underestimated or practically ignored. Furthermore, the observation of damage caused by this component and the availability of seismic recordings near sources have led researchers to study the vertical seismic movement and its effect on the answer, which is the objective of this work. There is illustrated in the first place the importance of vertical earthquake by analyzing its characteristics. They were then exposed some structures damaged by this component. Through the examination of certain seismic codes, it was found that particularly the vertical spectrum proposed by Eurocode 8 is in good agreement with spectra recorded vertical acceleration. Subsequently it was established and dynamic modal analysis for two different buildings of reinforced concrete. The results obtained show that the effects of vertical acceleration is large relative to the effects of the horizontal acceleration. Some elements in a building may have a significant vertical force due to vertical acceleration, but this is usually of the order of magnitude of ownweight.

Table des matières

Remerciements.....	i
ملخص	ii
Résumé	iii
Abstract	iv
Table des matières	v
Listes des Tableaux	viii
Liste des Figures	ix
Enoncé du problème.....	1
Objectif du mémoire.....	1
Chapitre 1.	
Etude bibliographique.....	2
1.1. Introduction.....	3
1.2. Séisme.....	5
1.2.1. Définition.....	5
1.2.2.Caractéristiques d'un séisme.....	6
1.2.2.1. L'intensité d'un séisme.....	6
1.2.2.2. La magnitude d'un séisme.....	6
1.2.3. Risque sismique en Algérie.....	11
1.2.3.1. Eléments de discussion sur le risque sismique à Alger.....	12
1.3. Le mouvement sismique vertical.....	14
1.3.1. Introduction.....	14

1.3.2. Etudes antérieures relatives à l'effet du mouvement sismique vertical sur les structures en Béton Armé.....	15
1.3.2.1 Effets sur les ponts en béton armé.....	15
1.3.2.2 Effets sur les bâtiments en béton armé.....	18

Chapitre 2.

Caractéristiques et importance du mouvement sismique vertical.....	22
2.1. Introduction.....	23
2.1. Caractéristiques du mouvement sismique vertical.....	24
2.2.1. Contenu fréquentiel.....	24
2.2.2. Rapport des accélérations maximales (V/H).....	27
2.2.3. Intervalle de temps entre les pics des mouvements sismiques vertical et horizontal.....	30
2.3. Des preuves sur terrain des dommages dus au mouvement sismique vertical.....	33
2.4. Vue d'ensemble des codes sismiques modernes relatifs au mouvement sismique vertical.....	39
2.4.1 Uniform Building Code (UBC), 1997.....	39
2.4.2. Le code parasismique européen Eurocode 8.....	41
2.4.3. Règles Parasismiques Algériennes RPA 99, 2003.....	45
2.5. Présentation du logiciel.....	46
2.6. Modélisation des éléments structuraux.....	47
2.6.1 Constitutif équation des éléments.....	47
2.6.1.1. poutre.....	47
2.6.1.2. Poteau.....	50
2.6.1.3. Voile.....	56

Chapitre 3.

Analyse dynamique.....	62
3.1. Introduction.....	63
3.2. Présentation des Bâtiments.....	63
3.3. Types d'analyses effectués.....	65
3.3.1 Analyse modale.....	65
3.3.2. Analyse PUSHOVER.....	66
3.3.2.1 But de l'analyse PUSHOVER.....	66
3.3.3 Analyse par accélérogramme.....	67
3.3.3.1 Résultat d'analyse du Bâtiment R+5.....	67
3.3.3.2 Résultat d'analyse du Bâtiment R+20.....	70
3.4. Conclusion.....	74

Liste des figures

Figure 1.1 Sismomètre Horizontal.....	7
Figure 1.2 Sismomètre Vertical.....	8
Figure 1. 3 composantes horizontales et verticales d'une onde sismique primaire	8
Figure 1.4 Composantes horizontales et verticale de l'accélération, du séisme de San Fernando (barrage Pacoima) USA.	9
Figure 1.5.(a)	10
Figure 1.5.(b)	10
Figure 1.5.(c) corrélation de la composante verticale.	11
Figure 1.6.Les principales failles intra-plaque de l'Algérois: en rouge la faille du Sahel, en vert la faille sud de la Mitidja, cercle=sismicité, triangle=sismicité historique.....	13
Figure 2.1 Caractéristiques du mouvement sismique vertical de Loma Prieta, Californie, 1989. (Station Capitola).	25
Figure 2.2 Caractéristiques du mouvement sismique vertical de Northridge, Californie, 1994. (Station Sylmar Converter).	26
Figure 2.3 Comparaison des courbes d'atténuation de V/H de Abrahamson et Litehiser (1989), et Ambraseys et Simpson (1996) avec la règle des 2/3 (Elnashai et Papazoglou 1997)	27
Figure 2.4 Distribution du rapport des accélérations maximales V/H par rapport aux distances des sources sismiques (Kim et al 2011)	28
Figure 2.5 Accélérogrammes de la réplique du 08 Novembre 1980 du séisme d'El Asnam (magnitude 5.6) (Earthquake Engineering Research Institute 1983)	29
Figure 2.6 Exemples des enregistrements sismiques montrant le cas de non coïncidence des pics des mouvements verticaux et horizontaux	31
Figure 2.7 Exemples des enregistrements sismiques montrant les cas de coïncidence des pics des mouvements verticaux et horizontaux	32
Figure 2.8 Distribution de l'intervalle de temps par rapport aux distances des sources sismiques (Kim et al 2011)	33

Figure 2.9 Détérioration des poteaux du RDC de l'immeuble des services d'Imperial Valley durant le séisme d'Imperial Valley (1979) (Faison et al 2004).	34
Figure 2.10 Détériorations dues au séisme de Boumerdes (2003).....	35
Figure 2.11 Dommages du stade GOR Sport causés par le séisme de Yogyakarta (2006) (Elnashai et al 2006)	36
Figure 2.12 Ruptures des poteaux intérieurs par le séisme de Yogyakarta (2006) (Elnashai et al 2006)	37
Figure 2.13 Effondrements des structures en béton armé, en maçonnerie, et des éléments non structuraux durant le séisme d'Aquila (2009) (Di Sarno et al 2011)	39
Figure 2.14 modèle d'élément pour poutre.....	47
Figure 2.15 Y compris des parties rigides et mouvement de noeud.....	49
Figure 2.16 modèle d'élément pour poteau.....	50
Figure 2.17 flexion de ressort non linéaire.....	51
Figure 2.18 Y compris des parties rigides et mouvement de noeud.....	55
Figure 2.19 modèle d'élément pour voile.....	56
Figure 2.20 Flexion de ressort non linéaire.....	57
Figure 3.1 - Bâtiment R+5.....	63
Figure 3.2 - Bâtiment R+20.....	64
Figure 3.3. Bâtiment R+5-Représentation Des Trois Premiers Modes De Vibrations.....	65
Figure 3.3. Bâtiment R+20-Représentation Des Trois Premiers Modes De Vibrations.....	65
Figure 3.4. L'accélération suivant X.....	67
Figure 3.5. Déplacement suivant X.....	67
Figure 3.6. L'accélération suivant X.Y.....	68
Figure 3.7. Déplacement suivant X.Y.....	68
Figure 3.8. L'accélération suivant X.Y.Z.....	69
Figure 3.9. Déplacement suivant X.Y.Z.....	69
Figure 3.10. L'accélération suivant X.....	70
Figure 3.11. Déplacement suivant X.....	70
Figure 3.12. L'accélération suivant X.Y.....	71
Figure 3.13. Déplacement suivant X.Y.....	71
Figure 3.14. L'accélération suivant X.Y.Z.....	72
Figure 3.15. Déplacement suivant X.Y.Z.....	72

Liste des tableaux

Tableau 2.1 Valeurs recommandées des paramètres décrivant les spectres de réponses élastiques verticaux.....	42
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----

Énoncé du problème

Les structures en béton armé sont généralement soumises aux mouvements sismiques tridimensionnels. Dans les dernières décennies, plusieurs études approfondies ont été investies pour l'analyse dynamique de ces structures en considérant le mouvement sismique horizontal tandis que la composante verticale de l'excitation a été sous-estimée ou pratiquement ignorée. Cependant, l'importance du mouvement sismique vertical a été développée progressivement vu l'observation des dommages causés par ce mouvement et avec l'accroissement du nombre des réseaux d'enregistrement des signaux sismiques près des sources.

Objectif du mémoire

Le but principal de ce travail est d'étudier l'effet du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique des structures en béton armé. Pour atteindre cet objectif, la démarche suivante sera établie :

- Etude des caractéristiques de la composante verticale du mouvement sismique à travers l'analyse des enregistrements sismiques et l'examen des travaux précédents.
- Exposer quelques preuves sur terrain des dommages causés par le mouvement sismique vertical.
- Voir comment ce mouvement est considéré dans les règlements parasismiques modernes.
- Effectuer une analyses modales et dynamiques pour deux différents bâtiments en béton armé.

Chapitre 01

Etude Bibliographique

1.1. INTRODUCTION.

Les séismes sont l'une des catastrophes « naturelles » des plus destructives à la différence des inondations, des cyclones ou des éruptions volcaniques. Les séismes avec leurs apparitions inattendues, frappent en quelques secondes causant d'énorme destruction et souvent de nombreuses victimes.

Le risque sismique auquel sont exposées de plus en plus les agglomérations urbaines est devenu un phénomène mondial. Une coopération à l'échelle mondiale est nécessaire pour un échange d'information et d'expérience pour la prévention et la mise en place de plans de gestion et d'actions dans les pays sujets à ce phénomène dont la tâche est de sauvegarder les vies humaines et limiter considérablement les dommages.

L'Algérie dont 60% de la population vit aujourd'hui dans les villes (ONS, 1998), est au centre des préoccupations de la recherche dans le domaine du risque « naturel ».

Alors que le 20ème siècle a vu un gigantesque progrès dans l'avancement de la science et du développement technologique, économique et social, mais ce progrès n'a pas été réalisé dans la réduction du nombre de pertes en vies humaines et économiques et de telles catastrophes sont dues à la croissance rapide de la population, à une urbanisation rapide et anarchique, et à une dégradation de l'environnement. Il apparaît actuellement que les catastrophes deviennent de plus en plus nombreuses, plus diversifiées et complexes devant une société qui est de plus en plus vulnérable.

Le début du 21ème siècle est en train d'être marqué par une accélération des risques majeurs liés aux catastrophes « naturelles » telles que les séismes. Ceci constitue le plus grand défi aujourd'hui pour les scientifiques et les pouvoirs publics. Les fréquences des séismes, de par le monde ces derniers temps, interpellent les décideurs en premier lieu et la communauté scientifique en second lieu vers une attention particulière orientée sur les études liées non seulement aux structures des ouvrages d'art et des bâtiments mais aussi à la planification et l'organisation spatiale de la ville liant aux risques sismiques.

Tenant compte que la problématique liée au risque sismique est d'autant plus cruciale qu'il est nécessaire, voir primordial pour nous scientifiques de définir quelles sont les outils ou les méthodes à donner aux différents intervenants dans l'acte de concevoir ou de réaliser la ville à savoir les architectes, les urbanistes, les aménageurs, les ingénieurs et les pouvoirs publics afin de pouvoir insérer la problématique du risque sismique dans tous les domaines liés à la planification et la gestion de la ville.

Toute construction est conçue pour se comporter convenablement dans un certain environnement de sollicitation, que cet environnement constitue sa raison d'être principale (les actions du trafic sur un pont), ou qu'il soit « accidentel » (une tempête, un séisme...). L'ouvrage de génie civil doit à la fois protéger efficacement les usagers des actions extérieures et ne pas constituer lui-même une menace pour ces mêmes usagers, du fait d'une défaillance éventuelle.

Le rôle que tiennent les ouvrages de génie civil face aux risques ne peut donc pas être abordé de manière simpliste : les constructions peuvent être la cause d'agressions de l'environnement ou, au contraire, être conçues pour le protéger (Deneufbourg, 2000). Placer un ouvrage dans le milieu naturel, c'est lui attacher, de fait, un environnement (géotechnique, climatique) susceptible de l'agresser : actions du vent,... Mais urbaniser ou aménager l'espace peut aussi modifier les équilibres naturels et donc, potentiellement, les actions de l'environnement.

Les ouvrages de génie civil sont soumis aux risques induits par des aléas environnementaux : vents, séisme, inondations catastrophiques... Face aux risques d'origine naturelle comme face à ceux d'origine technologique (explosions,...), on attend a priori que le génie civil assure notre protection... C'est, heureusement, le cas dans la plupart des situations, mais les défaillances existent.

L'ouvrage de génie civil, a deux visages : il protège mais il peut aussi constituer une menace. Il est usuel de dire que les séismes n'ont jamais tué personne : c'est l'effondrement des habitations et des ouvrages qui, consécutivement au séisme, génère les dégâts.

Pour résumer, l'interaction entre le risque sismique et les ouvrages de génie civil peut être étudiée en considérant trois situations :

- l'ouvrage est conçu pour diminuer le risque : mur de refend pour une structure instable...,
- l'ouvrage est soumis au risque : c'est bien entendu le cas des structures,
- l'ouvrage est générateur potentiel de risque : c'est le cas des constructions les plus courantes qui peuvent, par leur seul effondrement, avoir des conséquences catastrophiques.

La prise de conscience de la dimension « risques et sécurité » des ouvrages de génie civil est relativement récente. Ce n'est que depuis une vingtaine d'années que des concepts tels que dégradation, gestion patrimoniale, risque, environnement... ont fait progressivement leur apparition, sous la pression de la réalité : l'étude d'un ouvrage n'a de sens que dans un environnement susceptible d'exercer sur lui des actions complexes.

1.2. Séisme

1.2.1. Définition

Un séisme, ou tremblement de terre, est un mouvement sur une faille qui engendre des secousses plus ou moins violentes et destructrices à la surface du sol.

Les vibrations engendrées par un séisme se propagent dans toutes les directions. On distingue les ondes de volume qui traversent la Terre et les ondes de surface qui se propagent parallèlement à sa surface. Elles se succèdent et se superposent sur les enregistrements des sismomètres. Leur vitesse de propagation et leur amplitude sont modifiées par les structures géologiques traversées, c'est pourquoi, les signaux enregistrés sont la combinaison d'effets liés aux milieux traversés et aux instruments de mesure.

Ces ébranlements, qui se déplacent sous forme d'ondes, traversent le Globe et donnent des indications irremplaçables sur sa constitution. On distingue :

Les Ondes de volume se compose de :

- Ondes P Ou Ondes Primaires
- Ondes S Ou Ondes Secondaires

Les ondes de surfaceuse compose de :

- L'onde de Love
- L'onde de Rayleigh

1.2.2.Caractéristiques d'un séisme

On peut caractériser la "taille "du tremblement de terre par different paramètre.

1.2.2.1. L'intensité d'un séisme

Est définie en un lieu par rapport aux effets produits par ce séisme, qu'ils soient seulement observés ou ressentis par l'homme (réveil, chute d'objets, fissures ...) ou qu'ils aient causés des dégâts plus ou moins importants aux constructions.

Pour un séisme donné, on donne souvent uniquement l'intensité à l'épicentre, la plus forte généralement : c'est l'intensité épi centrale.

Plusieurs échelles d'intensité ont été définies. Les plus utilisées sont l'échelle de Mercalli qui date de 1902 et qui a été modifiée en 1956 et l'échelle MSK créée en 1964, du nom des trois sismologues européens Medvedev, Sponheuer et Karnik. Ces deux échelles comportent douze degrés notés généralement en chiffres romains de I àXII.

Depuis peu, une nouvelle échelle a été adoptée par les pays européens : EMS 98 (European Macro seismicScale 1998). La France l'utilise depuis janvier 2000.

1.2.2.2. La magnitude d'un séisme

Est une valeur intrinsèque du séisme, indépendante du lieu d'observation, des témoignages de la population. La notion de magnitude a été introduite en 1935 par l'Américain Charles Francis Richter pour les séismes locaux Californiens afin d'estimer l'énergie libérée au foyer d'un tremblement de terre et pouvoir ainsi comparer les séismes entre eux. On parle depuis de l'échelle de Richter. Le terme magnitude a été emprunté aux astronomes par comparaison avec la brillance relative d'une étoile vue par télescope.

D'une manière générale, les séismes ne se produisent jamais seuls. On parle ainsi d'essaims de tremblements. Certains, petits, précèdent parfois le séisme principal, ce sont des précurseurs. D'autres, plus nombreux, le suivent pendant des jours ou des mois : ce sont les répliques qui peuvent être parfois importantes.

La répartition des séismes sur le globe, le long de courbes fermées, divise le globe en de grandes "plaques". Il existe une sismicité diffuse en dehors de ces limites (sismicité intra plaque). Presque tous les séismes ont lieu aux frontières de ces plaques, ainsi d'ailleurs que la plus grande partie de l'activité volcanique. Ces séismes sont appelés séismes tectoniques.

Ce sont des témoins permanents de l'activité du globe terrestre. Leur origine se trouve en profondeur à l'hypocentre ou foyer. Selon la profondeur de ce dernier, les sismologues distinguent :

- Les séismes superficiels à moins de 60 km
- Les séismes intermédiaires de 60 à 300 km
- Les séismes profonds de 300 à 700 km (il n'y en a plus au-delà). Il est à noter que 95% des tremblements de terre dans le monde ont lieu à une profondeur inférieure à 60 km. 5% seulement ont une profondeur supérieure à 60 km.

Les ondes sismiques sont des ondes élastiques. Les vibrations engendrées par un séisme se propagent dans toutes les directions. Elles se succèdent et se superposent sur les enregistrements des sismomètres. Un tracé de séisme s'appelle un "sismogramme".

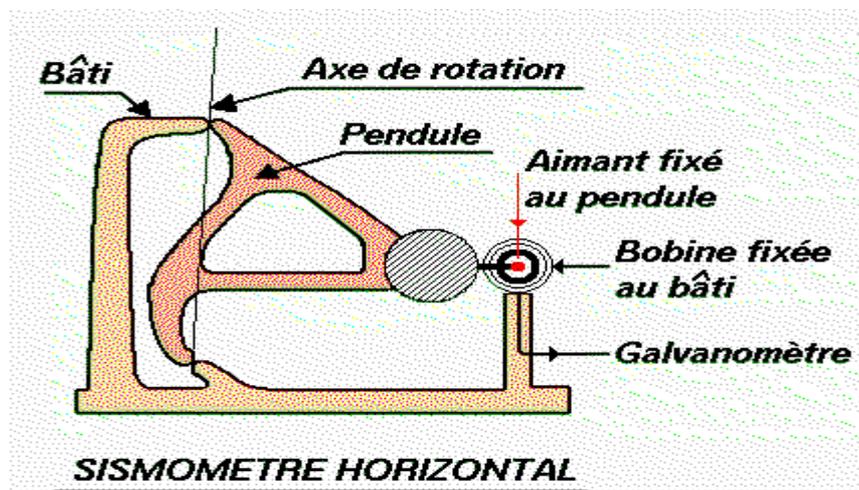


Figure 1.1 Sismomètre Horizontal

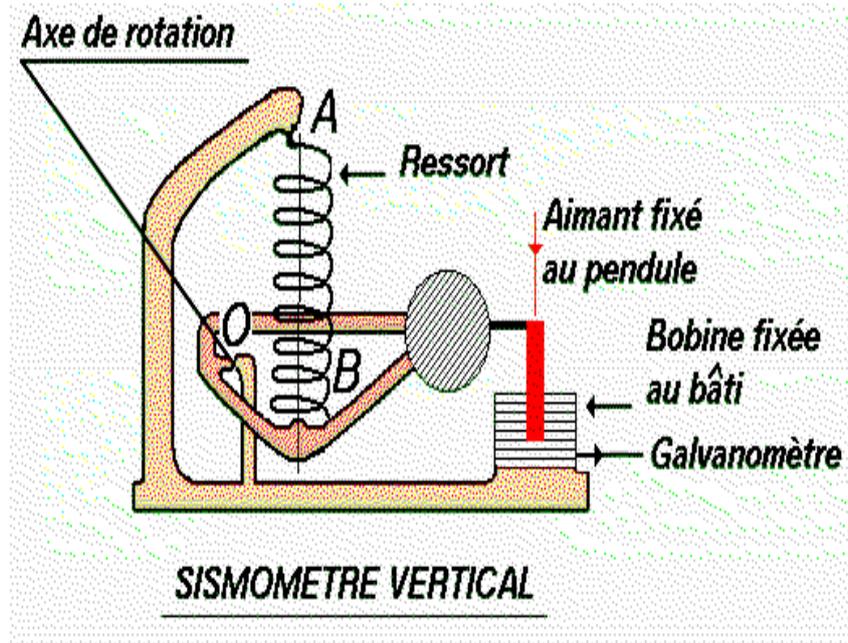


Figure 1.2 Sismomètre Vertical

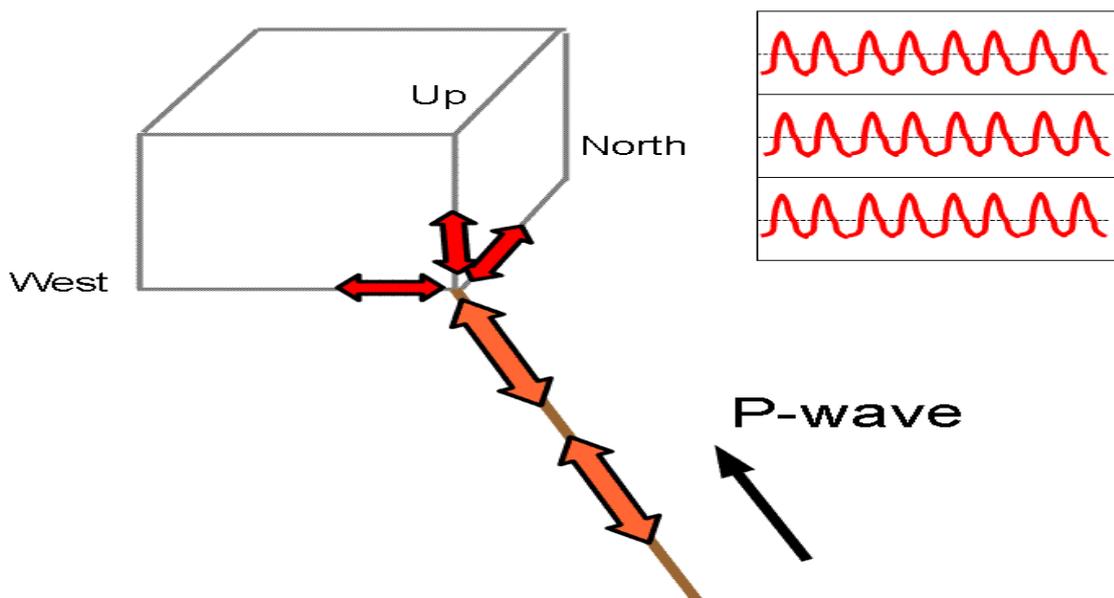


Figure 1. 3: composantes horizontales et verticales d'une onde sismique primaire.

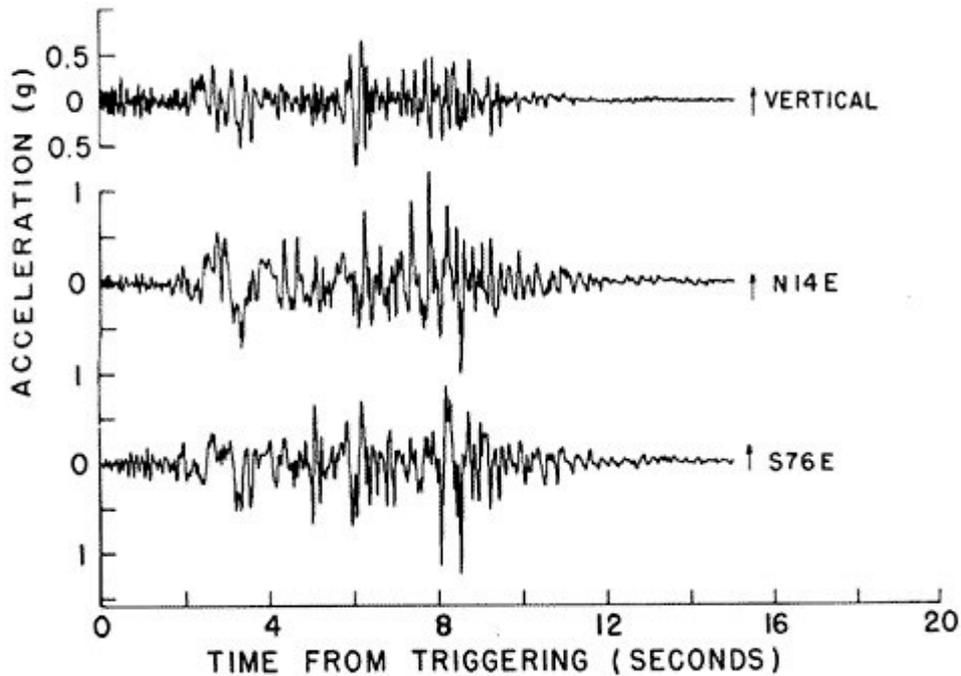


Figure 1.4 Composantes horizontales et verticale de l'accélération, du séisme de San Fernando (barrage Pacoima) USA.

On remarque que d'après les enregistrements suivants (voir figures suivantes), que les composantes verticales (Fig. 1.5 (a)) sont plus fortement corrélés que celles horizontales (fig. 1.5 (b) et 1.5 (c)).

Dans ces premières études, il a été reconnu que la tendance, plutôt vertical, de la propagation des ondes planes est bénéfique pour la réponse de la traduction du grand, mat, fondations rigides de centrales nucléaires, les souches sismiques induites dans les canalisations enterrées et torsion dans la construction de structures, et affecte la réponse des ponts.

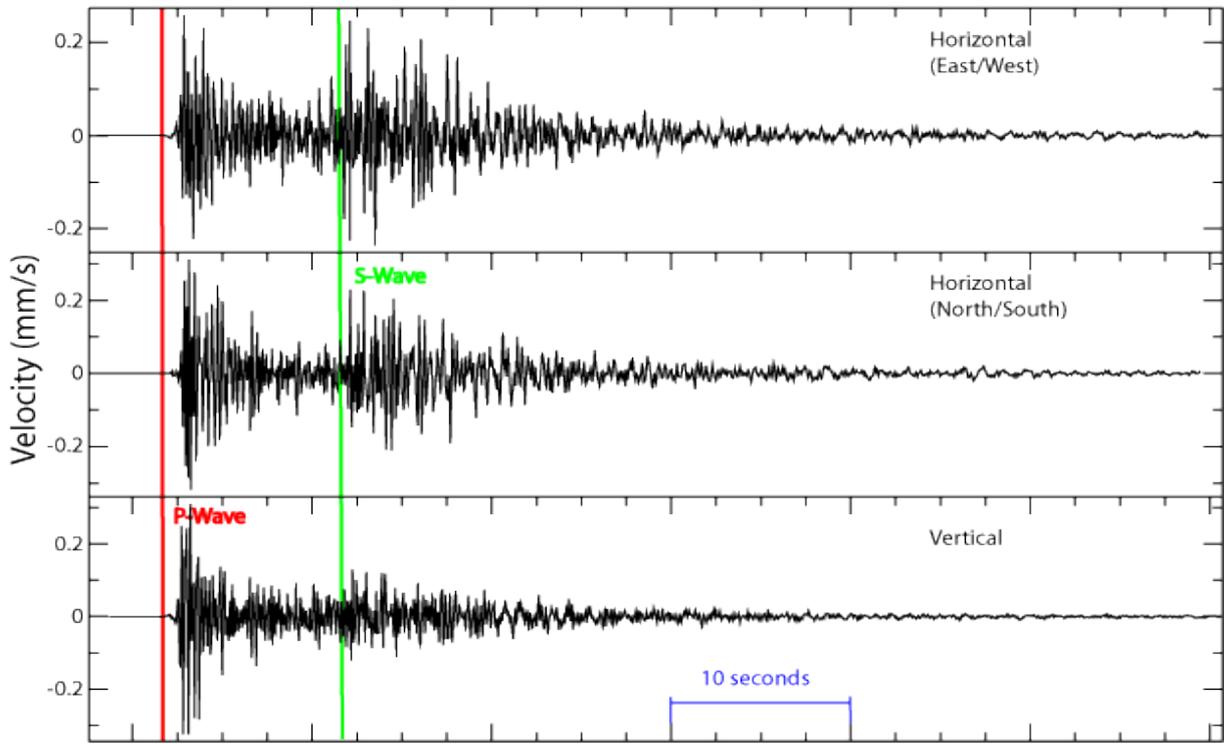


Figure 1.5.(a)

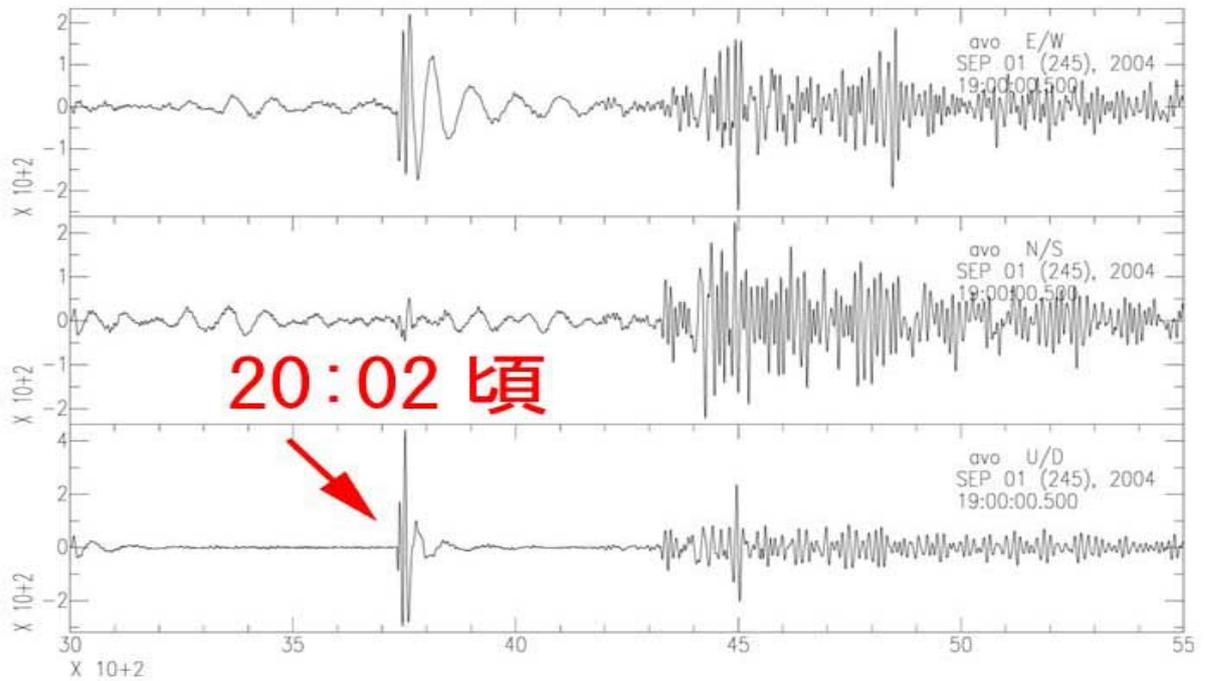
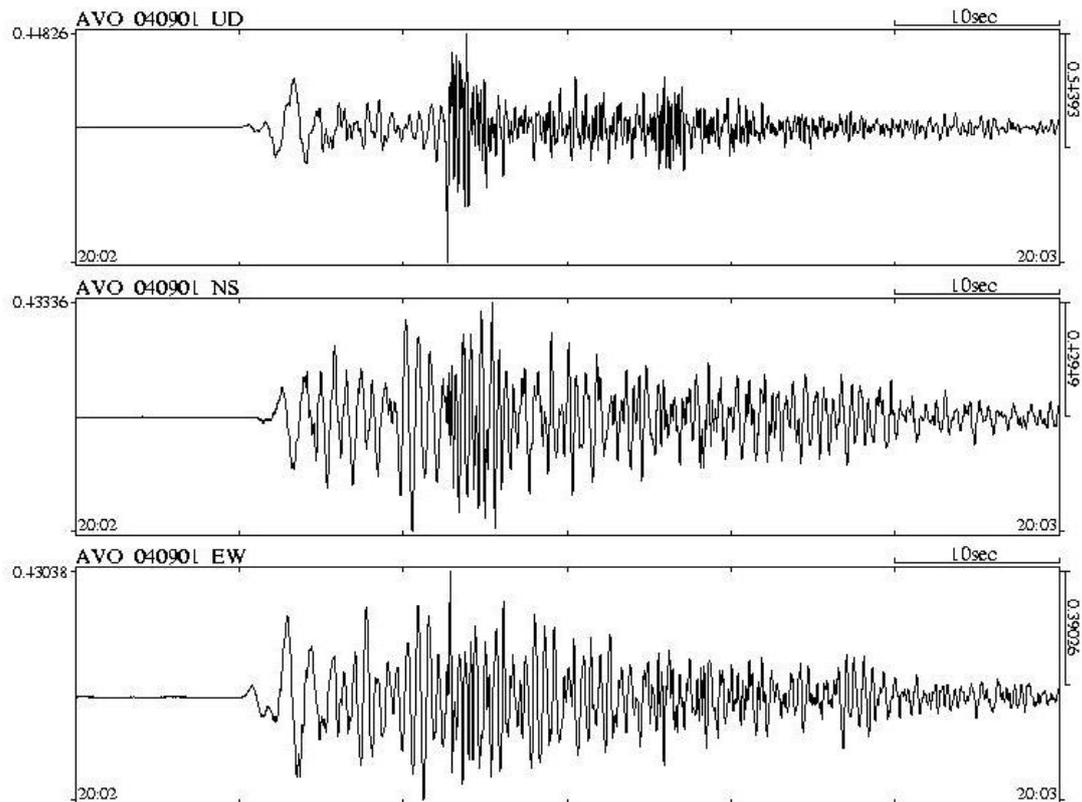


Figure 1.5.(b)



Figures 1.5.(a), 1.5.(b) et 1.5.(c): corrélation de la composante verticale

1.2.3. Risque sismique en Algérie:

La partie nord de l'Algérie est située le long de la frontière de convergence des plaques africaine et eurasienne. Elle représente l'une des régions sismiques les plus actives de l'ouest de la méditerranée.

Plus de 800 événements sismiques de magnitude supérieure ou égale à 4, ont permis de dresser une carte de sismicité pour le nord de l'Algérie et les régions limitrophes pour la période 1790-2000. Cette carte fait ressortir le caractère hautement sismique des chaînes littorales de l'Algérie, et est assortie d'une représentation des solutions focales de vingt séismes les plus significatifs, associés à la période 1954-2000.

Parmi les séismes les plus destructeurs, nous pouvons citer celui d'Alger en 1716 d'intensité épacentrale I_0 de 10, celui d'Oran en 1790 avec $I_0 = 11$, celui de Mascara en 1889 avec $I_0 = 9$, et plus récent, en 1980 El-Asnam ($M_s = 6.0$), Tipaza en 1989 ($M_s = 6.0$), Mascara en 1994 ($M_s = 6.0$), Alger en 1996 ($M_s = 5.7$), Ain Timouchent en 1999 ($M_s = 5.9$), et le plus récent en 2003 de Boumerdes. Tous ces événements sont localisés sur l'Atlas Tellien (figure 1.6). L'analyse tectonique des bassins sismogènes des secteurs d'Alger, de l'Oranie et du constantinois a permis de retrouver une histoire géodynamique caractérisée par trois événements néogènes importants, ayant conditionné l'activité sismique du nord de l'Algérie.

1.2.3.1. Eléments de discussion sur le risque sismique à Alger

Les études sismo-tectoniques et d'aléa sismique au nord de l'Algérie n'ont sérieusement commencé que suite au séisme d'El-Asnam en 1980 (Ambraseys, 1982 ; Meghraoui, 1988 ; Ambraseys et Vogt, 1988). Aujourd'hui les principales failles actives intra-plaques de l'Algérie du nord sont identifiées à terre (Louadj, 2008). Le danger vient aussi des failles actives en mer ; en effet, plusieurs séismes historiques est récents ont eu lieu en pleine mer.

On peut citer: le séisme de Chenoua ($M_L = 6.0$) en 1989 dont la faille, d'après la localisation des répliques (Sébaï, 1997 ; Maouche, 2002), s'étendrait à plusieurs kilomètres en mer, le séisme d'Alger connu sous le nom de Ain-Bénian ($M_s = 5.7$).

En 1996 ou bien le dernier en date celui de Boumerdes ($M_w = 6.8$) en 2003. On trouve aussi dans les archives qu'un fort séisme s'est produit en 1365 au large d'Alger détruisant une grande partie de la ville et inondant les parties basses de la ville suite au tsunami qu'il aurait occasionné (Rothé, 1950). Ceci constitue une preuve de l'existence d'accidents sous-marins actifs. La première campagne en mer pour étudier la marge algérienne a été réalisée juste après le séisme de Boumerdes.

Parmi les failles actives identifiées dans l'algérois, la faille du Sahel revêt une très grande importance car elle se situe proche de la capitale du pays où demeurent plus de trois

millions d'habitant. La faille de Sahel constitue la continuation vers l'est de la faille de Ménaceur (à l'ouest du Nador). on pense que c'est une faille de chevauchement qui est à l'origine du soulèvement de la région côtière, s'étendant de l'est du mont Chenoua entre Nador et Tipasa-ville (figure 1.6) jusqu'à la baie d'Alger (une distance d'environ 70 km)

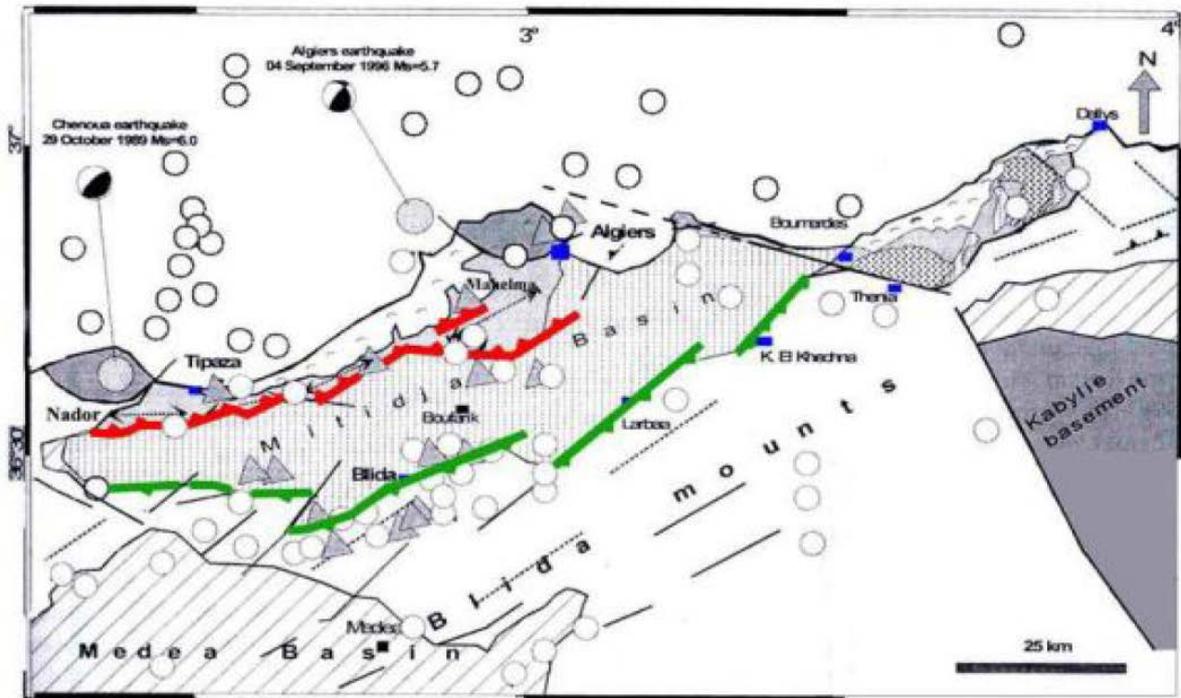


Figure 1.6. Les principales failles intra-plaque de l'Algérois: en rouge la faille du Sahel, en vert la faille sud de la Mitidja, cercle=sismicité, triangle=sismicité historique

Concernant le système de faille associé à la partie sud de la structure du Sahel et le long de la partie nord de la plaine de la Mitidja, Glangeaud (1955) pense que la Mitidja est associée à un système de failles plutôt extensif (failles normales plongeant vers le bassin). Meghraoui (1988), qui a effectué plusieurs travaux sur le séisme d'El-Asnam, trouve que le pli-faille du Sahel et celui d'El-Asnam ont une signature sismo-tectonique identique.

L'autre faille de l'Algérois probablement active et très controversée, est la faille de Thénia. Boudiaf et al, (1998) se sont ainsi demandés si des changements "récents" dans le

système de drainage proche de la faille de Thénia ne seraient pas liés à l'activité de celle-ci et donc à sa capacité de produire de violents séismes.

La faille de Thénia constituant la bordure NE du bassin de Mitidja s'étend des Issers au sud-est jusqu'à quelques kilomètres off-shore au nord du massif de Bouzaréah dans la

direction nord-ouest. Sa partie sud-est est la mieux cartographiée avec une direction N120°E (Boudiaf et al, 1998). Le décalage des cours d'eau observé sur des images aériennes et satellites suggère un décrochement dextre le long de ce segment de faille (SE). Plusieurs épicentres de séismes historiques ont été localisés près de cette faille (Ambraseys et Vpigt, 1988 ; Bennouar, 1994), mais ces analyses ne constituent pas une évidence claire de l'activité de cette dernière.

1.3. Le mouvement sismique vertical

1.3.1. Introduction

Les structures en béton armé sont généralement soumises aux mouvements sismiques tridimensionnels. Dans les dernières décennies, plusieurs études approfondies ont été investies pour l'analyse dynamique de ces structures en considérant le mouvement sismique horizontal tandis que la composante verticale de l'excitation a été sous-estimée ou pratiquement ignorée. Cependant, l'importance du mouvement sismique vertical a été développée progressivement vu l'observation des dommages causés par ce mouvement.

Différentes études concernant les effets du mouvement sismique vertical sur les ponts et les bâtiments. Par la suite on va exposer les directives de quelques codes de conception parasismique modernes relatives au mouvement sismique vertical.

Enfin, le mouvement sismique vertical a une incidence directe sur le comportement au cisaillement des éléments en béton armé.

1.3.2. Etudes antérieures relatives à l'effet du mouvement sismique vertical sur les structures en Béton Armé

1.3.2.1 Effets sur les ponts en béton armé :

Plusieurs études ont été publiées concernant l'effet de la composante sismique verticale sur les ponts en béton armé. En 1991 Saadeghvaziri et Foutch ont étudié l'importance relative de la composante verticale du mouvement sismique sur la réponse inélastique des ponts routiers. Ils ont montré que le mouvement sismique vertical génère des variations des forces axiales des fûts, ce qui entraîne un changement de résistance au cisaillement. Il a été conclu que les dommages causés par la composante verticale sont minimes pour les mouvements

sismiques d'accélération maximale de 0,4 g ou moins. Par contre, la structure peut subir des dommages plus importants pour les mouvements sismiques d'accélération maximale de 0,7 g ou plus.

Broderick et Elnashai (1995) ont effectué une analyse non linéaire en 3-D d'un pont routier endommagé par le séisme de Northridge (1994) en vue d'évaluer les paramètres de réponse critique. Ils ont utilisé deux méthodes d'analyses, statique équivalente et dynamique temporelle sous les trois composantes sismiques, appliquées soit séparément ou en combinant deux à trois composantes, et en employant l'enregistrement le plus proche disponible du séisme, celui de la station de Santa Monica City Hall. Ils ont observé que l'analyse dynamique sous un mouvement sismique uni axial n'a pas réussi à obtenir des résultats satisfaisants, tandis que l'analyse non linéaire en employant des excitations multiaxiales offre une solution potentiellement précise si et seulement si un modèle correct de la structure peut être développé. Ils ont constaté que le mouvement sismique vertical a causé une grande variation des charges axiales au niveau des piles, en minimisant leurs résistances au cisaillement, cette constatation est compatible avec le mode de rupture observé sur le terrain.

Yu (1996) a analysé les effets de la composante verticale du mouvement sismique sur les piles, les fondations, et les appareils d'appuis des trois ponts viaduc en utilisant l'enregistrement de la station Sylmar Hôpital (Northridge) comme un mouvement d'entrée. L'étude a montré l'augmentation de plus de 20% des forces axiales par rapport à celles dues

aux charges permanentes, et une augmentation de 7% du moment longitudinal sur la pile.

Papazoglou et Elnashai (1996) ont prouvé l'importance d'étudier l'effet du mouvement sismique vertical sur les structures, en analysant les preuves de terrain de trois séismes soutenues par des études analytiques. Ils ont confirmé que la rupture structurelle peut en résulter à cause de la traction directe ou la compression ainsi que par l'effet du mouvement sismique vertical sur les réponses au cisaillement et à la flexion.

Button et al (2002) ont évalué la réponse de six différents ponts soumis aux composantes combinées horizontales et verticales des mouvements sismiques de magnitudes de 6.5 et 7.5. Ils ont réalisé des analyses spectrales pour les six ponts et des analyses dynamiques linéaires temporelles pour trois sur six ponts, ainsi qu'une analyse non linéaire pour un seul pont. A partir des analyses linéaires, ils ont conclu que la réponse horizontale n'est pas significativement influencée par le mouvement sismique vertical, tandis que

les forces axiales ont été largement affectées, en particulier quand le pont est situé à une distance de la faille de moins de 10 à 20 km. Ils ont trouvé également à partir de l'analyse non linéaire que la réponse horizontale n'est pas sensiblement influencée par le mouvement vertical.

Cependant ils ont indiqué que cette dernière observation ne peut pas être généralisée puisque l'analyse non linéaire était effectuée seulement pour un cas.

Kunnath et al (2008) ont étudié deux types des ponts routiers :

- Un pont à deux travées avec une pile de deux fûts, en considérant six différentes configurations structurelles.
- Un pont à quatre travées avec trois piles en considérant trois différentes configurations structurelles.

L'objectif de cette étude était d'évaluer les dispositions du SDC 2006 (Caltrans Seismic Design Criteria) relatives à l'incorporation du mouvement sismique vertical dans la conception des ponts routiers. Ils ont conclu que la composante verticale du mouvement

sismique affecte de manière significative les forces axiales dans les piles et les moments des tabliers à mi travée et au niveau des chevêtres, Ils ont aussi déduit que l'amplification des moments négatifs à mi travée était un principal problème qui doit être pris en compte dans le SDC. Ils ont recommandé de réexaminer deux critères du SDC, le premier était la prise en compte du mouvement sismique vertical seulement pour les sites où l'accélération maximale est d'au moins 0.6 g, le deuxième était de considérer le mouvement sismique vertical en appliquant une force égale à 25 % des charges permanentes. Récemment, Kim et al (2011) ont présenté une évaluation analytique de l'effet du mouvement sismique vertical sur les piles de deux ponts en béton armé. Le premier est le pont receveur-distributeur (36) de l'autoroute (I10) de Santa Monica, endommagé durant le séisme de Northridge (1994).

Le second est le pont N°04 choisi à partir des exemples de dimensionnement des ponts du FHWA (Federal Highway Administration). Ces études sont effectuées en utilisant une série d'enregistrements sismiques avec différents rapports (V/H) et intervalles de temps entre les pics des mouvements sismiques horizontal et vertical. Les auteurs ont conclu que:

- La période de vibration de la réponse inélastique est significativement affectée en incluant le mouvement sismique vertical pour le pont de Santa Monica. Tandis qu'elle augmente légèrement avec l'augmentation du rapport V/H pour le pont N°04 du FHWA. Cependant, une corrélation claire entre la période de vibration et l'intervalle de temps entre les pics n'a pas été observée.
- Pour les deux ponts les déplacements latéraux peuvent augmenter ou diminuer avec l'augmentation de l'amplitude verticale. La différence varie de -34% à +24% pour le pont de Santa Monica et de -7% à +11% pour le pont N°04 du FHWA.
- Quand le rapport V/H s'accroît, une augmentation considérable dans la variation des forces axiales dans les piles est observée.
- Dû au mouvement sismique vertical, les moments des piles varient, et tendent à s'accroître avec l'augmentation des rapports V/H. Pour certains enregistrements, les moments augmentent en raison des hautes variations des forces axiales, même si les déplacements latéraux sont réduits.
- L'augmentation considérable dans la variation des forces axiales due au mouvement sismique

vertical conduit à une réduction remarquable des résistances aux cisaillements jusqu'à 30%.

- Le temps d'arrivée a un effet minime sur la variation des forces axiales et les efforts tranchants. Cependant, l'intervalle du temps d'arrivée a plutôt un effet important sur la résistance au cisaillement, où les changements sont de l'ordre de -10% à +17% pour le pont de Santa Monica, et de -7% à +18% pour le pont N° 04 de FHWA, comparativement à la réponse observée lorsque les pics des mouvements horizontal et vertical se coïncident.
- Les piles des ponts en béton armé soumises aux composantes sismiques combinées horizontales et verticales pourraient être plus vulnérables que celles soumises seulement au mouvement sismique horizontal. Par conséquent, l'inclusion du mouvement sismique vertical dans l'analyse est recommandée pour une évaluation sismique fiable des ponts en béton armé à proximité des failles actives, où le rapport V/H est susceptible d'être élevé.

1.3.2.2 Effets sur les bâtiments en béton armé

Parmi les études relatives à celle de l'effet de la composante sismique verticale sur les bâtiments en béton armé, on cite Antoniou (1997) qui a analysé un bâtiment en béton armé de 8 étages, en considérant une haute classe de ductilité de l'EC8 (Eurocode8) et une accélération de conception de 0,3 g. Il a conclu que dû au mouvement sismique vertical la demande en force de compression a augmenté jusqu'à 100% ou même plus, tandis qu'une force importante de traction s'est développée dans les poteaux. Cette variation importante des forces axiales a augmenté la possibilité de rupture par cisaillement des poteaux.

Ainsi que l'étude de Ghobarah et Elnashai (1998) qui ont étudié un bâtiment en béton armé de 3 étages non ductile et un autre de 8 étages conçus selon l'EC8. Ces analyses ont montré que la composante verticale du mouvement sismique n'a pas affecté significativement les déplacements des planchers ainsi que les déplacements entre étages, alors qu'elle entraînait des dommages accumulés de 10% à 20%. Ils ont conclu aussi que le coefficient de comportement est affecté significativement suite à l'introduction du mouvement sismique vertical, dans certains cas ce coefficient marque une baisse de 30%.

Collier et Elnashai (2001) ont proposé des procédures pour évaluer l'importance du mouvement sismique vertical, en indiquant quand ce mouvement doit être inclus dans le

calcul sismique des bâtiments, et une démarche pour combiner les effets des actions sismiques verticales et horizontales. Ils ont analysé une structure en béton armé de 4 étages de type construction européenne des années 1960. Leur recherche est concentrée sur l'effet lié à la période verticale de vibration en considérant divers rapports de V/H et intervalles de temps entre les accélérations maximales horizontale et verticale. Il a été constaté que l'effet d'interaction entre les deux mouvements sismiques horizontal et vertical en fonction de l'intervalle de temps est significatif lorsque l'intervalle de temps entre les pics est inférieur à 2 secs. Ainsi, ils ont conclu que la période verticale de vibration peut être sensiblement affectée par les amplitudes d'accélération verticale et horizontale. Par conséquent des propositions sont faites pour incorporer ces amplitudes dans le calcul des périodes verticales de vibration élastique et inélastique. Ce en considérant également le couplage entre ces deux périodes.

Mwafy et Elnashai (2006) ont réalisé des analyses importantes avec trois différents groupes de structure en béton armé comprenant :

Une structure (poteaux-poutres) irrégulière de 8 étages.

Une structure (poteaux-poutres) régulière de 12 étages.

Une structure mixte (poteaux-poutres-voiles) de 8 étages.

Où chaque groupe de structure a quatre types différents de conception, ayant un total de douze bâtiments en béton armé. Ils ont conclu que l'effet du mouvement sismique vertical augmente quand la contribution de l'action sismique latérale est relativement petite, comme dans les cas des bâtiments peu élevés et des poteaux intérieurs des étages supérieurs pour les structures à hauteurs importantes. Ils ont indiqué que seulement quand le mouvement sismique vertical était inclus, les paramètres de la réponse globale peuvent augmenter de plus de 22% au PGA de conception, les déplacements entre étages à l'état de limitation des dommages sont fréquemment atteints pour des séismes de faibles intensités, une augmentation des forces axiales de compression dans les poteaux allant jusqu'à 45%, une détection des forces de traction, ainsi qu'une augmentation presque de 58% de la demande de ductilité en courbure.

Cependant ils ont vu que la robustesse et la grande marge de sécurité des poteaux conçus par les codes sismiques modernes protègent involontairement les poteaux de la

rupture par cisaillement.

Récemment, Di Sarno et al (2011) ont réalisé de nombreuses analyses dynamiques paramétriques non linéaires sur deux modèles structuraux simplifiés, dimensionnés en considérant seulement les charges gravitaires. Ces modèles types comprennent un poteau en porte à faux et une structure poteaux-poutres composée de deux étages où chaque plancher repose sur six poteaux. Les sollicitations sismiques appliquées sont les composantes horizontales et verticales enregistrées lors du séisme de l'Aquila (Italy) en 2009. Ils ont constaté que la variation des charges axiales est significative dans les poteaux sous les chargements combinés des composantes sismiques horizontales et verticales, en particulier en compression. L'augmentation moyenne des charges de compression varie entre 174% et 59% pour les différentes valeurs de l'effort normal réduit considérées. Lorsque ces dernières sont élevées, les points d'interaction charge axiale-moment fléchissant calculés se trouvent au-delà des seuils des courbes d'interaction, ce qui indique que la rupture peut se produire

Ils ont également remarqué que les fortes variations des charges axiales dans les poteaux ont affecté significativement la résistance au cisaillement. Ainsi, les poteaux centraux des structures à plusieurs étages sont fortement touchés par les chargements combinés des composantes sismiques horizontales et verticales. De plus, ils ont enregistré des forces de traction au niveau des poteaux de petite à moyenne charge gravitaire. Finalement, ils ont conclu qu'une fiable évaluation sismique des systèmes poteaux-poutres exige la combinaison entre les composantes sismiques horizontale et verticale, en particulier pour les sites situés à proximité des failles actives. Cependant, ils ont recommandé de soutenir ces résultats par d'autres recherches expérimentales et numériques.

Au cours d'un séisme, les structures sont soumis à la fois aux mouvements du sol horizontal et vertical. Cependant, dans la plupart des cas de calcul parasismiques on ne tient compte que de la composante horizontale. On suppose dans la plupart des cas que l'effondrement des structures est causé principalement par les accélérations horizontales du sol et que les accélérations verticales n'ont aucune influence sur les structures.

Les études faites par Akiyama et Yamada [1] (1. Akiyama, H. and Yamada, S. (1992),

“Response of multi-story frames subjected to combined horizontal and vertical ground motions”, *Journal of Struct. Constr. Engng, Architectural Institute of Japan, July, pp51-57.*) ont précisé que l'apport énergétique total est la somme de la contribution de l'énergie provoquée par des mouvements horizontaux du sol et celle provoquée par les mouvements du sol verticaux, qui ont tous deux une valeur indépendante. Bien que certaines études de cas sur les effets des mouvements du sol verticaux sur la réponse d'une structure dans une direction horizontale ont été réalisées, les caractéristiques générales de ces effets doivent encore être éclairés. Cette étude a examiné les effets des variations des forces axiales induites par les mouvements du sol verticaux sur les réponses aux vibrations horizontales des poutres-colonnes en acier. Cela a été fait en effectuant des essais au laboratoire et validés par des analyses numériques. Les effets des mouvements de sol vertical sont plus importants dans le modèle de poteau-poutre en acier utilisée dans cette étude que dans un modèle de portique. Par conséquent, à partir des résultats de ces essais dans le cas de cadres en acier, on a remarqué qu'ils ont été affectés dans une certaine mesure par les mouvements du sol verticaux.

Chapitre 02

Caractéristiques Et Importance Du Mouvement Sismique Vertical

2.1. Introduction

Les caractéristiques de la composante horizontale du séisme ont été largement étudiées dans ces dernières décennies à la fois en génie parasismique et en sismologie. Cette composante est souvent utilisée pour déterminer le risque sismique.

En revanche, la composante verticale du mouvement sismique a été pratiquement ignorée, ou sous-estimée. Cependant, la disponibilité des enregistrements mesurés près des sources des séismes forts récents a valorisé progressivement l'importance de la composante sismique verticale. En effet, l'analyse de cette dernière ainsi que ses effets néfastes sur les structures ont attiré l'attention de plusieurs auteurs. On cite par exemple ceux de Papazoglou et Elnashai (1996), Kunnath et al (2008), Di Sarno et al (2011).

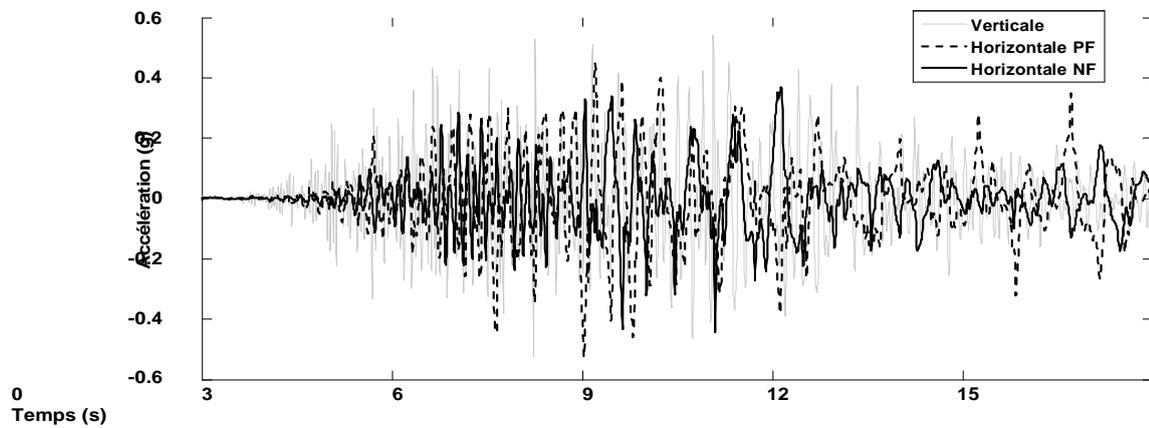
On commencera donc par la présentation des paramètres qui caractérisent le mouvement sismique vertical. Ensuite, on expose quelques preuves sur terrain des dommages causés par ce mouvement.

2.2. Caractéristiques du mouvement sismique vertical

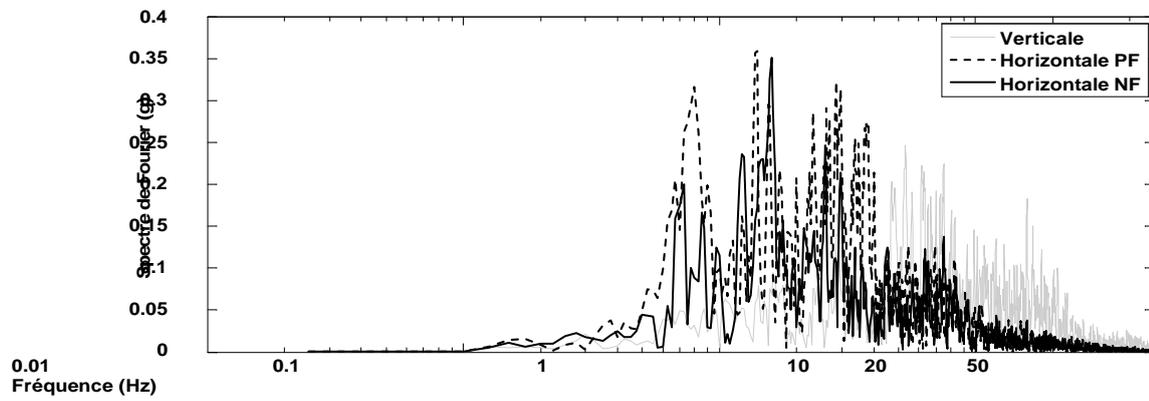
2.2.1. Contenu fréquentiel

La composante verticale du mouvement sismique est associée avec l'arrivée des ondes P (ondes primaires, longitudinales ou de compression) qui se propagent verticalement, tandis que la composante horizontale est due plus à la propagation des ondes S (ondes secondaires, transversales ou de cisaillement). La longueur de l'onde P est plus courte que celle de l'onde S, ce qui signifie que la composante sismique verticale a un contenu en haute fréquences beaucoup plus élevé que la composante horizontale.

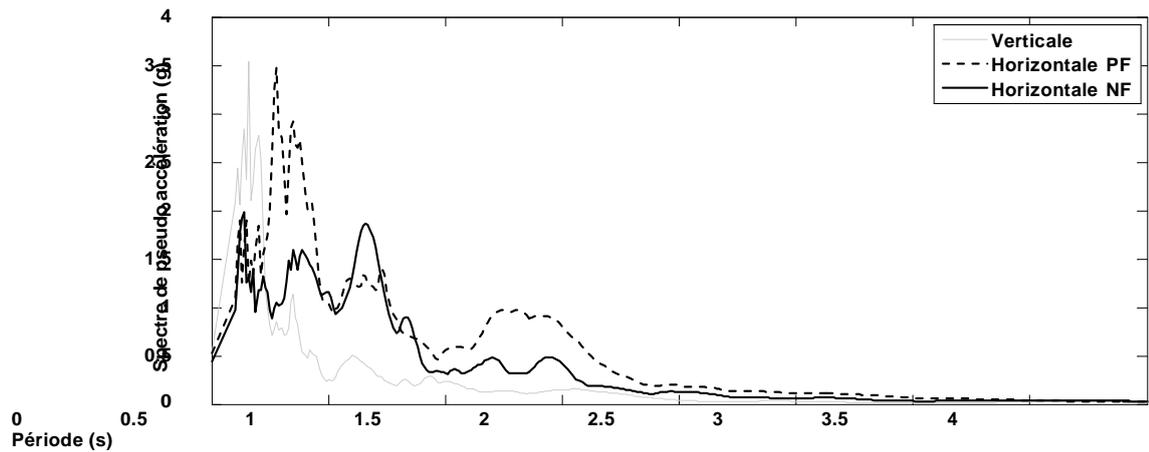
Les figures 2.1 (a) et 2.2 (a) montrent la variation des composantes horizontales Normale à la Faille (NF) et parallèle à la faille (PF) ainsi que la composante verticale des mouvements sismiques de Loma Prieta (1989) mesuré à la Station Capitola en Californie, et de Northridge (1994) enregistré à la station Sylmar Converter en Californie. Ces enregistrements sont choisis à partir de la base de données PEER NGA (Pacific Earthquake Engineering Research next generation attenuation project data base). On représente également les amplitudes des spectres de Fourier et de pseudo accélération (Fig 2.1 (b-c) et Fig 2.2 (b-c)). Ces figures confirment que la composante sismique verticale est riche en contenu en hautes fréquences par rapport aux composantes horizontales. Par conséquent, un tel contenu en hautes fréquences est équivalent à des grandes amplifications dans la gamme des courtes périodes, qui coïncident souvent avec les périodes verticales de vibration des structures en béton armé, provoquant ainsi une amplification significative des réponses sismiques.



(a) ACCELERATION

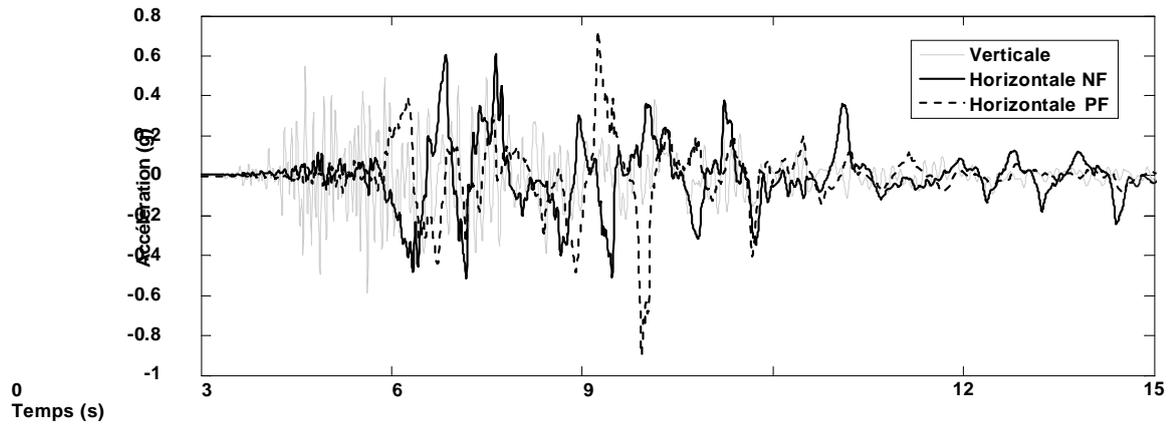


(b) SPECTRE DE FOURIER

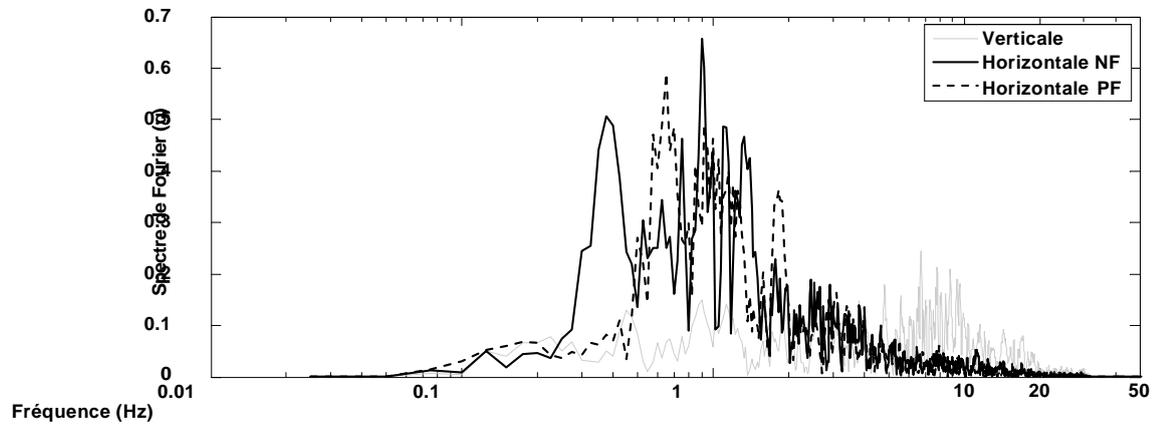


(c) SPECTRE DE PSEUDO ACCELERATION

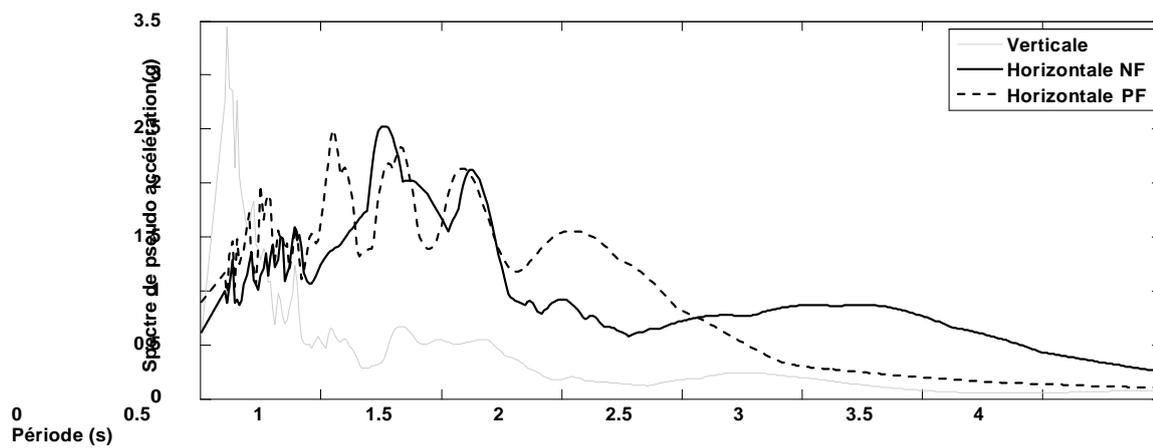
Figure 2.1 Caractéristiques du mouvement sismique vertical de Loma Prieta, Californie, 1989. (Station Capitola).



(a) ACCELERATION



(b) SPECTRE DE FOURIER



(c) SPECTRE DE PSEUDO ACCELERATION

Figure 2.2 Caractéristiques du mouvement sismique vertical de Northridge, Californie, 1994. (Station Sylmar Converter).

2.2.2. Rapport des accélérations maximales (V/H)

L'importance de la composante verticale du mouvement sismique est souvent caractérisée par le rapport des accélérations maximales verticales sur les accélérations maximales horizontales (V/H). Quelques codes comme l'UBC 1997, suggèrent la mise à l'échelle d'une forme spectrale, dérivée de la composante horizontale en utilisant une moyenne de V/H égale à 2/3. Cette procédure a été initialement proposée par Newmark et al (1973). En conséquence, toutes les composantes du mouvement sismique ont le même contenu fréquentiel. Cependant, ce dernier est certainement différent, comme il a été montré dans la section 2.2.1. En outre, la règle 2/3 pour V/H est non sécuritaire dans le champ proche et trop conservatrice dans le cas des grandes distances épicentrales.

Ceci a été montré par plusieurs études, qui ont fourni des éléments de preuve pour confirmer le manque de conservatisme de la règle de 2/3, telles que Abrahamson et Litehiser (1989), Ambraseys et Simpson (1996) comme le montre la figure 2.3. Ainsi, Collier et Elnashai (2001) ont prouvé que le rapport V/H est supérieur à 1 dans un rayon de 5 Km de la source sismique, et supérieur à 2/3 dans un rayon de 25 Km, ils ont montré aussi que ce rapport V/H dépend de la magnitude.

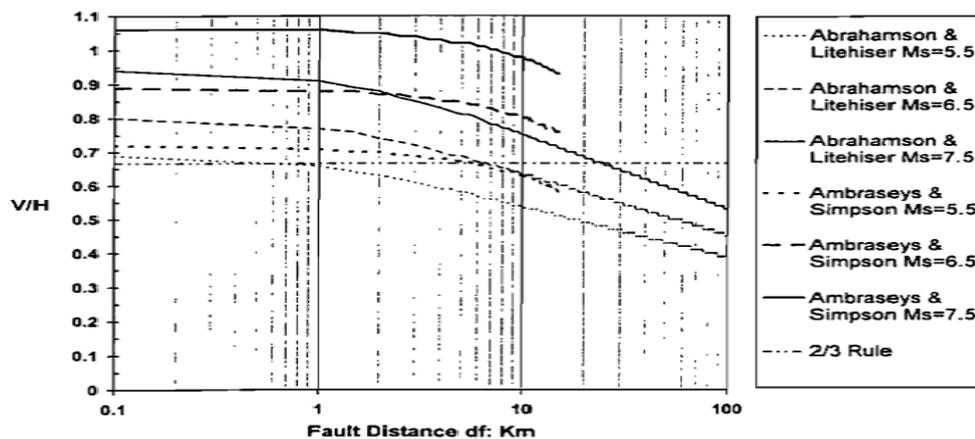


Figure 2.3 Comparaison des courbes d'atténuation de V/H de Abrahamson et Litehiser (1989), et Ambraseys et Simpson (1996) avec la règle des 2/3 (Elnashai et Papazoglou 1997)

En 2004, Bozorgnia et Campbell ont montré que le rapport V/H peut dépasser 1, et même atteindre 1.8 pour des grandes magnitudes et en champ proche. Récemment, Xie et al (2010) ont indiqué que pour des distances moins de 30 Km de la faille, le rapport V/H varie entre 0.7 à 1.1, comme il peut dépasser 1.4 en champ proche.

Kim et al (2011) ont présenté les rapports V/H d'un ensemble de 452 enregistrements sismiques choisis de la base de données PEER NGA (Figure 2.4). Ces enregistrements sont sélectionnés pour des distances des sources moins de 50 km, et des magnitudes $M_w \geq 6$, ainsi que des accélérations maximales de 0,1 g ou plus. Ils ont conclu selon la répartition des rapports V/H que la règle de 2/3 de V/H peut sérieusement sous-estimer les actions sismiques sur les structures situées près de la source et surestimer les actions sismiques à grandes distances de la source. Ils ont observé également que les rapports V/H pour la plupart des cas sont moins de 2.0, mais ils peuvent aussi dépasser 2.5 comme le montre la figure 2.4

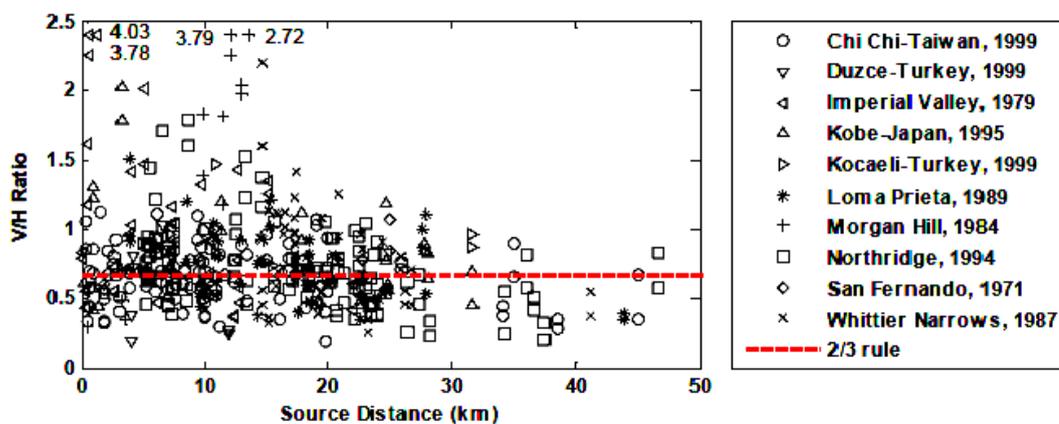


Figure 2.4 Distribution du rapport des accélérations maximales V/H par rapport aux distances des sources sismiques (Kim et al 2011)

On note aussi, le mouvement vertical important du séisme d'El Asnam, en Algérie du 10 Octobre 1980, de magnitude 7.3. L'accélération maximale horizontale a été estimée à environ 0.4 g, tandis que celle du sens vertical variait entre 0.5 et 0.6 g. Une autre

étude menée par Papastamatiou (1980) a estimé l'accélération verticale maximale à 1 g. Plusieurs répliques de magnitude allant jusqu'à 6.0 ont été enregistrées suite à la secousse principale. L'histoire temporelle des accélérations selon les trois directions mesurées durant la réplique du 08 Novembre 1980 est représentée dans la figure 2.5. On remarque que l'accélération maximale verticale égale à 0.31 g est plus importante que l'accélération maximale horizontale qui est de 0.21g .

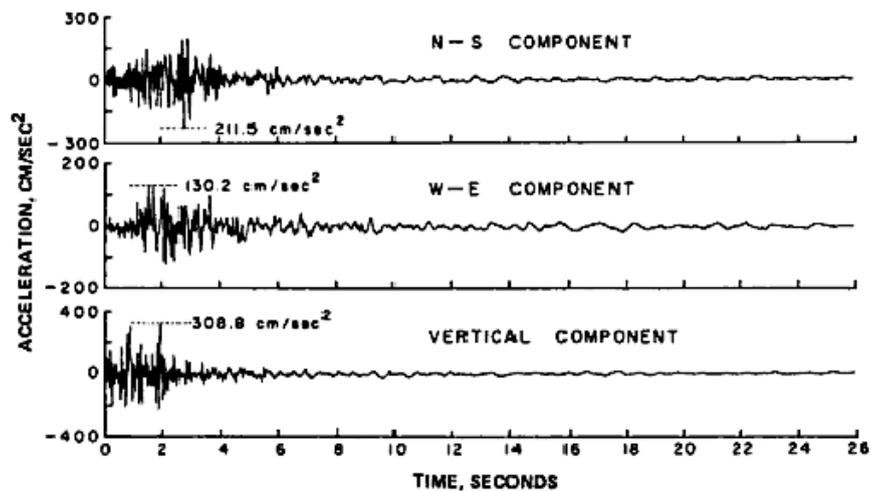


Figure 2.5 Accélérogrammes de la réplique du 08 Novembre 1980 du séisme d'El Asnam (magnitude 5.6) (Earthquake Engineering Research Institute 1983)

L'importance de la composante verticale a été également illustrée à partir du séisme de Boumerdes, en Algérie (2003), où une réplique de magnitude 5.8 est survenue six jours après le choc principal, une station installée à 7 Km de l'épicentre a enregistré les accélérations suivantes (AFPS 2003):

- Composante Est-Ouest : 0.29 g
- Composante Nord-Sud : 0.13 g
- Composante Verticale : 0.4 g

Il ressort une composante verticale largement supérieure aux composantes horizontales près de la source sismique. Ce qui résulte des rapports V/ H dépassant 1.3.

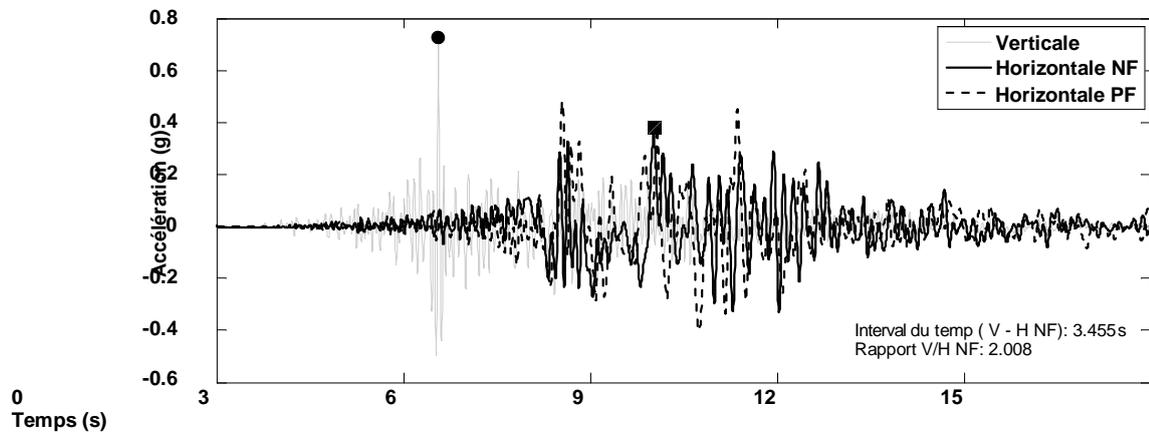
2.2.3. Intervalle de temps entre les pics des mouvements sismiques vertical et horizontal

Le mouvement sismique vertical est aussi caractérisé par l'intervalle de temps entre les pics des composantes sismiques horizontale et verticale. L'arrivée tôt du mouvement vertical avant l'horizontal peut provoquer des secousses verticales à la structure, et par conséquent, la réponse structurelle sera significativement affectée. D'autre part, la coïncidence des pics des mouvements vertical et horizontal peut causer des niveaux élevés de risque sismique dans la structure.

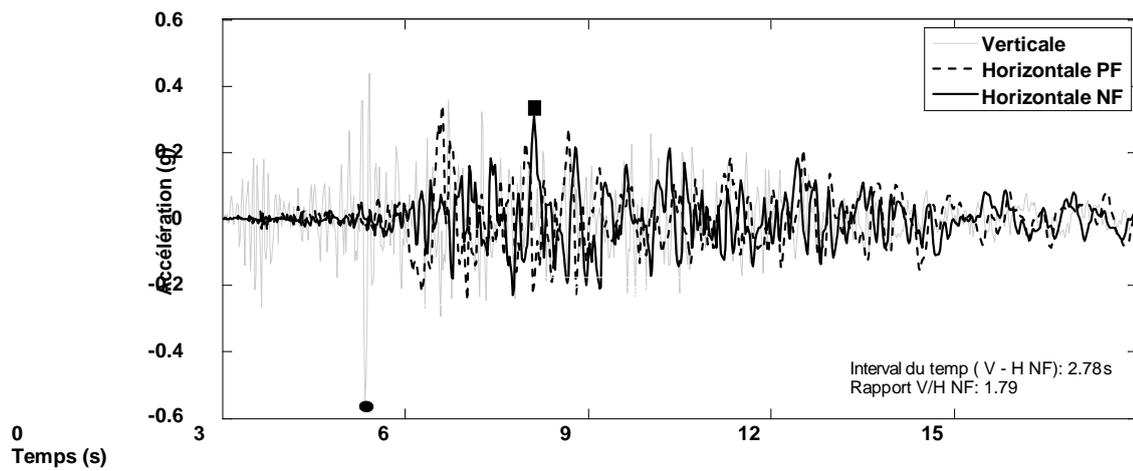
La figure 2.6 présente des exemples d'enregistrements sismiques (PEER NGA Data base) montrant l'arrivée du pic du mouvement vertical avant l'horizontal, avec un intervalle de temps ≥ 2.78 s. Tandis que d'autres exemples indiquent une coïncidence proche dans le temps de ces pics, comme c'est illustré dans la figure 2.7. Dans les deux cas on a des rapports V/H élevés ≥ 1.22 .

En 2001, Collier et Elnashai ont étudié la variation des intervalles de temps entre les pics en utilisant 32 enregistrements de deux séismes de magnitude $M_w = 6.3$ et $M_w = 6.5$, avec des distances des sources variables, et des conditions de site similaires. Ils ont conclu que l'intervalle de temps entre les pics augmente avec la distance de la source et qu'il dépend de la magnitude, alors qu'il est presque nul pour des distances moins de 5 km de la source.

La figure 2.8 montre la distribution menée par Kim et al (2011), de l'intervalle de temps entre les pics des mouvements sismiques horizontal et vertical représentés dans la figure 2.4. Les conditions du site et d'azimut ne sont pas prises en compte afin de se concentrer sur la tendance générale de l'intervalle de temps. Il a été déduit que l'intervalle de temps entre les pics varie avec la distance de la source, mais à moins de 5 secondes pour la plupart des cas.

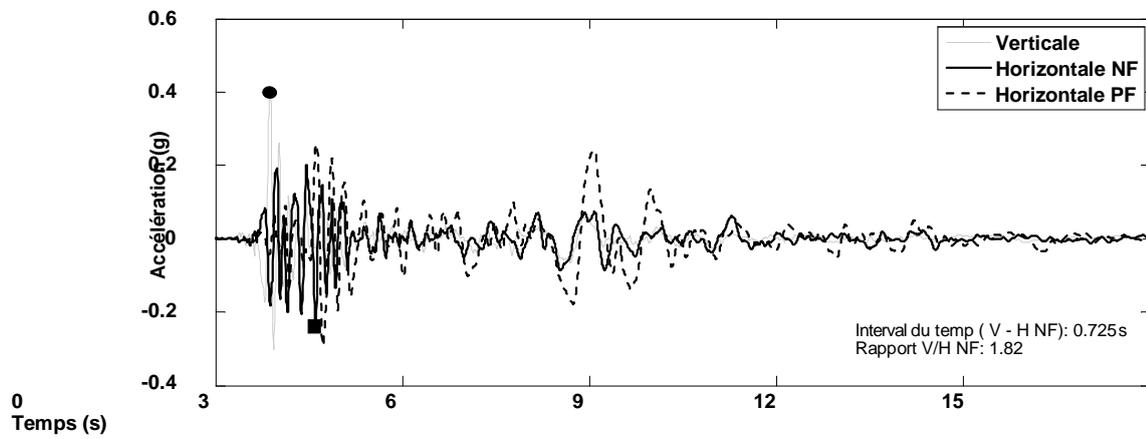


(a) Station El Centro Differential Array, Séisme d'Imperial Valley, Californie (1979).

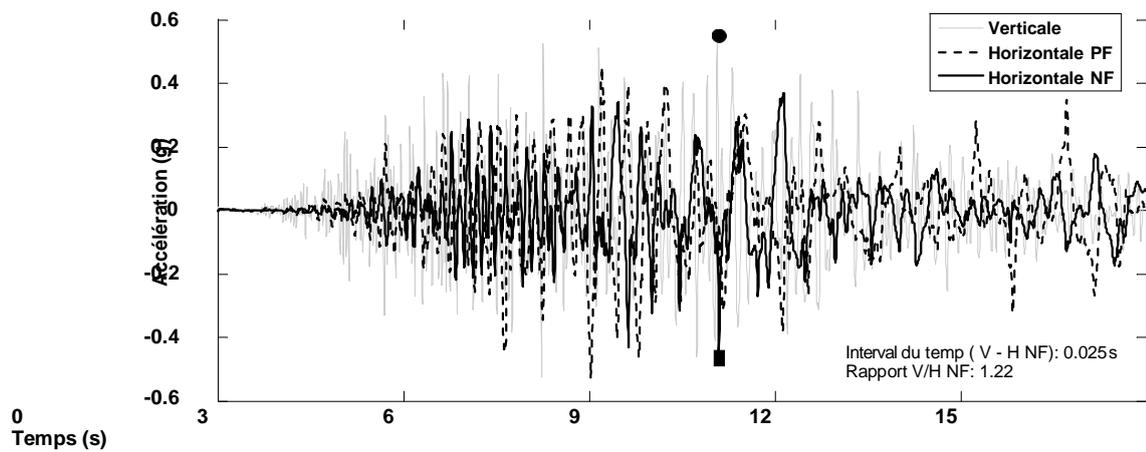


(b) Station Arleta Fire , Séisme de Northridge, Californie (1994).

Figure 2.6 Exemples des enregistrements sismiques montrant le cas de non coïncidence des pics des mouvements verticaux et horizontaux



(a) Station Gilroy Array #6 , Séisme de Morgan Hill, Californie (1984).



(b) Station Capitola , Séisme de Loma prieta, Californie (1989).

Figure 2.7 Exemples des enregistrements sismiques montrant les cas de coïncidence des pics des mouvements verticaux et horizontaux

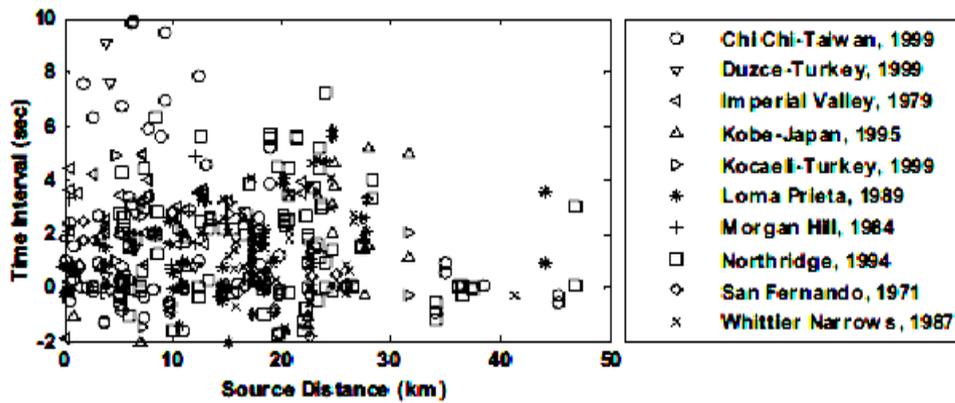


Figure 2.8 Distribution de l'intervalle de temps par rapport aux distances des sources sismiques (Kim et al 2011)

2.3. Des preuves sur terrain des dommages dus au mouvement sismique vertical

Après divers séismes tels que Imperial Valley (1979), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) en Californie, Hyogo-Ken Nanbu (Kobe) en Japon (1995), Boumerdes en Algérie (2003), Yogyakarta en Indonésie (2006) et L'Aquila en Italie (2009), une abondance des preuves sur terrain montrent l'endommagement des structures en béton armé par le mouvement sismique vertical.

La figure 2.9 qui présente la détérioration des poteaux du RDC de l'immeuble des services d'Imperia Valley en Californie par le séisme d'Imperial Valley.



Figure 2.9 Détérioration des poteaux du RDC de l'immeuble des services d'Imperial Valley durant le séisme d'Imperial Valley (1979) (Faison et al 2004).

On note aussi des dégâts provoqués par la composante verticale durant le séisme de Boumerdes en Algérie, que ce soit par la secousse principale du 21 Mai 2003 de magnitude $M_w=6.8$, ou les cinq répliques de magnitude supérieure à 5.0, qui ont eu lieu dans la semaine qui a suivie le choc principal, dont la plus forte était de magnitude 5.8 avec une composante verticale très importante. Cette dernière était à l'origine de l'effondrement total d'une tour de 15 niveaux à Reghaia, déjà fortement ébranlée par le séisme principal comme le montre la figure 2.10(a). De plus, les cellules en béton des silos de grains de la société Eriad de Corso ont été sérieusement endommagés dont plusieurs ont été fissurées horizontalement sur le pourtour. La fissuration visible s'est produite principalement dans la partie inférieure (3 à 6 mètres) au-dessus du sol. L'accélération verticale a joué un rôle non négligeable dans la rupture en compression du béton des cellules, ceci expliquerait l'écrasement du béton et le flambement des armatures verticales comme l'indique la figure 2.10(b). (AFPS 2003).



(a) La tour de 15 étages à Reghaia



(b) Les cellules en béton endommagées des silos de grains de la société Eriad de Corso

Figure 2.10 Détériorations dues au séisme de Boumerdes (2003)

Les préjudices causés aux bâtiments par le mouvement sismique vertical ont été observé dans le séisme de Yogyakarta en Indonésie. C'est un séisme destructif de magnitude $M_w = 6,3$ qui a frappé la région centrale de l'île de Java en Indonésie le 27 Mai 2006, provoquant d'énormes dégâts et la perte de vies et des biens. Elnashai et al (2006) ont rapporté leurs observations sur le terrain. Parmi les dégâts observés, ceux au stade GOR Sport, ce dernier est une structure en béton armé à deux étages. Le mécanisme d'effondrement observé est la rupture des poteaux du périmètre du deuxième niveau par flexion vers l'intérieur. Cela pourrait être dû au mouvement sismique vertical aboutissant à de très grandes forces verticales appliquées sur le toit lourd, qui a entraîné la rupture vers l'intérieur de tous les poteaux du périmètre (voir la figure 2.11).



Figure 2.11 Dommages du stade GOR Sport causés par le séisme de Yogyakarta (2006)
(Elnashai et al 2006)

L'excitation verticale provoque une augmentation uniforme des forces axiales de réponse de tous les poteaux de même étage. Par conséquent, on peut en déduire que les poteaux intérieurs sont plus vulnérables au mouvement sismique vertical. Des exemples de rupture des poteaux intérieurs présentés par Elnashai et al (2006) sont illustrés à la figure 2.12. Les poteaux intérieurs de l'hôtel IBIS (Indonésie) (figure 2.12 (a)) sont principalement endommagés par compression, tandis que ceux de l'institut d'art Indonésien ont subi des déformations causées par l'interaction de la compression et du cisaillement, (voir la figure 2.12 (b)).



(a) 1^{er} étage, Hôtel IBIS (Indonésie)



(b) 1^{er} étage, Institut d'art Indonésien

Figure 2.12 Ruptures des poteaux intérieurs par le séisme de Yogyakarta (2006)
(Elnashai et al 2006)

Suite au récent séisme de L' Aquila en Italie du 06 Avril 2009 de magnitude de 6.3, il a été constaté plusieurs dommages au niveau des structures en béton armé, en maçonnerie, et des éléments non structuraux des bâtiments, en particulier ceux soutenus par des portes à

faux, comme le montre la figure 2.13. Ces modes de rupture et d'effondrement ont été attribués aux effets des actions sismiques verticales sur les structures. (Di Sarno et al 2011)

Les observations sur terrain présentées ci dessus indiquent qu'il existe des modes de rupture qui ne peuvent pas être expliqués en considérant seulement la réponse au cisaillement et à la flexion. Dans de tels cas, il est possible que l'augmentation des charges axiales fournisse une justification plus convaincante des dommages observés. Cela signifie que les structures en béton armé peuvent subir des dommages dus à la réduction de la résistance causée par la variation des forces axiales provoquées par le mouvement sismique vertical fort. Cependant, cet effet de charge axiale n'est pas normalement comptabilisé dans le processus de conception.





Figure 2.13 Effondrements des structures en béton armé, en maçonnerie, et des éléments non structuraux durant le séisme de L' Aquila (2009) (Di Sarno et al 2011)

2.4. Vue d'ensemble des codes sismiques modernes relatifs au mouvement sismique vertical

Dans les codes sismiques, la composante sismique verticale est représentée différemment. On cite par la suite quelques exemples.

2.4.1 Uniform Building Code (UBC), 1997

Suivant l'UBC 1997, la composante sismique verticale est définie comme suit :

Pour un calcul Statique Equivalent, le chargement sismique dû à la composante sismique verticale est égal à $0.5CaID$ pour le calcul des forces de dimensionnement, et peut être pris zéro pour les contraintes admissibles de conception, avec :

C_a : coefficient sismique.

I : facteur d'importance.

D : charges permanentes

Dans le cas d'un calcul dynamique, la composante sismique verticale est définie en multipliant l'accélération horizontale par un facteur de $2/3$. D'autres facteurs peuvent être utilisés lorsqu'ils sont justifiés par les données propres de chaque site. Dans le cas où le

facteur du champ proche N_a est supérieur à 1, un spectre de réponse vertical spécifique au site doit être utilisé au lieu du facteur de $2/3$. A noter que le facteur du champ proche N_a est utilisé dans ce code pour la détermination du coefficient sismique C_a dans la zone sismique 4, lié à la proximité du bâtiment ou structure de la faille connue.

On retrouve également dans ce règlement, une recommandation spécifique aux zones 3 et 4 relative à l'effet du mouvement sismique vertical sur les portes à faux horizontaux et les éléments en béton précontraint, où il faut appliquer une force ascendante égale à $0.7C_aIW_p$,

avec :

W_p : Poids propre de l'élément en porte à faux.

2.4.2. Le code parasismique européen Eurocode 8

Eurocode 8, 2005, Partie 1

Selon l'Eurocode 8 Partie 1, pour les trois composantes de l'action sismique, une ou plusieurs autres formes de spectre de réponse peuvent être adoptées selon les sources sismiques et leurs magnitudes.

La composante verticale de l'action sismique doit être représentée par un spectre de réponse élastique $S_{ve}(T)$, calculé en utilisant les expressions (2.1) à (2.4).

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (2.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T}{T_B} \right] \quad (2.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.4)$$

Avec :

$S_{ve}(T)$: Spectre de réponse élastique pour la composante sismique verticale.

T : Période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté.

a_g : Accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A.

a_{vg} : Accélération de calcul du sol suivant la direction verticale.

T_B : Limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_C : Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_D : Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

η : Coefficient de correction d'amortissement

Il est recommandé d'utiliser deux types de spectre : les types 1 et 2. Si les séismes qui contribuent le plus à l'aléa sismique défini pour le site dans le cadre de l'évaluation probabiliste de l'aléa ont une magnitude déduite des ondes de surface, M_s , inférieure ou égale à 5.5, il est recommandé d'adopter le type de spectre 2. Pour les cinq classes du sol A, B, C, D et E, les valeurs recommandées des paramètres qui décrivent les spectres verticaux sont données dans le Tableau 2.1. Ces valeurs recommandées ne s'appliquent pas aux sols spéciaux de classes S1 et S2. (Eurocode 8, 2005).

Spectre	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Type 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Type 2	0,45	0,05	0,15	1,0

Tableau 2.1 Valeurs recommandées des paramètres décrivant les spectres de réponses élastiques verticaux.

On trouve aussi dans l'Eurocode 8, que pour la composante sismique verticale, le spectre de calcul utilisé pour le dimensionnement en capacité est donné par les expressions (2.5) à (2.8).

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = avg \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = avg \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.6)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) \begin{cases} = avg \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{2,5}{q} \right] \\ \geq \beta \cdot avg \end{cases} \quad (2.7)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) \begin{cases} = avg \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{TCTD}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot avg \end{cases} \quad (2.8)$$

Avec :

$S_d(T)$: Spectre de calcul.

β : Coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal.

q : Coefficient de comportement.

Il convient généralement d'utiliser un coefficient de comportement q au plus égal à 1,5 pour tous les matériaux et tous les systèmes structuraux. L'adoption des valeurs de q supérieures à 1,5 dans la direction verticale doit être justifiée par une analyse appropriée.

En outre, l'Eurocode 8 suggère que si avg est supérieure à 0,25 g, il convient de prendre en compte la composante verticale de l'action sismique dans les cas suivants :

- Eléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 20 m de portée ou plus.
- Eléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 5 m de long.
- Eléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux.
- Poutres supportant des poteaux.
- Structures sur appuis parasismiques.

Il est nécessaire de prendre en compte les effets de la composante sismique verticale seulement pour les cas suscités ainsi que les éléments supports ou les infrastructures qui leur sont directement associés.

Les composantes sismiques horizontales peuvent être associées à la composante sismique verticale selon les combinaisons suivantes :

$$EE_{Ds} \pm 0,30 EE_{Dy} \pm 0,30 EE_{Dz} \quad (2.9)$$

$$0,30 EE_{Ds} \pm EE_{Dy} \pm 0,30 EE_{Dz} \quad (2.10)$$

$$0,30 EE_{Ds} \pm 0,30 EE_{Dy} \pm EE_{Dz} \quad (2.11)$$

Où :

EE_{Ds} : Les effets de l'action dus à l'application de l'action sismique le long de l'axe horizontal x choisi pour la structure.

EE_{Dy} : Les effets de l'action dus à l'application de la même action sismique, le long de l'axe horizontal orthogonal y de la structure.

EE_{Dz} : Les effets de l'action dus à l'application de la composante verticale de l'action sismique.

Enfin, il est indiqué dans ce code que si une analyse statique non linéaire (en poussée progressive) est effectuée, la composante verticale de l'action sismique peut être négligée.

Eurocode 8, 2003, Partie 2

Dans la partie 2 de l'Eurocode 8 consacrée au calcul sismique des ponts, il est aussi recommandé d'introduire la composante sismique verticale dans le calcul, ce en respectant les recommandations suivantes :

- a) Chaque composante du séisme doit être quantifiée en termes de spectre de réponse ou spectre de puissance ou bien la représentation temporelle tel que définie dans la partie 1.
- b) Les effets de la composante sismique verticale sur les piles peuvent, en règle générale, être omis dans les zones de faible et moyenne sismicité. Dans les zones de forte sismicité ces effets doivent être étudiés seulement dans les cas exceptionnels quand les piles sont soumises aux contraintes élevées de flexion dues aux actions permanentes du tablier, ou lorsque le pont est situé à moins 5 km de la faille active.
- c) Les effets de la composante sismique verticale dans la direction ascendante pour les tabliers en béton précontraint, doivent toujours être étudiés.
- d) Les effets de la composante sismique verticale sur les appareils d'appuis doivent être évalués dans tous les cas.
- e) L'estimation des effets de la composante sismique verticale peut être effectuée en utilisant la méthode du mode fondamental et le modèle du tablier flexible.
- f) Le facteur de comportement pour les ponts dans le sens vertical sera toujours pris égal à 1.
- g) L'effet maximum probable de l'action E dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontales X , Y , et l'axe vertical Z , peut être estimé à partir des effets maximums des actions EX , EY et EZ dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

$$E = \sqrt{E_X^2 + E_Y^2 + E_Z^2} \quad (2.12)$$

Alternativement, il suffit d'employer l'action sismique de conception AED la plus défavorable des combinaisons suivantes :

$$A_{EX} \pm 0,30 A_{EF} \pm 0,30 A_{EZ} \quad (2.13)$$

$$0,30 A_{EX} \pm A_{EF} \pm 0,30 A_{EZ} \quad (2.14)$$

$$0,30 A_{EX} \pm 0,30 A_{EF} \pm A_{EZ} \quad (2.15)$$

Où : A_{EX} , A_{EY} et A_{EZ} sont les actions sismiques de chaque direction respectivement X, Y et Z.

2.4.3. Règles Parasismiques Algériennes RPA 99, 2003

Dans le RPA99, 2003, on trouve une seule recommandation relative au mouvement sismique vertical, énoncée comme suit :

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,50 m de long et ceci, en zone sismique IIb et

III. Où il faut appliquer une force ascendante nette :

$$F_r = 0,5 A W_p \quad (2.16)$$

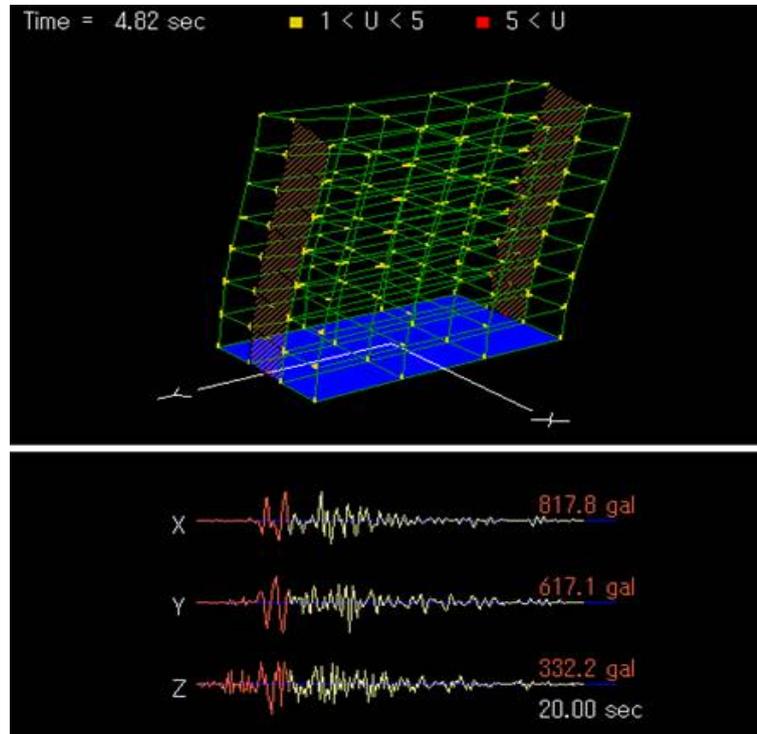
Avec :

W_p : Poids propre de l'élément en porte à faux.

A : coefficient sismique de zone.

2.5. Présentation du logiciel

ST ructural E arthquake R éponse A nalyse 3D



STERA_3D est un logiciel intégré pour l'analyse sismique des bâtiments en béton armé dans un espace tridimensionnel développé pour la recherche et à des fins éducatives.

Il dispose d'une interface visuelle pour créer des modèles de construction et de montrer facilement et rapidement les résultats.

Il permet aux utilisateurs d'effectuer les analyses de bâtiments suivantes:

1. Analyse modale élastique 3D,
2. Analyse non linéaire statique poussée sur 3D,
3. Analyse non linéaire de réponse aux tremblements de terre 3D.

2.6. Modélisation des élément structuraux

2.6.1 Constitutif équation des éléments

2.6.1.1. poutre

relation force-déplacement pour l'élément élastique

La relation entre le vecteur de déplacement et le vecteur de force de l'élément élastique de la figure 2.14 est exprimée comme suit:

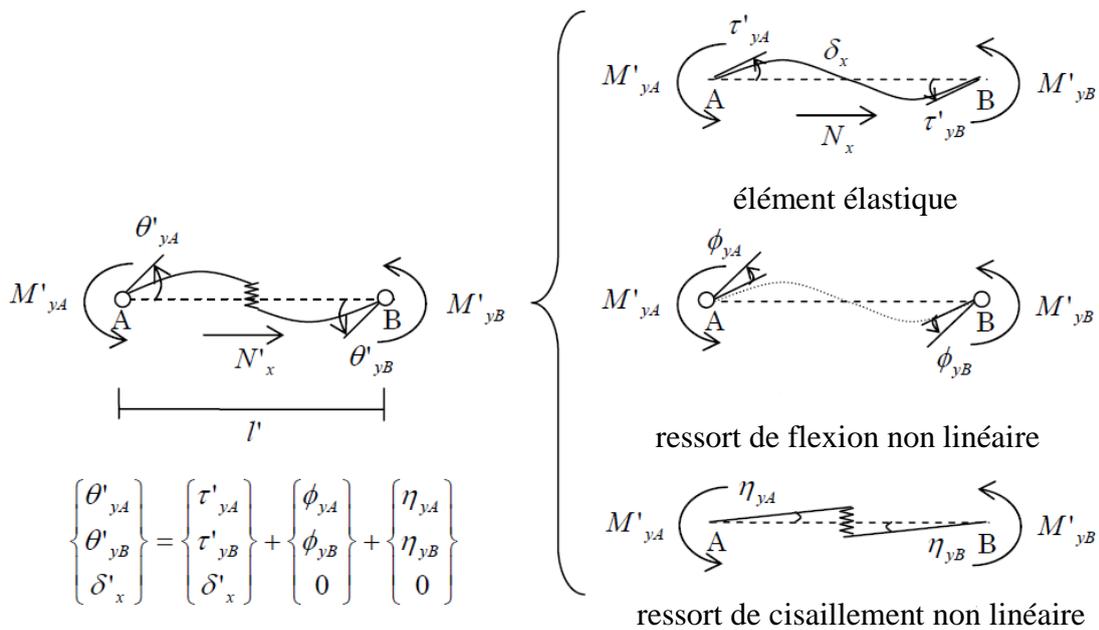


Figure 2.14 modèle d'élément pour poutre

relation force-déplacement pour l'élément élastique

La relation entre le vecteur de déplacement et le vecteur de force de l'élément élastique de la figure 2.14 est exprimée comme suit:

$$\begin{Bmatrix} \tau'_{yA} \\ \tau'_{yB} \\ \delta'_x \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{l'}{3EI_y} & -\frac{l'}{6EI_y} & 0 \\ -\frac{l'}{6EI_y} & \frac{l'}{3EI_y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{l'}{EA} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M'_{yA} \\ M'_{yB} \\ N'_x \end{Bmatrix} \quad (2.17)$$

où, E , I_y , A et l' sont le module d'élasticité, le moment d'inertie de la surface en coupe transversale le long de l'axe Y, l'aire de section transversale et la longueur de l'élément.

Le vecteur de déplacement en rotation des ressorts de flexion est non linéaire,

$$\begin{Bmatrix} \phi_{yA} \\ \phi_{yB} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{yA} & 0 \\ 0 & f_{yB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M'_{yA} \\ M'_{yB} \end{Bmatrix} \quad (2.18)$$

où, f_{yA} et f_{yB} sont la rigidité en flexion des ressorts de flexion non linéaire aux deux extrémités de l'élément.

Le vecteur de déplacement de rotation à partir de la déformation par cisaillement du ressort de cisaillement non linéaire est:

$$\begin{Bmatrix} \eta_{yA} \\ \eta_{yB} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{k_{zz}l'} & \frac{1}{k_{zz}l'} \\ \frac{1}{k_{zz}l'} & \frac{1}{k_{zz}l'} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M'_{yA} \\ M'_{yB} \end{Bmatrix} \quad (2.19)$$

où, k_{zz} est la raideur en cisaillement du ressort de cisaillement non linéaire. Ensuite, le vecteur de déplacement de l'élément de poutre est obtenue comme la somme des trois vecteurs de déplacement ci-dessus:

$$\begin{Bmatrix} \theta'_{yA} \\ \theta'_{yB} \\ \delta'_x \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tau'_{yA} \\ \tau'_{yB} \\ \delta'_x \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \phi_{yA} \\ \phi_{yB} \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \eta_{yA} \\ \eta_{yB} \\ 0 \end{Bmatrix} = [f_B] \begin{Bmatrix} M'_{yA} \\ M'_{yB} \\ N'_x \end{Bmatrix} \quad (2.20)$$

où,

$$[f_B] = \begin{bmatrix} f_{yA} + \frac{l'}{3EI_y} + \frac{1}{k_{zz}l'} & -\frac{l'}{6EI_y} + \frac{1}{k_{zz}l'} & 0 \\ & f_{yB} + \frac{l'}{3EI_y} + \frac{1}{k_{zz}l'} & 0 \\ & & \frac{l'}{EA} \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

$[f_B]$ est la matrice de rigidité en flexion de l'élément de poutre. En prenant la matrice inverse de $[f_B]$, l'équation constitutive de l'élément de poutre est obtenu sous la forme,

$$\begin{Bmatrix} M'_{yA} \\ M'_{yB} \\ N'_x \end{Bmatrix} = [f_B]^{-1} \begin{Bmatrix} \theta'_{yA} \\ \theta'_{yB} \\ \delta'_x \end{Bmatrix} = [k_B] \begin{Bmatrix} \theta'_{yA} \\ \theta'_{yB} \\ \delta'_x \end{Bmatrix} \quad (2.22)$$

où, $[k_B]$ est la matrice de rigidité de l'élément de poutre.

y compris les parties rigides et mouvement de noeud

Y compris des parties rigides et mouvement de noeud comme le montre la figure 2.15, le vecteur de déplacement de rotation est:

$$\begin{Bmatrix} \theta'_{yA} \\ \theta'_{yB} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \theta_{yA} - \tau \\ \theta_{yB} - \tau \end{Bmatrix}, \quad \tau = \frac{(u_{zB} - \lambda_B l' \theta_{yB}) - (u_{zA} + \lambda_A l' \theta_{yA})}{l'}$$

$$= \begin{Bmatrix} \theta_{yA} + \frac{1}{l'} u_{zA} + \lambda_A \theta_{yA} - \frac{1}{l'} u_{zB} + \lambda_B \theta_{yB} \\ \theta_{yB} + \frac{1}{l'} u_{zA} + \lambda_A \theta_{yA} - \frac{1}{l'} u_{zB} + \lambda_B \theta_{yB} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{l'} & -\frac{1}{l'} & 1 + \lambda_A & \lambda_B \\ \frac{1}{l'} & -\frac{1}{l'} & \lambda_A & 1 + \lambda_B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{zA} \\ u_{zB} \\ \theta_{yA} \\ \theta_{yB} \end{Bmatrix} \quad (2.23)$$

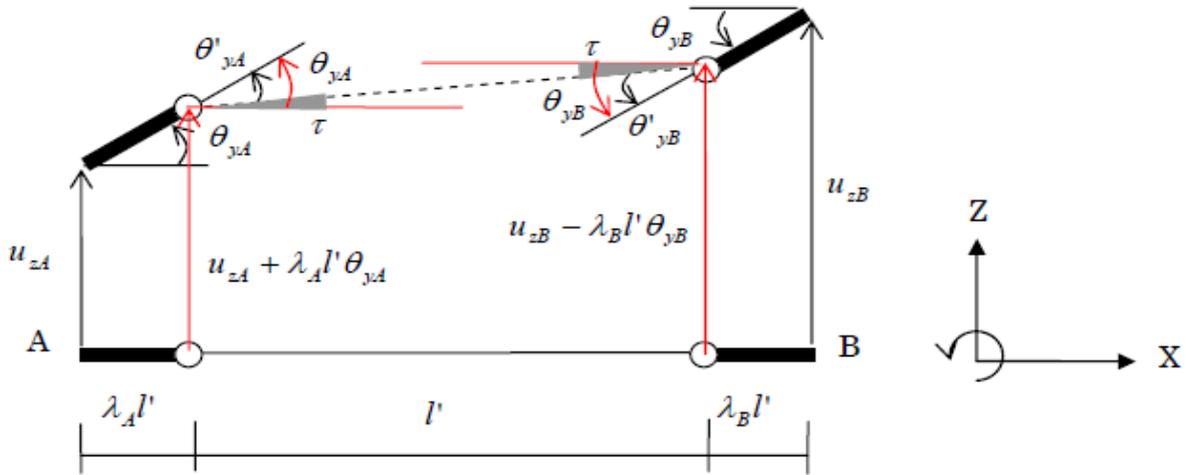


Figure 2.15 Y compris des parties rigides et mouvement de noeud

De nœuds déplacements axiaux, déplacement axial relatif est

$$\delta'_x = \delta_{xB} - \delta_{xA} \quad (2.24)$$

$$\begin{Bmatrix} \theta'_{yA} \\ \theta'_{yB} \\ \delta'_x \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta'_{yA} \\ \theta'_{yB} \\ \delta_{xA} \\ \delta_{xB} \end{Bmatrix} = [n_B] \begin{Bmatrix} \theta'_{yA} \\ \theta'_{yB} \\ \delta_{xA} \\ \delta_{xB} \end{Bmatrix} \quad \text{Donc:} \quad (2.25)$$

En combinant les équations (2.23) et (2.25),

$$\begin{Bmatrix} \theta'_{yA} \\ \theta'_{yB} \\ \delta'_{xA} \\ \delta'_{xB} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{l'} & -\frac{1}{l'} & 1 + \lambda_A & \lambda_B & 0 & 0 \\ \frac{1}{l'} & -\frac{1}{l'} & \lambda_A & 1 + \lambda_B & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{zA} \\ u_{zB} \\ \theta_{yA} \\ \theta_{yB} \\ \delta_{xA} \\ \delta_{xB} \end{Bmatrix} = [\Lambda_B] \begin{Bmatrix} u_{zA} \\ u_{zB} \\ \theta_{yA} \\ \theta_{yB} \\ \delta_{xA} \\ \delta_{xB} \end{Bmatrix} \quad (2.26)$$

2.6.1.2. Poteau

modèle Elément pour la colonne est définie comme étant un élément de ligne avec des ressorts de flexion non linéaire aux deux extrémités et deux ressorts de cisaillement non linéaires dans le milieu de l'élément dans les directions x et y comme le montre la Figure 2.16

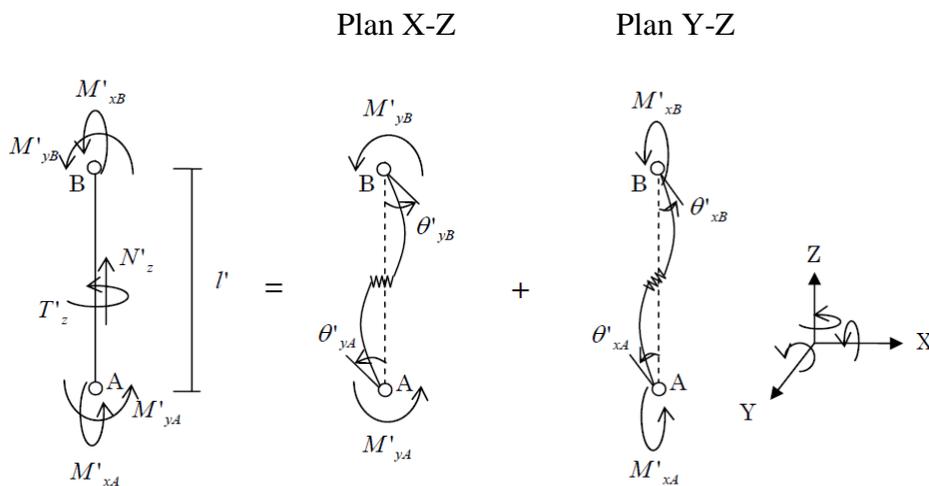


Figure 2.16 modèle d'élément pour poteau

relation force-déplacement pour l'élément élastique

De la même manière que l'élément de poutre, la relation entre le vecteur de déplacement et le vecteur de force de l'élément élastique est:

$$\begin{Bmatrix} \tau'_{yA} \\ \tau'_{yB} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{l'}{3EI_y} & -\frac{l'}{6EI_y} \\ -\frac{l'}{6EI_y} & \frac{l'}{3EI_y} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M'_{yA} \\ M'_{yB} \end{Bmatrix} \quad \text{Dans le plan X-Z} \quad (2.27)$$

$$\begin{Bmatrix} \tau'_{xA} \\ \tau'_{xB} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{l'}{3EI_x} & -\frac{l'}{6EI_x} \\ -\frac{l'}{6EI_x} & \frac{l'}{3EI_x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M'_{xA} \\ M'_{xB} \end{Bmatrix} \quad \text{Dans le plan Y-Z} \quad (2.28)$$

Le déplacement axial est:

$$\delta''_z = \frac{l'}{EA} N'_z \tag{2.29}$$

L'angle de torsion par une force de couple,

$$\theta'_z = \frac{l'}{GI_z} T'_z \tag{2.30}$$

où, G et I_z sont le module de cisaillement et le moment polaire d'inertie de la surface de section transversale.

relation force-déplacement pour non-linéaires de flexion des ressorts

interaction non linéaire $M_x - M_y - N_z$ est considéré dans les ressorts de flexion non linéaires,

$$\begin{Bmatrix} \phi_{yA} \\ \phi_{xA} \\ \epsilon_{zA} \end{Bmatrix} = [f_{pA}] \begin{Bmatrix} M'_{yA} \\ M'_{xA} \\ N'_{zA} \end{Bmatrix} \quad \text{à la fin de A} \tag{2.31}$$

$$\begin{Bmatrix} \phi_{yB} \\ \phi_{xB} \\ \epsilon_{zB} \end{Bmatrix} = [f_{pB}] \begin{Bmatrix} M'_{yB} \\ M'_{xB} \\ N'_{zB} \end{Bmatrix} \quad \text{à la fin de B} \tag{2.32}$$

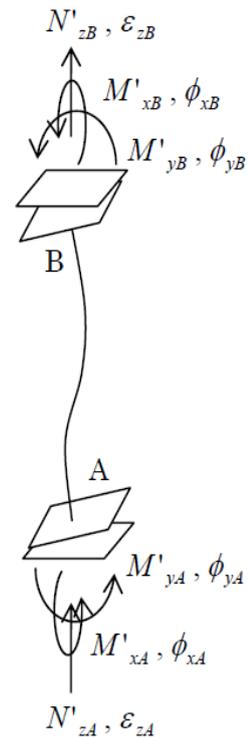


Figure 2.17 flexion de ressort non linéaire

où, $[f_{pA}]$ et $[f_{pB}]$ sont les matrices de rigidité en flexion de la non-linéaire de flexion des ressorts. Par conséquent la relation entre les ressorts de flexion non linéaires force-déplacement est:

$$\begin{Bmatrix} \phi_{yA} \\ \phi_{xA} \\ \varepsilon_{zA} \\ \phi_{yB} \\ \phi_{xB} \\ \varepsilon_{zB} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [f_{pA}] & 0 \\ 0 & [f_{pB}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M'_{yA} \\ M'_{xA} \\ N'_{zA} \\ M'_{yB} \\ M'_{xB} \\ N'_{zB} \end{Bmatrix} \quad (2.33)$$

Réarranger l'ordre des composantes du vecteur de déplacement et de modifier le noeud de déplacements axiaux dans le déplacement axial relatif

$$\begin{Bmatrix} \phi_{yA} \\ \phi_{yB} \\ \phi_{xA} \\ \phi_{xB} \\ \varepsilon_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_{yA} \\ \phi_{xA} \\ \varepsilon_{zA} \\ \phi_{yB} \\ \phi_{xB} \\ \varepsilon_{zB} \end{Bmatrix} = [n_p] \begin{Bmatrix} \phi_{yA} \\ \phi_{xA} \\ \varepsilon_{zA} \\ \phi_{yB} \\ \phi_{xB} \\ \varepsilon_{zB} \end{Bmatrix} \quad (2.34)$$

La relation force-déplacement dans l'équation (2.33) est exprimé comme:

$$\begin{Bmatrix} \phi_{yA} \\ \phi_{yB} \\ \phi_{xA} \\ \phi_{xB} \\ \varepsilon_z \end{Bmatrix} = [n_p] \begin{bmatrix} [f_{pA}] & 0 \\ 0 & [f_{pB}] \end{bmatrix} [n_p]^T \begin{Bmatrix} M'_{yA} \\ M'_{yB} \\ M'_{xA} \\ M'_{xB} \\ N'_z \end{Bmatrix} = [f_p] \begin{Bmatrix} M'_{yA} \\ M'_{yB} \\ M'_{xA} \\ M'_{xB} \\ N'_z \end{Bmatrix} \quad (2.35)$$

relation force-déplacement pour les ressorts de cisaillement non linéaires

$$\begin{bmatrix} f_{p11} & f_{p12} & f_{p13} & f_{p14} & f_{p15} & 0 \\ & f_{p22} & f_{p23} & f_{p24} & f_{p25} & 0 \\ & & f_{p33} & f_{p34} & f_{p35} & 0 \\ & & & f_{p44} & f_{p45} & 0 \\ & & & & f_{p55} & 0 \\ \text{sym.} & & & & & 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{1}{k_{xx}l'} & & & & & \\ & \frac{1}{k_{xx}l'} & & & & \\ & & \frac{1}{k_{yy}l'} & & & \\ & & & \frac{1}{k_{yy}l'} & & \\ & & & & \frac{1}{k_{zz}l'} & \\ \text{sym.} & & & & & 0 \end{bmatrix} \quad \text{ressort de cisaillement} \quad (2.39)$$

En prenant la matrice inverse de $[f_c]$, l'équation constitutive de l'élément de colonne est obtenu sous la forme:

$$\begin{Bmatrix} M'_{yA} \\ M'_{yB} \\ M'_{xA} \\ M'_{xB} \\ N'_z \\ T'_z \end{Bmatrix} = [f_c]^{-1} \begin{Bmatrix} \theta'_{yA} \\ \theta'_{yB} \\ \theta'_{xA} \\ \theta'_{xB} \\ \delta'_z \\ \theta'_z \end{Bmatrix} = [k_c] \begin{Bmatrix} \theta'_{yA} \\ \theta'_{yB} \\ \theta'_{xA} \\ \theta'_{xB} \\ \delta'_z \\ \theta'_z \end{Bmatrix} \quad (2.40)$$

Y compris des parties rigides et mouvement de noeud

Changer déplacement axial relatif et la torsion de déplacement dans le noeud de déplacement,

$$\begin{Bmatrix} \theta'_{yA} \\ \theta'_{yB} \\ \theta'_{xA} \\ \theta'_{xB} \\ \delta'_z \\ \theta'_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & & & & & \\ & 1 & & & & \\ & & 1 & & & \\ & & & 1 & & \\ & 0 & & -1 & 1 & \\ & & & & -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta'_{yA} \\ \theta'_{yB} \\ \theta'_{xA} \\ \theta'_{xB} \\ \delta_{zA} \\ \delta_{zB} \\ \theta_{zA} \\ \theta_{zB} \end{Bmatrix} = [n_c] \begin{Bmatrix} \theta'_{yA} \\ \theta'_{yB} \\ \theta'_{xA} \\ \theta'_{xB} \\ \delta_{zA} \\ \delta_{zB} \\ \theta_{zA} \\ \theta_{zB} \end{Bmatrix} \quad (2.41)$$

$$\begin{Bmatrix} \theta'_{yA} \\ \theta'_{yB} \\ \theta'_{xA} \\ \theta'_{xB} \\ \delta_{zA} \\ \delta_{zB} \\ \theta_{zA} \\ \theta_{zB} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{l'} & \frac{1}{l'} & 1+\lambda_A & \lambda_B & & & & \\ -\frac{1}{l'} & \frac{1}{l'} & \lambda_A & 1+\lambda_B & & & & \\ & & \frac{1}{l'} & -\frac{1}{l'} & 1+\lambda_A & \lambda_B & & \\ & & \frac{1}{l'} & -\frac{1}{l'} & \lambda_A & 1+\lambda_B & & \\ & & & & & & 1 & \\ & & & & & & & 1 \\ & & & & & & & & 1 \\ & & & & & & & & & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{xA} \\ u_{xB} \\ \theta_{yA} \\ \theta_{yB} \\ u_{yA} \\ u_{yB} \\ \theta_{xA} \\ \theta_{xB} \\ \delta_{zA} \\ \delta_{zB} \\ \theta_{zA} \\ \theta_{zB} \end{Bmatrix} = [\Lambda_c] \begin{Bmatrix} u_{xA} \\ u_{xB} \\ \theta_{yA} \\ \theta_{yB} \\ u_{yA} \\ u_{yB} \\ \theta_{xA} \\ \theta_{xB} \\ \delta_{zA} \\ \delta_{zB} \\ \theta_{zA} \\ \theta_{zB} \end{Bmatrix} \quad (2.42)$$

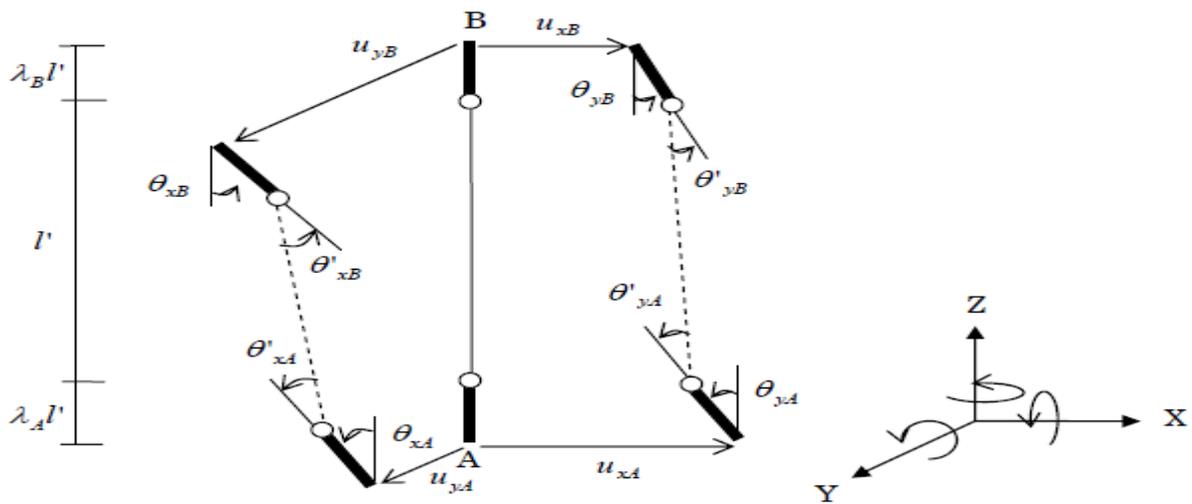


Figure2.18 Y compris des parties rigides et mouvement de noeud

2.6.1.3. Voile

modèle élément pour le mur est défini comme un élément de ligne avec non linéaire de flexion des ressorts aux deux extrémités et trois ressorts de cisaillement non linéaires; on est dans le milieu du panneau mural et d'autres sont dans les colonnes latérales comme le montre la figure 2.19

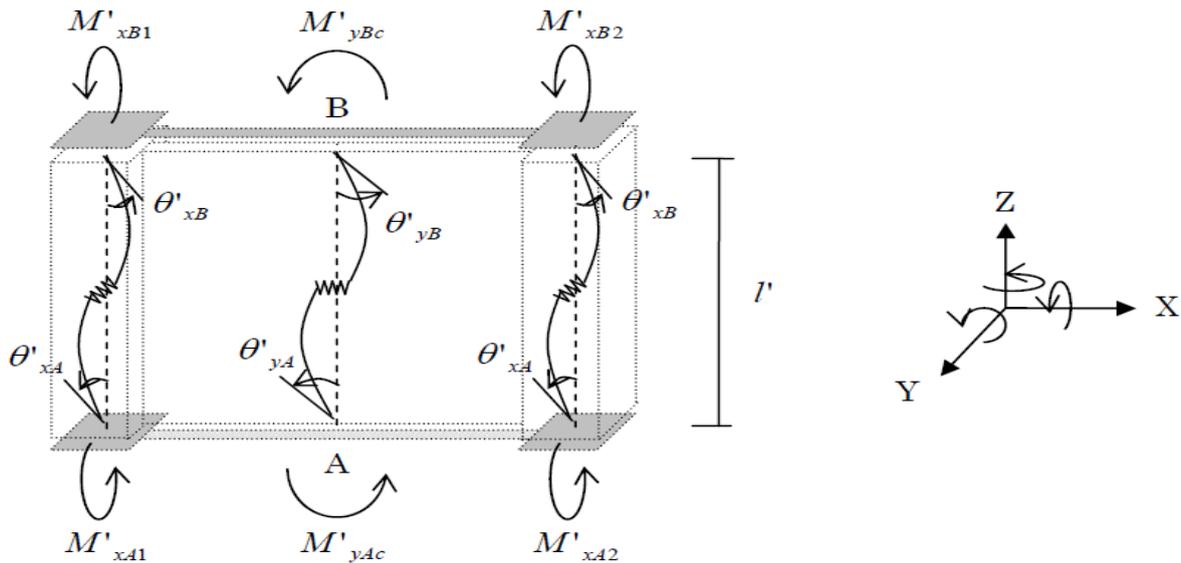


Figure 2.19 modèle d'élément pour voile

relation force-déplacement pour l'élément élastique

De la même manière que l'élément de poutre, la relation entre le vecteur de déplacement et le vecteur de force de l'élément élastique est:

$$\begin{Bmatrix} \tau'_{yAc} \\ \tau'_{yBc} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{l'}{3EI_c} & -\frac{l'}{6EI_c} \\ -\frac{l'}{6EI_c} & \frac{l'}{3EI_c} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M'_{yAc} \\ M'_{yBc} \end{Bmatrix} \quad \text{dans le panneau de mur} \quad (2.43)$$

$$\begin{Bmatrix} \tau'_{xA1} \\ \tau'_{xB1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{l'}{3EI_1} & -\frac{l'}{6EI_1} \\ -\frac{l'}{6EI_1} & \frac{l'}{3EI_1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M'_{xA1} \\ M'_{xB1} \end{Bmatrix} \quad \text{dans la colonne latérale 1} \quad (2.44)$$

$$\begin{Bmatrix} \tau'_{xA2} \\ \tau'_{xB2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{l'}{3EI_2} & -\frac{l'}{6EI_2} \\ -\frac{l'}{6EI_2} & \frac{l'}{3EI_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M'_{xA2} \\ M'_{xB2} \end{Bmatrix} \quad \text{dans la colonne latérale 2} \quad (2.45)$$

Le déplacement axial est:

$$\delta'_{zc} = \frac{l'}{EA} N'_{zc} \tag{2.46}$$

relation force-déplacement pour non-linéaires de flexion des ressorts

interaction non linéaire Mx - My - Nz est considéré dans les ressorts de flexion non linéaires,

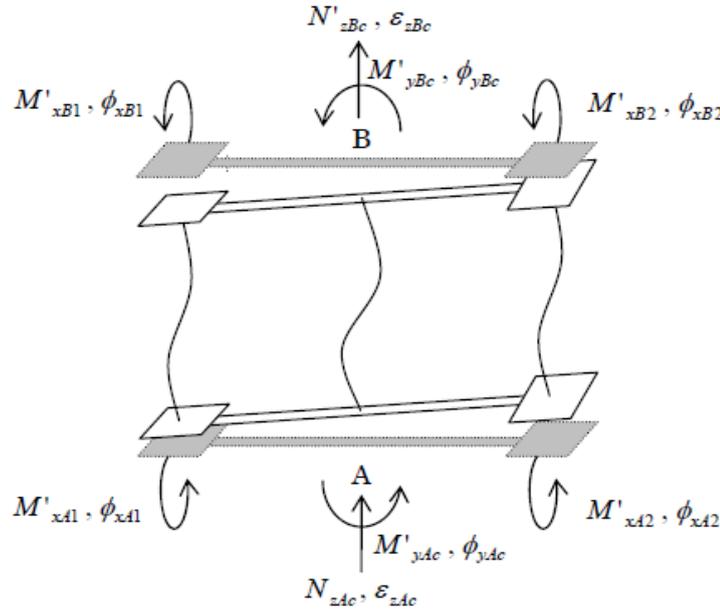


Figure 2.20 Flexion de ressort non linéaire

$$\begin{Bmatrix} \phi_{yAc} \\ \phi_{xA1} \\ \phi_{xA2} \\ \epsilon_{zAc} \end{Bmatrix} = [f_{pA}] \begin{Bmatrix} M'_{yAc} \\ M'_{xA1} \\ M'_{xA2} \\ N'_{zAc} \end{Bmatrix} \quad \text{à la fin de A} \tag{2.47}$$

$$\begin{Bmatrix} \phi_{yBc} \\ \phi_{xB1} \\ \phi_{xB2} \\ \epsilon_{zBc} \end{Bmatrix} = [f_{pA}] \begin{Bmatrix} M'_{yBc} \\ M'_{xB1} \\ M'_{xB2} \\ N'_{zBc} \end{Bmatrix} \quad \text{à la fin de B} \tag{2.48}$$

où, $[f_{pA}]$ et $[f_{pB}]$ sont les matrices de rigidité en flexion de la non-linéaire de flexion des ressorts. Par conséquent, la relation entre les ressorts de flexion non linéaires force-déplacement est:

$$\begin{Bmatrix} \phi_{yAc} \\ \phi_{xA1} \\ \phi_{xA2} \\ \varepsilon_{zAc} \\ \phi_{yBc} \\ \phi_{xB1} \\ \phi_{xB2} \\ \varepsilon_{zBc} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [f_{pA}] & 0 \\ 0 & [f_{pB}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M'_{yAc} \\ M'_{xA1} \\ M'_{xA2} \\ N'_{zAc} \\ M'_{yBc} \\ M'_{xB1} \\ M'_{xB2} \\ N'_{zBc} \end{Bmatrix} \quad (2.49)$$

Réarranger l'ordre des composantes du vecteur de déplacement et de modifier les déplacements axiaux noeud dans le déplacement axial relatif:

$$\begin{Bmatrix} \phi_{yAc} \\ \phi_{yBc} \\ \phi_{xA1} \\ \phi_{xB1} \\ \phi_{xA2} \\ \phi_{xB2} \\ \varepsilon_{zc} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & & & & & & \\ & & & 1 & & & \\ & 1 & & & & & \\ & & & & 1 & & \\ & & 1 & & & & \\ & & & & & 1 & \\ & & & -1 & & & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_{yAc} \\ \phi_{xA1} \\ \phi_{xA2} \\ \varepsilon_{zAc} \\ \phi_{yBc} \\ \phi_{xB1} \\ \phi_{xB2} \\ \varepsilon_{zBc} \end{Bmatrix} = [n_p] \begin{Bmatrix} \phi_{yAc} \\ \phi_{xA1} \\ \phi_{xA2} \\ \varepsilon_{zAc} \\ \phi_{yBc} \\ \phi_{xB1} \\ \phi_{xB2} \\ \varepsilon_{zBc} \end{Bmatrix} \quad (2.50)$$

La relation force-déplacement dans l'équation (2.49) est le exprimé comme:

$$\begin{Bmatrix} \phi_{yAc} \\ \phi_{yBc} \\ \phi_{xA1} \\ \phi_{xB1} \\ \phi_{xA2} \\ \phi_{xB2} \\ \varepsilon_{zc} \end{Bmatrix} = [n_p] \begin{bmatrix} [f_{pA}] & 0 \\ 0 & [f_{pB}] \end{bmatrix} [n_p]^T \begin{Bmatrix} M'_{yAc} \\ M'_{yBc} \\ M'_{xA1} \\ M'_{xB1} \\ M'_{xA2} \\ M'_{xB2} \\ N'_{zc} \end{Bmatrix} = [f_p] \begin{Bmatrix} M'_{yAc} \\ M'_{yBc} \\ M'_{xA1} \\ M'_{xB1} \\ M'_{xA2} \\ M'_{xB2} \\ N'_{zc} \end{Bmatrix} \quad (2.51)$$

relation force-déplacement pour les ressorts de cisaillement non linéaires

Le vecteur de déplacement de rotation de la déformation de cisaillement du cisaillement non linéaire ressort est:

$$\begin{Bmatrix} \eta_{yAc} \\ \eta_{yBc} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{k_{sc}l'} & \frac{1}{k_{sc}l'} \\ \frac{1}{k_{sc}l'} & \frac{1}{k_{sc}l'} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M'_{yAc} \\ M'_{yBc} \end{Bmatrix} \quad \text{dans le panneau de mur} \quad (2.52)$$

$$\begin{Bmatrix} \eta_{xA1} \\ \eta_{xB1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{k_{s1}l'} & \frac{1}{k_{s1}l'} \\ \frac{1}{k_{s1}l'} & \frac{1}{k_{s1}l'} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M'_{xA1} \\ M'_{xB1} \end{Bmatrix} \quad \text{dans la colonne latérale 1} \quad (2.53)$$

$$\begin{Bmatrix} \eta_{xA2} \\ \eta_{xB2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{k_{s2}l'} & \frac{1}{k_{s2}l'} \\ \frac{1}{k_{s2}l'} & \frac{1}{k_{s2}l'} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M'_{xA2} \\ M'_{xB2} \end{Bmatrix} \quad \text{dans la colonne latérale 2} \quad (2.54)$$

où, k_{s0} , k_{s1} et k_{s2} sont la raideur au cisaillement des ressorts de cisaillement non linéaires.

Le vecteur de déplacement de l'élément de colonne est obtenue comme la somme des vecteurs de déplacement de l'élément élastique, des ressorts de cisaillement non linéaires et des ressorts de flexion non linéaires

$$\begin{Bmatrix} \theta'_{yAc} \\ \theta'_{yBc} \\ \theta'_{xA1} \\ \theta'_{xB1} \\ \theta'_{xA2} \\ \theta'_{xB2} \\ \delta'_{zc} \end{Bmatrix} = \underbrace{\begin{Bmatrix} \tau'_{yAc} \\ \tau'_{yBc} \\ \tau'_{xA1} \\ \tau'_{xB1} \\ \tau'_{xA2} \\ \tau'_{xB2} \\ \delta''_{zc} \end{Bmatrix}}_{\text{élément élastique}} + \underbrace{\begin{Bmatrix} \phi_{yAc} \\ \phi_{yBc} \\ \phi_{xA1} \\ \phi_{xB1} \\ \phi_{xA2} \\ \phi_{xB2} \\ \varepsilon_{zc} \end{Bmatrix}}_{\text{ressort de flexion}} + \underbrace{\begin{Bmatrix} \eta_{yAc} \\ \eta_{yBc} \\ \eta_{xA1} \\ \eta_{xB1} \\ \eta_{xA2} \\ \eta_{xB2} \\ 0 \end{Bmatrix}}_{\text{ressort de cisaillement}} = [f_w] \begin{Bmatrix} M'_{yAc} \\ M'_{yBc} \\ M'_{xA1} \\ M'_{xB1} \\ M'_{xA2} \\ M'_{xB2} \\ N'_{zc} \end{Bmatrix} \quad (2.55)$$

Chapitre 03

Analyse Dynamique

Introduction

Dans ce chapitre, notre étude consiste à l'analyse de deux types de bâtiments R+5 et R+20, l'étude est faite par l'intermédiaire du logiciel STERA 3D, logiciel de recherche qui à été présenté dans le chapitre précédemment, a fin de pouvoir étudier l'influence du mouvement sismique vertical sur la réponse dynamique des structures.

3.1. Présentation des Bâtiments

Cette analyse à été effectuée sur deux types de bâtiments R+5 et R+20 de même configuration géométrique tel que :

Bâtiment 1, R+5:

C'est un Bâtiment de cinq (5) étages, il s'agit des portiques en béton armé contre venté par des voiles ayant une hauteur d'étage de 3m.

Poteau de section $0,4 \times 0,4 \text{ m}^2$, Poutre de section $0,4 \times 0,6 \text{ m}^2$, Epaisseur des voiles $0,3\text{m}$. le Bâtiment repose sur des semelles superficielles en béton armé de section carré, voir figure 3.1.

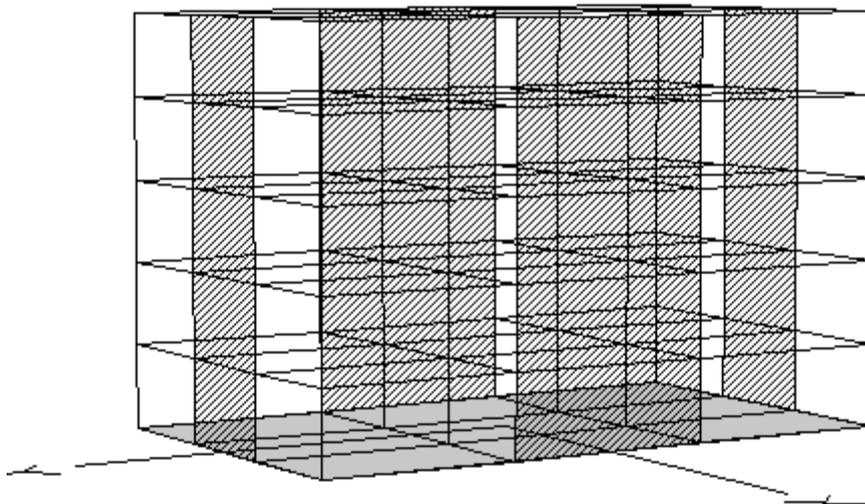


Figure 3.1 - Bâtiment R+5

Bâtiment R+20 :

C'est un Bâtiment de vingt (20) étages, composé des portiques en béton armé avec des voiles ayant une hauteur d'étage de 3m.

Poteau de section $0,4 \times 0,4 \text{ m}^2$, Poutre de section $0,4 \times 0,6 \text{ m}^2$, Epaisseur de voile 0,3 m le Bâtiment repose sur des semelles superficielles en béton armé de section carré, la même chose que le bâtiment 1. voir figure 3.2.

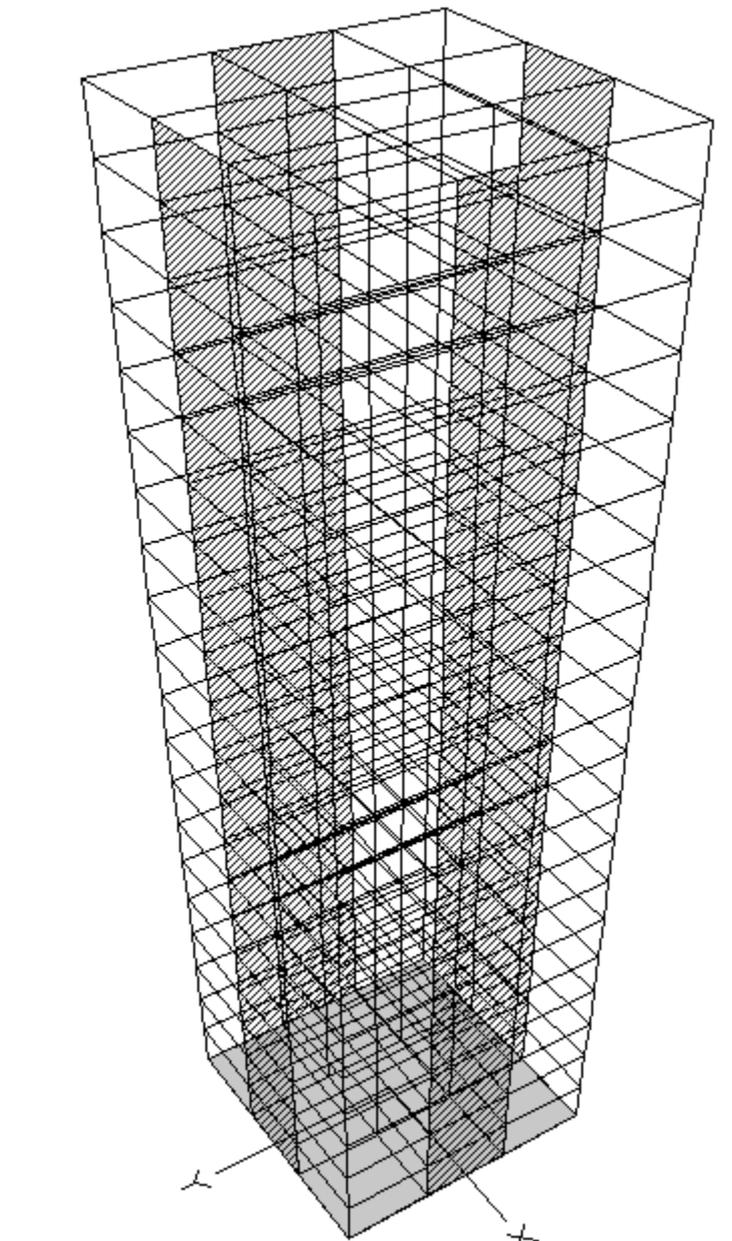


Figure 3.2 - Bâtiment R+20

3.2. Types d'analyses effectués

3.2.1. Analyse modale

Une analyse modale permet de fournir les propriétés dynamiques d'une structure quelle que soit sa taille, sa forme ou ses matériaux. Elle permet de nous montrer les premiers modes de vibrations (surtout les trois premiers modes). ce sont ces modes qui nous donne une idée sur la réponse dynamique une fois soumise à un séisme donné; si l'un des modes fondamentaux ayant une période de vibration qui s'approche de l'une des fréquences d'un séisme donné (contenu fréquentiel); alors dans ce cas on s'attend à ce que la structure va subir de grandes déformations.

on donne dans les figures suivantes les trois premiers modes des deux types de bâtiments.

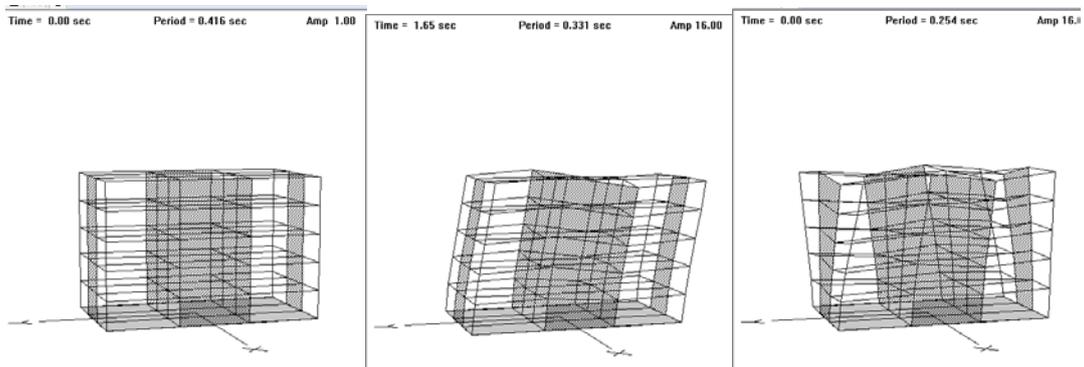


Figure 3.3- Bâtiment R+5- Représentation Des Trois Premiers Modes De Vibrations

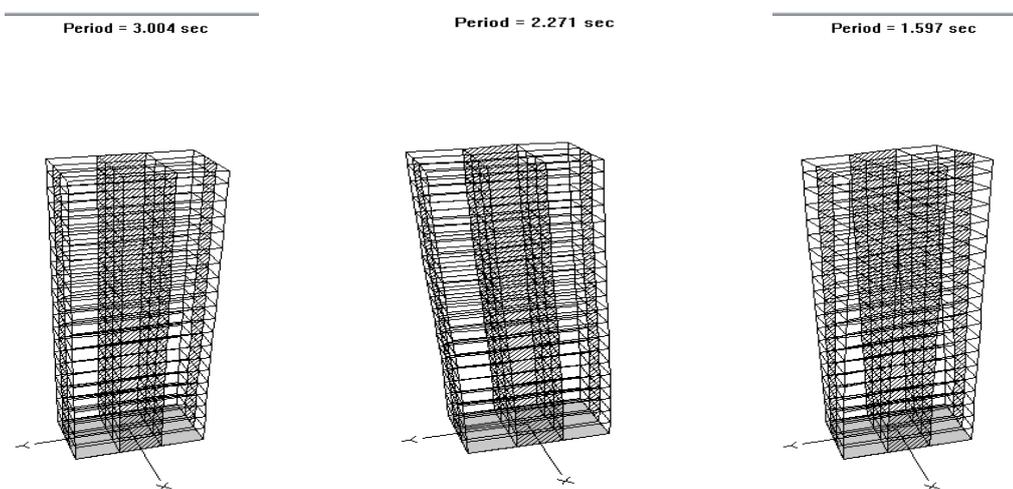


Figure 3.3- Bâtiment R+20- Représentation Des Trois Premiers Modes De Vibrations

3.2.2. Analyse push over

L'analyse 'PUSHOVER' est une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure.

3.2.2.1. But de l'analyse PUSHOVER

Le but de l'analyse PUSHOVER est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse PUSHOVER est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement [20].

3.2.3. Analyse par accélérogramme

L'étude de la réponse des deux structures sous l'effet de mouvements imposés de type sismique, avec un mouvement imposé suivant X, XY, et enfin XYZ.

3.2.3.1. Résultat d'analyse du Bâtiment R+5

Les figures suivantes représente les résultats d'analyse du bâtiment R+5 soumis à accélérogramme à sa base pour différentes directions horizontales et verticale.

les résultats de **la Figure 3.9.** montre bien l'effet du séisme verticale, beaucoup de rotules plastiques se développent dans la structure.

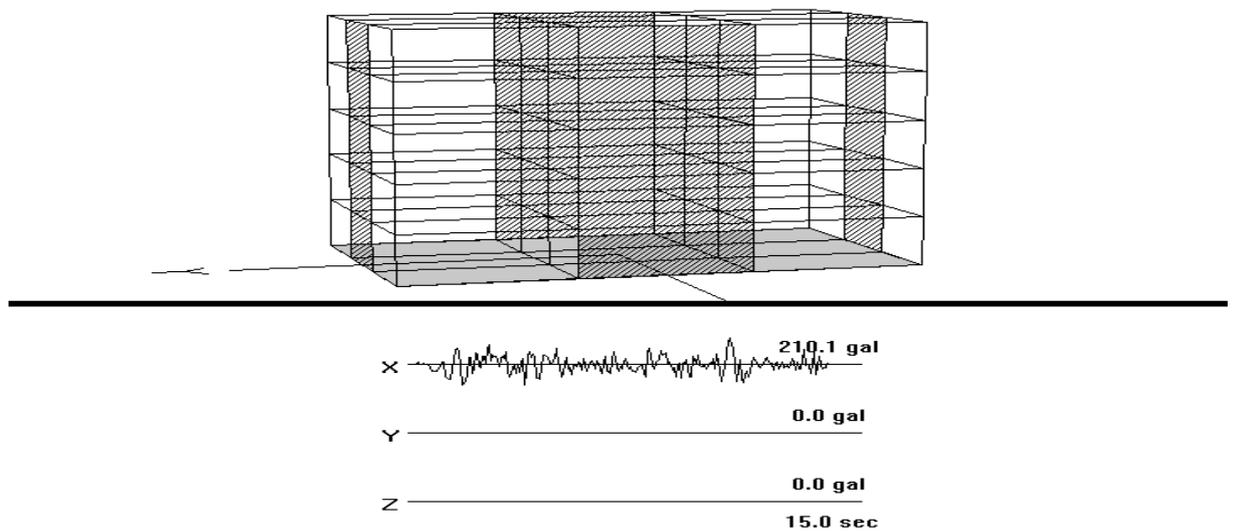


Figure 3.4. L'accélération suivant X

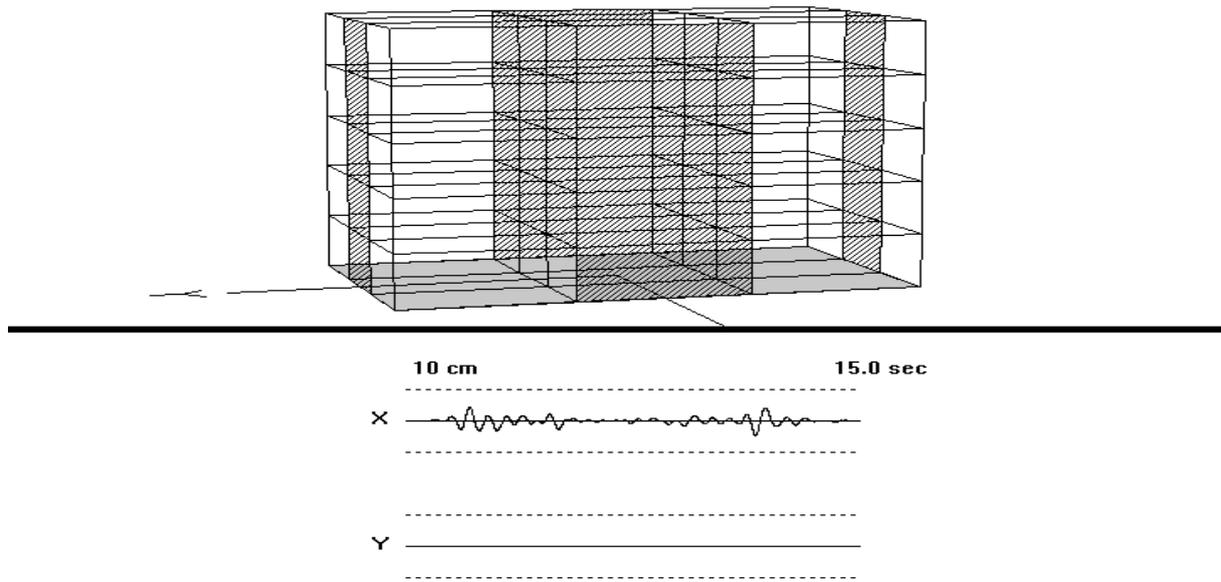


Figure 3.5. Déplacement suivant X

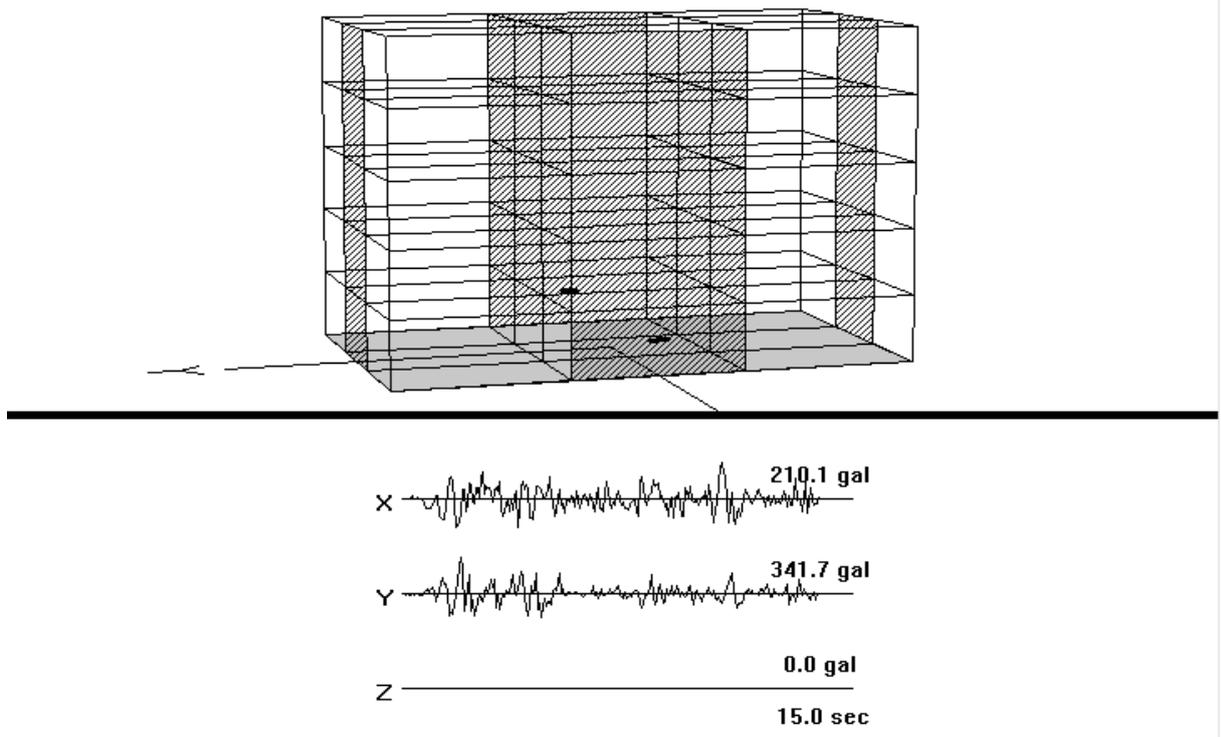


Figure 3.6. L'accélération suivant X.Y

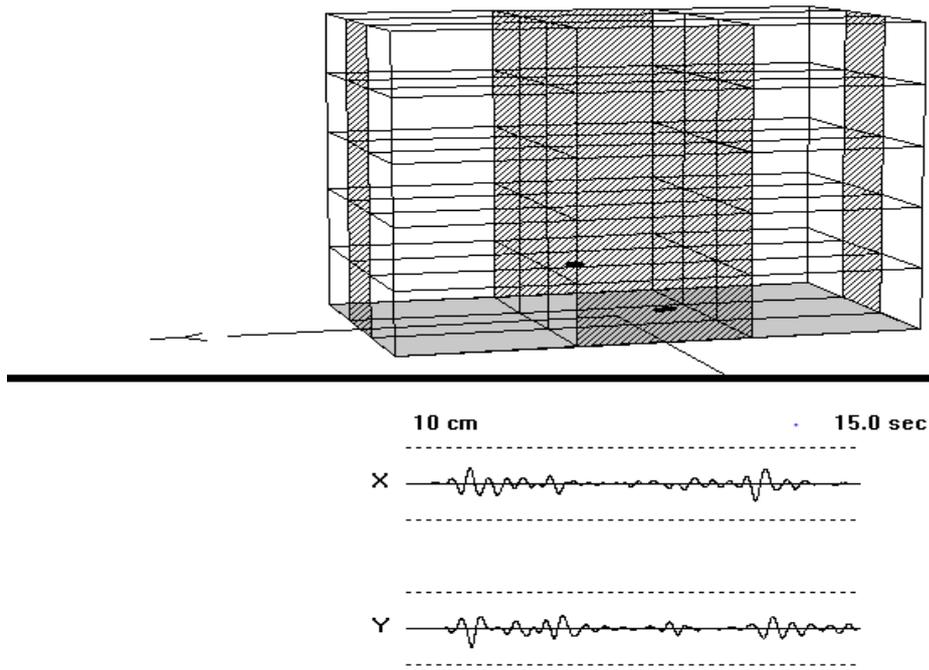


Figure 3.7. Déplacement suivant X.Y

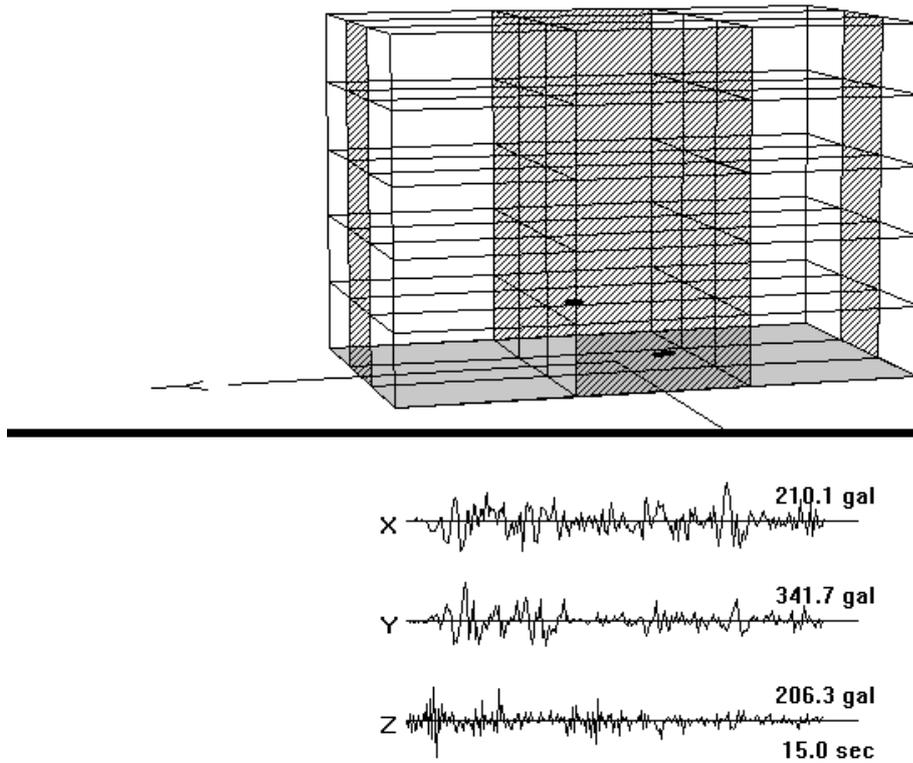


Figure 3.8. L'accélération suivant X.Y.Z

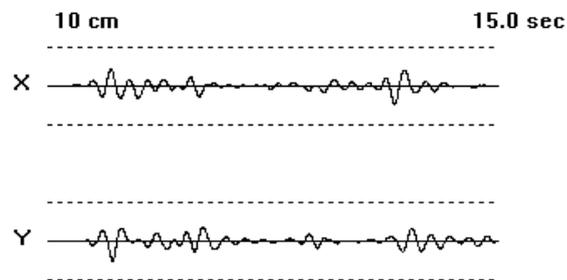
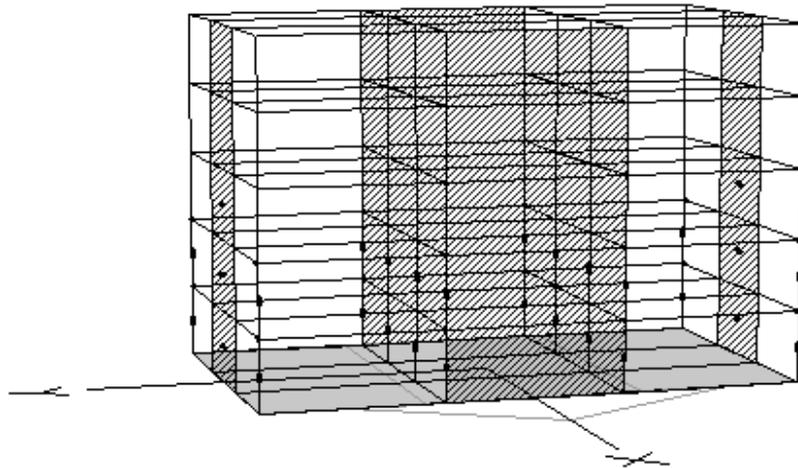


Figure 3.9. Déplacement suivant X.Y.Z

3.2.3.1. Résultat d'analyse du Bâtiment R+20

Les résultats pour ce bâtiment sont semblables à celles du bâtiment R+5. l'effet du séisme verticale est prépondérant, beaucoup de déformations apparaissent le long du bâtiment une fois le séisme verticale est pris en considération.

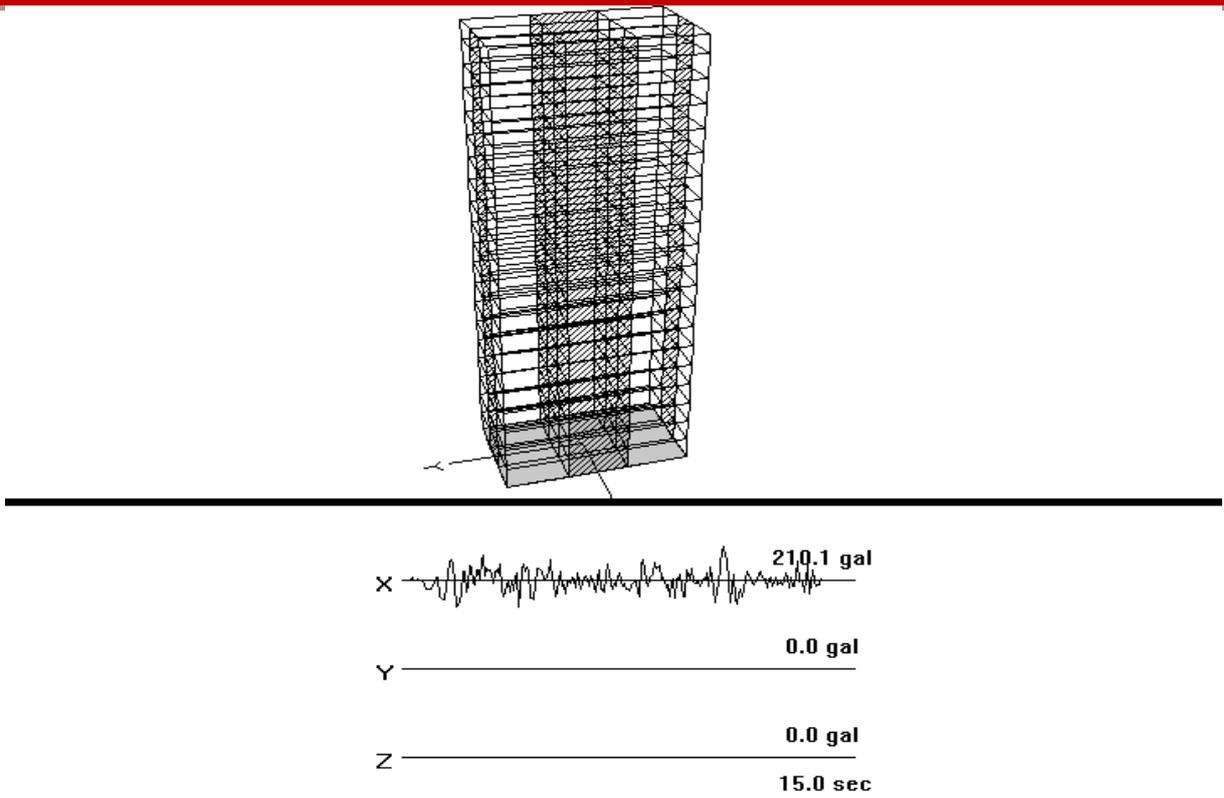


Figure 3.10. L'accélération suivant X

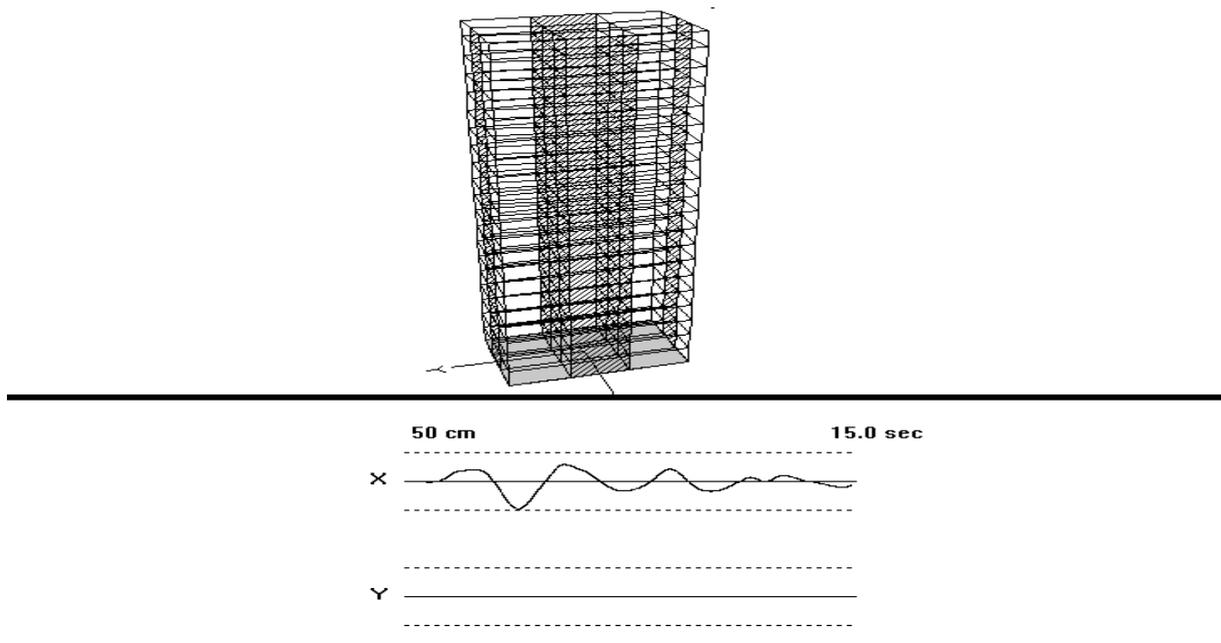


Figure 3.11. Déplacement suivant X

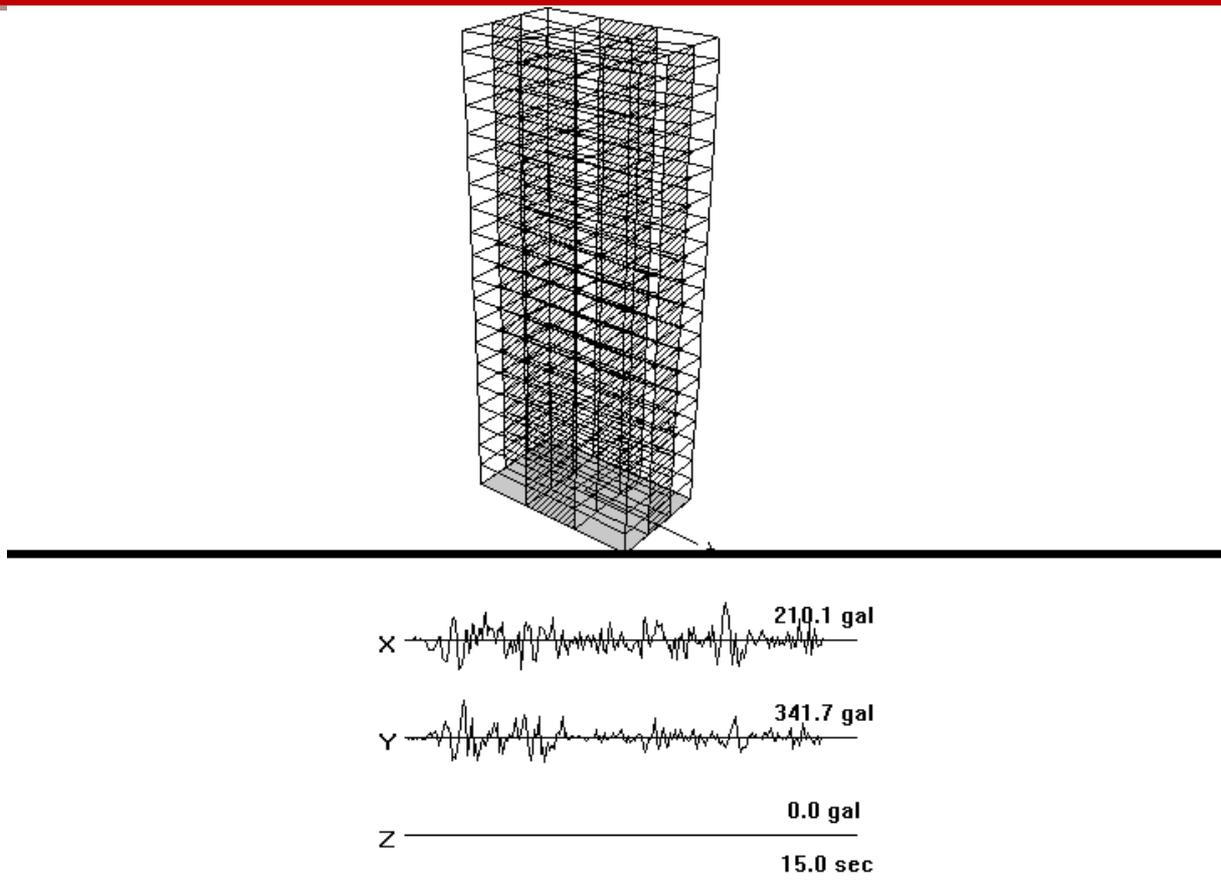


Figure 3.12. L'accélération suivant X.Y

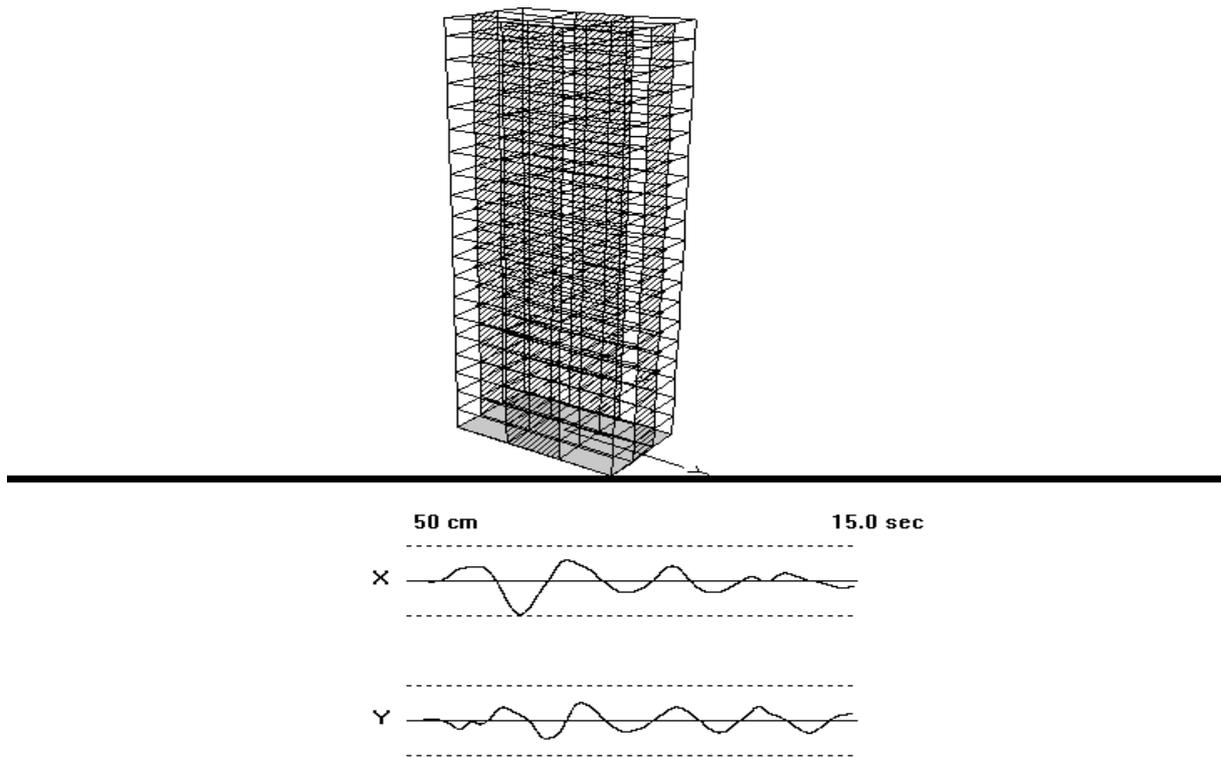


Figure 3.13. Déplacement suivant X.Y

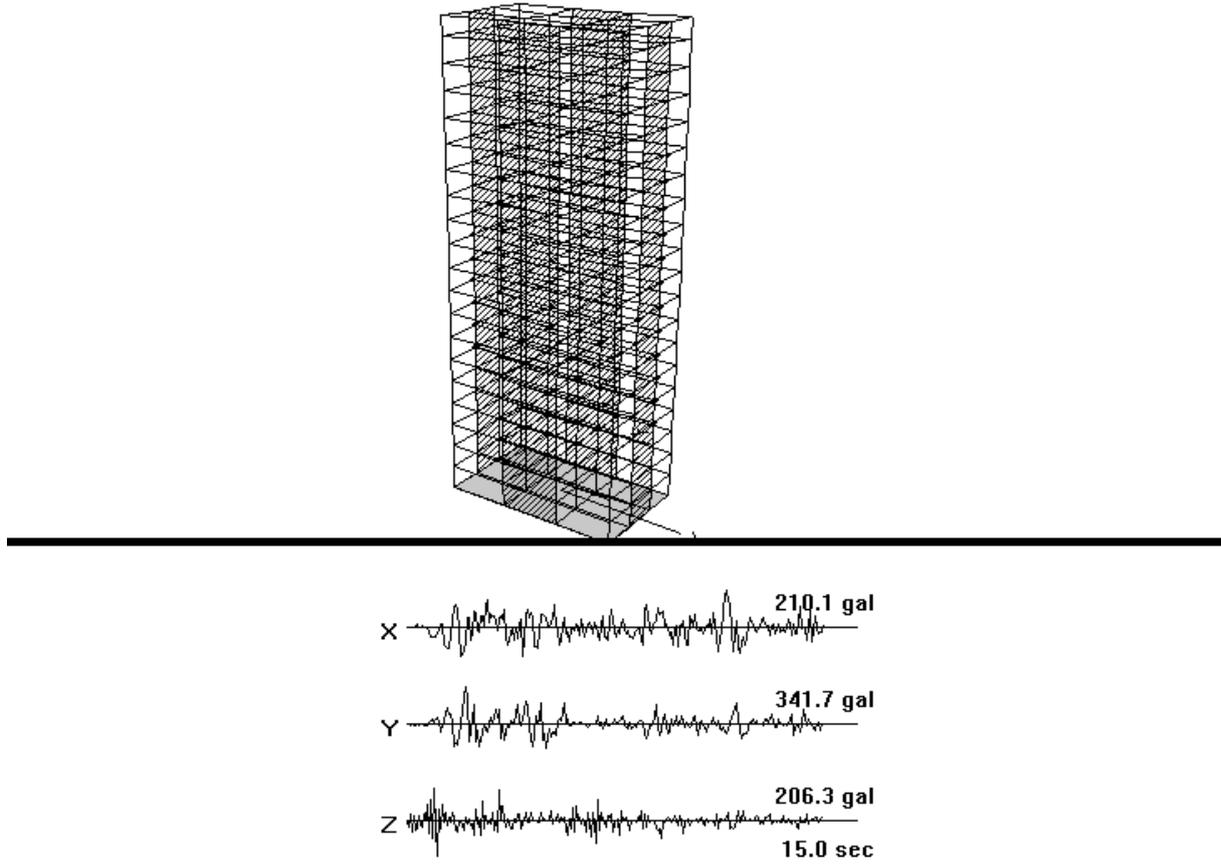


Figure 3.14. L'accélération suivant X.Y.Z

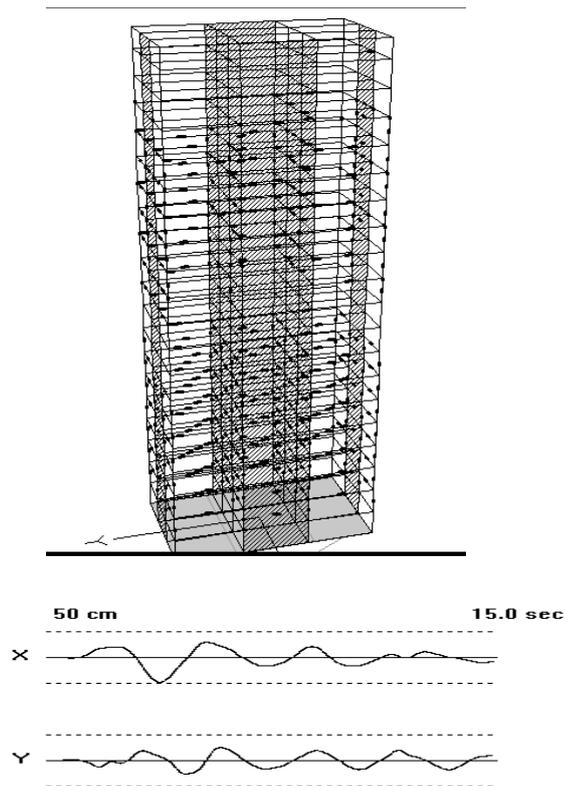


Figure 3.15. Déplacement suivant X.Y.Z

Conclusion

Les règlements et codes de calcul des bâtiments caractérisent généralement l'accélération vertical d'un séisme comme étant égale à deux tiers de l'accélération horizontal. Des études ont montré que le rapport de l'accélération horizontal à l'accélération vertical varie en fonction de la période et aussi en raison de la distance à l'épicentre du séisme.

A proximité de l'épicentre, le rapport de l'accélération verticale à horizontale peut être supérieur à 1,0. Plus loin de l'épicentre, le rapport est inférieur à 1,0. Le pic du spectre vertical est à une fréquence plus élevée (période plus faible) que le spectre horizontal.

Deux types de bâtiments ont été soumis à deux séismes différents (El centro et Kobe) incluant des excitations horizontales et verticales à l'aide d'une analyse dynamique non linéaire par accélérogrammes. Les structures ont été modélisés à l'aide d'un programme d'éléments finis (STERA-3D) en discrétisant finement les éléments poteaux, poutres et voiles. Trois combinaisons d'accélérogrammes ont été appliquées à chaque bâtiment: un avec la composante horizontale dans la direction X, un autre bâtiment avec les deux composantes horizontales X et Y et un troisième avec les trois composantes du séisme horizontales et verticale pour étudier la réponse des bâtiments.

Les résultats des analyses pour chaque type de bâtiments ont été comparés avec les différents réponses horizontales pour évaluer les effets du séisme verticale. Pour la plupart des structures typiques, les effets de l'accélération verticale sont importants par rapport aux effets de l'accélération horizontale. Certains éléments dans un bâtiment peuvent éprouver une force verticale importante en raison de l'accélération verticale, cela est généralement de l'ordre de grandeur du poids propre. les bâtiments se trouvant dans uune zone proche de l'épicentre connaîtront une contribution plus importante des effets de l'accélération verticale.

Les séismes se produisent suivant les directions horizontales et verticales. Dans la plupart des cas, les ingénieurs sont concernés par la composante horizontale provoquée par un séisme et peu d'attention est accordée à la composante verticale de l'accélération sismique. Après le séisme de Northridge en 1994, une attention particulière a été accordée à l'importance des accélérations verticales d'un séisme sur la réponse des structures. Certains ingénieurs ont spéculé que les accélérations verticales sont partiellement responsables de certains des dommages.

Les enregistrements de mouvements au sol de Northridge et d'autres séismes ont montré qu'en général, les amplitudes des accélérations verticales sont aussi importantes que les accélérations horizontales. Cependant, dans la zone proche de l'épicentre l'accélération verticale peut dépasser l'accélération horizontale. L'effet de ces accélérations verticales sur la réponse des bâtiments a été étudié pour certains bâtiments typiques. Sur la base de cette étude limitée, les conclusions suivantes ont été faites. La modélisation correcte du bâtiment pour tenir compte de l'excitation verticale est nécessaire pour saisir les modes de vibrations verticaux importants. Il est rarement nécessaire de modéliser discrètement chaque élément dans le bâtiment avec la masse et la rigidité détaillée. Si les effets des modes de vibration verticaux doivent être inclus, il est important d'identifier les modes probables importants et d'élaborer le modèle d'analyse de telle sorte que la rigidité et la masse des éléments nécessaires pour capter ces modes sont correctement modélisées.

L'analyse d'un bâtiment compte tenu de la réponse verticale peut souvent nécessiter le calcul d'un grand nombre de modes de vibration afin de capturer 90 pour cent de la masse effective dans chaque direction. L'utilisation des vecteurs de Ritz peut réduire considérablement l'effort de calcul en réduisant le nombre de modes nécessaires pour capter la majeure partie de la masse effective.

Les forces sur les éléments structurels induits par l'accélération verticale sont souvent beaucoup moins que les effets du poids propre. Les effets de renversement des accélérations horizontales du bâtiment peuvent également être plus importants que les effets de l'accélération verticale. Dans les cas à venir, les forces dues à l'accélération verticale peuvent être du même ordre de grandeur que le poids propre, ce qui indique que le poids propre peut être surmonté lors de secousses sismiques. Cela a été trouvé principalement pour des poutres en béton de longue portée.

Dans tous les cas recensés dans la littérature (Bozorgnia), en utilisant les spectres de réponse pour une distance de 5 km de la faille les forces produites par le séisme verticale ont été plus grande que celles produites par des spectres de réponses de séismes distant de l'épicentre de 10 km.

Bibliographie

Abrahamson, N.A. et Litehiser, J.J. (1989). Attenuation of Vertical Peak Acceleration. *Bulletin of the Seismological Society of America* , 79(3), pp. 549-580.

Ambraseys N. N. Simpson K. A. (1996). Prediction of Vertical Response Spectra in Europe. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* , 25, pp. 401-412.

Collier, C J; Elnashai, A S. (2001). A Procedure for Combining Vertical and Horizontal Seismic Action effects. *Journal of Earthquake Engineering* , 5 (4).

Earthquake Engineering Research Institute. (1983). El Asnam, Algérie Earthquake of October 10, 1980. *Arline Leeds*.

Faison. H. et al. (2004). Reinforced Concrete Moment Frame Building without Seismic Details. *Récupéré sur World Housing Encyclopedia: <http://www.world-housing.net>*

Elnashai, A. S., kim, S. J., Yun, G. J., & Sidarta, D. (2006). The Yogyakarta Earthquake of May 27, 2006. *Mid-America Earthquake Center*.

Di Sarno, L., Elnashai, A. S., & Manfredi, G. (2011). Assessment of RC Columns Subjected to Horizontal and Vertical Ground Motions Recorded During the 2009 L'Aquila (Italy) Earthquake. *Engineering Structures* , 33.

Eurocode 8. (2005). Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. CEN Comité Européen de Normalisation. Saint-Denis La Plaine: *Association Française de Normalisation (AFNOR)*.

Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 Version 2003. (2003). Document technique Réglementaire D.T.R-B.C. 2.48. *Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique*

Uniform Building Code (UBC). (1997). California: International Conference of Building Officials.

