

SOMMAIRE

| | |
|-----------------------------------|----------|
| INTRODUCTION GENERALE..... | 1 |
|-----------------------------------|----------|

Chapitre I : GENERALITE SUR LA TECHNIQUE D'ISOLATION A LA BASE

| | |
|--|---|
| I. Généralités | 2 |
| I.1. Historique et Objectifs | 2 |
| I.2. Première mise en œuvre d'isolation sismique moderne..... | 3 |
| I.3. Principe de base | 4 |
| I.4. Composantes des systèmes d'isolation sismique à la base..... | 5 |
| I.4.1. Caractéristiques des systèmes d'isolation sismique..... | 6 |
| I.5. Application de l'isolation sismique dans les projets de rénovation..... | 6 |
| I.6. Application mondiale des systèmes d'isolation a la base..... | 6 |
| I.6.1. Japon..... | 6 |
| I.6.2. Les états unis..... | 7 |
| I.6.3. Italie..... | 7 |
| I.6.4. Turquie..... | 8 |
| I.6.5. L'expérience Algérienne..... | 9 |

Chapitre II : LES DIFFERENTS TYPES DE SYSTEMES D'ISOLATION

| | |
|---|----|
| II.1. Introduction | 11 |
| II.2. Systèmes De Protection Sismique | 11 |
| II.3. Système De Contrôle Passif | 11 |
| II.3.1. Contrôle passif avec isolation à la base (les isolateurs sismiques)..... | 12 |
| II.3.1.1. Isolateur de base en élastomère (NRB)..... | 12 |
| II.3.1.2. Isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HBRB)..... | 13 |
| II.3.1.3. Isolateur de Base En élastomère avec barre de plomb (LRB)..... | 14 |
| II.3.1.4. Isolateur en pendule a friction (FPS)..... | 15 |
| II.3.1.5 Avantages et inconvénients des appuis parasismiques..... | 16 |
| II.3.2. Contrôle passif avec dissipateurs d'énergie (amortisseur Parasismique)..... | 17 |
| II.3.2.1. Amortisseurs hystérétiques (élasto-plastique)..... | 17 |
| II.3.2.2. Amortisseurs visqueux..... | 18 |
| II.3.2.2. Amortisseurs à friction..... | 19 |
| II.3.2.4. Amortisseurs à masse accordée (TMD)..... | 20 |
| II.3.2.5. Amortisseurs magnétique..... | 20 |
| II.4. Dispositions constructives et mise En œuvre des isolateurs à la base | 20 |
| II.5. Action du vent sur les bâtiments isolés..... | 23 |
| II.6. Critères choix entre les types d'appuis parasismiques..... | 23 |

| | |
|-----------------------|----|
| II.7. Conclusion..... | 24 |
|-----------------------|----|

Chapitre III : REGLEMENTATION DES STRUCTURES ISOLEE A LA BASE

| | |
|--|----|
| III.1. Introduction | 25 |
| III.2. Méthodes de calcul des constructions isolées | 25 |
| III.2.1. Méthode statique..... | 25 |
| a) Calcul des déplacements..... | 26 |
| b) Déplacements inter étages..... | 28 |
| III.2.2. La méthode d'analyse dynamique par spectre de réponse..... | 28 |
| a) Calcul des déplacements..... | 28 |
| b) Déplacements inter étages..... | 28 |
| III.2.3. La méthode d'analyse par accélérogramme..... | 28 |
| a) Déplacements inter étages..... | 28 |
| III.3. Caractéristiques mécaniques des isolateurs..... | 29 |
| III.3.1. Isolateur en élastomère fretté (NRB)..... | 30 |
| III.3.2. Isolateur en élastomère avec barreau de plomb (LRB)..... | 30 |
| III.3.3. Isolateur en pendule a friction (FPS)..... | 32 |
| III.3.4. Caractéristique de l'amortisseur à masse accordé (TMD)..... | 34 |

Chapitre IV : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

| | |
|---|----|
| IV.1. Introduction | 36 |
| IV.2. Les données géométriques..... | 36 |
| IV.3. Règlements utilisés..... | 37 |
| IV.4. Mode de construction..... | 37 |
| IV.4.1. Acier de construction pour les éléments de structure..... | 37 |
| IV.4.2. Béton..... | 37 |
| IV.5. Pré-dimensionnement..... | 38 |
| IV.5.1. Charge permanentes et charge d'exploitations..... | 38 |
| IV.5.2. Les planchers..... | 38 |
| IV.5.2. Charges climatiques..... | 39 |
| IV.5.2.1. Effet du vent..... | 39 |
| IV.5.2.2. Effet de la neige..... | 39 |
| IV.6. Dimensionnement des éléments..... | 39 |
| IV.7. Systèmes de contreventements..... | 40 |
| IV.8. Etude sismique..... | 41 |

Chapitre V : APPLICATION DES DIFFERENTES TECHNIQUES D'ISOLATION A UN BATIMENT METALLIQUE

| | |
|---|----|
| V.1. Introduction | 42 |
| V.2. Description du système d'isolation et des excitations sismiques..... | 42 |
| V.3. Résultats et analyses..... | 42 |
| V.3.1. Périodes et pulsations..... | 42 |
| V.3.2. Résultats numériques..... | 43 |
| V.4. Analyse des réponses temporelles pour le système LRB..... | 44 |
| a) Station de keddara..... | 44 |
| V.4.1. Variation du déplacements, accélérations et vitesses en fonction du temps | 44 |
| V.4.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps..... | 46 |
| V.4.3. Variation des sollicitations en fonction du temps | 46 |
| V.4.4. Influence de l'apport des AFV sur la réponse sismique..... | 48 |
| V.4.5. Variation du déplacement inter-étage en fonction du temps..... | 50 |
| b) Station de sylmar | 51 |
| V.4.6. Variation du déplacements, accélérations et vitesses en fonction du temps | 51 |
| V.4.7. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps | 52 |
| V.4.8. Variation des sollicitations en fonction du temps | 53 |
| V.4.9. Variation du déplacement inter-étage en fonction du temps | 54 |
| V.5. Analyse des réponses temporelles du système FPS..... | 55 |
| a) Station de keddara..... | 55 |
| V.5.1. Variation du déplacements, accélérations et vitesses en fonction du temps | 55 |
| V.5.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps | 56 |
| V.5.3. Variation des sollicitations en fonction du temps | 57 |
| V.5.4. Variation du déplacement inter-étage en fonction du temps | 58 |
| b) Séisme de sylmar..... | 59 |
| V.5.5. Variation du déplacements, accélérations et vitesses en fonction du temps | 59 |
| V.5.6. Variation des sollicitations en fonction du temps | 60 |
| V.5.7. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps | 61 |
| V.5.8. Variation du déplacement inter-étage en fonction du temps | 61 |
| V.5.9. Influence du rayon de la surface sphérique..... | 63 |
| a) Station de keddara..... | 63 |
| b) Station de sylmar..... | 63 |
| V.5.10. Influence du rate paramètre..... | 64 |
| a) Station de keddara | 64 |
| b) Station de sylmar..... | 64 |
| V.6. Application du TMD (Tuned mass damper)..... | 65 |
| V.6.1. Influence du rapport de masse sur le déplacement et l'effort tranchant à la base.. | 66 |
| a) Station de keddara..... | 66 |
| b) Station de sylmar..... | 67 |
| V.6.2. Application du TMD avec des amortisseurs visqueux (AFV)..... | 69 |

| | |
|---|-----------|
| V.6.2.1. Influence de coefficient d'amortissement | 69 |
| a) Station de keddara..... | 69 |
| b) Station de sylmar..... | 69 |
| V.7. Conclusion..... | 72 |
| CONCLUSION GENERALE | 73 |
| RÉFÉRENCES BIBIOGRAPHIQUES | |

LISTE DES FIGURES

| | | |
|---------------|--|----|
| Figure I.1. | Bâtiment d'un tribunal en Angleterre traité ayant des isolateurs de base | 2 |
| Figure I.2. | Comportements des structures lors d'un séisme | 3 |
| Figure I.3. | Foothill Communities Law & Justice Center, , California | 3 |
| Figure I.4. | Isolation parasismique-Shéma. | 4 |
| Figure I.5. | L'effet des appuis parasismiques | 4 |
| Figure I.6. | Localisations des isolateurs parasismiques pour les | 5 |
| Figure I.7. | La tour cristal | 6 |
| Figure I.8. | Réhabilitation des structures à USA par des systèmes d'isolations | 7 |
| Figure I.9. | Aquila bâtiments du quartier et le système de pendule de frottement utilisés | 8 |
| Figure I.10. | Hôpital de Erzurum | 8 |
| Figure I.11. | Plan architectural du projet | 9 |
| Figure I.12. | Installation des dispositif parasismique | 10 |
| Figure II.1. | Les catégories des systèmes de protection sismique mondial | 11 |
| Figure II.2. | Schéma de contrôle passif. | 12 |
| Figure II.3. | Photo et schéma d'un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDRB) | 13 |
| Figure II.4. | Appuis élastomère à fort amortissement installé à Tokyo. | 13 |
| Figure II.5. | Isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB) | 14 |
| Figure II.6. | Principes de fonctionnement d'un isolateur (FPS) | 15 |
| Figure II.7. | Isolateur en pendule de friction (FPS) | 15 |
| Figure II.8. | Constitution d'un appui (FPS) | 16 |
| Figure II.9. | Amortisseur hystérétique | 17 |
| Figure II.10. | Schématisation d'un amortisseur hydraulique visqueux | 18 |
| Figure II.11. | Amortisseur à frottement a l'université de Concordia, Montréal | 20 |
| Figure II.12. | Les conditions de voisinage | 21 |
| Figure II.13. | Emplacement des appuis parasismiques | 22 |
| Figure II.14. | Vue en plan des différentes positions possibles | 22 |
| Figure II.15. | Mise en œuvre | 23 |
| Figure III.1. | Loi de comportement d'un isolateur type (NRB) | 30 |
| Figure III.2. | Loi de comportement d'un isolateur type (LRB) | 31 |
| Figure III.3. | Loi de comportement d'un isolateur type (FPS) | 33 |
| Figure IV.1. | Dalle collaborant en béton armé | 38 |
| Figure IV.2. | Représentation des résultats de la pression du vent | 39 |
| Figure IV.3. | meilleur variante | 41 |
| Figure V.1. | Réponse temporelle en déplacements | 45 |
| Figure V.2. | Réponse temporelle en accélérations | 45 |
| Figure V.3. | Réponse temporelle en vitesses | 45 |
| Figure V.4. | Réponse temporelle en effort tranchant à la base | 46 |
| Figure V.5. | Réponse temporelle en effort normal | 46 |

| | |
|--|----|
| Figure V.6. Réponse temporelle en effort tranchant | 47 |
| Figure V.7. Réponse temporelle en moment fléchissant | 47 |
| Figure V.8. Variation du déplacement en fonction de C | 48 |
| Figure V.9. Variation du déplacement en fonction de C | 48 |
| Figure V.10. Réponse temporelle en déplacements des quatre modèles | 49 |
| Figure V.11. Réponse temporelle en effort tranchant à la base des quatre modèles | 49 |
| Figure V.12. Déplacement inter-étage | 50 |
| Figure V.13. Réponse temporelle en déplacements | 51 |
| Figure V.14. Réponse temporelle en accélérations | 51 |
| Figure V.15. Réponse temporelle en vitesses | 51 |
| Figure V.16. Réponse temporelle en effort tranchant à la base | 52 |
| Figure V.17. Réponse temporelle en effort normal | 53 |
| Figure V.18. Réponse temporelle en effort tranchant | 53 |
| Figure V.19. Réponse temporelle en moment fléchissant | 53 |
| Figure V.20. Déplacement inter-étage | 54 |
| Figure V.21. Réponse temporelle en déplacements | 55 |
| Figure V.22. Réponse temporelle en accélérations | 55 |
| Figure V.23. Réponse temporelle en vitesses | 55 |
| Figure V.24. Réponse temporelle en effort tranchant à la base | 56 |
| Figure V.25. Réponse temporelle en effort normal | 57 |
| Figure V.26. Réponse temporelle en effort tranchant | 57 |
| Figure V.27. Réponse temporelle en moment fléchissant | 57 |
| Figure V.28. Déplacement inter-étage | 58 |
| Figure V.29. Réponse temporelle en déplacements | 59 |
| Figure V.30. Réponse temporelle en accélérations | 59 |
| Figure V.31. Réponse temporelle en vitesses | 59 |
| Figure V.32. Réponse temporelle en effort normal | 60 |
| Figure V.33. Réponse temporelle en effort tranchant | 60 |
| Figure V.34. Réponse temporelle en moment fléchissant | 60 |
| Figure V.35. Réponse temporelle en effort tranchant à la base | 61 |
| Figure V.36. Déplacement inter-étage | 62 |
| Figure V.37. Variation du déplacement en fonction de R | 63 |
| Figure V.38. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction de R | 63 |
| Figure V.39. Variation du déplacement en fonction de R | 63 |
| Figure V.40. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction de R | 63 |
| Figure V.41. Variation du déplacement en fonction du rate paramètre | 64 |
| Figure V.42. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du rate paramètre | 64 |
| Figure V.43. Variation du déplacement en fonction du rate paramètre | 64 |
| Figure V.44. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du rate paramètre | 64 |
| Figure V.45. Valeurs optimales de $\xi P2_{opt}$ et $fP2_{opt}$ du TMD | 65 |

| | |
|---|----|
| Figure V.46. Valeurs optimales de la rigidité $K_{p_{2opt}}$ et l'amortissement $C_{p_{2opt}}$ de TMD | 66 |
| Figure V.47. Variation du déplacement en fonction de μ | 66 |
| Figure V.48. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction de μ | 66 |
| Figure V.49. Variation du déplacement en fonction de μ | 67 |
| Figure V.50. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction de μ | 67 |
| Figure V.51. Réponse temporelle en déplacements | 67 |
| Figure V.52. Réponse temporelle en effort tranchant à la base | 68 |
| Figure V.53. Réponse temporelle en déplacements | 68 |
| Figure V.54. Réponse temporelle en effort tranchant à la base | 68 |
| Figure V.55. Variation du déplacement en fonction de C | 69 |
| Figure V.56. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction de C | 69 |
| Figure V.57. Variation du déplacement en fonction de C | 70 |
| Figure V.58. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction de C | 70 |
| Figure V.59. Réponse temporelle en déplacements | 70 |
| Figure V.60. Réponse temporelle en effort tranchant à la base | 71 |
| Figure V.61. Réponse temporelle en déplacements | 71 |
| Figure V.62. Réponse temporelle en effort tranchant à la base | 71 |
| Figure V.63. Réponse des différents systèmes passifs en déplacements | 72 |
| Figure V.64. Réponse des différents systèmes passifs en effort tranchant à la base | 72 |

LISTE DES TABLEAU

| | |
|---|----|
| Tableau II.1. Résumé des critères d'emploi des amortisseurs visqueux non-linéaires | 19 |
| Tableau III.1. Coefficient de proximité de la faille N | 27 |
| Tableau III.2. Coefficient caractérisant le type de sol | 27 |
| Tableau III.3. Coefficient d'amortissement B_D ou B_M | 27 |
| Tableau III.4. Valeurs minimales de l'analyse dynamique données en fonction des valeurs de l'analyse statique | 29 |
| Tableau IV.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier | 37 |
| Tableau IV.2. Caractéristiques mécaniques du béton | 37 |
| Tableau IV.3. Dimensions des profilés « poutres et solives » utilisés et leur caractéristiques | 40 |
| Tableau IV.4. Dimensions des poteaux | 40 |
| Tableau IV.5. Dimensions des contreventements | 40 |
| Tableau IV.6. synthèse de l'analyse modale sous SAP 2000 | 41 |
| Tableau V.1. Caractéristique des isolateurs utilisés | 42 |
| Tableau V.2. Périodes et pulsations de la structure avec et sans système d'isolation | 43 |
| Tableau V.3. Réponse maximale (accélélogramme de keddara) | 43 |
| Tableau V.4. Réponse maximale (accélélogramme de sylmar) | 44 |
| Tableau V.5. Variation du déplacement en fonction du coefficient d'amortissement | 48 |

| | |
|--|----|
| Tableau V.6. Déplacement inter-étage | 50 |
| Tableau V.7. Déplacement inter-étage | 54 |
| Tableau V.8. Déplacement inter-étage | 58 |
| Tableau V.9. Déplacement inter-étage | 61 |
| Tableau V.10. Valeur optimales de coefficient d'amortissement $\xi_{2 opt}$ et le rapport de la fréquence $f_{2 opt}$ du TMD | 66 |

INTRODUCTION GENERALE

Les risques naturels sont à l'origine de situations socio-économiques coûteuses et quelquefois graves en termes de nombre de blessés. Dans la famille des risques naturels, les séismes occupent un problème d'actualité provoquant assez systématiquement des dégâts dans les ouvrages de génie civil.

Appartenant à la ceinture transasiatique qui libère 15% de l'énergie sismique annuelle, le Nord de l'Algérie est fortement frappé par les tremblements de terre, il est classé comme zone à forte sismicité. Les 50 dernières années témoignent du désastre qu'ont connu les villes sièges de ses séismes meurtriers, le nombre de victimes, quelquefois difficile à évaluer, se chiffre souvent par milliers. Notamment les séismes destructeurs de la région « Chlef » (El-Asnam 1980 et Orleansville en 1954) qui ont marqué profondément la mémoire des algériens et plus récemment, celui survenu le 21 Mai 2003 à Boumerdes et ses environs avec 2278 victimes.

L'évolution actuelle du génie parasismique a permis le développement et le perfectionnement des méthodes d'analyse et de calcul des structures soumises à des sollicitations sismiques ainsi que des moyens et des conceptions plus efficaces pour atténuer les effets destructeurs des grands mouvements du sol.

L'isolation parasismique est une méthode d'isolation partielle des structures du sol qui s'effectue par l'introduction des appuis dont la souplesse horizontale est beaucoup plus grande que celle de la structure. Ces appuis appelés appuis parasismiques ou isolateurs sont généralement placés entre les fondations et la superstructure.

L'objet de ce travail est d'étudier et appliquer cette nouvelle solution de contreventements des structures basée sur l'utilisation des appuis parasismiques, et de faire une comparaison des résultats en terme des déplacements, accélérations, vitesses et sollicitations entre trois modèle de structure (base fixe contreventée , base fixe non contreventée et isolé a la base).

Le travail est composé en cinq chapitres :

- Le premier chapitre sera consacré à des recherches bibliographiques dans laquelle il est exposé quelques définitions et généralités
- Le deuxième décrit les différents types d'appuis et amortisseurs parasismiques
- Le troisième décrira la réglementation et les formule utilisées pour le dimensionnement des isolateurs à la base.
- Le quatrième sera dédié à une présentation de l'ouvrage.
- Le cinquième représente une étude détaillée de l'utilisation des isolateurs à la base pour un bâtiment de R+12 en charpente métallique, ainsi les que les facteurs influant sur la réponse sismique et on termine avec une conclusion générale qui synthétise le travail.

Chapitre I :

GENERALITE SUR LA TECHNIQUE D'ISOLATION A LA BASE

I. GENERALITES :

I.1. Historique et Objectifs :

L'isolation sismique de la base est un concept simple remontant au début du 20ème siècle. Cependant, les premières applications modernes dans le monde n'ont été réalisées que dans les années 70 à 80. Une structure ne doit pas nécessairement être extrêmement résistante, l'isolement à la base constitue une méthode de construction parasismique plus efficace [1]. Dans les années 50, la technologie structurale des blocs en caoutchouc flexible a été employée pour isoler des bâtiments induits par la vibration des chemins de fer (figure I.1), le trafic de véhicule, le vent... etc [2].

La première application d'isolateurs en caoutchouc « Rubber Isolation System » dans le but de la protection sismique de structure a été réalisée en 1969 dans une école primaire à Skopje (ex- Yougoslavie). Les progrès faits dans la technologie des appuis de caoutchouc laminé en 1970 [16], ont permis d'attirer l'attention sur l'isolation sismique comme une réalité pratique[3].

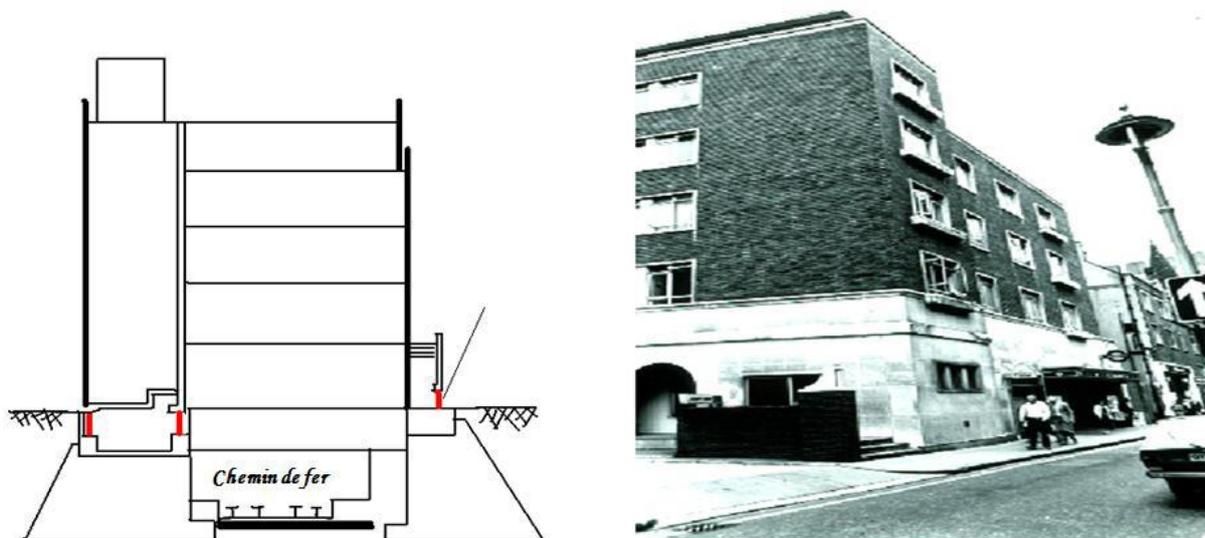


Figure I.1. Bâtiment d'un tribunal en Angleterre traité ayant des isolateurs de base [2]

L'isolation sismique à la base consiste à désassocier le mouvement du sol du mouvement de la structure afin de réduire les forces transmises à cette dernière. L'isolateur reçoit les déformations et filtre les accélérations afin que la superstructure (construction élevée sur une autre) se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et quasiment pas de déformations (Figure I.2). Ainsi, les forces d'inertie transmises à la structure sont limitées et restent en dessous de la capacité élastique de cette dernière.

Les dommages subis par cette superstructure et par les éléments de fondation sont alors réduits. Enfin, après le séisme, la fonctionnalité de la structure est préservée

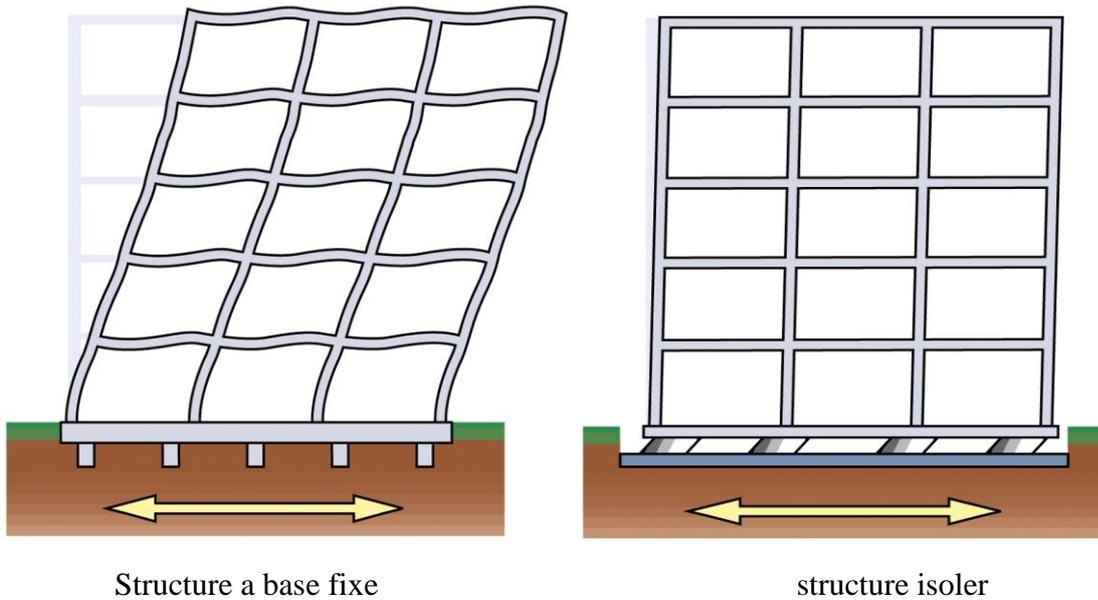


Figure I.2. Comportements des structures lors d'un séisme. [10]

I.2.Première mise en œuvre d'isolation sismique moderne :

Cette structure de 4 bloc, située à 12 kilomètres de la faille de San Andreas à Rancho Cucamonga, a été le premier bâtiment aux ÉTATS-UNIS dans le monde utilisant le haut amortissement en caoutchouc naturel (HDRB) qui peut supporter des secousses allant jusqu'à 8.3 Richter, Le sous-sol comporte des systèmes d'isolation, composés de 98 isolateurs de multicouches en caoutchouc naturel renforcés avec des plaques d'acier [11].



Figure I.3. Foothill Communities Law & Justice Center, California [11]

I.3. Principe de base :

Le principe c'est d'augmenter suffisamment la période de vibration de la structure pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre. Les accélérations transmises à celle-ci (et par conséquent les forces) sont considérablement réduites, l'usage d'un dispositif parallèle et externe du dispositif de dissipation d'énergie (amortisseurs) est requise pour contrôler les mouvements et réaliser une conciliation efficace entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement.

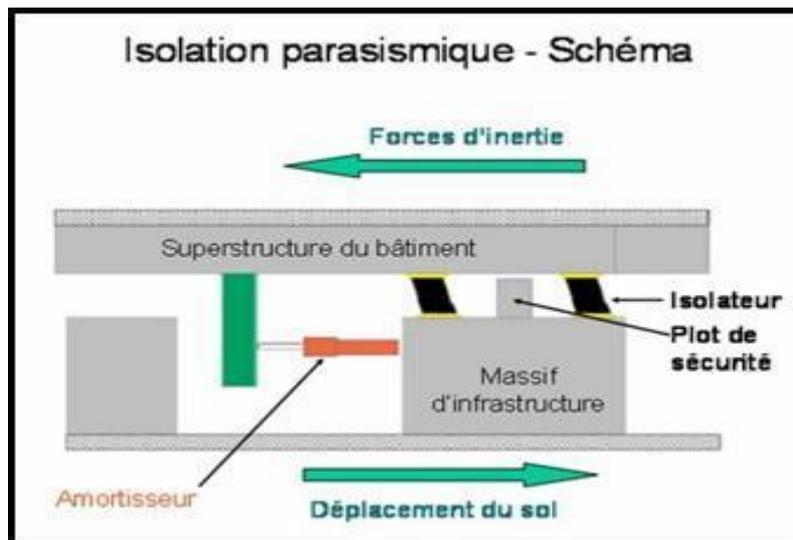


Figure I.4. Isolation parasismique-Schéma.

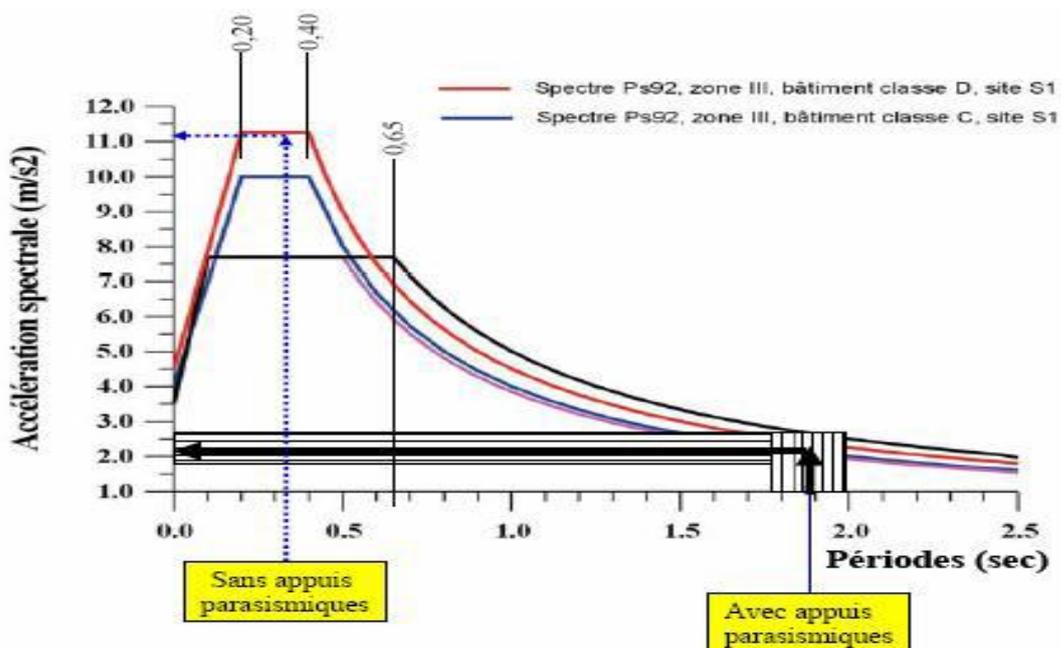


Figure I.5. L'effet des appuis parasismiques [6]

I.4. Composantes des systèmes d'isolation sismique à la base :

- **Un appui capable de transmettre les charges verticales mais ayant une faible rigidité horizontale** : C'est le noyau de l'isolateur. La rigidité latérale de l'appui est le paramètre clé dans l'augmentation de la période et par conséquent dans la réduction des forces sismiques.
- **Dispositif de dissipation d'énergie** : Ce dispositif sert à contrôler la déformation de l'isolateur et par conséquent le déplacement absolu de la superstructure située au dessus. La composante de dissipation d'énergie peut aussi amener à une réduction des forces et des accélérations dans la structure. Une multitude de systèmes de dissipation d'énergie ont été mis au point avec une application. Les systèmes de dissipation d'énergie les plus courants sont : les amortisseurs hydrauliques (viscous dampers), les amortisseurs à base de friction (comportement plastique ou élasto-plastique), les amortisseurs à comportement hystérésis, les appuis en élastomères à haut taux d'amortissement, etc.
- **Un système de retenue** : Le système d'isolation doit avoir une rigidité initiale élevée afin de minimiser les déplacements sous les charges de service tel que le freinage et le vent. Pour certains types d'isolateurs, il peut s'avérer nécessaire d'incorporer un mécanisme de retenue dont la résistance minimale et maximale sont établis avec soin.

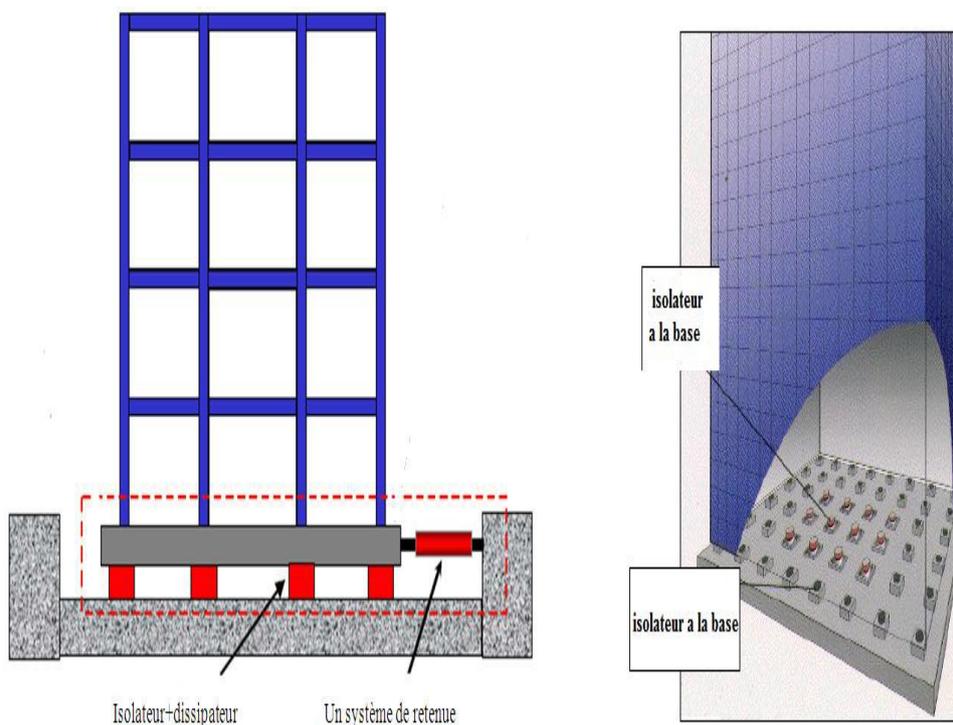


Figure I.6. Localisations des isolateurs parasismiques pour les bâtiments [10]

I.4.1. Caractéristiques des systèmes d'isolation sismique

- Possibilité d'augmenter la période de vibration et réduire ainsi la réponse de la force
- La dissipation d'énergie pour commander le déplacement du système d'isolation
- Rigidité sous faible charge telles que le vent et les tremblements de terre mineurs.

I.5. Application des systèmes d'isolation sismique dans les projets de rénovation :

1) Facteurs de motivation :

- ✓ Préservation des bâtiments historiques (minimiser la modification / destruction des immeuble).
- ✓ Maintenir la fonctionnalité (le bâtiment reste opérationnelle après un tremblement de terre).
- ✓ Conception économique (isolation sismique peut être la solution la plus économique).
- ✓ Protection de l'investissement (perte économique à long terme réduit).
- ✓ Protection du contenu (La valeur du contenu peut être de plus de structure [10]).

I.6. Application mondiale des systèmes d'isolation :

I.6.1. Japon :

Au Japon, le nombre d'applications des systèmes d'isolation, a eu une augmentation subite après le Grand Hanshin-Awaji (ou Hyogo-ken,) tremblement de terre qui a frappé Kobe le 17 janvier 1995.

Au cours des dernières années environ 100 grands bâtiments étaient annuellement isolé au Japon, à laquelle un grand nombre de maisons. Cela a conduit a un nombre global de 1700 bâtiments isolé en octobre 2003 et plus de 2700 en juin 2005.



Figure I.7. La tour cristal de Kobé [7]

I.6.2. Les états-unis :

Aux états-unis, contrairement au Japon, la croissance de l'utilisation des systèmes d'isolation sismique a été très lente au cours des dernières années.

Dans ce pays, la technique d'isolation est relativement limitée à des structures stratégiques et publiques et la moitié de ces applications sont des réhabilitations [7].

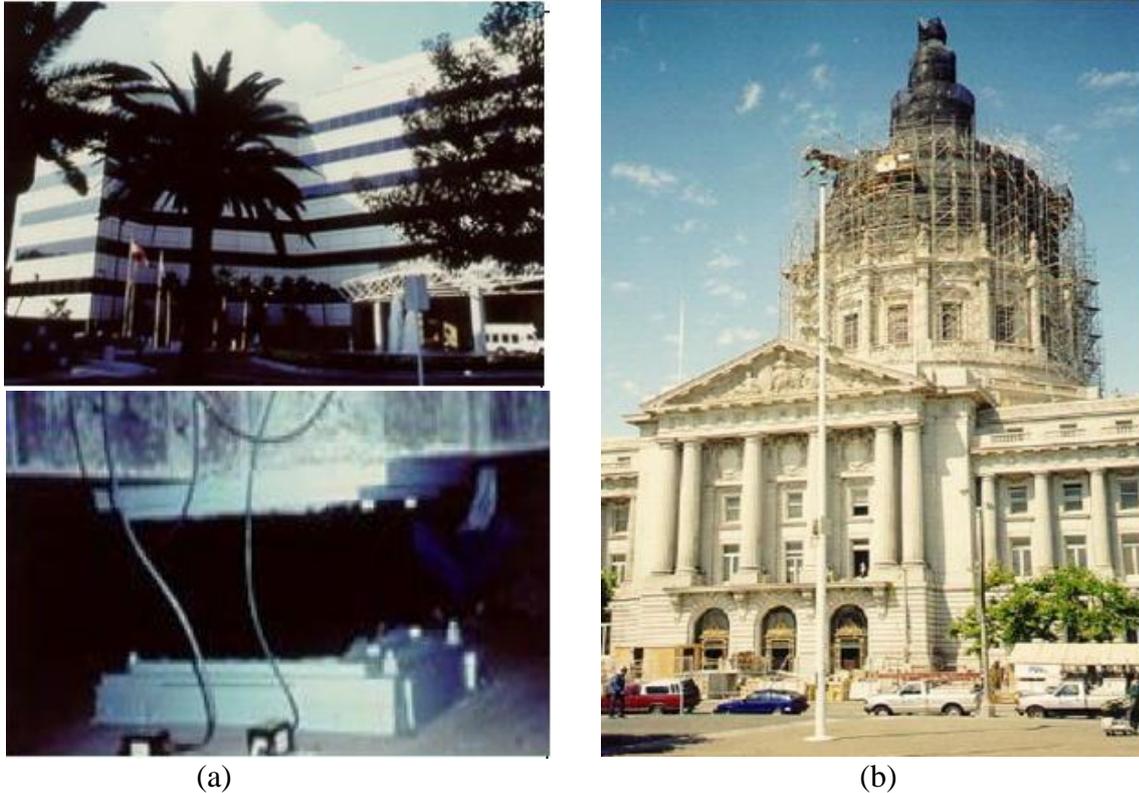


Figure I.8. Réhabilitation des structures à usa par des systèmes d'isolations [7]

a. L'université de Californie à Los Angeles, protégée par des isolateurs. Cette structure a résisté au séisme de Northridge 1994.

b. Hôtel de ville de San Francisco, construit en 1912 et qui a été endommagé par le séisme de LomaPrieta en 1989, puis il a été isolé au moyen de 530 isolateurs en 2000.

I.6.3. Italie :

Une des premières utilisations de systèmes d'isolation sismique dans ce pays est le système de pendule à friction (Figure I.9). Après le tremblement de terre 2009, le quartier Aquila ont été reconstruites en utilisant ce type d'isolation.

La surface de friction est recouverte d'un matériau non corrosif (Téflon) ; la courbure de la friction d'amortissement est de 4 m, l'obtention de 20% avec un déplacement de 260 mm [15].



Figure I.9. Aquila bâtiments du quartier et le système de pendule de frottement utilisés

I.6.4. Turquie :

Après le tremblement de terre en 1999 les ingénieurs ont commencé à être plus préoccupés par ce problème. Le premiers bâtiments équipés par des systèmes d'isolation été l'hôpital public de Erzurum, dans l'est Turquie (Figure I.10), il et devenu l'un des plus grands hôpitaux dans le monde avec des système d'isolation a la base.



Figure I.10. Hôpital de Erzurum [15]

I.6.5. L'expérience Algérienne :

En algérie , Lors de l'organisation des deux Journées Scientifiques et Techniques (Décembre 2003) organisées par le Cabinet Conseil MCM en partenariat avec le partenaire Malais, le Malaysian Rubber Board (MRB), grâce à l'aide des responsables du Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme il avez pu inviter pratiquement l'ensemble des acteurs scientifiques et techniques de la construction en Algérie.

Journées suivies attentivement par les grands décideurs institutionnels et par la presse, à l'issue desquelles, après plusieurs échanges d'informations, le Président du CTC Chlef a pris l'initiative de réaliser le premier projet pilote algérien de construction sur isolateurs de fondations en caoutchouc à Ain Défla. (zone III) [11].

Le projet été un immeuble de bureaux de deux étages avec sous sol, emprise de sol 280m², surface ensemble plancher plus de 1000m², hauteur 11metres. Dans la conception de ce projet, ils on tenu à prévoir un sous sol qui servirait de vitrine pédagogique pour pouvoir voir les isolateurs de fondations installes et toute les innovations qui seront introduites au niveau des système de canalisations et de réseaux (électricité, gaz, etc.), ajoutant que ce sous sol dispose d'un accès directe a partir de l'extérieur pouvant servir ainsi de sortie de secours.

Les étages disposent quand a eux une très grande liberté d'agencement, de fonctionnement et de circulation, avec le hall d'accueil qui permet l'accès a l'ensemble des étages qui se fait par la cage d'escalier directement accessible [7].

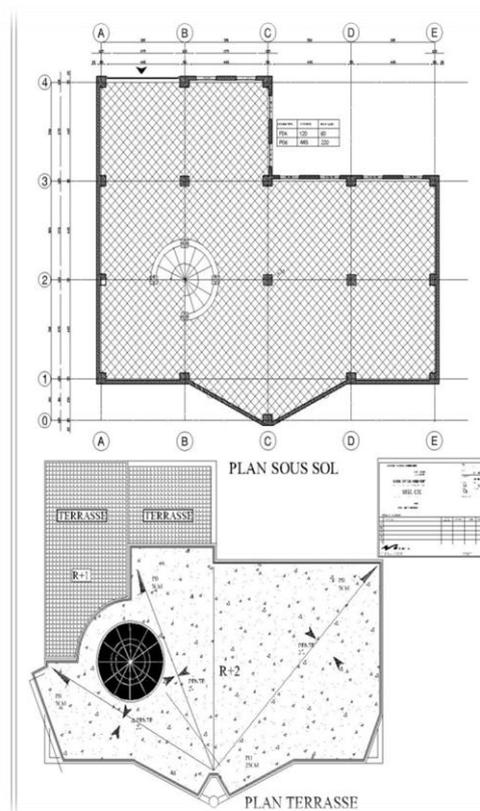


Figure I.11. plans architectural du projet [11]



Figure I.12. Installation des dispositifs parasismiques [11]



Chapitre II :

LES DIFFERENTS TYPES DE SYSTEMES D'ISOLATION A LA BASE

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre, différents types de systèmes d'isolation sismique sont présentés. Les systèmes passifs ont donné naissance à des dispositifs commercialisés et disponibles qui sont couramment utilisés dans la pratique.

La fonction de base de ces dispositifs de dissipation d'énergie lorsqu'ils sont implémentés dans la superstructure d'un bâtiment est d'absorber une partie de l'énergie sismique d'entrée, ce qui réduit la demande pour la dissipation d'énergie dans les membres de la structure primaire afin de minimiser les dommages structurels possibles.

II.2. Systèmes de protection sismique :

Les systèmes de protection sismique actuellement utilisés vont des dispositifs de contrôle passif relativement simple aux systèmes complètement actifs.

Les systèmes passifs sont, peut être, les plus connus et ils incluent les systèmes d'isolation sismique et les systèmes mécaniques de dissipation d'énergie. Le système de protection sismique peuvent être classés en quatre catégories comme le montre la figure (II.1) : [3]

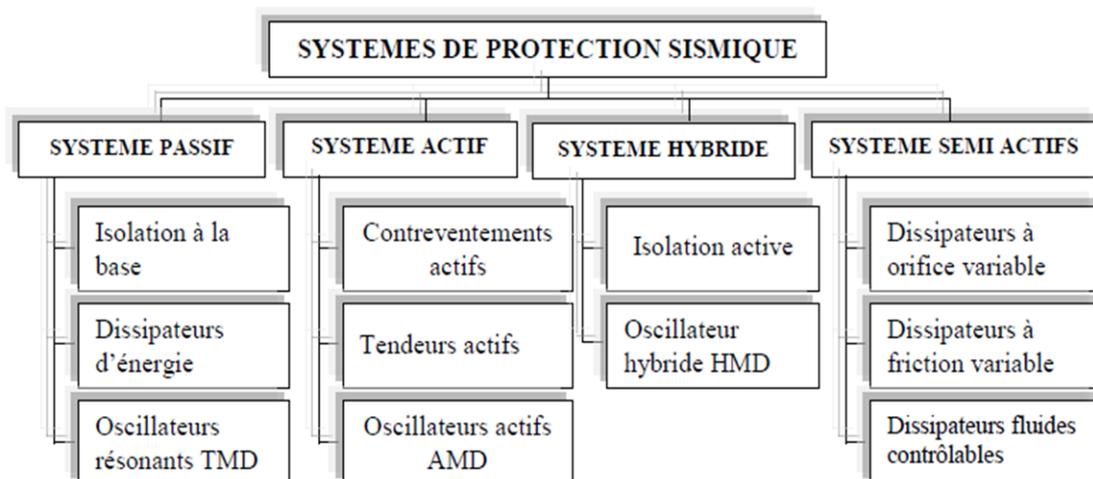


Figure II.1. Les catégories des systèmes de protection sismique mondiale [3]

Dans le cadre de ce travail on va s'intéresse au système passif.

II.3. Système de contrôle passif :

Les techniques passives d'amortissement des vibrations structurales utilisent l'intégration ou l'ajout de matériaux ou systèmes, possédant des propriétés amortissantes, couplés à la structure de telle façon que les vibrations de la structure soient amorties passivement, c'est à dire, sans aucune intervention extérieure supplémentaire et sans apport d'énergie de l'extérieure. Principalement, il existe trois catégories de systèmes passifs : la première est l'isolation sismique et la deuxième est la dissipation d'énergie est la troisième est l'amortisseur à masse accordé. La figure (II.2) présente un schéma descriptif de cette technique.

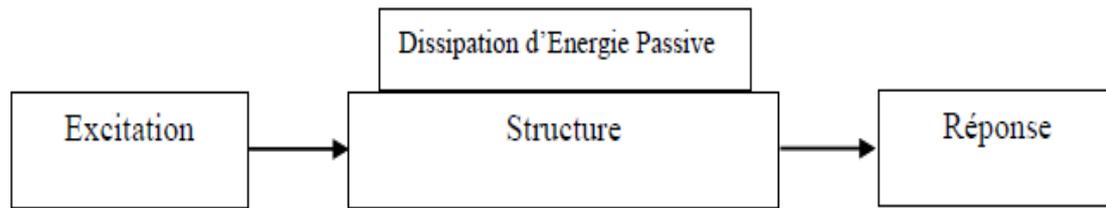


Figure II.2. Schéma de contrôle passif. [1]

Les systèmes passifs ont trois principaux avantages: le premier est le prix bas, le deuxième est l'atténuation passive, c'est-à-dire, sans apport d'énergie de l'extérieur et sans aucune intervention extérieure supplémentaire, et le troisième est son fonctionnement même pendant un séisme majeur.

Les systèmes d'isolation sismique sont largement utilisés dans le monde dont l'application a été plus ou moins répandue. Néanmoins, on peut grossièrement les regrouper comme suit :

II.3.1. Contrôle passif avec isolation à la base (les isolateurs sismiques) :

L'isolation sismique est une stratégie de conception fondée sur l'idée qu'il est possible de séparer la structure du mouvement du sol en introduisant des éléments souples entre la structure et les fondations. Les isolateurs permettent de réduire sensiblement la rigidité structurelle du système, offrant une période fondamentale de la structure isolée beaucoup plus grande que celle de la même structure sans isolateurs. Les isolateurs qui sont utilisés sont : L'isolateur d'amortissement bas (NRB) et l'isolateur d'amortissement élevé (HDRB), l'isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB) et l'isolateur en pendule de friction (FPS)

II.3.1.1. Isolateur de base en élastomère (NRB) :

Ils sont en général constitués d'un empilement de feuillets d'élastomère naturel (caoutchouc) ou synthétique (Néoprène) séparés par des frettes métalliques. [13]

La présence des frettes confère aux appuis une grande rigidité verticale alors que les feuillets d'élastomère peuvent se déformer facilement en cisaillement horizontal, permettant aussi d'obtenir une grande souplesse vis-à-vis des efforts horizontaux agissant sur le bâtiment et autorisent des déplacements notables de la superstructure.

Il est caractérisé par :

- Amortissement faible 2 à 3%
- Facile à modéliser (Ce type d'appareils est caractérisé par un comportement linéaire suivant les charges horizontales et verticales),

II.3.1.2. Isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDRB) :

Le terme HDRB est appliqué aux appuis en élastomères où l'élastomère utilisé fournit une quantité d'amortissement significative, habituellement à partir de 8% à 15% de l'amortissement critique. Un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (figure II.3) est constitué de plusieurs couches en caoutchouc avec des propriétés d'amortissement élevées séparées par des plaques en acier afin d'augmenter la rigidité verticale. Il est verticalement rigide capable de soutenir les charges verticales de pesanteur tout en étant latéralement flexible, capable de permettre des grands déplacements horizontaux. Au moyen de ses possibilités de flexibilité et d'absorption d'énergie, le système HDRB reflète et absorbe partiellement une partie de l'énergie du tremblement de terre avant que cette énergie ne puisse être transmise à la structure. Ces appareils peuvent donc résister à des déformations en cisaillement très grandes, beaucoup plus élevées que les élastomères simples.

L'élastomère à amortissement élevé a un comportement non-linéaire sous les forces latérales, ce comportement non-linéaire est obtenu par l'ajout de composants chimiques qui changent les propriétés du matériau.



Figure II.3 : photo et schéma d'un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDRB)

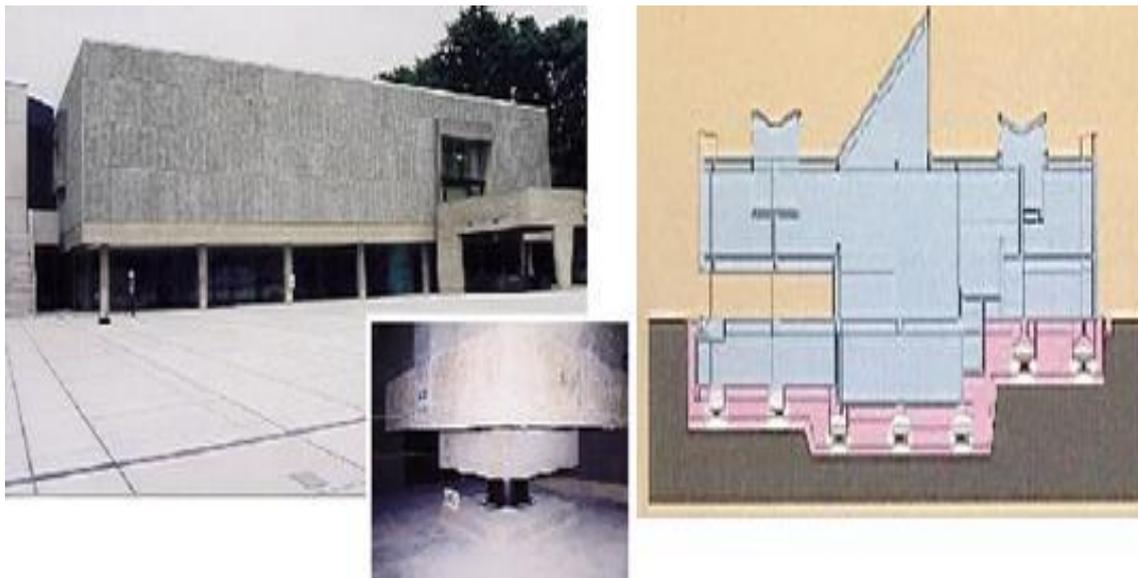


Figure II.4. Appuis élastomère à fort amortissement installé à Tokyo.

II.3.1.3. Isolateur de base en élastomère avec barre de plomb (LRB) :

C'est le genre le plus important des systèmes d'isolation à la base il a été largement étudié et mis en œuvre dans certain nombre de bâtiments à travers le monde.

L'isolateur de base en élastomère avec barre de plomb (LRB), a été inventé en Nouvelle Zélande en 1975.

Un isolateur LRB comme le montre la (figure II.5) est construit d'une alternance de couches de caoutchouc et d'acier contribue à assurer la stabilité, soutient la structure et isole les vibrations, en outre un noyau de plomb inséré comme centre de LRB pour augmenter l'effet d'amortissement et équipé dans le haut et le bas par des plaques en acier (pour fixer le glissement du bâtiment à travers sa fondation).

Il a la particularité d'être flexible dans le sens horizontal, mais assez rigide dans le sens vertical. La rigidité horizontale de l'appui est également conçue de telle manière qu'elle puisse résister aux forces du vent avec peu ou pas de déformation. Il soutient non seulement le chargement vertical mais également prolonge la période de réaction de séisme de la structure et exerce l'isolation et la dissipation d'énergie.

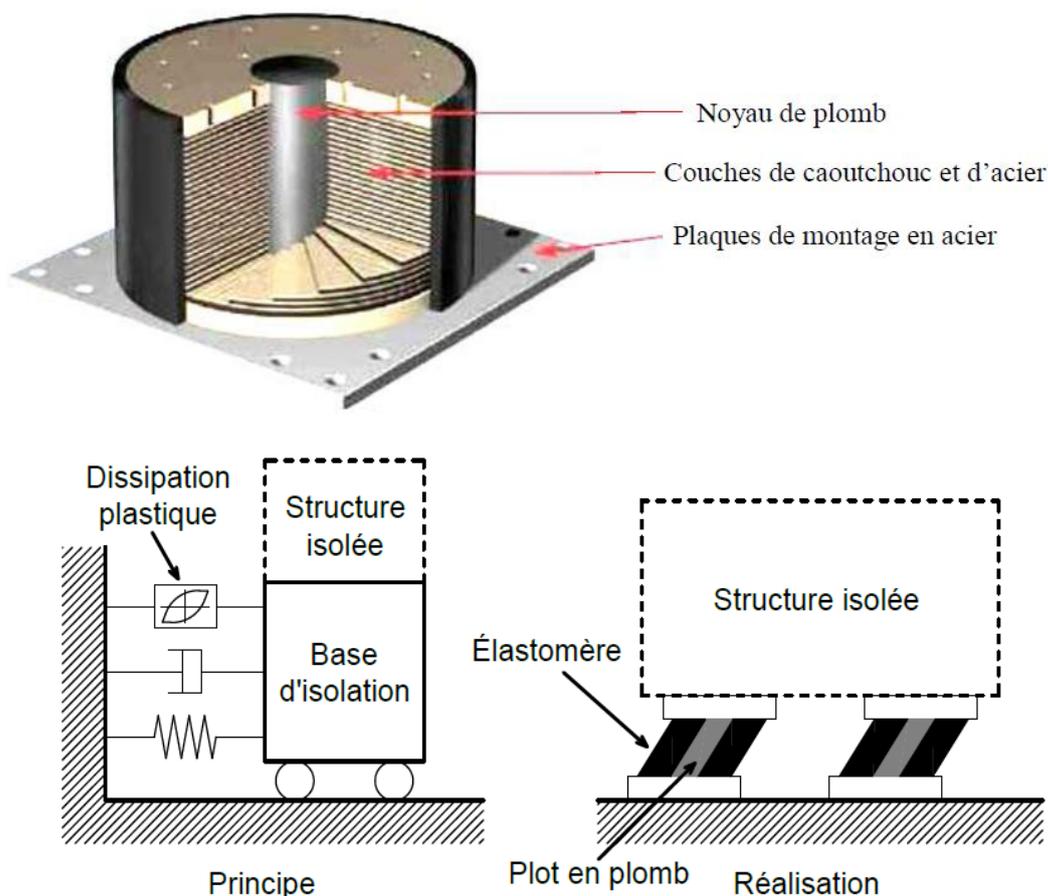


Figure II.5. Isolateur de base en élastomère avec barre de plomb (LRB)

II.3.1.4. Isolateur en pendule a friction (FPS):

L'isolateur en pendule a friction est un des systèmes d'isolation à la base les plus récents pour améliorer l'isolation sismique des structures. Il est constitué d'une surface sphérique d'acier inoxydable et d'un glisseur articulé en matériaux composites à base de Téflon. Le système FPS est composé d'un mécanisme de reconstitution basé sur sa géométrie concave (figure II.7).

Les FPS travaillent sur le principe qu'un pendule simple, lors d'un tremblement de terre le glisseur articulé se déplace le long de la surface concave faisant déplacer la structure de petits mouvements harmoniques et augmentant la période normale de la structure afin d'éviter les forces de tremblements de terre les plus fortes, comme l'illustre la (figure II.6). Ils réduisent les charges latérales et les mouvements de vibration transmise à la structure et peuvent protéger les structures et leur contenu pendant des séismes forts

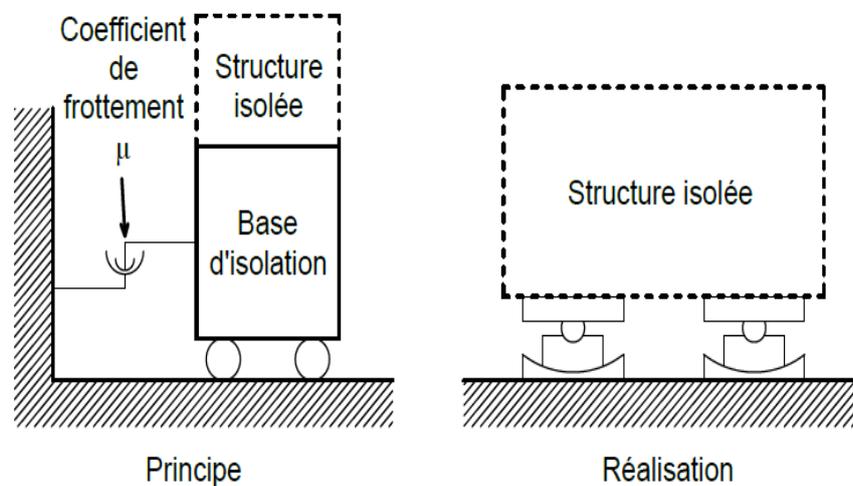


Figure II.6. Principes de fonctionnement d'un isolateur (FPS)

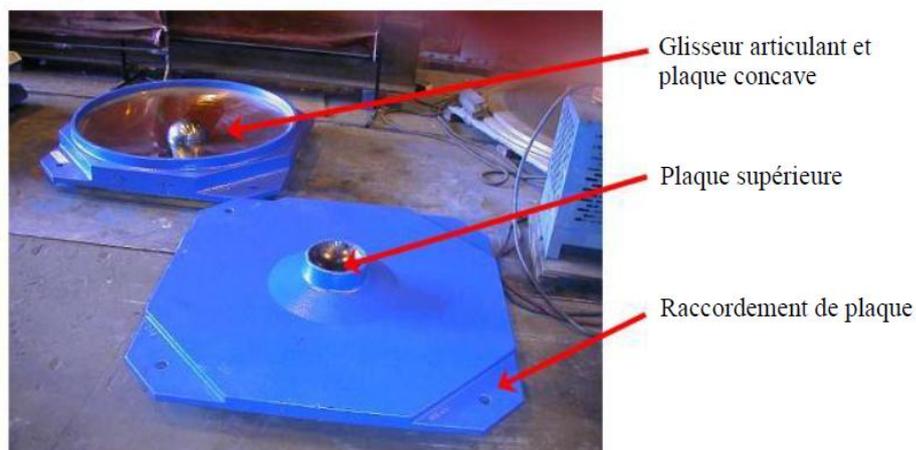


Figure II.7. Isolateur en pendule de friction (FPS)

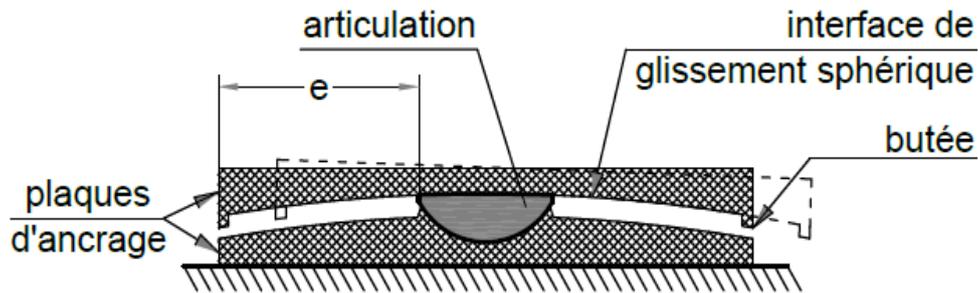


Figure II.8. Constitution d'un appui (FPS)

II.3.1.5 Avantages et inconvénients des appuis parasismiques :

Comme tous autres systèmes de protection des bâtiments contre les effets sismiques, les appuis parasismiques présentent des points forts et des points faibles.

Les principaux avantages sont :

- Une large réduction des forces sismiques agissantes sur la structure
- Le niveau de protection pouvant être obtenu est très supérieur au niveau exigé dans les codes parasismiques même en cas des séismes de niveaux très élevés.
- Les vies humaines sont protégées et les accidents secondaires dus aux meubles en chute sont réduits. La peur du séisme peut être allégée et l'effet psychologique est réduit.
- Ils assurent une protection des équipements dans le cas des bâtiments stratégiques tels que les (hôpitaux, les centres de gestion des catastrophes, les bâtiments industriels...) qui représentent parfois un investissement très important.
- Une bonne protection des éléments non structuraux (tels que les cloisons, menuiseries, revêtements...) qui sont incapables d'absorber l'énergie due aux mouvements de flexion globale et des déplacements inter étages à cause de leur rigidité élevée.

Les principaux inconvénients sont :

- Les joints de séparation entre deux bâtiments ou parties de bâtiment sur appuis parasismiques nécessitent des largeurs importantes. Toutefois l'existence de tels joints est rare.
- Le déplacement de la structure en séisme est fortement augmenté et cela peut conduire à des phénomènes d'instabilité des appuis (flambage, roulement) si le déplacement a été sous-estimé lors du dimensionnement.
- Ces appuis (HDR) en particulier étant moins courants, ils sont plus chers.
- L'interface entre le bâtiment et les équipements externes doit être étudiée avec attention

II.3.2. Contrôle passif avec dissipateurs d'énergie (amortisseur parasismique) :

Les amortisseurs parasismiques sont des dispositifs spéciaux qui ont pour objectif de fournir un amortissement supplémentaire aux structures afin de diminuer à la fois les efforts et les déplacements (les amplitudes d'oscillation) de la structure en dissipant l'énergie introduite dans les bâtiments durant les cycles de chargement alternés, ils peuvent être utilisés en superstructure des bâtiments non isolés ou bien accouplés en série avec les appuis parasismiques, cette solution est aujourd'hui presque toujours utilisée sachant bien que les amortisseurs parasismiques n'ont aucun rôle porteurs.

Un certain nombre de dispositifs d'amortisseurs sont actuellement en service ou proposés pour l'usage en structures conventionnelles ou en association avec des appuis parasismiques dans les structures isolées.

Les amortisseurs utilisés pour les structures de génie civil soumises à des actions dynamiques potentiellement importantes (séisme) ont un comportement qui peut s'éloigner notablement du domaine élastique linéaire.

On distingue plusieurs types d'amortisseurs parasismiques, certains ont déjà été utilisés, d'autres sont restés au stade d'études théoriques ou d'essais aux laboratoires de recherche. On distingue cinq familles principales d'amortisseurs à savoir :

- ✓ Amortisseurs hystérétiques
- ✓ Amortisseurs visqueux
- ✓ Amortisseurs à frottement
- ✓ Amortisseurs magnétiques.
- ✓ Amortisseurs à masse accordée

II.3.2.1. Amortisseurs Hystérétiques (élasto-plastique) :

Ils constituent un assemblage de pièces en acier doux ou bien en plomb soit des alliages malléables. Lorsque les fondations et la structure sont en mouvement, ces matériaux se déforment de manière à dissiper l'énergie sismique. Ces amortisseurs ne demandent pas d'entretien et sont faciles à remplacer. Ils se présentent, comme celle de fluide visqueux, sous forme de barreaux en acier, en plomb ou bien grâce à des poutres,

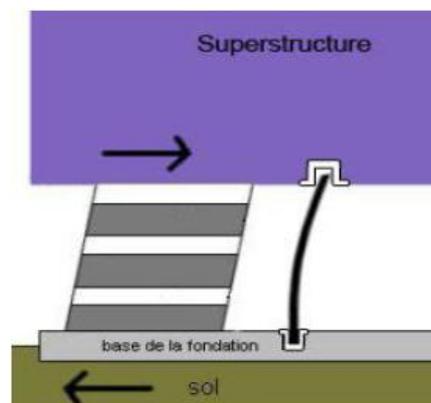


Figure II.9. Amortisseur hystérétique

II.3.2.2. Amortisseurs Visqueux :

L'amortisseur visqueux est assimilable à un vérin hydraulique à double effet et à forte capacité de dissipation d'énergie. Il se constitue d'un cylindre creux rempli avec un fluide à base d'huile de silicone qui est forcé de s'écouler à travers de petits orifices [17].

Le fluide circule à des vitesses élevées, résultant du frottement entre les particules de fluide et la tête de piston.

Les forces de frottement donnent lieu à une dissipation d'énergie sous la forme de chaleur. Le fluide a généralement une viscosité relativement faible. Tout comme les connecteurs, les amortisseurs visqueux ont donc un comportement qui dépend de la vitesse de sollicitation. L'appareil se présente sous la forme suivante :

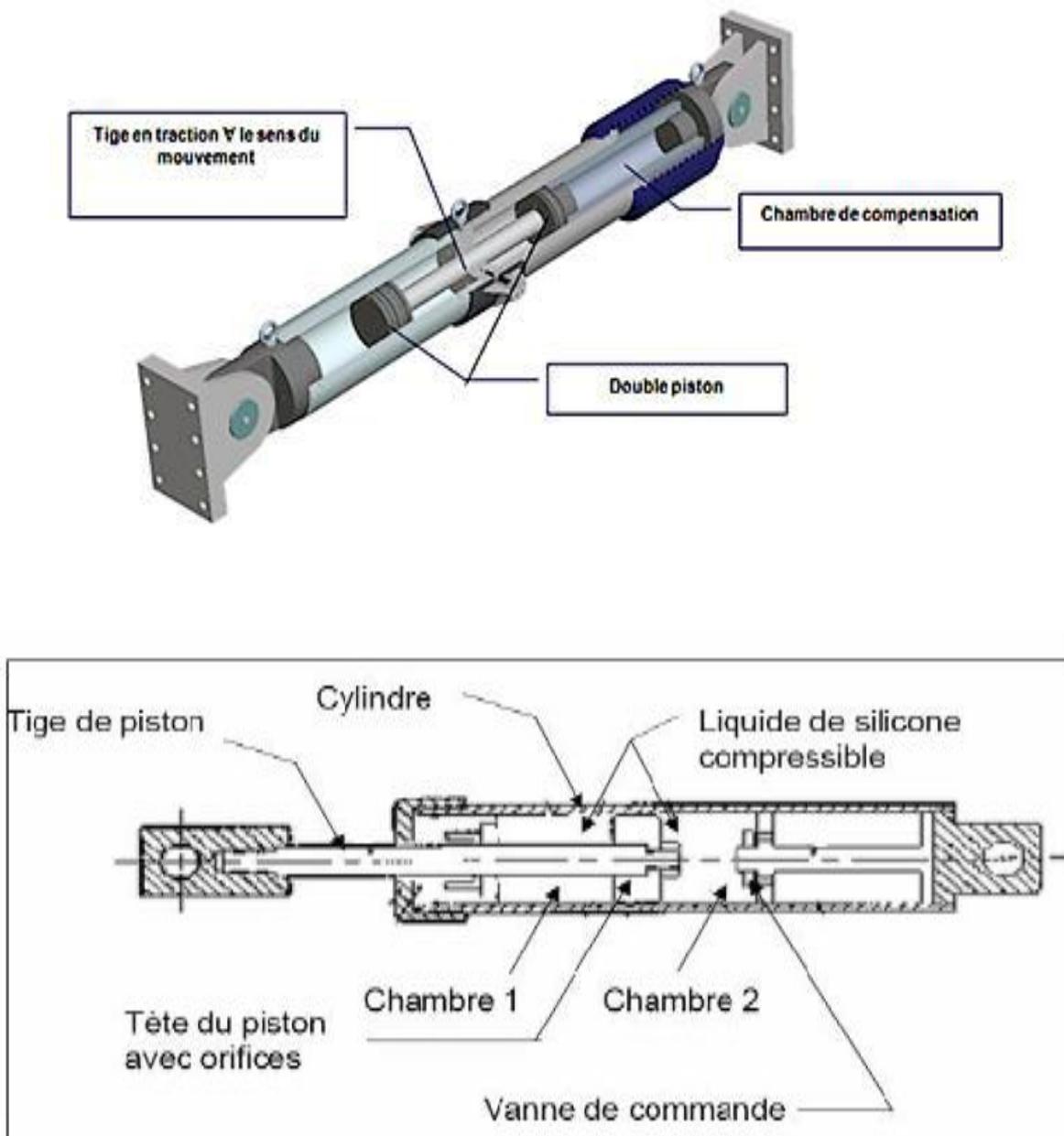


Figure II.10. Schématisation d'un amortisseur hydraulique visqueux

La figure ci-dessous récapitule les différents critères à prendre en compte lors de leur emploi :

| | |
|-----------------------------------|---|
| Méthode de d'analyse | 1- Dynamique linéaire 2- Dynamique non linéaire |
| Dispositions constructives | 1- Eurocode2, Eurocode3, Eurocode8-2 2- Norme NF EN 15129, UBC, FEMA |
| Condition de maintenance | Très variable selon les technologie |
| Etat post-sismique | Ouvrage intacte |
| Domaines d'application | Sismicité élever ou ouvrage a risque spécial |

Tableaux II.1. Résumé des critères d'emploi des amortisseurs visqueux non-linéaires [17]

II.3.2.3. Amortisseurs à friction :

Les amortisseurs à friction (frottement) Comprennent une série de plaques fixées les unes aux autres par des boulons en acier à haute résistance et spécialement traitées pour produire un degré de friction maximale. Le principe de ces amortisseurs repose sur le phénomène de dissipation de l'énergie par friction.

Lors d'un tremblement de terre, il permet la déformation du bâtiment tout en la maîtrisant son système mécanique coulissant fait qu'il reste toujours porteur. Ces amortisseurs se révèlent être les plus efficaces et les plus durables, puisqu'ils reprennent leur position initiale sans dommages.



Figure II.11. Amortisseur à frottement à l'université de Concordia, Montréal

II.3.2.4. Les amortisseurs à masse accordée (TMD)

Dans les dernières années, pour contrôler les vibrations des structures, plusieurs dispositifs de contrôle ont été développés. Parmi ces dispositifs, les Amortisseurs à masse accordée (Tuned Mass Damper (TMD)) qui sont les plus couramment utilisés dans différents champs d'application en génie civil tel que les bâtiments et les ouvrages d'art, permettant la réduction des oscillations provoquées par le séisme ou d'autres causes [14]. Ce système d'amortisseur peut être pendulaire, comme celui installé au sommet de la tour de Taipei (figure II.12), ou sous la forme d'une masse rectangulaire comme le bloc de béton qui glisse sur le toit du bâtiment du Citicorp à New York (figure II.13) [18].



Figure II.12. Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508 m de hauteur (tour de Taipei 101)

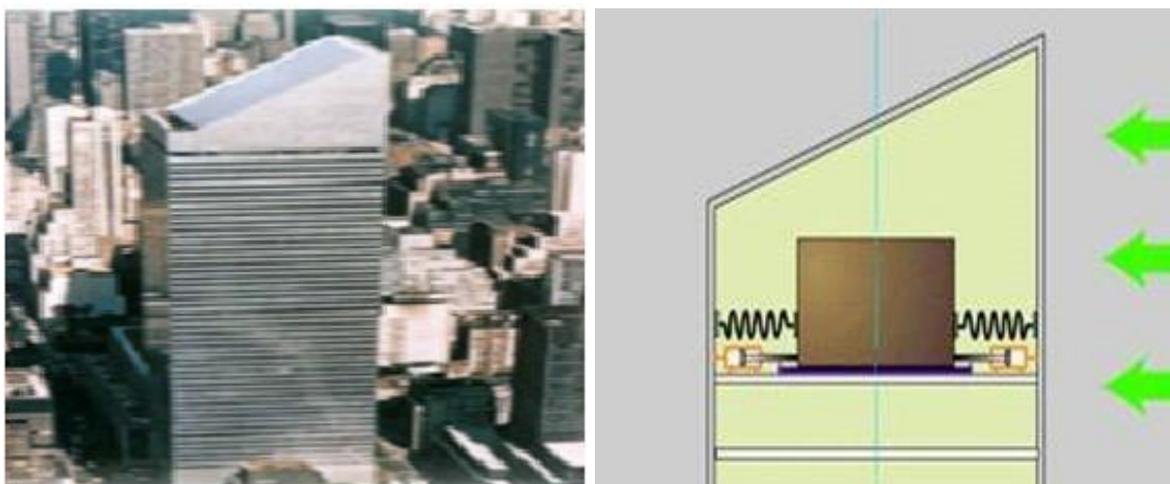


Figure II.13. TMD rectangulaire sur la Citicorp (New York).

II.3.2.5. Amortisseurs magnétique :

Ces systèmes n'ont jamais été utilisés jusqu'à présent, ils sont restés aux stades d'études théoriques, les essais aux laboratoires de recherche ont permis de démontrer expérimentalement que les amortisseurs magnétiques peuvent réduire les déplacements à la base des immeubles de 20 à 30% [6].

II.4. Dispositions constructives et mise en œuvre des isolateurs à la base :

L'installation d'un système n'est pas simple, car il intervient après de nombreuses études, au niveau du terrain et des bâtiments, pour savoir si celui-ci est approprié. En effet, il faut vérifier que ce système vieillira bien, et ne devra pas être remplacé avant la fin de la durée de vie prévue du bâtiment (Vieillessement accéléré due à la température, à l'hygrométrie et aux agents chimiques). Il faut aussi que ce système puisse résister à des séismes même plus importants que ceux prévu lors de la conception.

L'emploi des appuis parasismiques n'exige pas d'architecture spéciale mais il convient d'observer quelques règles particulières de conception et de mise en œuvre

- Un espace libre de dimensions suffisantes doit être disposé autour de la superstructure, afin de permettre son libre déplacement dans toutes directions horizontales. L'espace entre deux blocs adjacents disjoints sur appuis parasismiques doit être suffisant pour permettre des mouvements en opposition de phase sans risque de choc. Les valeurs de déplacement calculées sont :
 - a) Dans le cas d'un joint entre la superstructure et des ouvrages liés au sol, la valeur absolue maximale (d) du déplacement d'un point quelconque de la superstructure
 - b) Dans le cas de deux blocs adjacents sur appuis parasismiques, la valeur maximale de la somme des valeurs absolues des déplacements d_1 et d_2 de deux points quelconques en regard de part et d'autre du joint.

Les valeurs de déplacement calculées doivent être majorées de 20% pour le dimensionnement des joints.

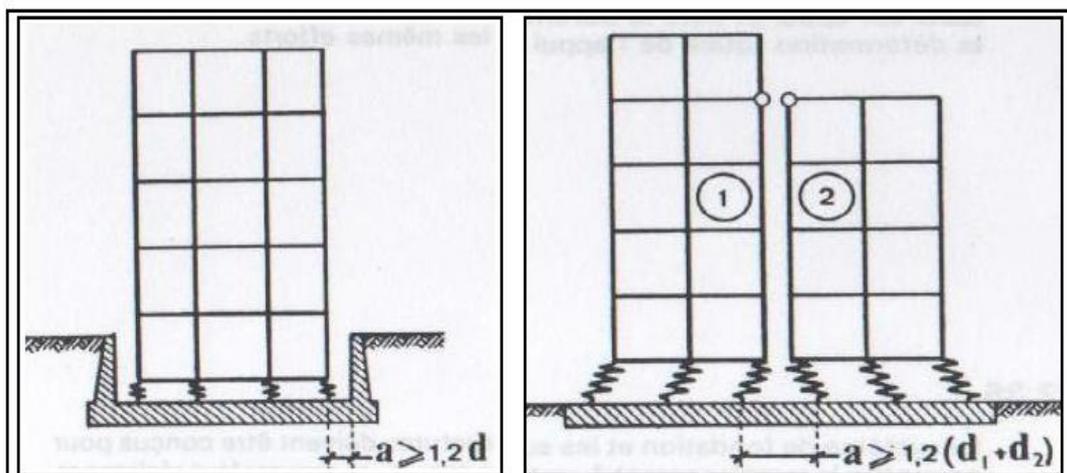


Figure II.12. Les conditions de voisinage

- Les appuis parasismiques sont placés de préférence au niveau du sol sous chaque colonne ou chaque intersection de murs. Ils doivent être insérés entre deux plans horizontaux rigides, de façon à ce que la distance des appuis entre eux reste invariable pendant la durée du séisme. Deux cas sont à considérer :
 - a) L'immeuble comporte un sous-sol dans ce cas, les appuis sont disposés entre le plancher bas du RDC et la partie haute du sous-sol, cette dernière devant être assez rigide pour se déplacer comme un ensemble, il est nécessaire de prévoir des murs de soutènement extérieurs permettant à la construction de se déplacer librement, ou de réaliser des talus de faible pente (2/3) au plus.

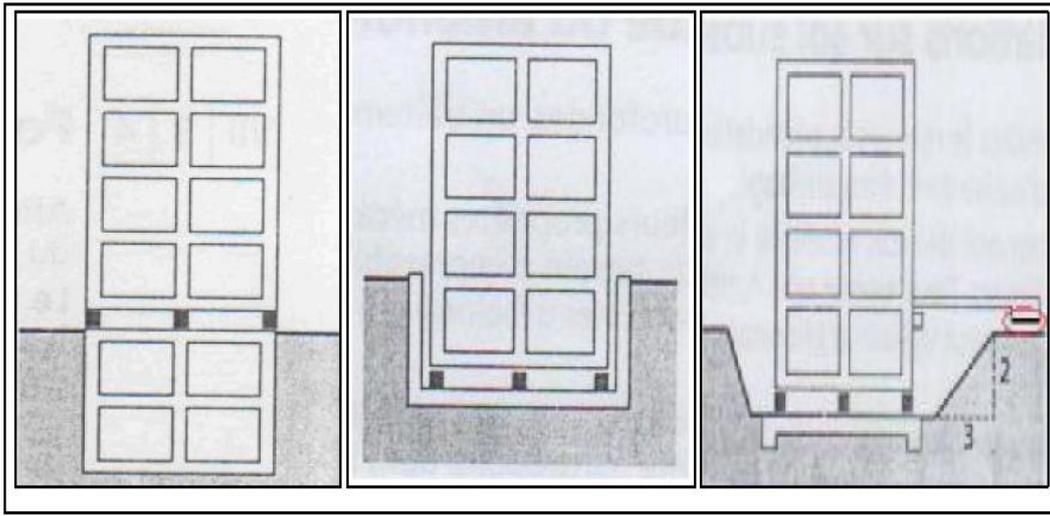


Figure II.13. Emplacement des appuis parasismiques

- b) L'immeuble ne comporte pas de sous-sol dans ce cas, les appuis sont fixés sur des plots en béton armé encastrés, soit sur un radier, soit directement dans le sol de fondation avec un chaînage en béton armé assurant une liaison entre les plots; ils supportent le plancher bas du RDC comme dans le cas (a).

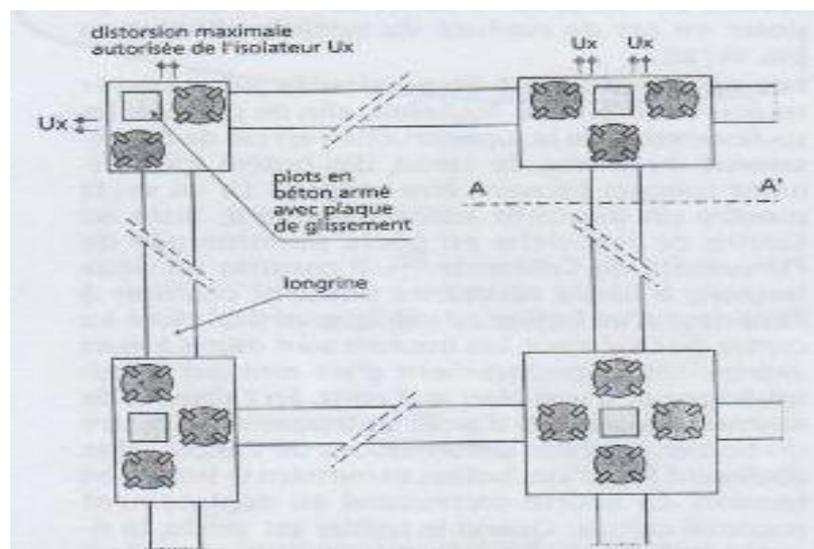


Figure II.14. Vue en plan des différentes positions possibles

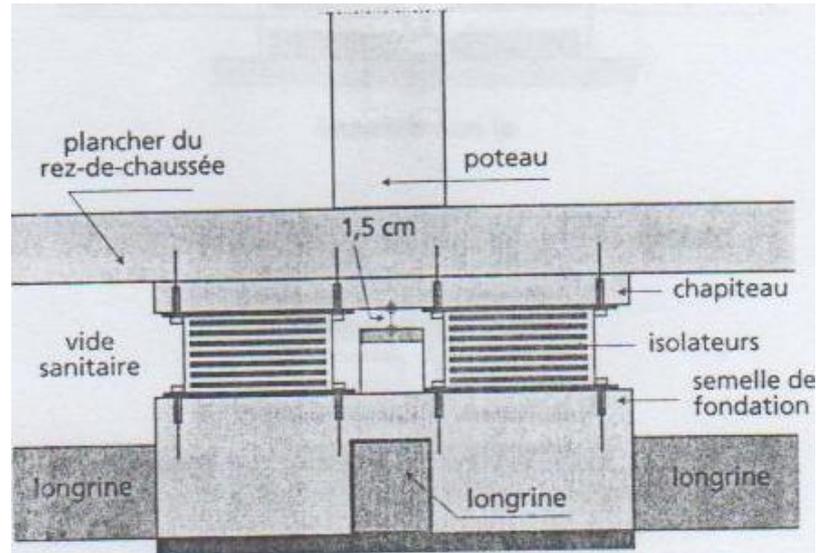


Figure II.15. mise en œuvre

II.5. Action du vent sur les bâtiments isolés :

Pour les bâtiments élevés, la flexibilité latérale des appuis parasismiques peut introduire quelque inconfort pour les occupants sous l'action du vent. Pour cette raison, les appuis parasismiques peuvent être équipés d'appareils spéciaux appelés **stabilisateurs au vent** qui empêchent le mouvement des bâtiments sous l'action d'un vent normale. Lorsque l'effort tranchant à la base atteint une valeur minimale pré calculée, les stabilisateurs au vent se déconnectent très rapidement de la structure qui redevient libre sur les appuis. Après le séisme, les stabilisateurs au vent peuvent être aisément rebranchés [13]. Le déblocage de tous les appuis doit être simultané sous peine d'introduire des effets de torsion dans le bâtiment. En outre, la «libération» du bâtiment peut engendrer des chocs qu'il convient d'éviter.

Etant donné que la séquence de la libération de ces dispositifs est difficilement maîtrisable, ils sont interdits dans plusieurs codes parasismiques.

II.6. Critères choix entre les types d'appuis parasismiques :

Le choix de types d'appuis appropriés pour isoler la base des constructions nécessite une évaluation des caractéristiques, des normes de performance parasismique et des coûts de ces appuis parasismiques. Il est par ailleurs nécessaire de prendre en considération le rendement et l'entretien à long terme de ces appuis. Puisque le caoutchouc peut durcir ou s'étirer, il est nécessaire d'effectuer des inspections périodiques afin de s'assurer en tout temps de sa souplesse.

D'après [5] ces critères en les résume comme suit :

- Stabilité du comportement à long terme. L'effet du fluage sur les appuis à néoprène ne doit pas affecter le comportement de l'isolateur. Le retour d'expérience acquise chez le fabricant et les tests des ouvrages isolés ayant subi des excitations sismiques sont la meilleure justification

- Stabilité du comportement de l'isolateur vis-à-vis des conditions de son environnement comme la température.
- Réversibilité du comportement de l'isolateur. Au terme de l'excitation sismique, l'isolateur revient à son comportement élastique après dissipation d'énergie par déformations pos élastiques

II.7. Conclusion :

Dans ce chapitre les différents types de dispositifs utilisés dans l'isolation sismique ont été passés en revue. Nous avons présenté leur principe de base ainsi que leurs avantages et inconvénients. Les systèmes d'isolation passive, étant plus simples, sont de loin ceux qui sont utilisés couramment dans les applications réelles.

Devant une telle variété de dispositifs d'isolation, la question sur le comportement des structures dotées de ces dispositifs se pose. De plus, la performance des systèmes d'isolation dépend aussi du comportement de la structure isolée.

Chapitre III :

REGLEMENTATION DES STRUCTURES ISOLEE A LA BASE

III.1. Introduction :

L'objectif de la conception et du dimensionnement des structures selon les règlements parasismiques est d'assurer à l'ouvrage, une résistance au moins équivalente à celle demandée par le niveau sismique de calcul. Et une ductilité suffisante pour absorber l'énergie sismique par déformations post-élastiques, en acceptant un niveau de dommages réparables des éléments non structuraux.

Les règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003 décrivent les principes généraux de conception et de calcul requis pour l'étude des ouvrages résistants aux séismes. Ces règles sont applicables à toutes les constructions courantes.

Par contre, elles ne sont pas directement applicables aux ouvrages importants (les ouvrages d'art) au quelle il existe un règlement particulier c'est le RPOA

Le RPA 99 version 2003 ne donne aucune méthode de calcul des bâtiments sur appuis parasismique

Ces pour cette raison on peut utiliser d'autre règlements internationaux, parmi les code les plus connus dans le monde et le UBC 1997 et IBC 2000, FEMA, EUROCODE 8

III.2. Méthodes de calcul des constructions isolées :

A l'instar des méthodes de conception conventionnelle, l'isolation parasismique est régie par des règlements de calcul selon le code américain UBC 97 (Uniform Building Code) et le code international IBC (International Building Code).

Le FEMA-273 et le FEMA-274, qui sont publiées par la Federal Emergency Management Agency (14-44, 14-45), sont très semblables à ceux de l'IBC-2000 à une exception près. Le FEMA-273 permet une nouvelle approche de l'analyse statique appelé Analyse non linéaire.

Les constructions isolées peuvent être analysées et calculées suivant trois méthodes à savoir :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse dynamique par spectre de réponse (response spectrum analysis)
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (Time History Analysis)

III.2.1. Méthode statique :

Cette méthode est applicable pour les structures satisfaisant aux conditions suivantes :

- Les structures sont situées à plus de 10 Km d'une faille active.
- Le sol est de type S_1 (sol ferme), S_2 (sol moyen), S_3 (sol meuble) ou S_4 (sol très meuble).
- La hauteur de la superstructure ne doit pas dépasser 20 m (4 niveaux).
- La période maximale de la structure isolée est inférieure ou égale à 3.0 secondes.
- La structure au dessus du système d'isolation est de forme régulière

Et Le système d'isolation doit satisfaire les critères suivants :

- La rigidité effective du système d'isolation au déplacement de conception est supérieure au tiers de la rigidité effective à 20% de déplacement de conception.
- Le système d'isolation est capable de produire une force de rappel

a) Calcul des déplacements :

Les deux déplacements de conception de base du système d'isolation à calculer sont D_D et D_M correspondants aux niveaux DBE et MCE respectivement. Ces déplacements sont calculés au centre de rigidité du système d'isolation en utilisant les formules suivantes:

$$D_D = \frac{g}{4\pi^2} \frac{ZNS_1 T_D}{B_D} \quad (1)$$

$$D_M = \frac{g}{4\pi^2} \frac{ZNS_1 T_M}{B_M} \quad (2)$$

Avec:

g : Accélération de la pesanteur

Z : Coefficient de zone sismique (0.3 pour la zone 3 et 0.4 pour la zone 4)

N : Coefficient dépendant de la proximité de la faille active, donné dans le tableau III.1

S_I : Coefficient caractérisant le type de sol donné dans le tableau III.2

T_D : Période en seconde de la structure isolée correspondant au déplacement minimum.

T_M : Période en seconde de la structure isolée correspondant au déplacement maximal.

Ils sont déterminés par les formules suivant :

$$T_D = \sqrt{\frac{W}{K_{Dmin} g}} \quad (3)$$

$$T_M = \sqrt{\frac{W}{K_{Mmin} g}} \quad (4)$$

Avec :

K_{Dmin} : Rigidité minimale (KN /m) du système d'isolation correspondant au déplacement minimal

K_{Mmin} : Rigidité minimale (KN /m) du système d'isolation correspondant au déplacement minimal

W : le poids total de la structure

B_D, B_M : Coefficients liés à l'amortissement β du système d'isolation. (Facteurs d'amortissement réduit). Ils sont donnés dans le tableau III.3

| Distance à la faille | Magnitude MCE | | |
|----------------------|---------------|---------|------------|
| | ≥ 8.0 | $= 7.0$ | ≤ 6.0 |
| ≥ 15 Km | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| $= 10$ Km | 1.2 | 1.0 | 1.0 |
| ≤ 5 Km | 1.5 | 1.3 | 1.1 |

Tableau III.1. Coefficient de proximité de la faille N

| Type de sol | S_I |
|-------------------------------------|-------|
| S_1 : sol ferme (rock/stiff) | 1.0 |
| S_2 : sol moyen (medium) | 1.4 |
| S_3 : sol meuble (soft) | 2.3 |
| S_4 : sol très meuble (very soft) | 2.7 |

Tableau III.2. Coefficient caractérisant le type de sol.

| Amortissement effectif β (% de l'amortissement critique) | Facteur B_D ou B_M |
|--|------------------------|
| $\leq 2\%$ | 0.8 |
| 5% | 1.0 |
| 10% | 1.2 |
| 20% | 1.5 |
| 30% | 1.7 |
| 40% | 1.9 |
| 50% | 2.0 |

Tableau III.3. Coefficient d'amortissement B_D ou B_M

b) Déplacements inter étages :

Les déplacements inter étages ne doivent pas dépasser $0.015h_x$

III.2.2. La méthode d'analyse dynamique par spectre de réponse :

L'analyse dynamique peut être utilisée dans tous les cas et doit être utilisée si les conditions mentionnées à l'adéquation de l'analyse statique ne sont pas satisfaites. L'analyse dynamique peut prendre la forme d'analyse de spectre de réponse ou d'analyse temps-histoire.

L'application de la méthode dynamique modale spectrale est exigée dans les cas suivants :

- ✓ La structure au-dessus du plan d'isolation est irrégulière.
- ✓ La structure au-dessus du plan d'isolation est de plus de quatre étages ou 20m de hauteur.
- ✓ La période effective de la structure isolée (TD) est trois fois plus grande que la période fondamentale de la structure à base fixe ($TD > 3 TF$).

a) Calcul des déplacements :

Selon l'IBC, le déplacement minimum total et le déplacement maximum total du système d'isolation dans ce cas ne doivent pas être pris inférieurs à 90% de D_D et inférieurs à 80% de D_M respectivement

b) Déplacements inter étages :

Les déplacements inter étages d'une structure isolée calculée par la méthode spectrale ne doivent pas dépasser $0.015 h_x$

III.2.3. La méthode d'analyse par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes consiste en l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle peut être utilisée dans tous les cas en particulier pour les structures isolées qui ne répondent pas aux critères de l'analyse statique ou l'analyse modale spectrale. Cette méthode est plus précise pour la représentation de l'action sismique ainsi que pour le calcul non linéaire des structures isolées; elle nécessite un ou plusieurs accélérogrammes ainsi que la disponibilité d'un programme numérique pour l'analyse de la structure.

a) Déplacements inter étages :

Les déplacements inter étages d'une structure isolée calculée par accélérogramme, en considérant les caractéristiques de la courbe force- déplacement des éléments non linéaires du système, ne doivent pas dépasser $0.020h_x$

| Paramètres de conception | Méthode statique | Méthodes dynamiques | |
|--|---|---------------------|----------------------|
| | | Modale spectrale | Réponses temporelles |
| Déplacement minimal de conception | $D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) CT_D}{B_D}$ | / | / |
| Déplacement minimal total de conception | $D_{TD} = D_D \left[1 + y \left(\frac{12e}{b+d}\right)\right] \geq 1.1 D_D$ | $\geq 0.9 D_{TD}$ | $\geq 0.9 D_{TD}$ |
| Déplacement maximal | $D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) CT_M}{B_D} \geq 1.1 D_M$ | / | / |
| Déplacement maximal total | $D_{TM} = D_M \left[1 + y \left(\frac{12e}{b+d}\right)\right]$ | $\geq 0.8 D_{TM}$ | $\geq 0.8 D_{TM}$ |
| Force sismique au dessous du système d'isolation | $V_b = K_{D,max} D_D$ | $\geq 0.9 V_b$ | $\geq 0.9 V_b$ |
| Force sismique pour une structure régulière | $V_S = \frac{K_{D,max} D_D}{R_I}$ | $\geq 0.8 V_S$ | $\geq 0.6 V_S$ |
| Force sismique pour une structure irrégulière | $V_S = \frac{K_{D,max} D_D}{R_I}$ | $\geq 1.0 V_S$ | $\geq 1.0 V_S$ |
| Déplacement inter étages | IBC-2000 | $\leq 0.015 h_x$ | $\leq 0.015 h_x$ |
| | UBC- 97 | $\leq 0.01/R_I$ | $\leq 0.015/R_I$ |

Tableau.III.4 : Valeurs minimales de l'analyse dynamique données en fonction des valeurs de l'analyse statique [6].

III.3. Caractéristique mécaniques des isolateurs :

L'objectif principal de la procédure de conception des isolateurs est d'aider l'ingénieur de conception préliminaire dans le dimensionnement des isolants nécessaires pour un projet donné. Pour plus d'information le lecteur est invité à lire le récent manuel par Kelly (p14-46) pour une très détaillée des caractéristiques mécaniques.

III.3.1. Isolateur en élastomère fretté (NRB) :

D'après [9], Pour un tampon circulaire d'un diamètre de Φ et une seule couche en caoutchouc épaisseur t

$$S = \frac{\Phi}{4t} \quad (5)$$

Il est généralement compris entre 10 et 20

$$\gamma = \frac{D}{t_r} \quad (6)$$

La rigidité verticale est donnée par :

$$K_V = \frac{E_c A_c}{t_r} \quad (7)$$

Avec E_c est le module de compression composite caoutchouc-acier et A_s est l'aire d'une plaque de calage en acier. Pour un tampon circulaire sans des trous dans le centre.

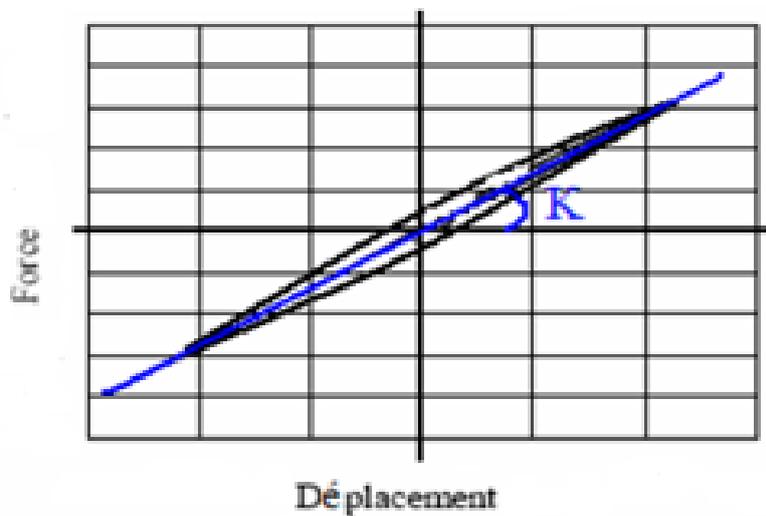


Figure III.1. Loi de comportement d'un isolateur type (NRB)

III.3.2. Isolateur en élastomère avec barreau de plomb (LRB) :

L'élastomère avec barreau de plomb est un système non linéaire qui peut être très efficace. Idéalisée en termes de courbe force-déformation bilinéaire avec des valeurs constantes à travers de nombreux cycles de chargement (Figure III.2).

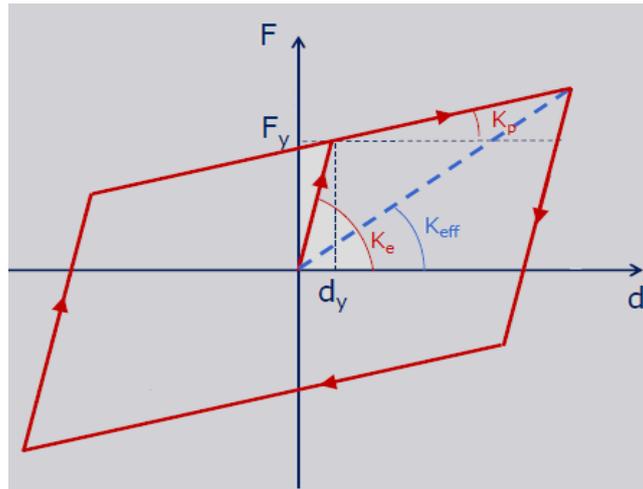


Figure III.2. Loi de comportement d'un isolateur type (LRB)

Avec :

Q : Résistance caractéristique

K_e : Rigidité élastique

K_p : Rigidité post-élastique

K_{eff} : La rigidité effective

D : le déplacement maximum de l'appui

D_y : Déplacement élastique de l'appui

F_y : La force de plastification de l'isolateur

La rigidité effective K_{eff} et le déplacement maximum de conception D de l'appui sont donnés par les formules suivantes :

$$k_{eff} = \frac{N}{g} \left(\frac{2\pi}{T_D} \right)^2 \quad (8)$$

$$D = \frac{gcT_D}{4\pi^2 B_D} \quad (9)$$

Avec : C= ZNS

La déformation de plastification au cisaillement du plomb est de :

$$D_y = e_p \frac{\tau_{py}}{G_p} \quad (10)$$

Avec :

e_p : l'épaisseur de l'isolateur

τ_{py} : La contrainte de plastification du plomb

G_p : Le module de déformations par cisaillements du plomb

La rigidité non linéaire et donné par :

$$K_p = \frac{GA}{t_r} \quad (11)$$

Où G est le module de cisaillement du caoutchouc. , A est la surface de section transversale totale du tampon, et t_r l'épaisseur totale de caoutchouc la rigidité linéaire K_e et pris entre 6.5 à 10 K_p

$$K_e = (6.5) \text{ à } (10) K_p \quad (12)$$

La force de plastification de l'isolateur et donner par :

$$F_y = Q + K_p D_y \quad (13)$$

Avec :

$$Q = \frac{\pi \beta_{eff} K_{eff} D^2}{2(D - D_y)} \quad (14)$$

III.3.3. Isolateur en pendule à friction (FPS) :

Si la charge sur un isolateur FPS est W, et le rayon de courbure de la parabole FPS est R, alors la rigidité horizontale de l'isolateur peut être définie pour la conception que :

$$K_p = \frac{W}{R} \quad (15)$$

$$K_e = 50. K_p \quad [17]$$

Ou : $K_e = 100. K_p$ (FEMA 356 chap 9)

La période naturelle du FPS du système isolé est seulement une fonction de R.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (16)$$

La rigidité effective (crête-à-crête) de l'isolateur est donnée par :

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{2W}{D} \quad (17)$$

Où μ et le coefficient de frottement.

L'amortissement fourni par le système, β , est une fonction du déplacement horizontal et peut être obtenu à partir de :

$$\beta = \frac{2}{\pi} \frac{2}{2 + \frac{D}{R}} \quad (18)$$

Une estimation de la montée de la structure (déplacement vertical) à la suite d'un mouvement le long de la surface courbe de l'isolateur peut être obtenue à partir de

$$\delta_v \cong \frac{D^2}{2R} \quad (19)$$

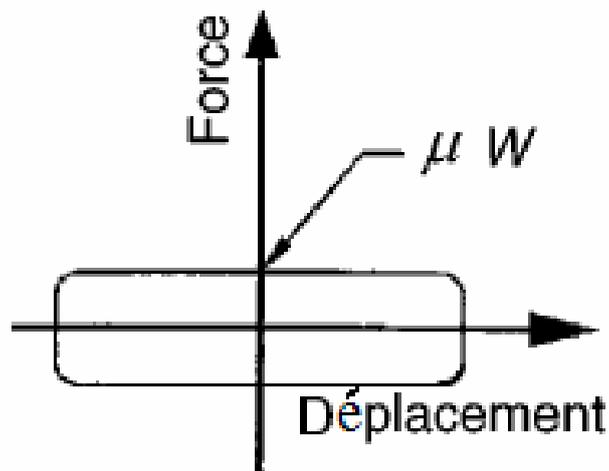


Figure III.3. Loi de comportement d'un isolateur type (FPS)

III.4. Caractéristique de l'amortisseur à masse accordé (TMD) :

Les systèmes de TMD sont définis comme suit :

$$f_{2opt} = \frac{1}{1 + \mu} \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \right) \quad (20)$$

$$\xi_{2opt} = \frac{\xi_1}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \quad (21)$$

Avec :

μ : le rapport de masse

ξ_1 : coefficients d'amortissement de la structure

f_{2opt} : la fréquence optimale

Dans l'application pratique, il est nécessaire de calculer la rigidité et l'amortissement optimal (k_{2opt} , c_{2opt}). Ces paramètres peuvent être définis comme suit [18].

$$k_{2opt} = m_2 \omega_1^2 f_{2opt}^2 = m_2 \omega_1^2 \left(\frac{1}{1 + \mu} \right)^2 \left(1 + \xi_1 \sqrt{\frac{1}{1 + \mu}} \right)^2 \quad (22)$$

$$c_{2opt} = 2m_2 \omega_1 f_{2opt} \xi_{2opt} = \frac{2m_2 \omega_1}{1 + \mu} \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \right) \left(\frac{\xi_1}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \right) \quad (23)$$

Où ω_1 est la pulsation de la structure et ω_2 et la pulsation du TMD

Chapitre IV :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

IV.1. Introduction :

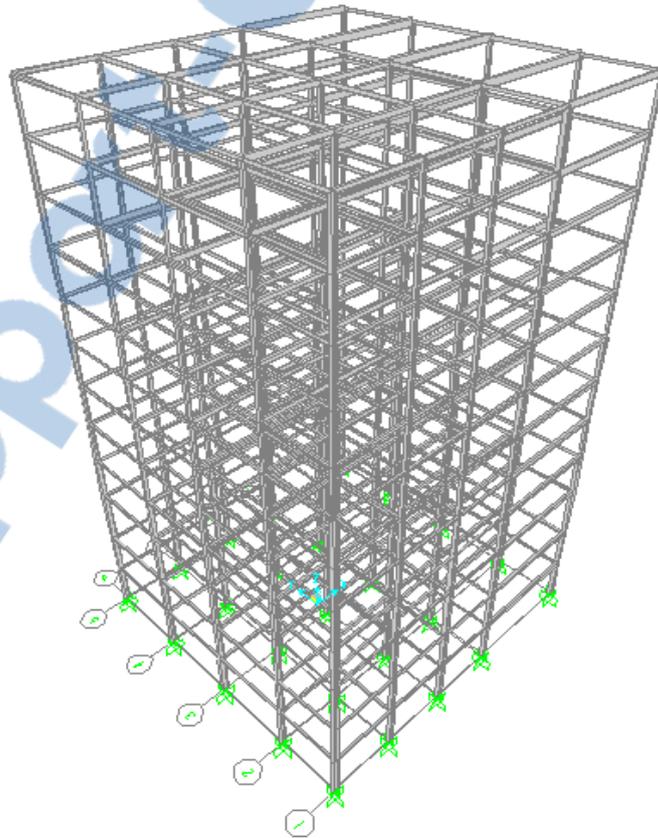
Le projet qui va être étudié est un bâtiment R+12 en ossature métallique et un plancher mixte implanté en zone sismique IIb.

Il s'agit d'une résidence d'un hôtel à Sidi Lakhdar wilaya de Mostaganem. Le terrain est plat avec une surface de **543.204m²**

IV.2. Les données géométriques :

Le présent ouvrage a une forme rectangulaire caractérisée par les dimensions suivantes :

- Longueur totale : 23.70m
- Largeur totale : 22.92m
- Hauteur totale = 45.22m + l'acrotère 0.6 m = 45.82m
- Hauteur de RDC et étages : $H_{rdc} = 3.40m$
- Hauteur 3ème étage : $H = 4.42m$



IV.3. Règlements utilisés :

Pour justifier la sécurité, les règlements utilisés sont :

1. Règlement Neige et Vent « RNVA99 »
2. « DTR B.C2.2 » charge permanentes et charge d'exploitation
3. Règlement CCM 97 « calcul des structures en acier »
4. Règlement parasismique IBC 2000, UBC 97, FEMA 356

IV.4. Mode de construction :

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, Dans le cadre de ce projet on a opté pour les matériaux suivants

IV.4.1. Acier de construction pour les éléments de structure :

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé des aciers de construction laminés à chaud.

La nuance d'acier utilisée est de fe360 il utilisée pour toute structure de bâtiment :

| | |
|-------------------------------------|---|
| Résistance limite d'élasticité | $f_y = 235 \text{ Mpa}$ |
| Module d'élasticité longitudinal | $E = 2.1 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$ |
| Poids volumique | $\rho = 7850 \text{ daN/mm}^2$ |
| Coefficient de dilatation thermique | $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ |
| Module de cisaillement | $G = E / (2(1+\nu)) = 0.8 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$ |
| Coefficient de poisson | $\nu = 0.3$ |

Tableau IV .1 : Caractéristiques mécaniques de l'acier

IV.4.2. Béton :

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- ✓ 350 kg de ciment CPA325.
- ✓ 400 L de sable $C_g \leq 5 \text{ mm}$.
- ✓ 800 L de gravillons $C_g \leq 25 \text{ mm}$.
- ✓ 175 L d'eau de gâchage.

| | |
|----------------------------------|-------------------------------------|
| Résistance a la compression | $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ |
| Module d'élasticité longitudinal | $E = 32 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$ |
| Poids volumique | $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ |
| Coefficient de poisson | $\nu = 0.2$ |

Tableau IV .2 : Caractéristiques mécaniques du béton

IV.5. Pré-dimensionnement :

IV.5.1. Charge permanentes et Charge d'exploitations :

Les charges et les surcharges appliquées sur la structure sont données conformément aux règles DTR BC 2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation) comme suit :

Plancher terrasse inaccessible :

Charges permanentes $G = 6.887 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitations $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage courant :

Charges permanentes $G = 5.847 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitations $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

IV.5.2. Les planchers :

Le plancher sera mixte collaborant en béton armé de (8cm) d'épaisseur et repose sur un coffrage perdu (TN40) contient des connecteurs (goujons) qui assurent la liaison d'ensemble du plancher et le non glissement de la dalle pleine en fin un matelas des solives qui supportes le plancher et ses composantes.

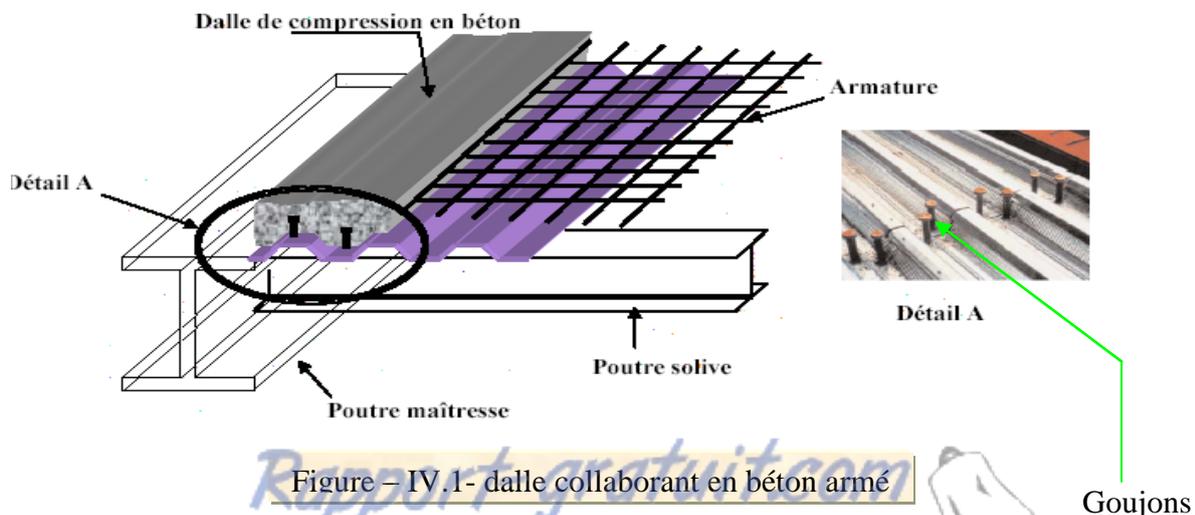


Figure – IV.1- dalle collaborant en béton armé

Goujons

IV.5.3. Charges climatiques :

IV.5.3.1. Effet du vent :

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 99)

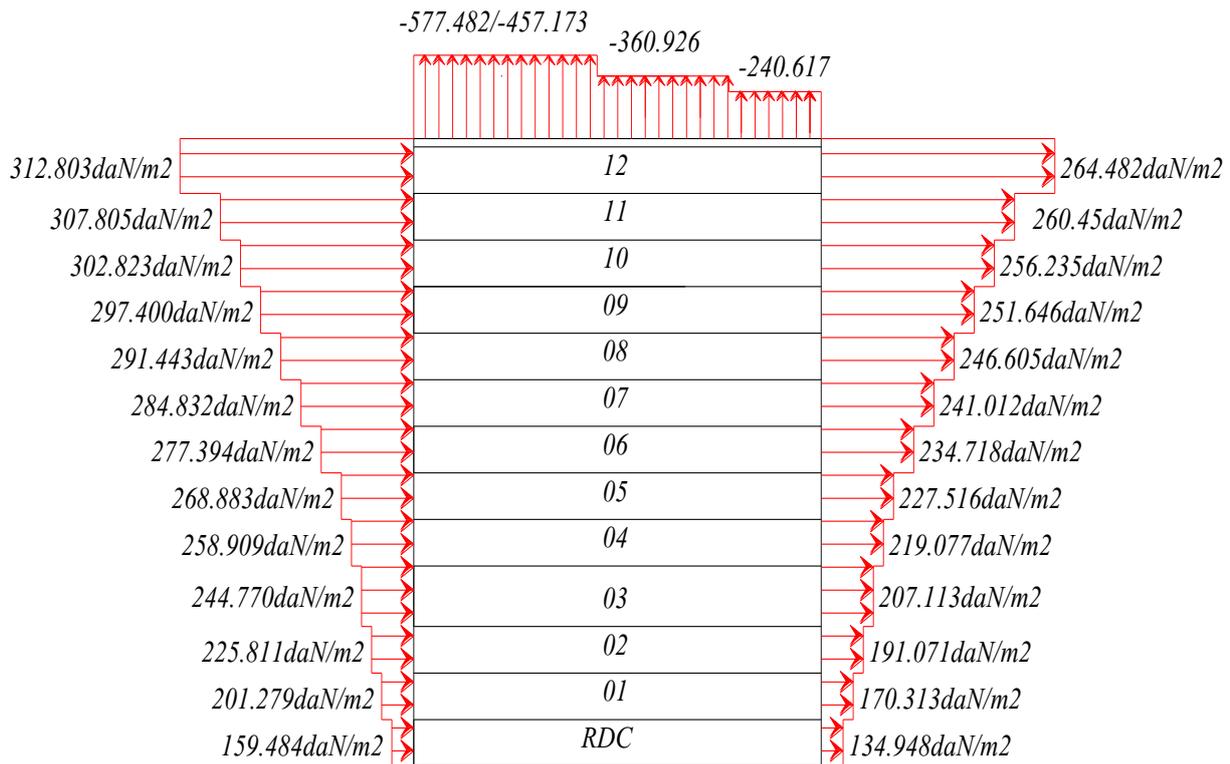


Figure IV.2: Représentation des résultats de la pression du vent [19]

IV.5.3.2. Effet de la neige :

Le règlement **RNVA99** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à **2000mètres**.

Notre structure se trouve à une altitude environ de **400m**.

La charge de la neige S qui a été adopter et de :

$$S \cong 12 \text{ daN/m}^2 \text{ k [19].}$$

IV.6. Dimensionnement des éléments :

Le dimensionnement des éléments principaux et secondaires a été fait suivant règle du CCM 97.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivant :

| élément | profilé | P Kg/m | A cm ² | h mm | b mm |
|----------------|---------|-----------|----------------------|---------|---------|
| Solive (4.90) | IPE200 | 22,4 | 28,5 | 200 | 100 |
| Solive (6.00) | IPE240 | 30,7 | 39,1 | 240 | 120 |
| p.p.rive(8.70) | IPE400 | 66,3 | 84,5 | 400 | 180 |
| p.p.rive(5.00) | IPE240 | 30,7 | 39,1 | 240 | 120 |
| p.p. int(8.70) | IPE500 | 90,7 | 116 | 500 | 200 |
| p.p. int(5.00) | IPE330 | 49,1 | 62,6 | 330 | 160 |

Tableau IV.3. Dimensions des profilés « poutres et solives » utilisés et leur Caractéristiques [19].

| | | Les étages | | | | |
|----------------------|----|------------|----------|----------|----------|----------|
| | | 12÷8 | 7 et 6 | 5 | 4÷2 | 1et RDC |
| Les types de poteaux | P1 | HE 200 M | HE 200 M | HE 200 M | HE 200 M | HE 220 M |
| | P2 | HE 200 M | HE 200 M | HE 200 M | HE 200 M | HE 200 M |
| | P3 | HE 200 M | HE 200 M | HE 220 M | HE 240 M | HE 300 M |
| | P4 | HE 200 M | HE 200 M | HE 200 M | HE 240 M | HE 260 M |
| | P5 | HE 200 M | HE 240 M | HE 240 M | HE 240 M | HE 300 M |

Tableau IV.4. Dimensions des poteaux [19].

IV.7. Systèmes de contreventements :

Dans le cadre de cette étude on a utilisé une section en L 120 x 120 x 13

| Profilé | G (kg/m) | h = b (mm) | t (mm) | r ₁ (mm) | r ₂ (mm) | A (mm.10 ²) |
|------------------|----------|------------|--------|---------------------|---------------------|-------------------------|
| L 120 x 120 x 13 | 23,3 | 120 | 13 | 13 | 6,5 | 29,7 |

Tableau IV.5. Dimensions des contreventements [19].

IV.8. Etude sismique :

Il a été montré que la meilleure variante est la n°10 en terme de période et de participation modale [19], elle a été comparée avec la structure contreventée et non contreventée comme il est montré dans le tableau IV.6.

| Structure non contreventée | | Structure contreventée | |
|----------------------------|---------|------------------------|---------|
| Période (s) | P.M (%) | Période (s) | P.M (%) |
| $T_1= 7.47$ | 76.36 | $T_1= 2.02$ | 73.13 |
| $T_2= 4.84$ | 75.50 | $T_2= 1.87$ | 76.21 |
| $T_3= 3.95$ | 76.13 | $T_3= 1.33$ | 77.77 |

Tableau IV.6. Synthèse de l'analyse modale sous SAP 2000 [19].

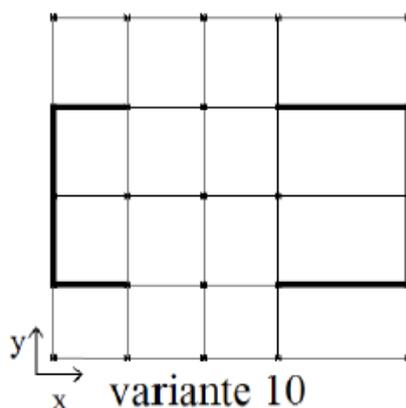


Figure IV.3 : Meilleure variante [19].

Chapitre V :

APPLICATION DES DIFFERENTES TECHNIQUES D'ISOLATION SUR UN BATIMENT METALLIQUE

V.1. Introduction :

Ce chapitre consiste à analyser différents systèmes d'isolations et les comparer avec les modèles contreventé et non contreventé, pour évaluer la performance et l'efficacité de ces systèmes

L'analyse a été faite à l'aide d'un programme numérique des structures en l'occurrence le logiciel SAP 2000.

V.2. Description du système d'isolation et des excitations sismiques :

Deux systèmes d'isolation ont été étudiés, le lead rubber bearing (LRB) et le friction pendulum (FPS).

| Caractéristique | LRB | Caractéristique | FPS |
|--------------------|-----------|----------------------|------------|
| Dimensions (mm) | (405x370) | Dimensions (mm) | (1100x150) |
| K_{eff} (KN/m) | 152.39 | K_{eff} (KN/m) | 152.39 |
| D (m) | 0.54 | H (m) | 0.15 |
| T_r (m) | 0.37 | K_p (KN/m) | 1145.5 |
| A(m ²) | 0.078 | K_e (KN/m) | 57275 |
| K_p (KN/m) | 147.36 | K_v (KN/m) | 24727500 |
| K_e (KN/m) | 957.85 | R (m) | 4 |
| D_e (m) | 0.0298 | μ_{min} | 0.03 |
| F_y (KN) | 28.62 | μ_{max} | 0.05 |
| K_v (KN/m) | 428119.73 | Rate paramètre (s/m) | 40 |

Tableau V.1. Caractéristique des isolateurs utilisés

Deux accélérogrammes ont été considérés, le premier est celui qui est enregistré à la station de SYLMAR pendant le séisme de Northridge en 1994 avec une magnitude de 6,69 sur l'échelle de Richter avec une accélération maximale du sol égale 0,6647g, Le deuxième accélérogramme est celui du 21 mai 2003 à Boumerdes enregistré à la station de keddara avec une accélération maximale du sol égale a 0.34g

V.3. Résultats et analyses :

V.3.1. Périodes et pulsations :

Le tableau V.2 présente les périodes et les pulsations obtenus pour quatre systèmes (contreventé, non contreventé, LRB et FPS).

Les résultats montrent une diminution de 76.40% pour le LRB et 26.4% pour le FPS, ceci montre que les systèmes d'isolation permettent d'assouplir le comportement de la structure.

| Mode | structure contreventée | | structure non contreventée | | LRB | | FPS | |
|------|------------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|-----------|----------------------|-----------|----------------------|
| | Période | Pulsation | Période | Pulsation | Période | Pulsation | Période | Pulsation |
| | Sec | (rad/s) ² | Sec | (rad/s) ² | Sec | (rad/s) ² | Sec | (rad/s) ² |
| 1 | 2.029317 | 3.065 | 7.468849 | 0.84 | 11.286511 | 0.556 | 11.136976 | 0.563 |
| 2 | 1.879028 | 3.342 | 4.842257 | 1.296 | 8.654882 | 0.725 | 8.58846 | 0.731 |
| 3 | 1.33656 | 4.7 | 3.950434 | 1.589 | 8.551306 | 0.734 | 8.464529 | 0.741 |
| 4 | 0.637337 | 9.858 | 2.52885 | 2.484 | 3.386885 | 1.854 | 3.370971 | 1.863 |
| 5 | 0.610255 | 10.295 | 1.647835 | 3.812 | 2.345785 | 2.678 | 2.337964 | 2.687 |
| 6 | 0.448819 | 14.017 | 1.413486 | 4.444 | 2.027203 | 3.098 | 2.014396 | 3.118 |
| 7 | 0.33318 | 18.858 | 1.36815 | 4.59 | 1.843486 | 3.405 | 1.842474 | 3.409 |
| 8 | 0.330557 | 19.03 | 0.971615 | 6.463 | 1.238443 | 5.077 | 1.238918 | 5.072 |
| 9 | 0.250075 | 25.12 | 0.919081 | 6.833 | 1.199791 | 5.237 | 1.200276 | 5.233 |
| 10 | 0.233798 | 26.952 | 0.767021 | 8.187 | 1.035696 | 6.067 | 1.035818 | 6.06 |
| 11 | 0.232439 | 27.068 | 0.721626 | 8.71 | 0.846001 | 7.423 | 0.846762 | 7.422 |
| 12 | 0.229545 | 27.423 | 0.630038 | 9.968 | 0.793374 | 7.919 | 0.793663 | 7.919 |

Tableau V.2. Périodes et pulsations de la structure avec et sans système d'isolation

V.3.2. Résultats numériques :

Le tableau V.3 et V.4 présentent les réponses maximal du en déplacement, accélération, vitesse et efforts tranchants a la base ainsi que les sollicitations maximales de la structure avec les deux systèmes d'isolation.

| Type d'accélélograme | Type de structure | Déplacement (cm) | Accélération (m/s ²) | Vitesse (m/s) | Effort tranchant A la base (KN) | Sollicitation | | |
|----------------------|-------------------|------------------|----------------------------------|---------------|---------------------------------|---------------|--------|-----------------------|
| | | | | | | N (KN) | T (KN) | M (KN.m) |
| Keddara | Contre ventée | 7.98 | 3.8 | 0.37 | 3900 | 1955 | 69.12 | 175.5 |
| | Non contrev entée | 9.00 | 4.11 | 0.24 | 849 | 49.61 | 46.04 | 140.1 |
| | LRB | 7.30 | 3.50 | 0.18 | 468.2 | 21.64 | 6.41 | 1.03 |
| | FPS | 4.50 | 3.37 | 0.16 | 6.48 | 3.34 | 8.21 | 1.5.10 ⁻¹² |

Tableau V.3. Réponse maximale (accélélogramme de keddara)

| Type d'accélélogramme | Type de structure | Déplacement (cm) | Accélération (m/s ²) | Vitesse (m/s) | Effort tranchant A la base (KN) | Sollicitation | | |
|-----------------------|-------------------|------------------|----------------------------------|---------------|---------------------------------|---------------|--------|-----------------------|
| | | | | | | N (KN) | T (KN) | M (KN.m) |
| Sylmar | Contre ventée | 88 | 16.37 | 2.8 | 32250 | 2249 | 578.7 | 1501 |
| | Non contreventée | 86.15 | 11.6 | 2.4 | 7490 | 361.6 | 400 | 1192 |
| | LRB | 65 | 8.70 | 1.49 | 1605 | 103.1 | 94.94 | 9.51 |
| | FPS | 35.46 | 8.41 | 1.34 | 66.20 | 28.75 | 61.16 | 3.4.10 ⁻¹² |

Tableau V.4. Réponse maximale (accélérogramme de sylmar)

V.4. Analyse des réponses temporelles pour le système LRB :

a) Station de keddara

V.4.1. Variation du déplacements, accélérations et vitesses en fonction du temps :

Les résultats obtenus sont comparé avec les modèles contreventé et non contreventé et ils sont montrés dans les (Figure V.1), (Figure V.2), (Figure V.3)

L'analyse de la Figure V.1 montre que la variation des déplacements maximaux de la structure isolée et de 18.88% par rapport à la structure a base fixe.

La Figure V.2 montre une comparaison des trois modèle en terme d'accélération après l'analyse on constate que l'accélération de la structure isolé et renduite de **14.84%** et cela et due au découplage entre le mouvement du sol et celui de la structure, et par conséquent la vitesse d'oscillation de la superstructure et atténuer a **51.35%** (Figure V.3).

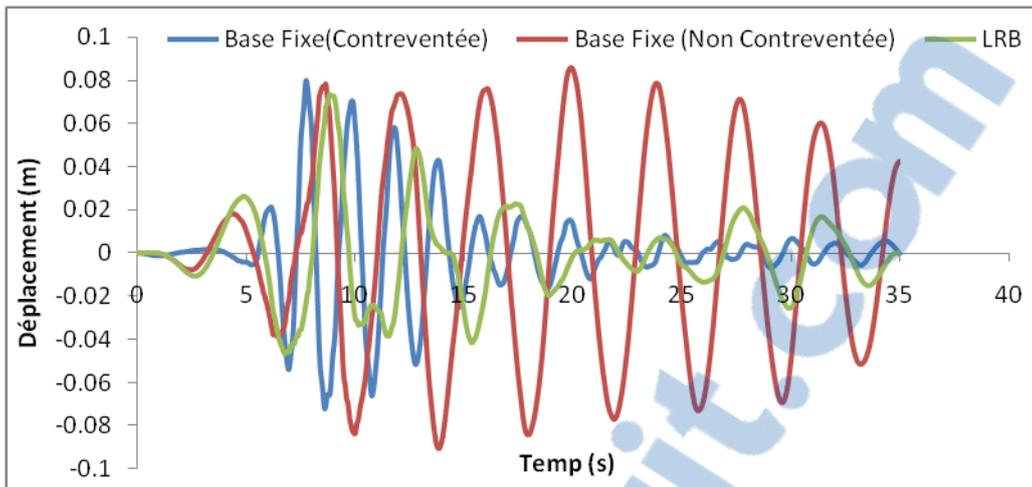


Figure V.1. Réponse temporelle en déplacements

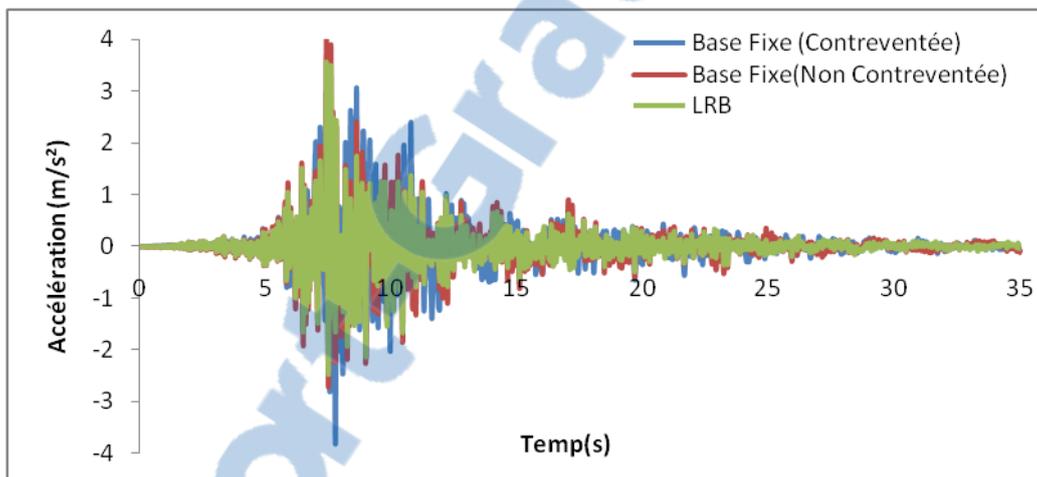


Figure V.2. Réponse temporelle en accélérations

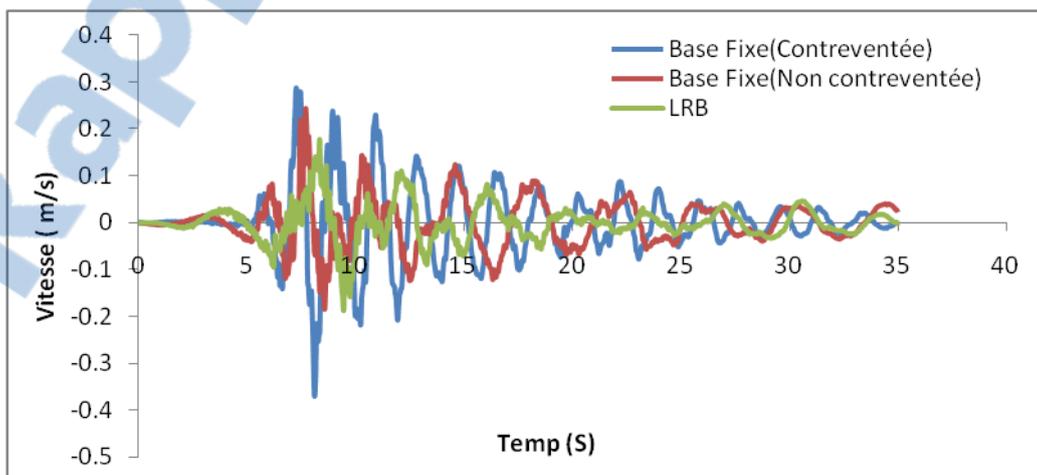


Figure V.3. Réponse temporelle en vitesses

V.4.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps:

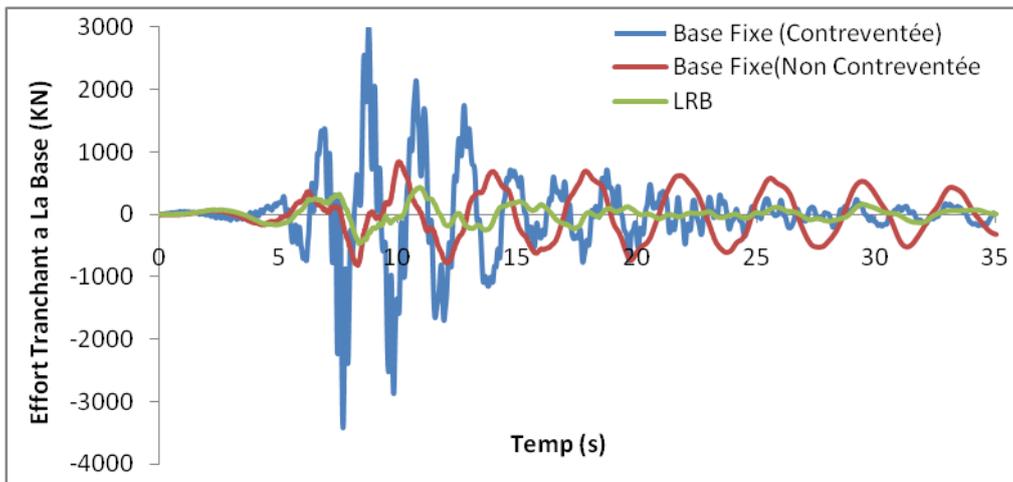


Figure V.4. Réponse temporelle en effort tranchant à la base

L'analyse de la figure V.4 montre l'efficacité du LRB par rapport aux deux structures à base fixe pour la diminution de l'effort tranchant à la base, elle est réduite considérablement de **88%** et ce est dû à la réduction des accélérations transmises à la superstructure.

V.4.3. Variation des sollicitations en fonction du temps :

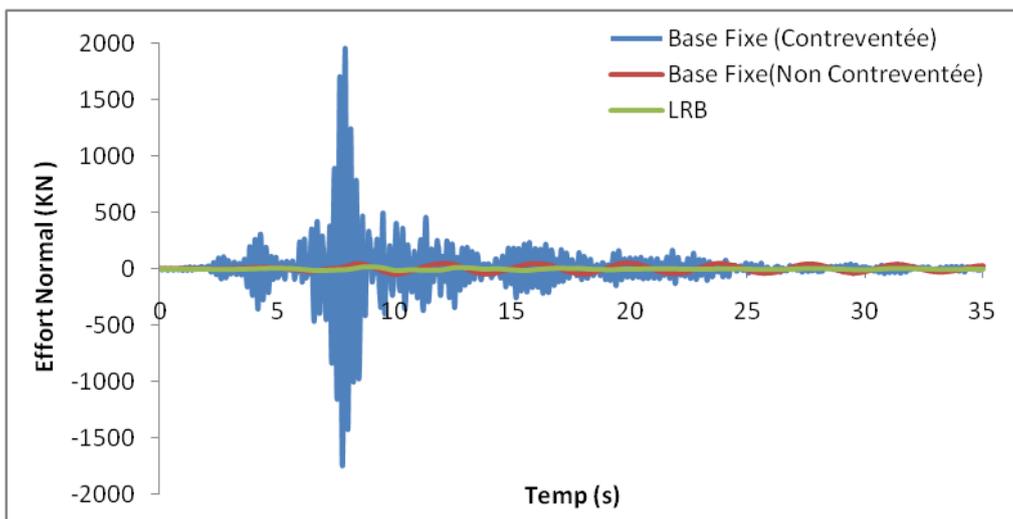


Figure V.5. Réponse temporelle en effort normal

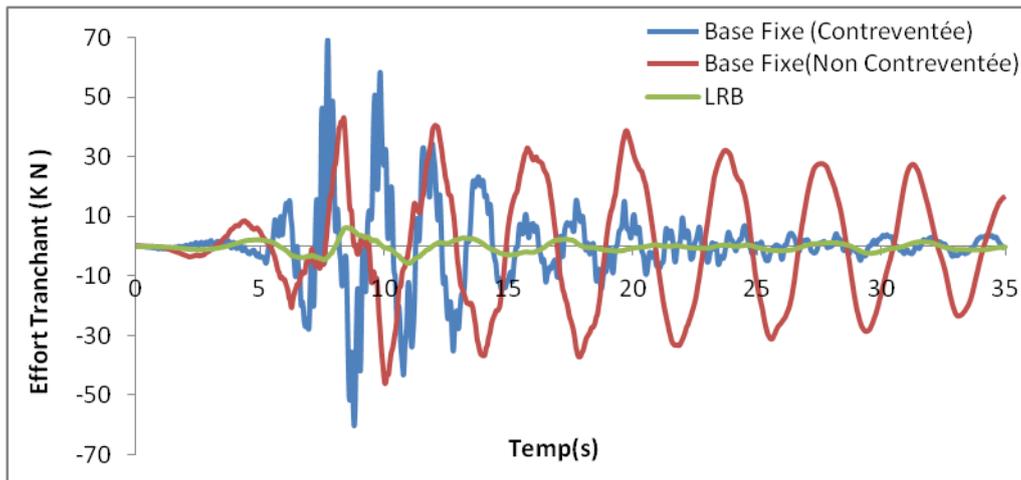


Figure V.6. Réponse temporelle en effort tranchant

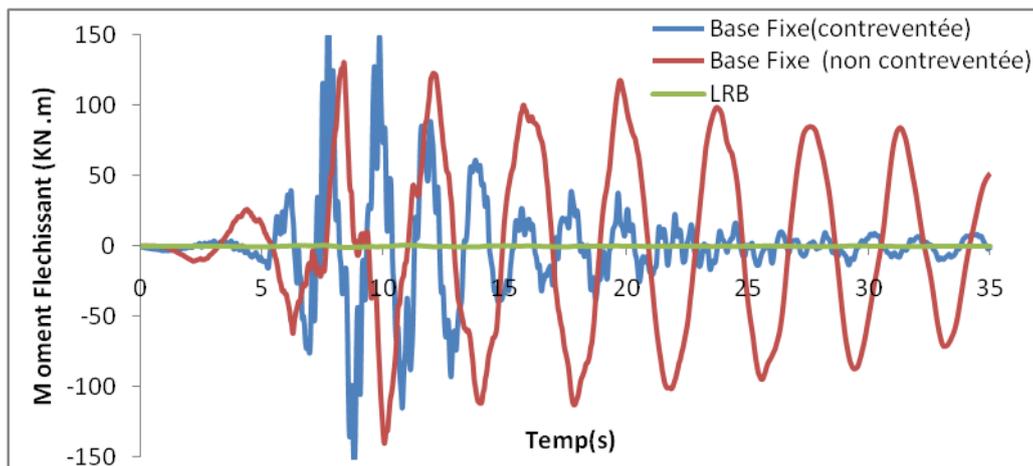


Figure V.7. Réponse temporelle en moment fléchissant

Les sollicitations maximales dans les éléments les plus sollicités pour la structure isolé sont comparées entre la structure contreventée et non contreventée

Une analyse temporelle de l'effort normal maximal (N), de l'effort tranchant (V) et le moment (M) a été réalisée (figure V.5, Figure V.6, Figure V.7).

Les résultats ont montré une réduction des trois sollicitations pour le système d'isolation pour atteindre une valeur de **98.89 %** en effort normal (Figure V.5)

L'effort tranchant (Figure V.6) se diminue considérablement par rapport à la structure fixe de **90.72%**. Et en dernier lieu le moment fléchissant (figure V.7) s'attenu énormément de **99.41%**

V.4.4. Influence de l'apport des AFV sur la réponse sismique :

A fin de minimiser le déplacement une étude paramétrique a été faite par l'ajout des amortisseurs a fluide visqueux (AFV) pour observer leur influence sur la réponse sismique.

| C (MN.s/m) | AFV à la base | C (MN.s/m) | AFV en diagonal |
|------------|---------------|------------|-----------------|
| 0 | 0.0732 | 7 | 0.053 |
| 0.2 | 0.0722 | 10 | 0.0508 |
| 0.4 | 0.0714 | 20 | 0.0461 |
| 0.6 | 0.0707 | 30 | 0.0449 |
| 0.8 | 0.0701 | 40 | 0.0447 |
| 1 | 0.0697 | 50 | 0.0447 |
| 1.2 | 0.0694 | 60 | 0.0447 |
| 1.4 | 0.0696 | - | - |
| 1.6 | 0.0698 | - | - |
| 1.8 | 0.07 | - | - |
| 2 | 0.0702 | - | - |

Tableau V.5. Variation du déplacement en fonction du coefficient d'amortissement

On observe une réduction des déplacements lors de l'augmentation du coefficient d'amortissement C (figure V.8), cette réduction est importante dans l'intervalle $C = [0-1.2]$ (MN.s/m), au delà de cette intervalle le déplacement commence a augmenter. Les résultats de la figure V.9 montrent que la relation déplacement – coefficient d'amortissement est inversement proportionnelle dans l'intervalle $C = [0-30\text{MN.s/m}]$, et puis elle reste constants au delà des 30 MN.s/m.

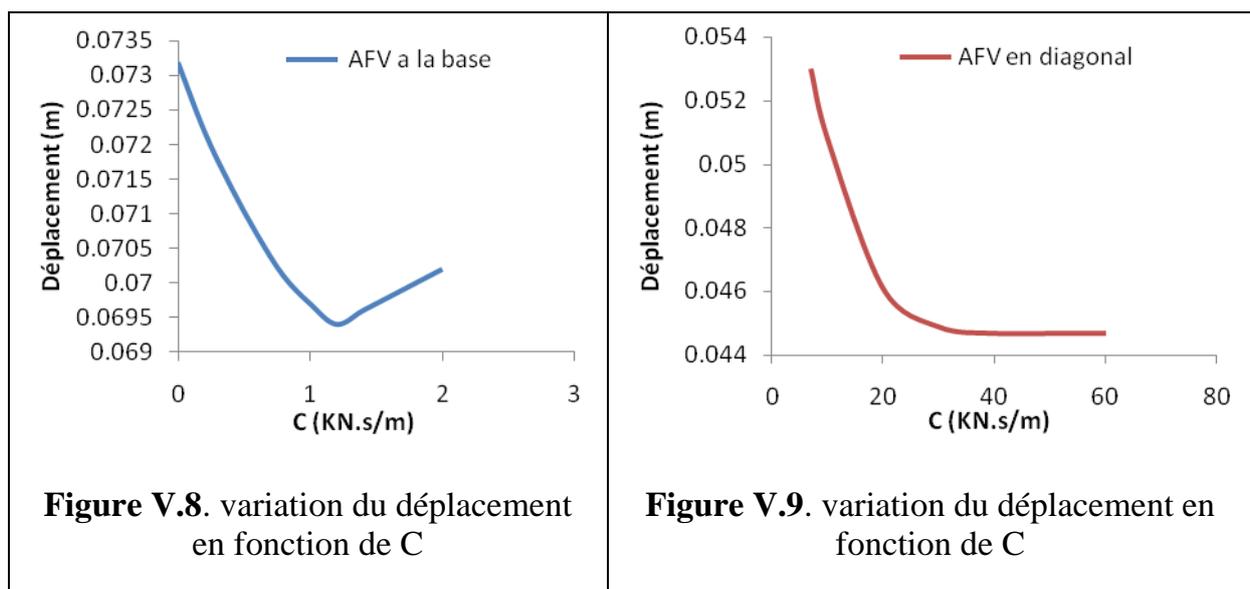


Figure V.8. variation du déplacement en fonction de C

Figure V.9. variation du déplacement en fonction de C

Les résultats obtenus pour la réponse des quatre modèles en déplacements, effort tranchant à la base sont représentés dans les figures (Figure V.10, Figure V.11)

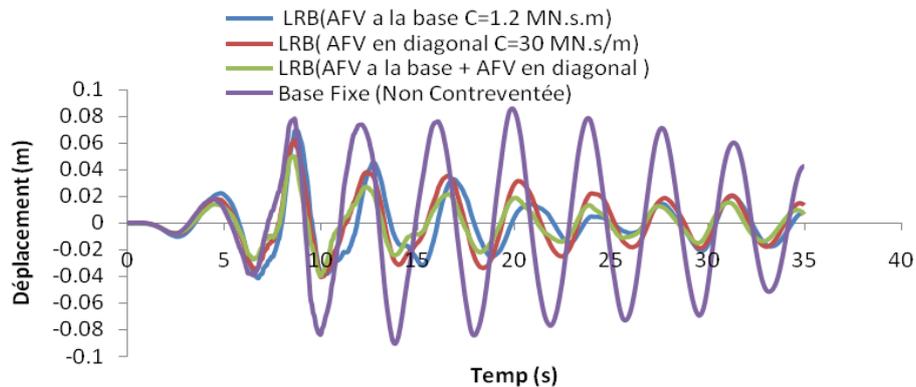


Figure V.10. Réponse temporelle en déplacement des quatre modèles

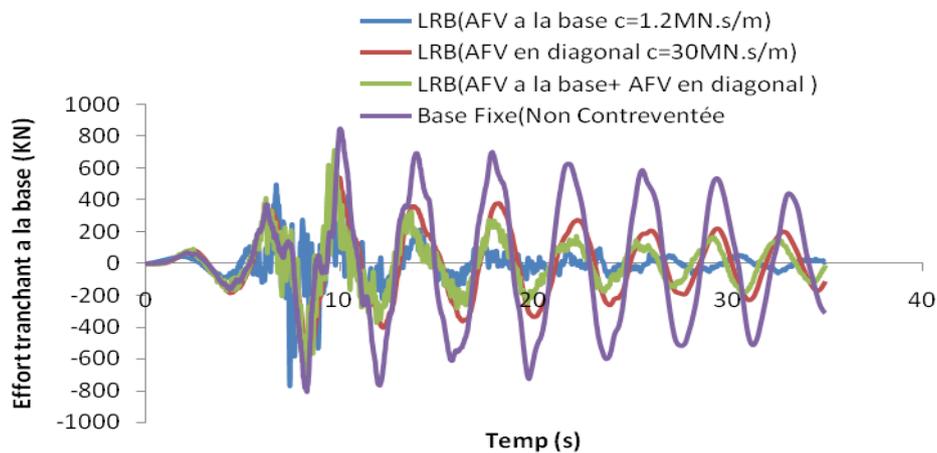


Figure V.11. Réponse temporelle en effort tranchant à la base des quatre modèles

La figure V.10 montre que le AFV a la base réduit le déplacement de 22.88% par rapport à la structure non contreventée et que le deuxième système (AFV en diagonal) réduit les déplacements de **30.66%**. Et en dernier lieu l'association des deux systèmes (AFV a la base + AFV en diagonal) nous donne une atténuation de **44.22 %**

Ce qui prouve que l'efficacité du troisième système est fiable pour réduire les déplacements

Par contre ce système engendre une augmentation de 73% en effort tranchant à la base par rapport au deuxième système (AFV a la base et AFV en diagonal).

V.4.5. Variation du déplacement inter-étage en fonction du temps :

| Hauteur (m) | Base Fixe (contreventée) | Base Fixe (non contreventée) | LRB |
|-------------|--------------------------|------------------------------|--------|
| 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3.4 | 0.004563 | 0.004367 | 0.0026 |
| 6.8 | 0.006263 | 0.008786 | 0.0025 |
| 10.2 | 0.0057 | 0.010591 | 0.0031 |
| 14.62 | 0.007354 | 0.014815 | 0.0056 |
| 18.02 | 0.006529 | 0.009719 | 0.0049 |
| 21.42 | 0.006978 | 0.009085 | 0.0049 |
| 24.82 | 0.00608 | 0.007111 | 0.0058 |
| 28.22 | 0.005819 | 0.005441 | 0.0046 |
| 31.62 | 0.006618 | 0.004953 | 0.0045 |
| 35.02 | 0.005925 | 0.003535 | 0.0046 |
| 38.42 | 0.004925 | 0.003925 | 0.0041 |
| 41.82 | 0.006759 | 0.005251 | 0.003 |
| 45.22 | 0.006379 | 0.00317 | 0.0018 |

Tableau V.6. Déplacement inter-étage

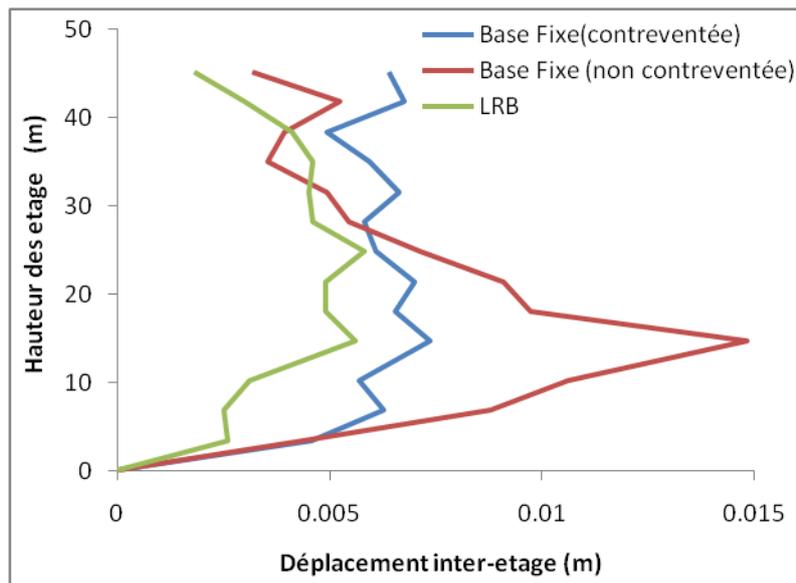
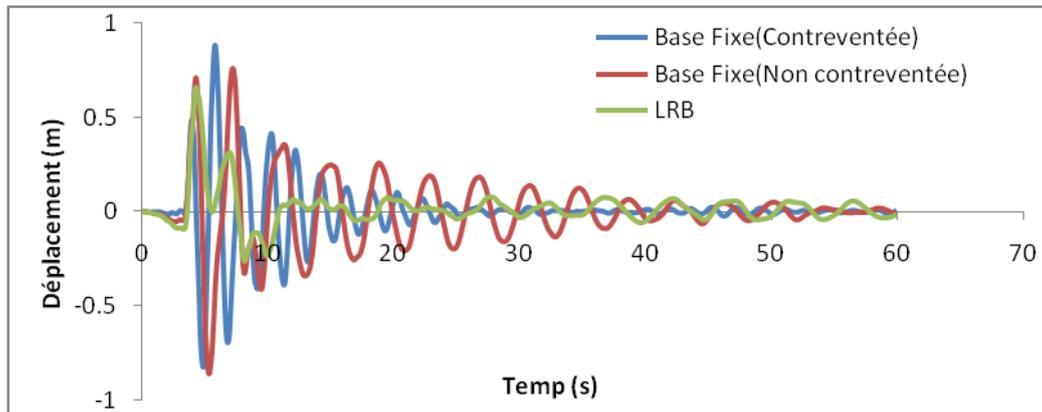
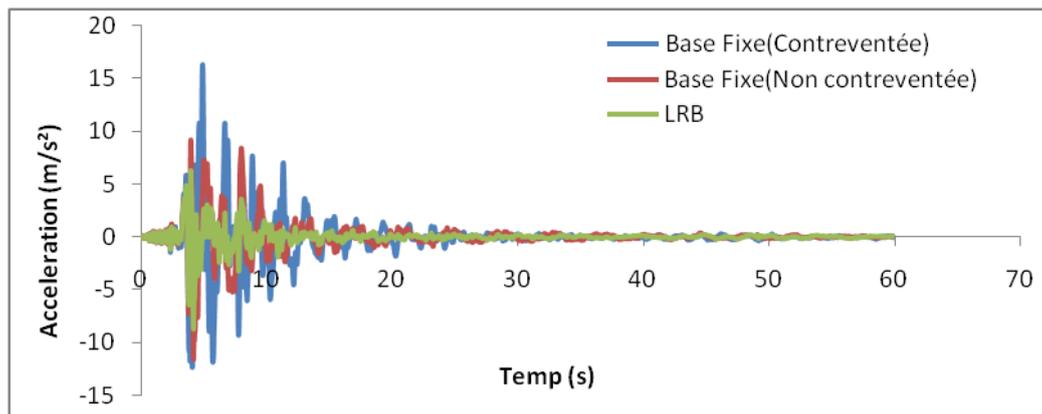
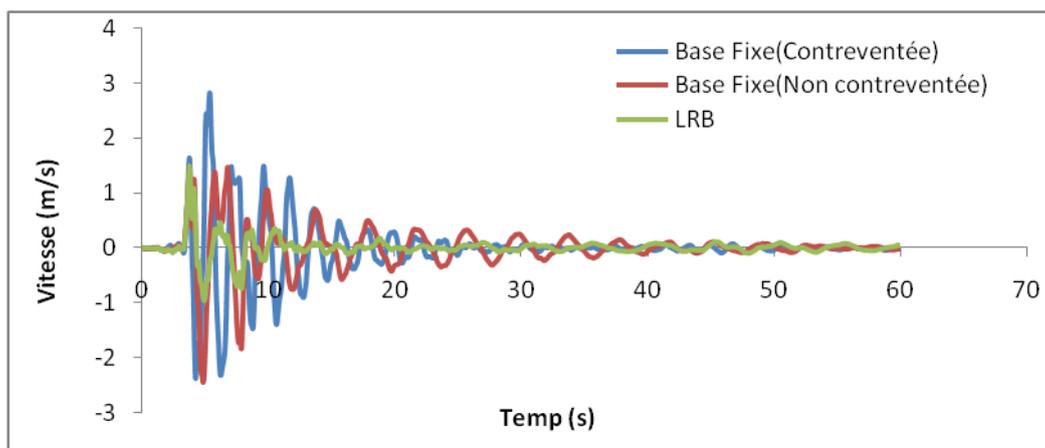


Figure. V.12. Déplacement inter-étage

On remarque que la courbe de la structure isolée se comporte presque comme une droite ce qui veut dire qu'elle se comporte comme un bloc rigide par rapport à la structure non contreventée.

b) Station de sylmar :**V.4.6. Variation du déplacement, accélérations et vitesses en fonction du temps :**

Les résultats obtenus sont comparée avec les modèle contreventé et non contreventé et ils sont montrés dans les figures (Figure V.13, Figure V.14, Figure V.15)

**Figure V.13. Réponse temporelle déplacements****Figure V.14. Réponse temporelle en accélérations****Figure V.15. Réponse temporelle en vitesses**

La Figure V.13 montre que la variation des déplacements maximaux du LRB et de **26.13%** par rapport a la structure a base fixe.

La figure V.14 et la figure V15 montre une comparaison des trois modèle en terme d'accélération et vitesse.

Après l'analyse on constate que l'accélération et la vitesse de la structure s'attenu de la même valeur de **46.8%**, et cela est due au découplage entre le mouvement du sol et celui de la structure. Et par conséquent la vitesse d'oscillation de la superstructure diminue.

V.4.7. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps :

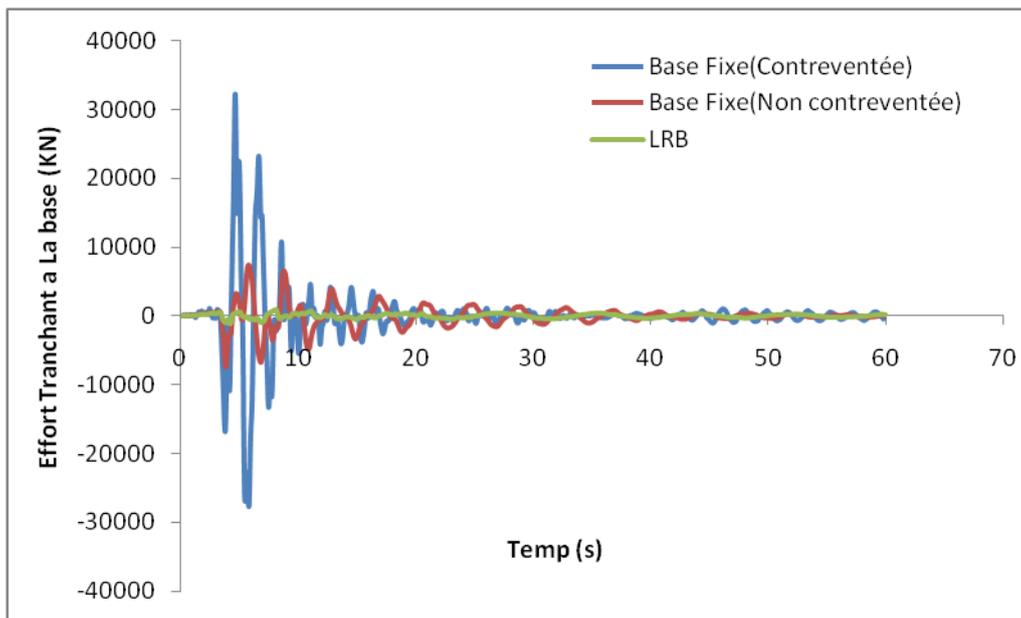
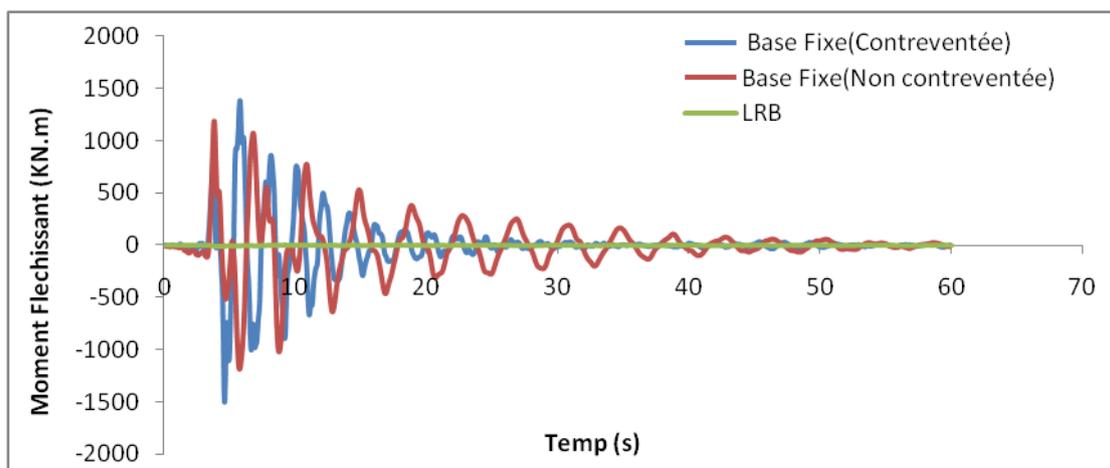
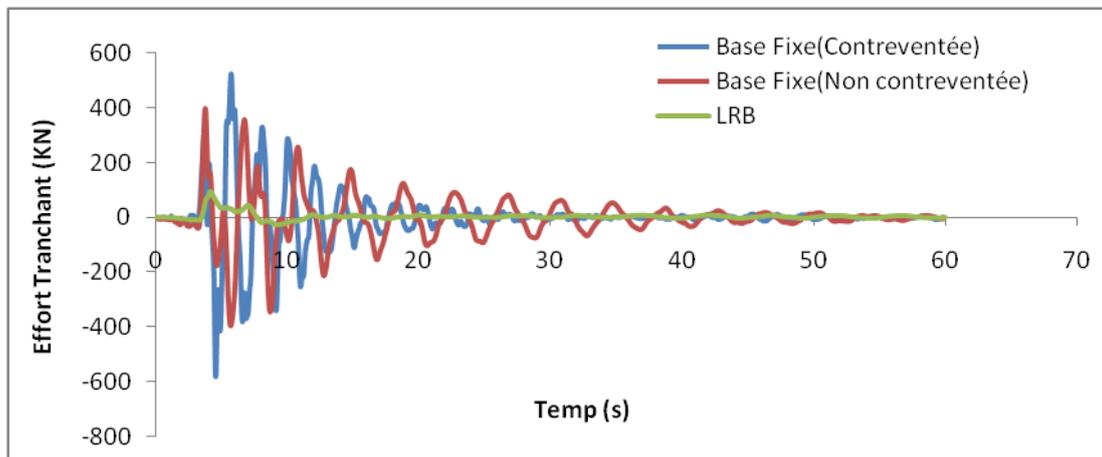
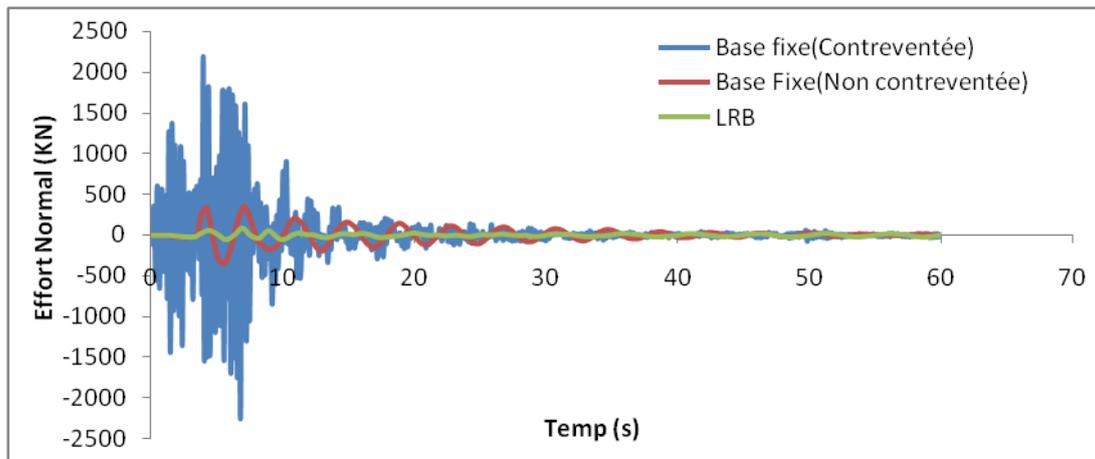


Figure V.16. Réponse temporelle en effort tranchant à la base

La figure V.16 représente une comparaison de l'effort tranchant a la base pour les 3 modèle, les résultats obtenus on montrer que :

La réduction est considérable de **95%** et ca c'est du au à la réduction des accélérations transmises à la superstructure.

V.4.8. Variation des sollicitations en fonction du temps :

L'analyse temporelle des sollicitations à montrer que la diminution de l'effort normal (figure V.17) et du moment fléchissant (figure V.19) et substantielle de **95.4%** et **99.36%** respectivement, l'effort tranchant (figure V.18) se diminue jusqu'à atteindre les 76%.

V.4.9. Variation du déplacement inter-étage en fonction du temps :

| Hauteur (m) | Base Fixe (contreventée) | Base Fixe (non contreventée) | LRB |
|-------------|--------------------------|------------------------------|--------|
| 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3.4 | 0.04032 | 0.0364 | 0.0314 |
| 6.8 | 0.05845 | 0.0666 | 0.0561 |
| 10.2 | 0.05813 | 0.0785 | 0.023 |
| 14.62 | 0.0851 | 0.1061 | 0.0305 |
| 18.02 | 0.0651 | 0.0659 | 0.0206 |
| 21.42 | 0.0708 | 0.0561 | 0.0209 |
| 24.82 | 0.0738 | 0.0383 | 0.0148 |
| 28.22 | 0.0748 | 0.0327 | 0.0158 |
| 31.62 | 0.0774 | 0.0719 | 0.0169 |
| 35.02 | 0.0756 | 0.0798 | 0.0139 |
| 38.42 | 0.08 | 0.1047 | 0.0119 |
| 41.82 | 0.0689 | 0.0796 | 0.0088 |
| 45.22 | 0.0607 | 0.0476 | 0.0058 |

Tableau V.7. Déplacement inter-étage

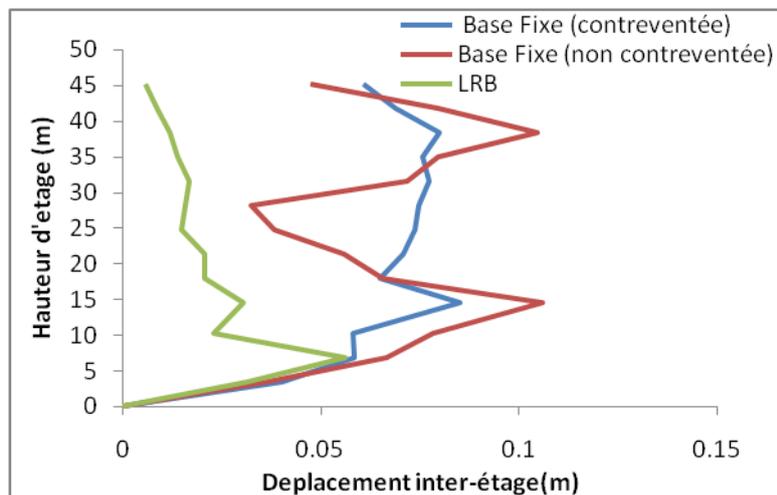


Figure V.20. Déplacement inter-étage

On observe que la courbe de la structure isolée se comporte comme une seule droite qui induit un comportement en un seul bloc par rapport à la structure non contreventée.

V.5. Analyse des réponses temporelles du système FPS :

a) Station de keddara :

V.5.1. Variation du déplacements, accélérations et vitesses en fonction du temps:

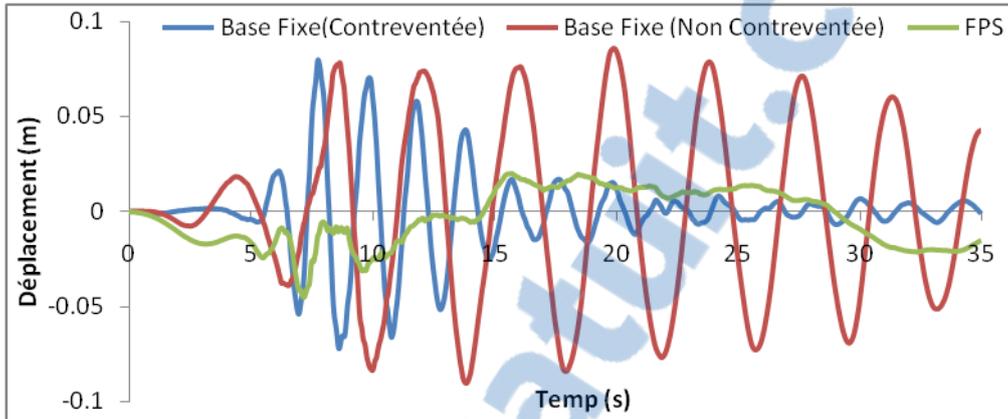


Figure V.21. Réponse temporelle déplacements

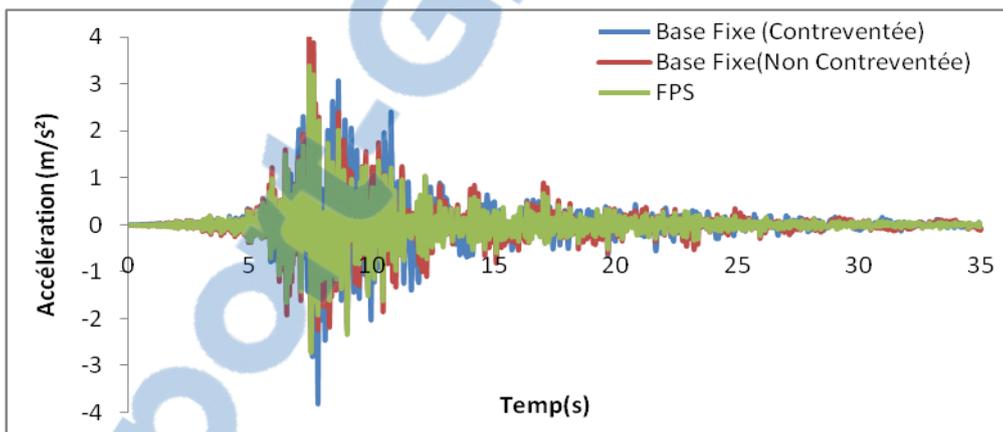


Figure V.22. Réponse temporelle en accélérations

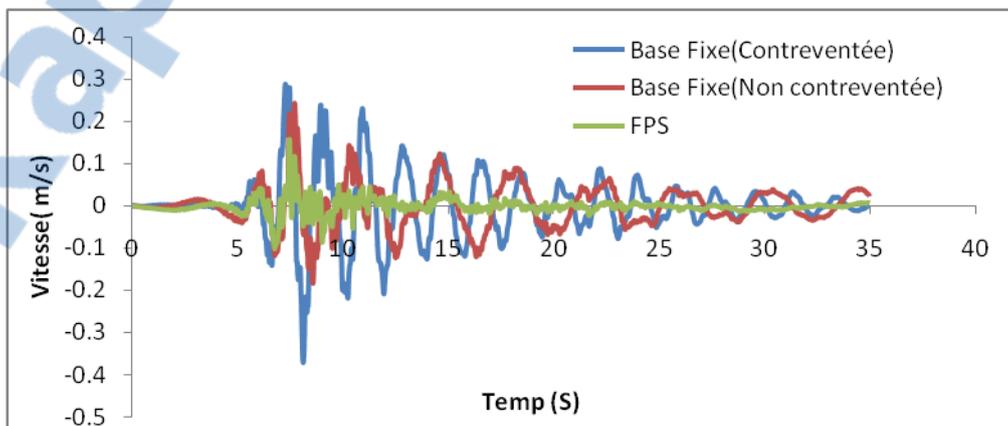


Figure V.23. Réponse temporelle en vitesses

L'analyse de la Figure V.21 montre que la variation des déplacements maximaux de la structure isolée est de **50%** par rapport à la structure à base fixe (contreventée).

La Figure V.22 montre une comparaison des trois modèles en terme d'accélération après l'analyse on constate que l'accélération de la structure isolée est réduite de **18%** et cela est dû au découplage entre le mouvement du sol et celui de la structure, et par conséquent la vitesse (Figure V.23) d'oscillation de la superstructure est atténuée jusqu'à **56.75%**.

V.5.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps:

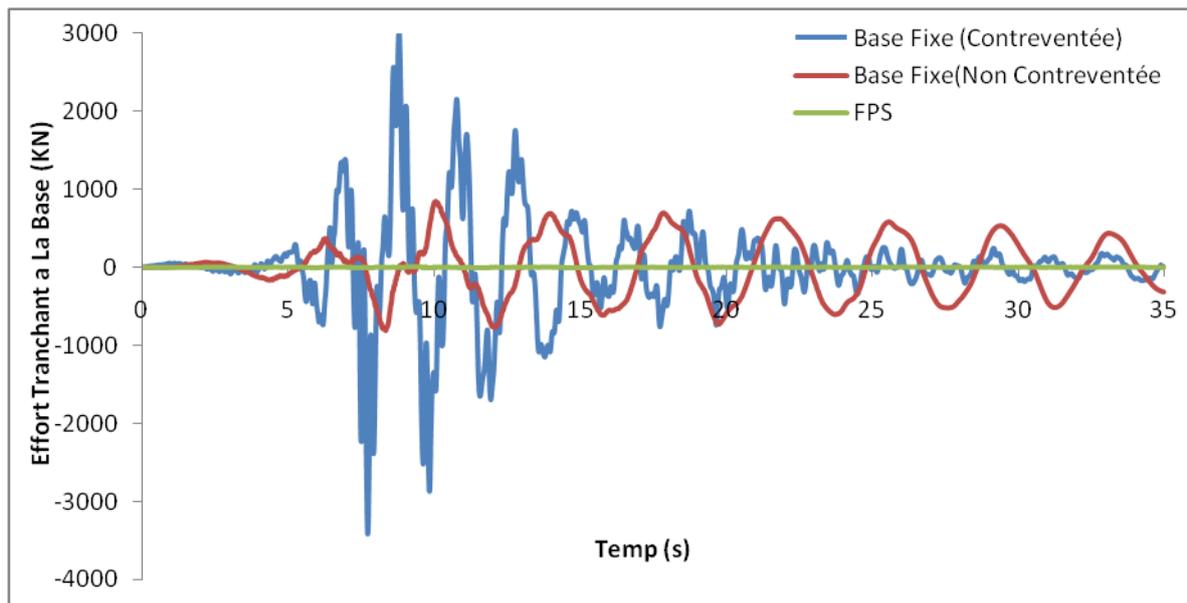


Figure V.24. Réponse temporelle en effort tranchant à la base

L'analyse de la figure V.24 montre aussi l'efficacité du FPS pour la réduction des efforts tranchants à la base, elle est considérablement réduite de **99.83%** et cela est dû à l'atténuation des accélérations transmises à la superstructure.

V.5.3. Variation des sollicitations en fonction du temps :

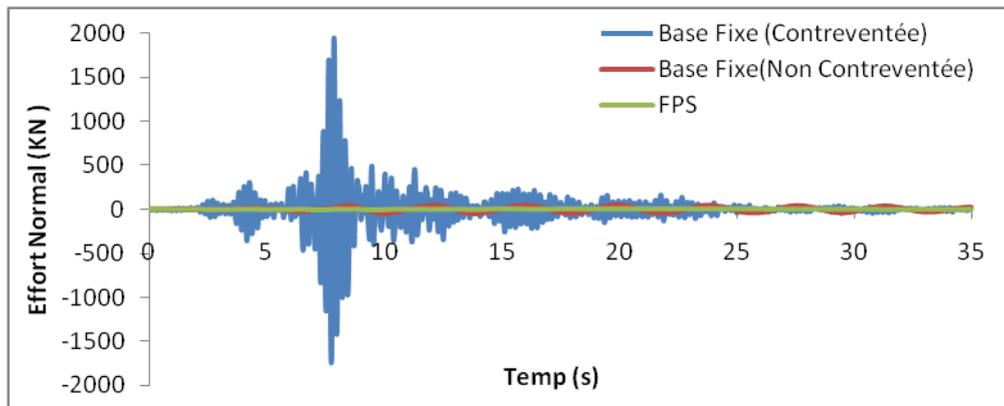


Figure V.25. Réponse temporelle en effort normal

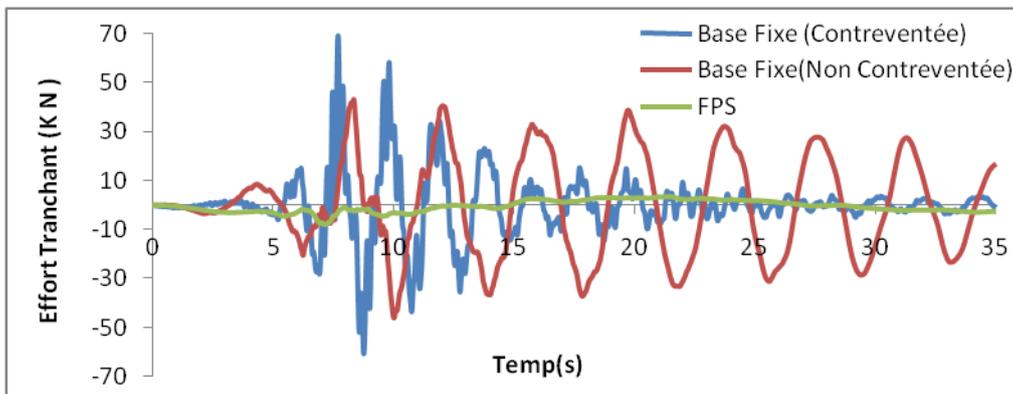


Figure V.26. Réponse temporelle en effort tranchant

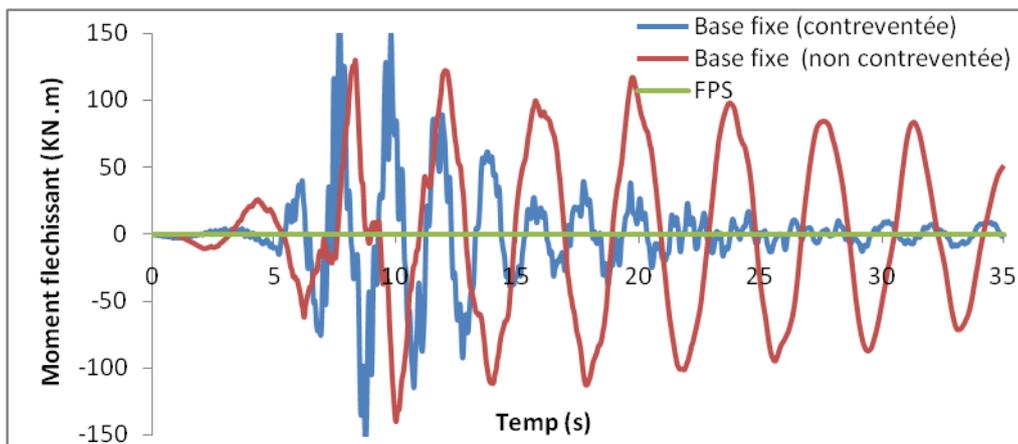


Figure V.27. Réponse temporelle en moment flechissant



L'analyse temporelle des sollicitations (M (figure V.27), N (figure V.25) et T (figure V.26)) a montré que la diminution de l'effort normal et du moment fléchissant est substantielle (**99.82%** et **100%**) respectivement, l'effort tranchant se diminue jusqu'à atteindre les 88.12%.

V.5.4. Variation du déplacement inter-étage en fonction du temps :

| Hauteur (m) | Base Fixe (contreventée) | Base Fixe (non contreventée) | FPS |
|-------------|--------------------------|------------------------------|---------|
| 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3.4 | 0.004563 | 0.004367 | 0.00113 |
| 6.8 | 0.006263 | 0.008786 | 0.00134 |
| 10.2 | 0.0057 | 0.010591 | 0.0008 |
| 14.62 | 0.007354 | 0.014815 | 0.0005 |
| 18.02 | 0.006529 | 0.009719 | 0.0002 |
| 21.42 | 0.006978 | 0.009085 | 0.0003 |
| 24.82 | 0.00608 | 0.007111 | 0.00029 |
| 28.22 | 0.005819 | 0.005441 | 0.00019 |
| 31.62 | 0.006618 | 0.004953 | 0.0001 |
| 35.02 | 0.005925 | 0.003535 | 0.00025 |
| 38.42 | 0.004925 | 0.003925 | 0.00036 |
| 41.82 | 0.006759 | 0.005251 | 0.00033 |
| 45.22 | 0.006379 | 0.00317 | 0.00022 |

Tableau V.8. Déplacement inter-étage

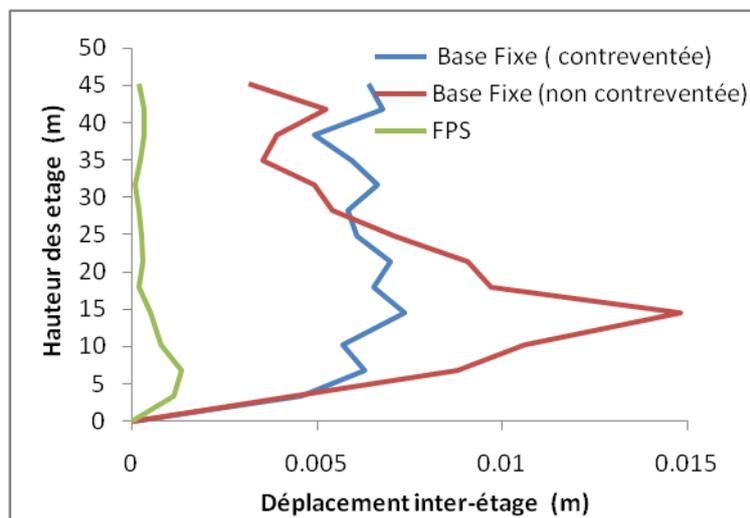


Figure V.28. Déplacement inter-étage

On remarque bien que la courbe de la structure isolée est une droite, et cela prouve que la structure se déplace de façon rigide avec des déplacements presque nuls.

b) Station de sylmar

V.5.5. Variation du déplacements, accélérations et vitesses en fonction du temps :

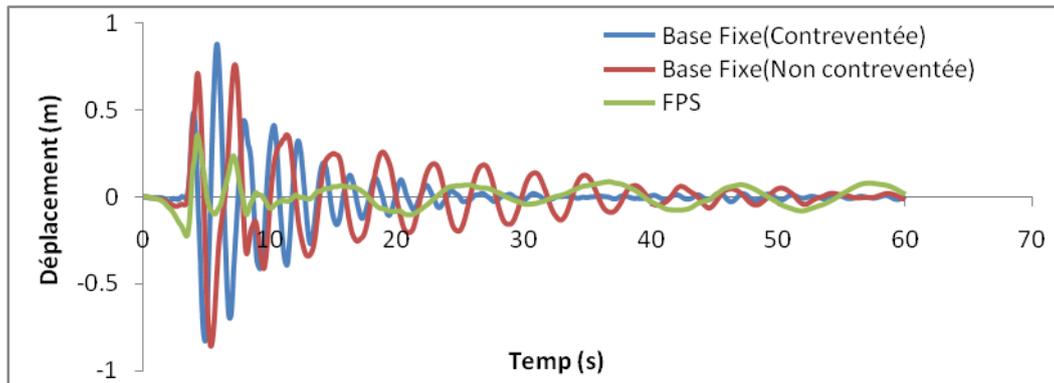


Figure V.29. Réponse temporelle en déplacements

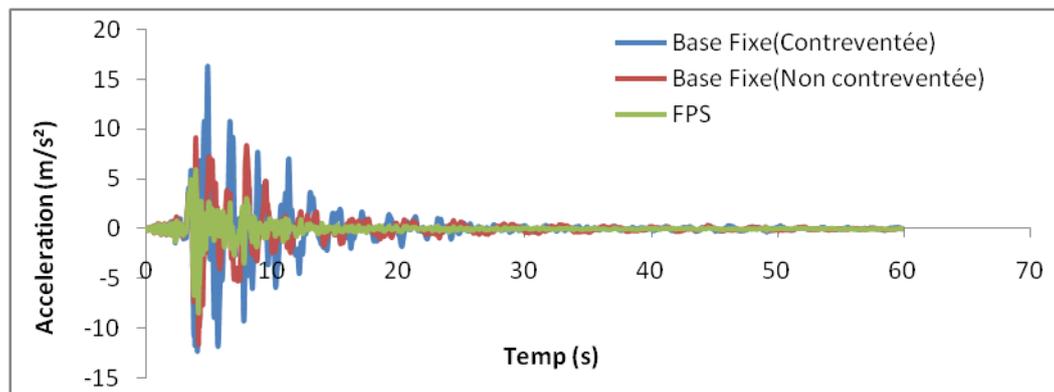


Figure V.30. Réponse temporelle en accélérations

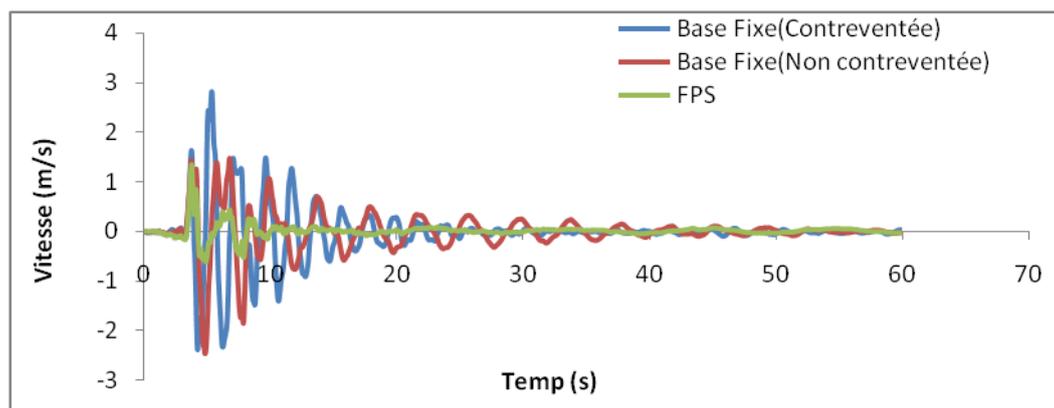
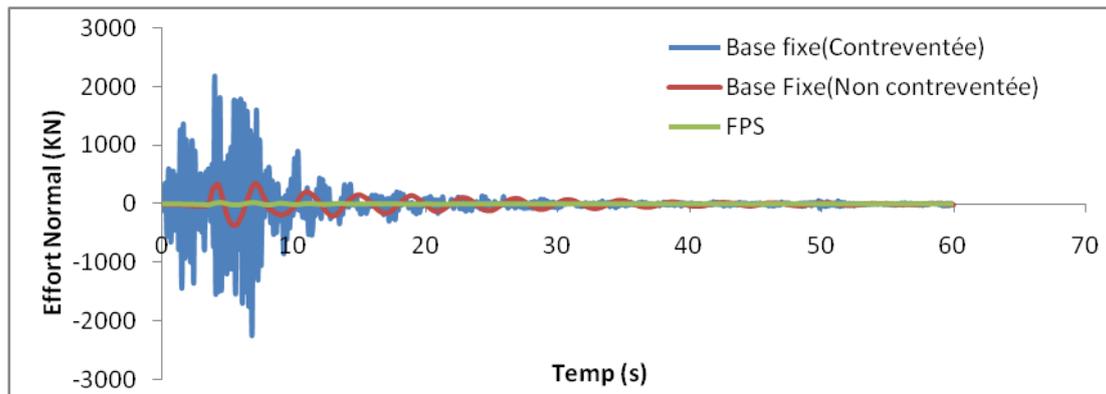
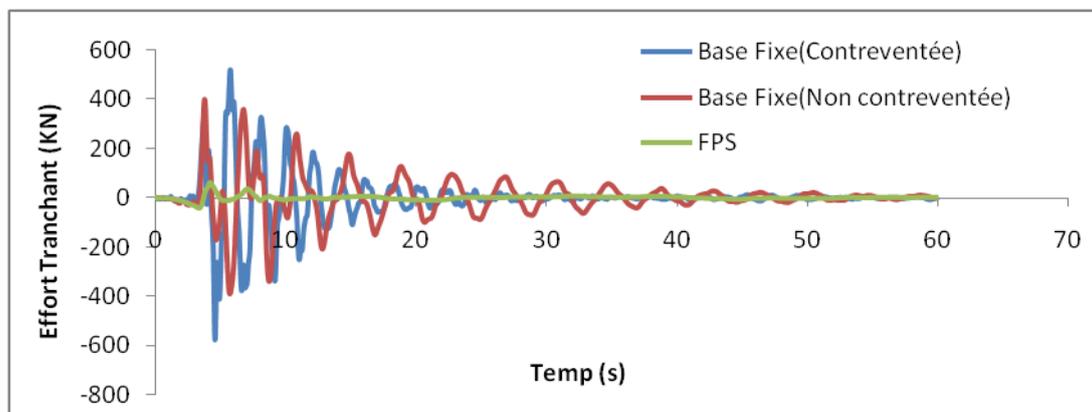
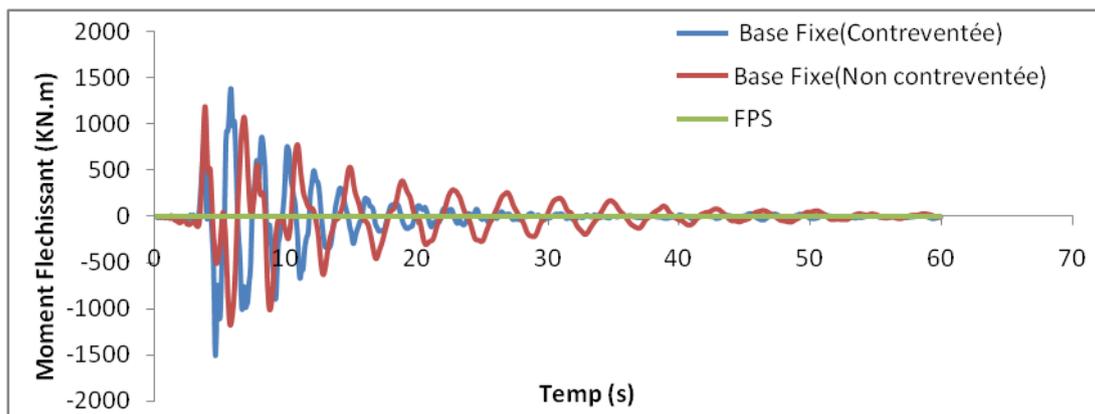


Figure V.31. Réponse temporelle en vitesses

Les résultats obtenus ont révélé que le déplacement (figure V.29) a diminué de **59.70%**, et que l'accélération (figure.30) a été réduite à **48.62%** et la vitesse (figure V.31) à **52.14%**

V.5.6. Variation de la sollicitation en fonction du temps :**Figure V.32.** Réponse temporelle en effort normal**Figure V.33.** Réponse temporelle en effort tranchant**Figure V.34.** Réponse temporelle en moment fléchissant

La réduction des sollicitations est de **98.72%** pour l'effort normal (figure V.32) et **84.71%** pour l'effort tranchant (figure V.33) et de **100%** pour le moment fléchissant (figure V.34).

V.5.7. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps :

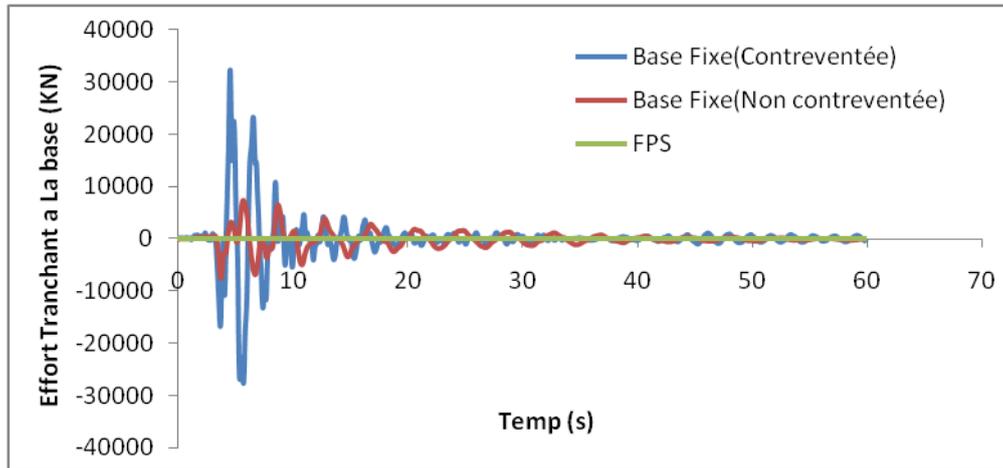


Figure V.35. Réponse temporelle en effort tranchant a la base

L'analyse de La figure V.35 montre aussi la très grand réduction du l'effort tranchant a la base de **99.79%**

V.5.8. Variation du déplacement inter-étage en fonction du temps :

| Hauteur (m) | Base Fixe (contreventée) | Base Fixe (non contreventée) | FPS |
|-------------|--------------------------|------------------------------|--------|
| 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3.4 | 0.04032 | 0.0364 | 0.0174 |
| 6.8 | 0.05845 | 0.0666 | 0.0114 |
| 10.2 | 0.05813 | 0.0785 | 0.0071 |
| 14.62 | 0.0851 | 0.1061 | 0.0048 |
| 18.02 | 0.0651 | 0.0659 | 0.0011 |
| 21.42 | 0.0708 | 0.0561 | 0.0002 |
| 24.82 | 0.0738 | 0.0383 | 0.0005 |
| 28.22 | 0.0748 | 0.0327 | 0.001 |
| 31.62 | 0.0774 | 0.0719 | 0.0017 |
| 35.02 | 0.0756 | 0.0798 | 0.0028 |
| 38.42 | 0.08 | 0.1047 | 0.0032 |
| 41.82 | 0.0689 | 0.0796 | 0.0026 |
| 45.22 | 0.0607 | 0.0476 | 0.0017 |

Tableau V.9. Déplacement inter-étage

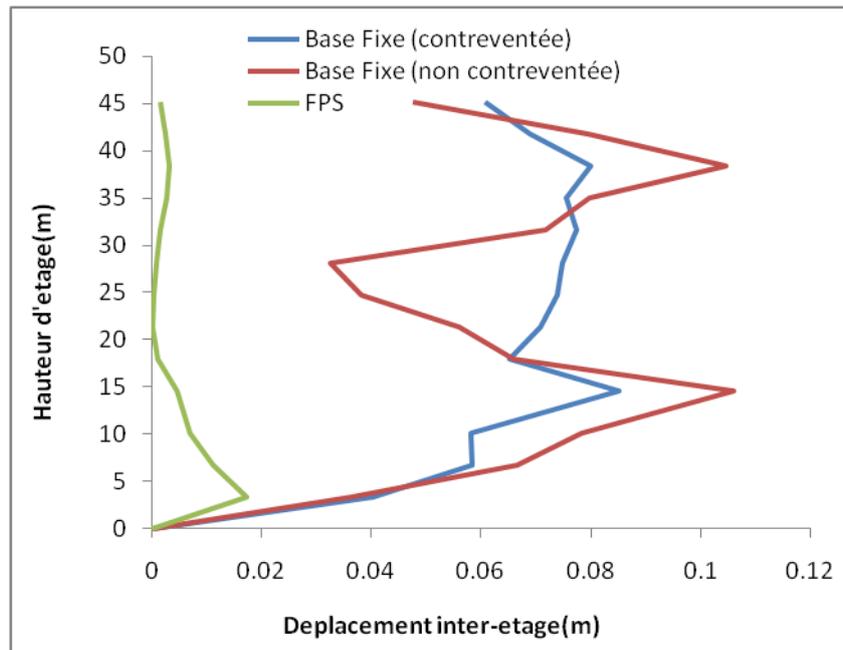


Figure V.36. Déplacement inter-étage

La figure (Fig. V.36) montre que les déplacements inter étages de la structure isolée sont presque nuls, cela veut dire que la structure vibre presque comme un corps rigide et subit moins de déformations.

Pour une structure isolée, la conception de la superstructure ne peut être dissociée de celle du système d'isolation. La réponse sismique du système combiné peut être influencée par de nombreux facteurs et paramètres en déplacement, effort tranchant a la base. Pour mettre en évidence cette influence, une étude paramétrique s'avère nécessaire.

Parmi les paramètres principaux sur les quelles l'étude va porter sont :

- Le rayon de la surface sphérique
- Le rate paramètre

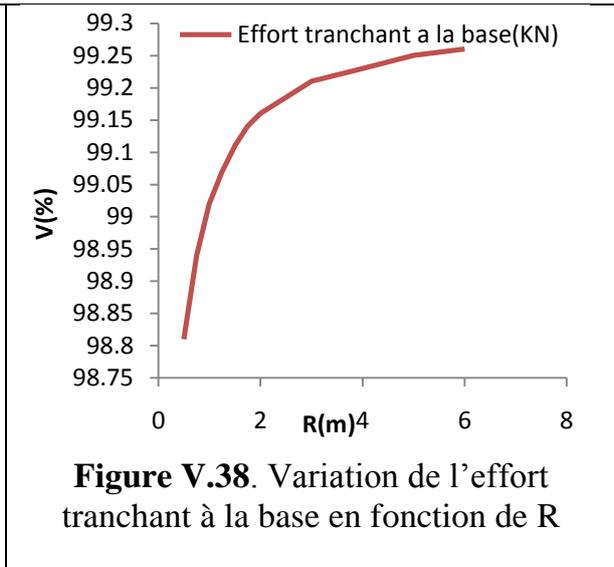
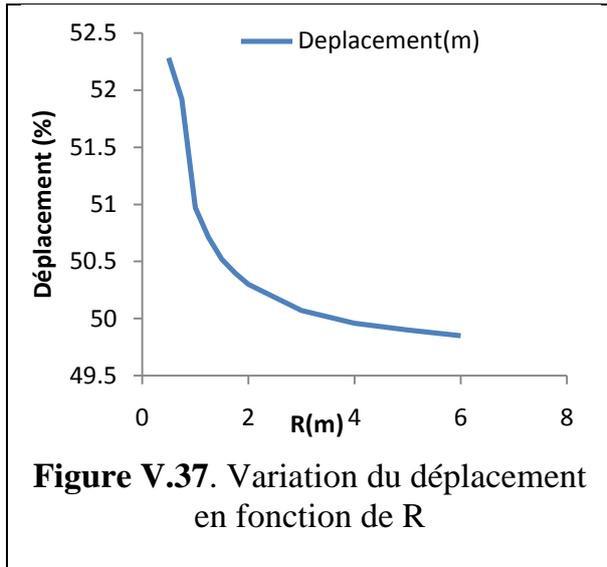
V.5.9. Influence du rayon de la surface sphérique :

a) Station de keddara :

Une analyse de variation du déplacement et de l'effort tranchant à la base en fonctions du rayon a été faite (Figure V.37, Figure V.38).

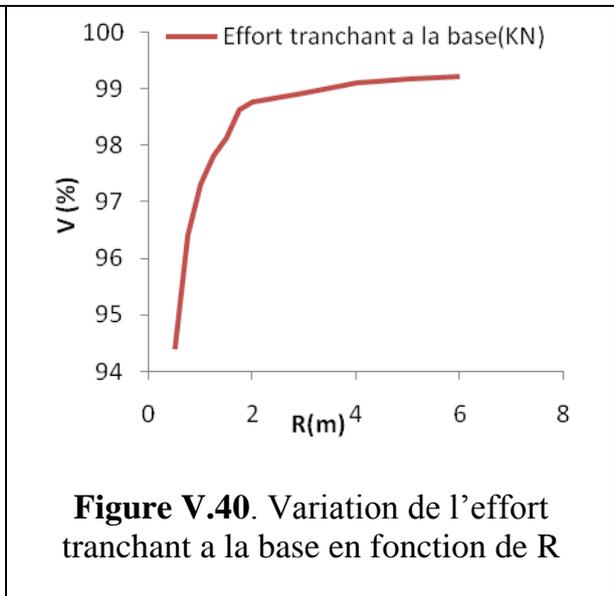
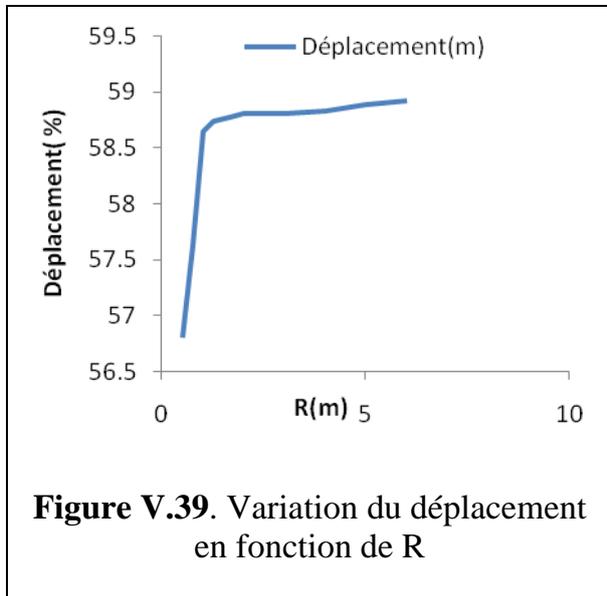
Les résultats montrent que la relation déplacement max – rayon est inversement proportionnelle c'est-à-dire quand en augmentant le rayon le déplacement diminue.

Contrairement l'effort tranchant à la base (figure V.38) ou il accroît avec l'augmentation du rayon.



b) Station de sylmar :

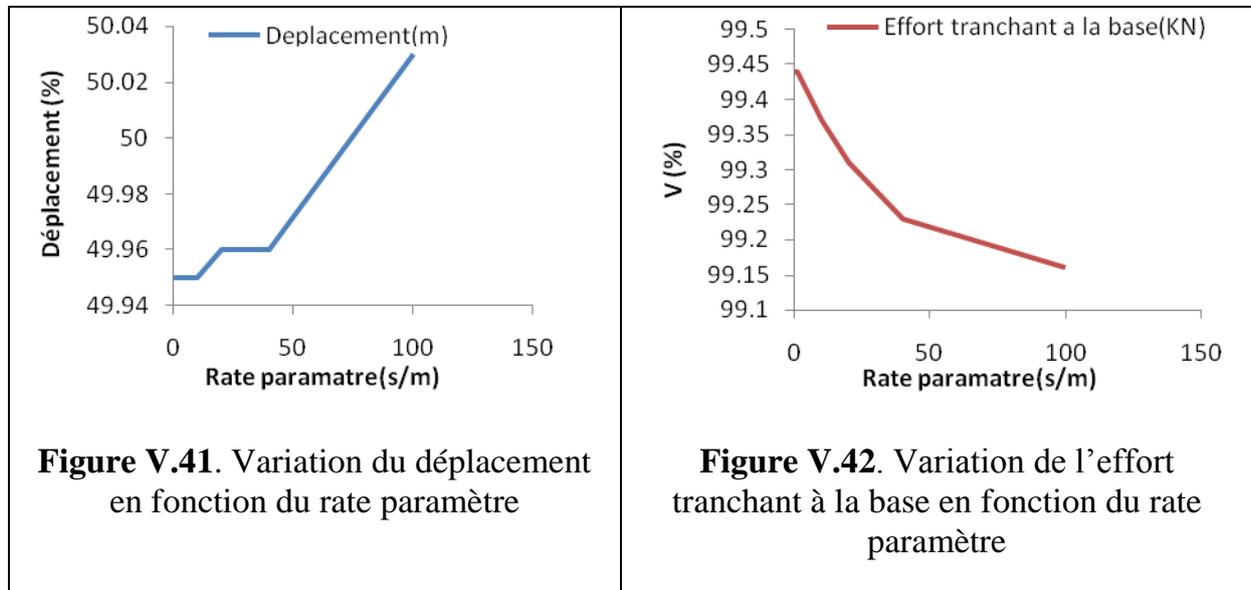
La figure V.40 représente la variation du rapport $\frac{V_{fixe} - V_{isolé}}{V_{fixe}} * 100$ de l'effort tranchant a la a base en fonction du rayon, on remarque que il et proportionnelle au rayon jusqu'a **98.65%**, au delà de R=2 m il et presque constant. Le déplacement aussi et proportionnelle au rayon (figure V.39) pour atteindre les **58.74%** pour R=2, après cette valeur il et presque constant



V.5.10. Influence du rate paramètre :

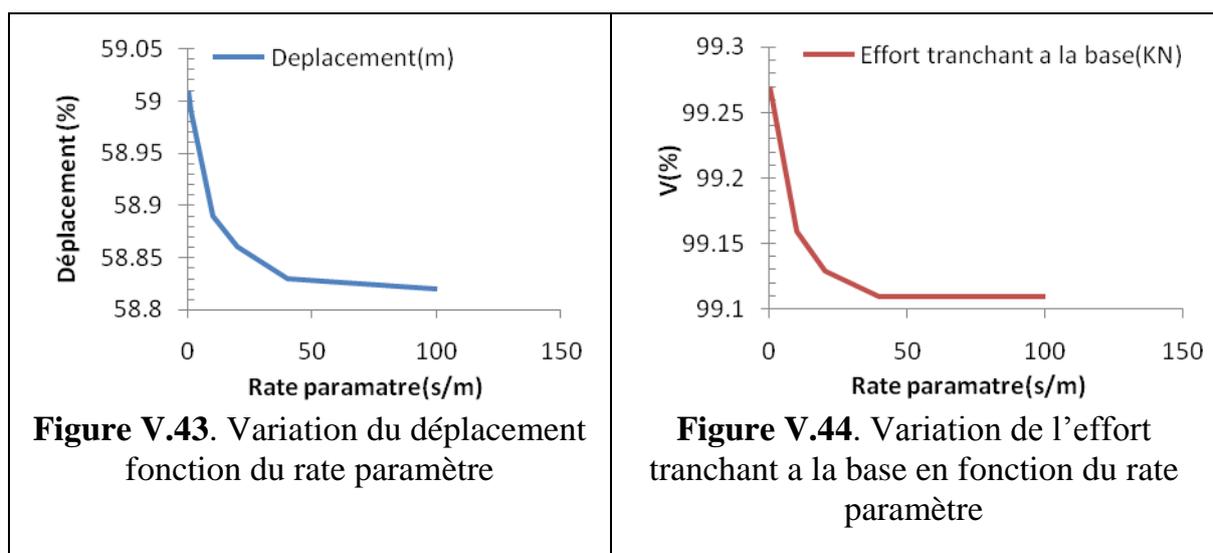
a) Station de keddara :

L'étude paramétrique a révélé qu'avec l'augmentation du rate paramètre l'effort tranchant diminue jusqu'à **99.16%** (figure V.42), par contre le déplacement augment de **50.03%** (figure.41)



b) Station de sylmar :

On observe que le déplacement et l'effort tranchant à la base se diminuent jusqu'à **58.83%** (figure V.43) et **99.11%** (figure V.44) respectivement pour une valeur de 40 s/m au delà de cette valeur les courbe deviennent pratiquement constante



V.6. Application du TMD (Tuned Mass Damper) :

Le tableau V.10 montre les valeurs optimaux du coefficient d'amortissement $\xi_{2\text{opt}}$ et le rapport de la fréquence $f_{2\text{opt}}$ du TMD pour $\xi_1=0,05$ par rapport à μ de (0.01 à 1)

| Rapport de masse μ | $f_{p2\text{opt}}$ | $\xi_{2\text{opt}}$ |
|------------------------|--------------------|---------------------|
| 0.01 | 0.97932145 | 0.22202106 |
| 0.02 | 0.96273652 | 0.28162535 |
| 0.03 | 0.94736542 | 0.32662321 |
| 0.04 | 0.93256589 | 0.36386302 |
| 0.05 | 0.91832565 | 0.39601251 |
| 0.06 | 0.90478591 | 0.42475921 |
| 0.07 | 0.89153265 | 0.45071256 |
| 0.08 | 0.87881023 | 0.47453265 |
| 0.09 | 0.86665215 | 0.49643201 |
| 0.1 | 0.84253251 | 0.51698562 |
| 0.2 | 0.75194256 | 0.67031256 |
| 0.3 | 0.67175264 | 0.77301256 |
| 0.4 | 0.60736589 | 0.84963652 |
| 0.5 | 0.55423105 | 0.90998754 |
| 0.6 | 0.47126531 | 0.95895264 |
| 0.7 | 0.44376585 | 0.96996582 |
| 0.8 | 0.41094856 | 0.98791236 |
| 0.9 | 0.38562312 | 0.99000211 |
| 1 | 0.35261425 | 0.99100021 |

Tableau V.10. Valeurs optimaux de coefficient d'amortissement $\xi_{2\text{opt}}$ et le rapport de la fréquence $f_{2\text{opt}}$ du TMD

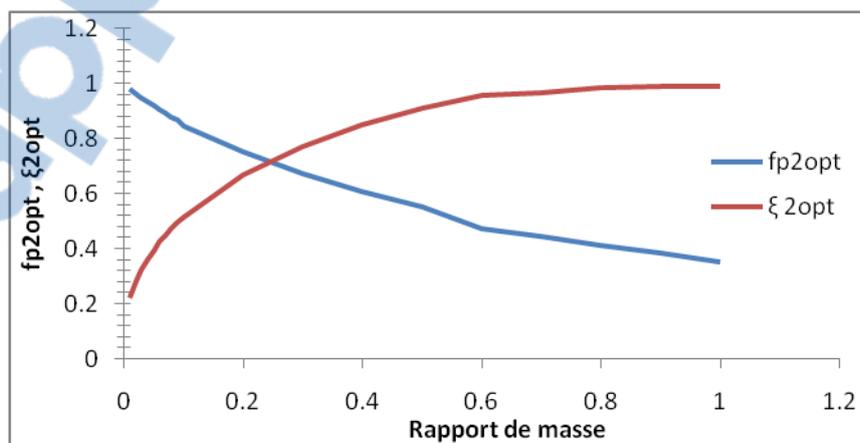


Figure V.45. Valeurs optimales de $\xi_{P2\text{opt}}$ et $f_{P2\text{opt}}$ du TMD

La figure V.45 indique que plus les rapports des masses augmentent, plus le rapport de la fréquence $f_{2\text{opt}}$ diminue et le coefficient d'amortissement $\xi_{2\text{opt}}$ du TMD augmente.

La figure V.46 montre qu'il y a une convergence de la rigidité optimale et une augmentation presque linéaire de l'amortissement optimale de TMD.

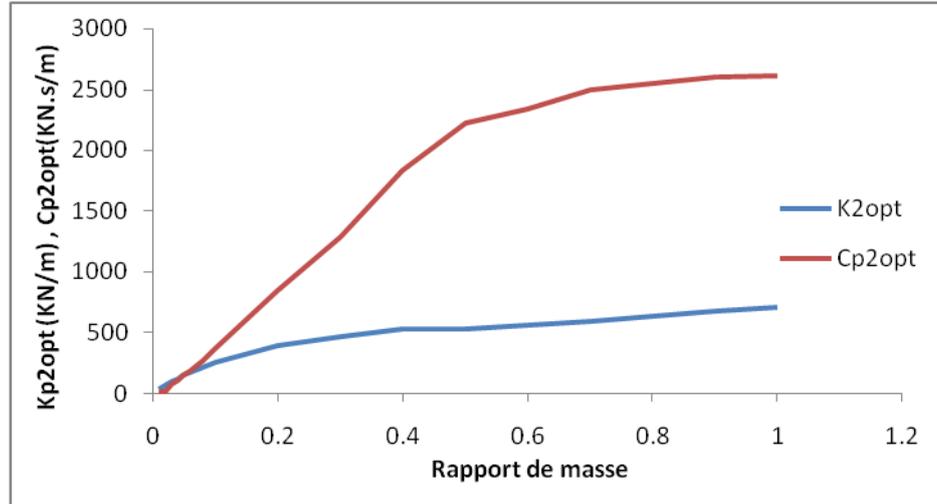


Figure V.46. Valeurs optimales de la rigidité $K_{p2\text{opt}}$ et l'amortissement $C_{p2\text{opt}}$ de TMD

V.6.1. Influence du rapport de masse sur le déplacement et l'effort tranchant a la base :

a) Station de keddara :

La figure V.47 montre que l'augmentation du rapport de masse engendre la diminution du déplacement, par contre l'effort tranchant a la base diminue jusqu'à $\mu=0.3$ puis il augmente jusqu'à $\mu=1$ (figure V.48)

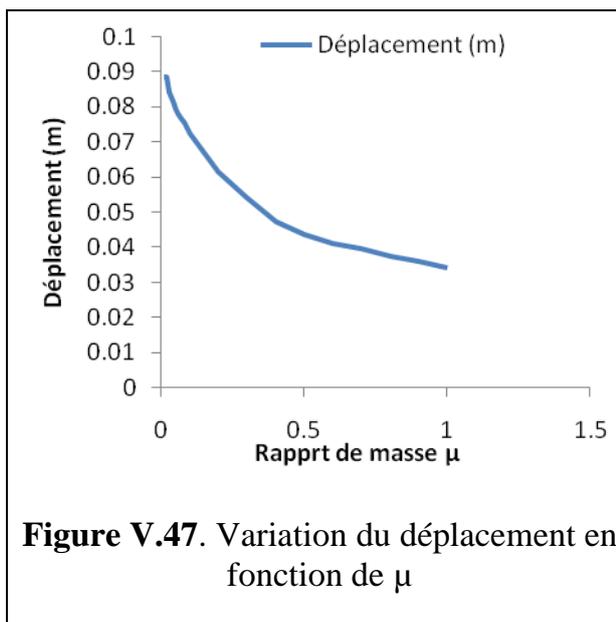


Figure V.47. Variation du déplacement en fonction de μ

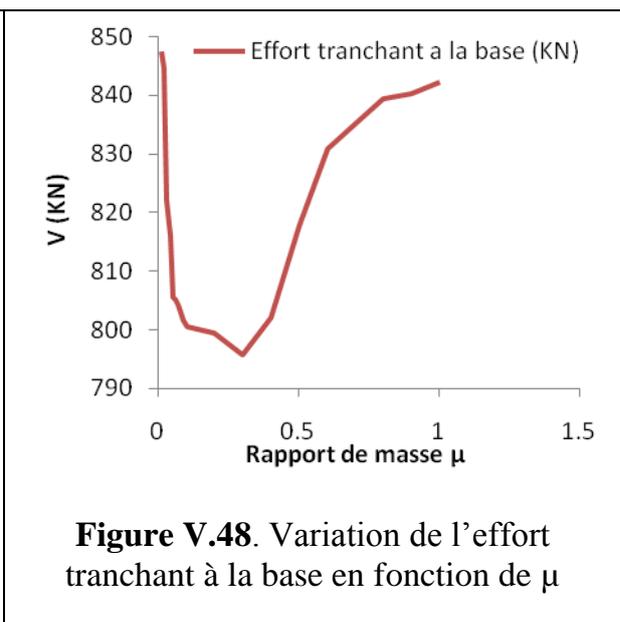


Figure V.48. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction de μ

b) Station de sylmar :

La figure V.49 nous montre que le déplacement à diminuer de **41.59%** par rapport au rapport de masse, mais l'effort tranchant à la base a augmenter de **84.87%** (figure V.50).

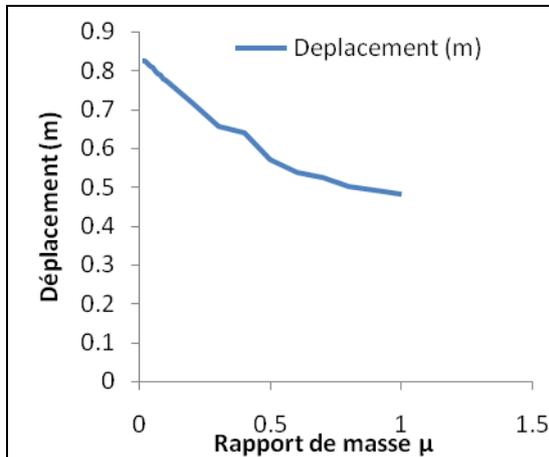


Figure V.49. Variation du déplacement en fonction de μ

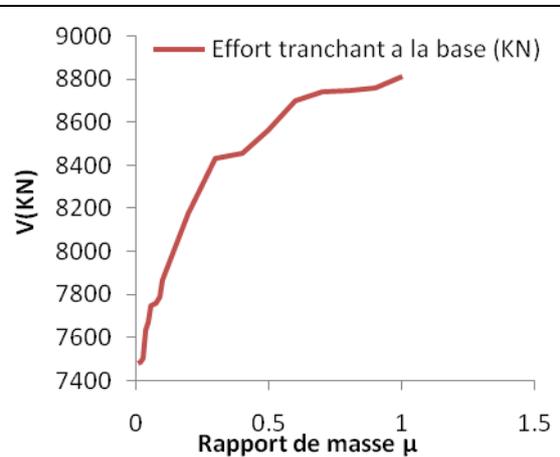


Figure V.50. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction de μ

Les résultats obtenus après calculs au sont comparé avec les modèles contreventé et non contreventé, en déplacements et effort tranchant a la base pour $\mu=0.05$.

Ils sont représenté dans les figures (figure V.51, figure V.52) pour l'accélérogramme de keddara et les figures (figure V.53, figure V.54) pour l'accélérogramme de sylmar

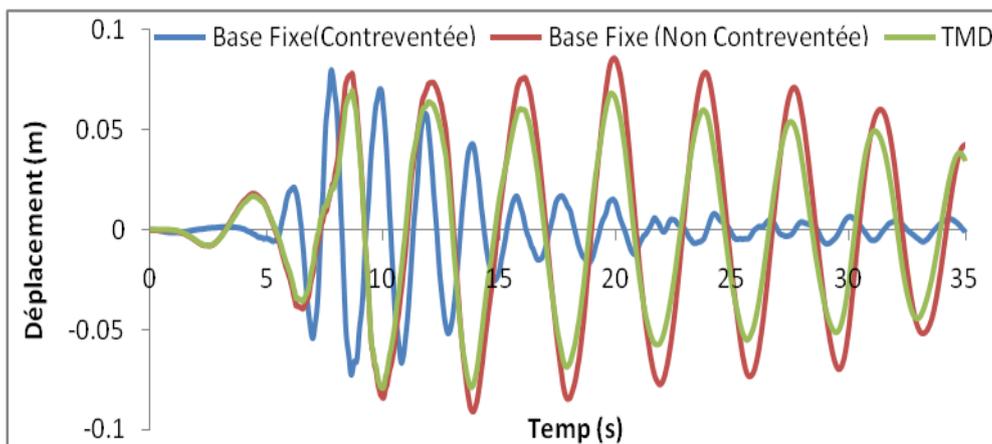


Figure V.51. Réponse temporelle en déplacement.



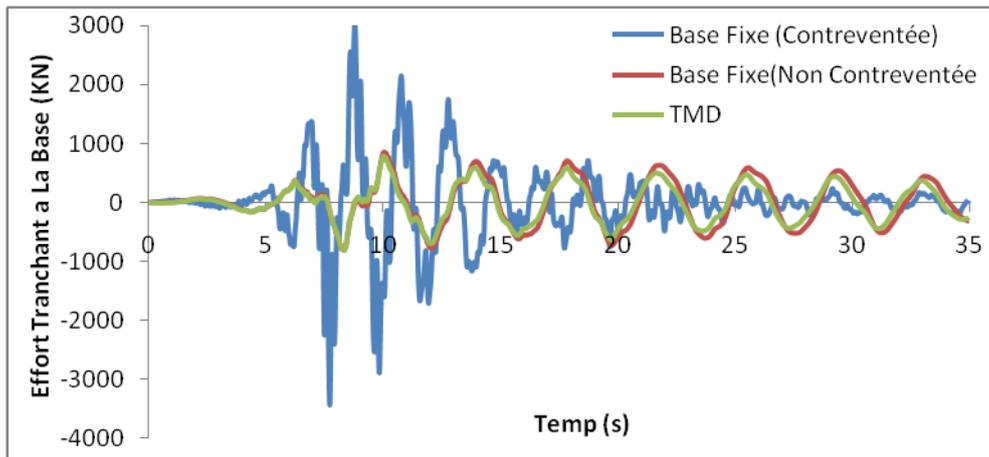


Figure V.52. Réponse temporelle en effort tranchant à la base.

Les résultats de la figure V.51 nous montre que le TMD diminue le déplacement de **11.7%** par rapport à la structure non contreventée, et que l'effort tranchant à la base (figure V.52) et réduit de **79.34%** par rapport à la structure contreventée.

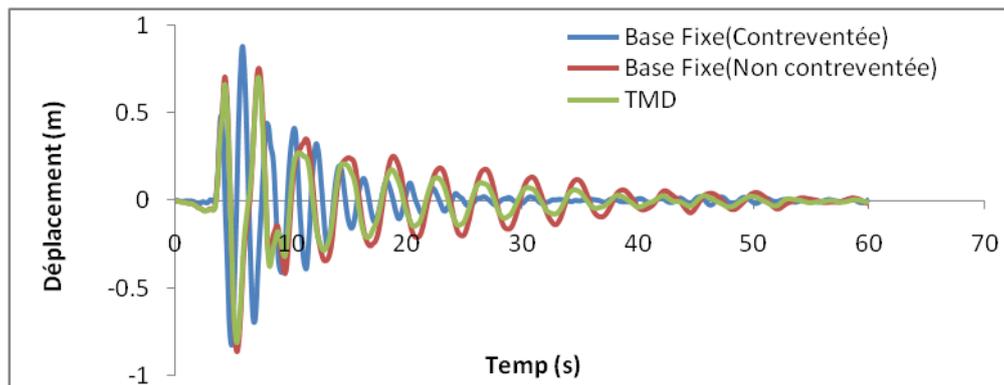


Figure V.53. Réponse temporelle en déplacement.

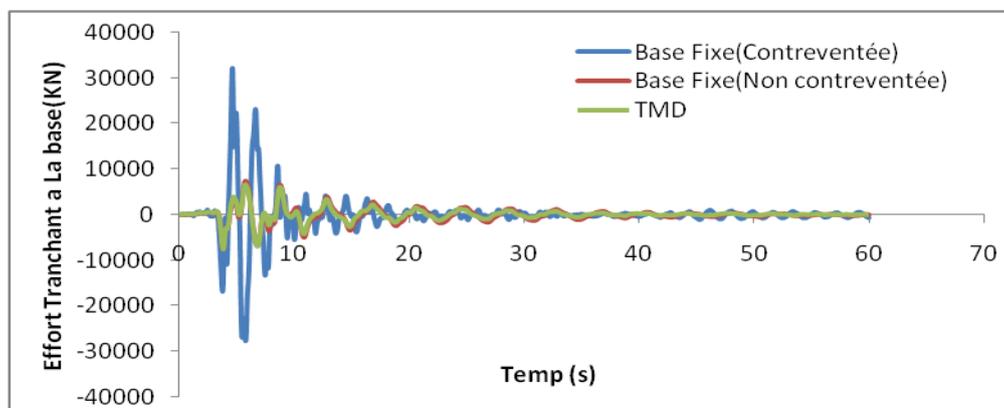


Figure V.54. Réponse temporelle en effort tranchant à la base.

On observe que la figure V.53 montre que le déplacement du TMD diminue de **11.88%**, Et que l'effort tranchant à la base se réduit à **5.11 %** (figure V.54) par rapport à la structure non contreventée.

V.6.2. Application du TMD avec des amortisseurs visqueux (AFV) :

Dans cette section l'influence de l'incorporation de l'amortisseur avec le TMD sur la réponse sismique va être étudiée

V.6.2.1. Influence du coefficient d'amortissement :

a) Station de keddara :

On observe que le déplacement et l'effort tranchant à la base diminuent de **28.5%** et **24.67%** pour $C=10$ MN.s/m respectivement, au delà de cette valeur il est presque stable.

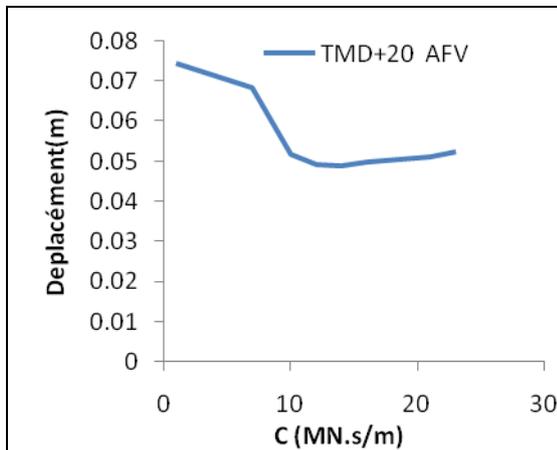


Figure V.55. Variation du déplacement en fonction de C

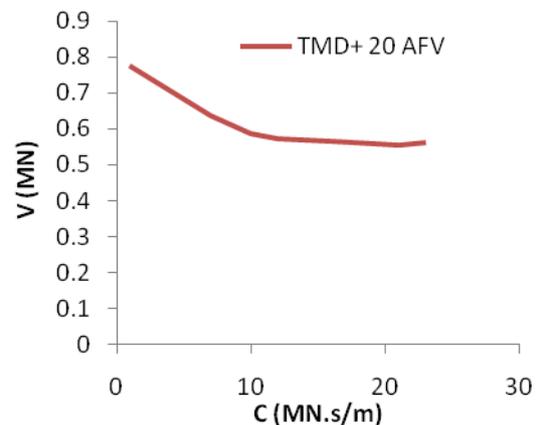


Figure V.56. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction de C

b) Station de sylmar :

Nous observent que la diminution du déplacement (figure.57) et de l'ordre de **16%** pour $C=10$ MN.s/m puis elle commence à augmenter. L'effort tranchant à la base (figure V.58) décroît de **17 %** dans l'intervalle $C = [0-10]$ MN.s/m

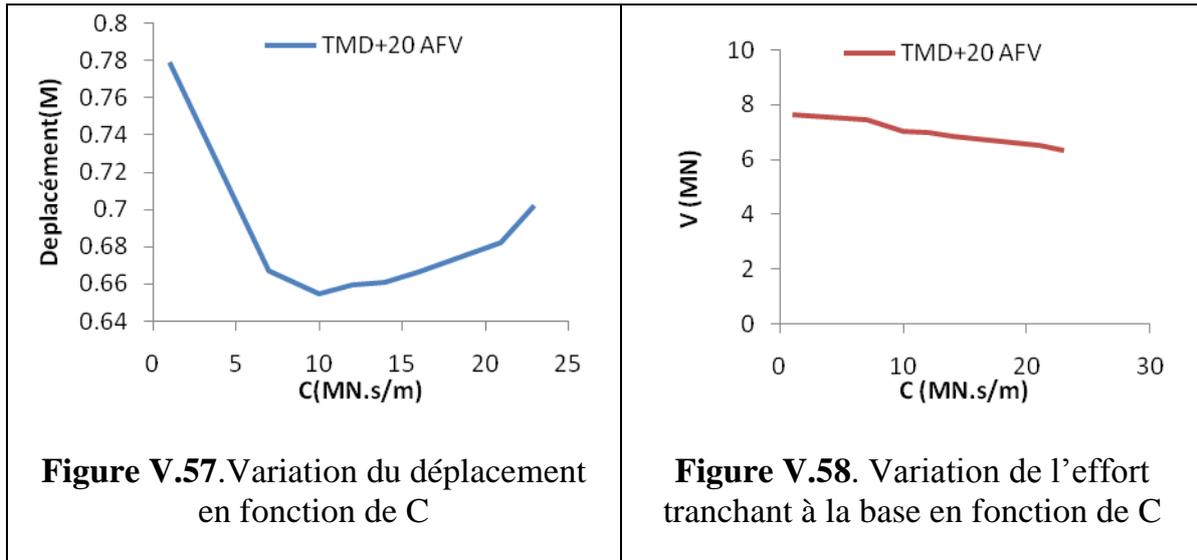


Figure V.57. Variation du déplacement en fonction de C

Figure V.58. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction de C

les réponses des trois modèles, en déplacements et effort tranchant a la base sont représenter dans les figures (Figure V.59, Figure V.60, Figure V.61, Figure V.62) pour les deux accélérogrammes de keddara (C=14 MN.s/m) et sylmar (C=10MN.s/m) respectivement.

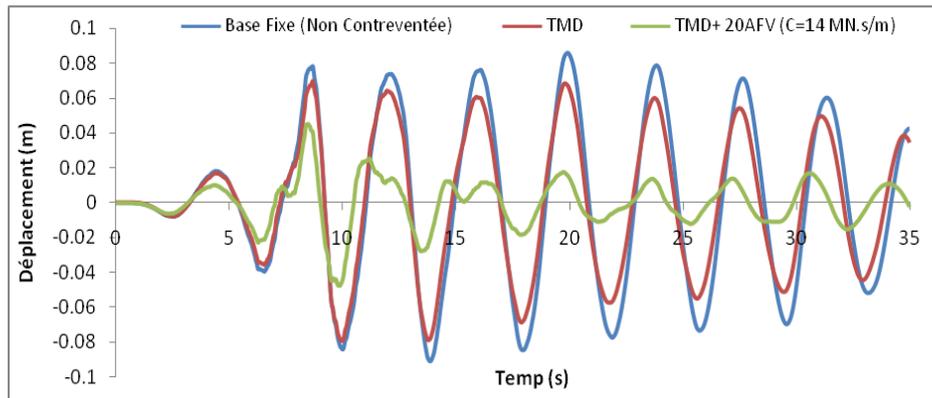


Figure V.59. Réponse temporelle en déplacement

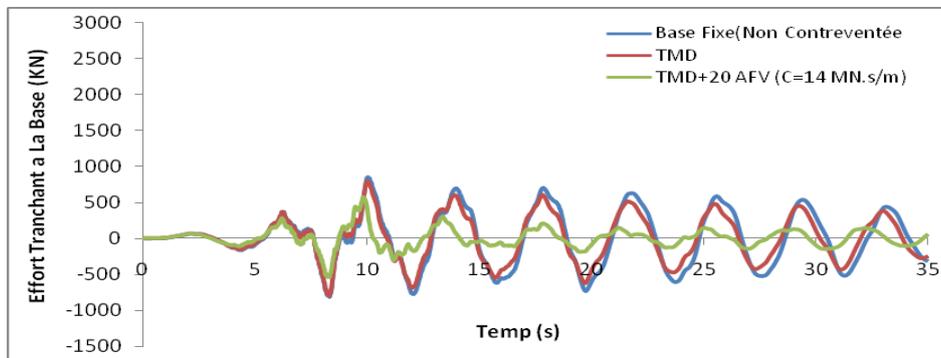


Figure V.60. Réponse temporelle en effort tranchant a la base

On observe que le déplacement et l'effort tranchant à la base décroissent de **45.77%** et **32.73%** par rapport à la structure non contreventée

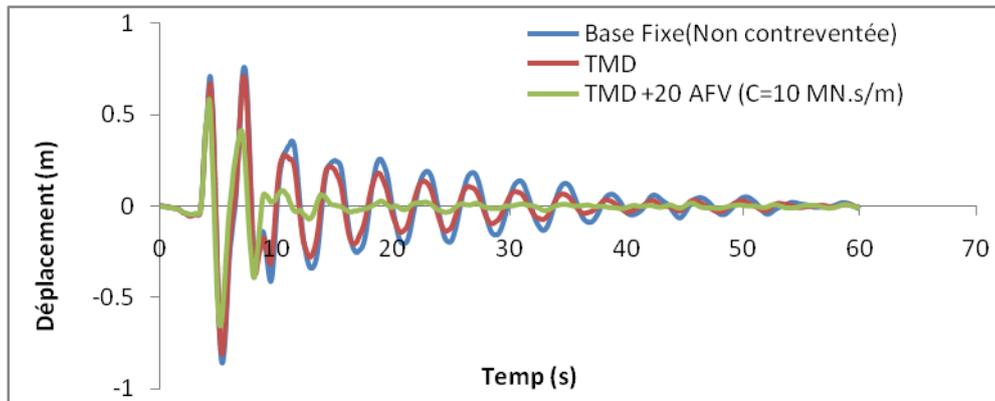


Figure V.61. Réponse temporelle en déplacement

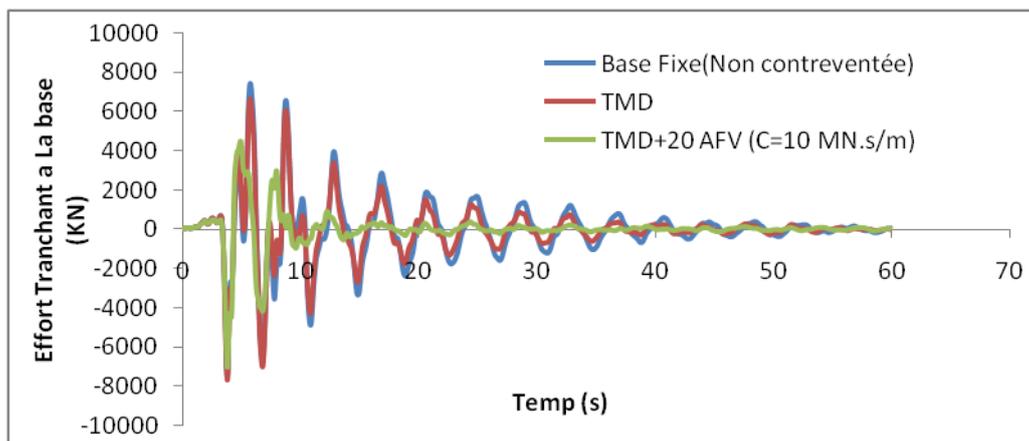


Figure V.62. Réponse temporelle en effort tranchant à la base

La figure V.61 nous montre que le déplacement a atténué de **24%** et que l'effort tranchant à la base (figure V.62) a diminué de **29 %**.

V.7. Conclusion :

Les résultats obtenus montrent que les systèmes d'isolation par LRB et FPS sont très efficaces pour réduire les sollicitations, les accélérations ainsi que les vitesses d'un bâtiment soumis à effort dynamique. Ce chapitre a permis de démontrer l'apport de ces systèmes pour dissiper l'énergie sismique à la quelle pourrait être soumis un bâtiment en charpente de R+12

Le système TMD n'est pas aussi efficace que les isolateurs à la base pour la réduction des réponses dynamique d'un bâtiment soumis à un tremblement de terre ou sous une excitation sismique.

Par contre le TMD + AFV donne de meilleurs résultats par rapport au TMD

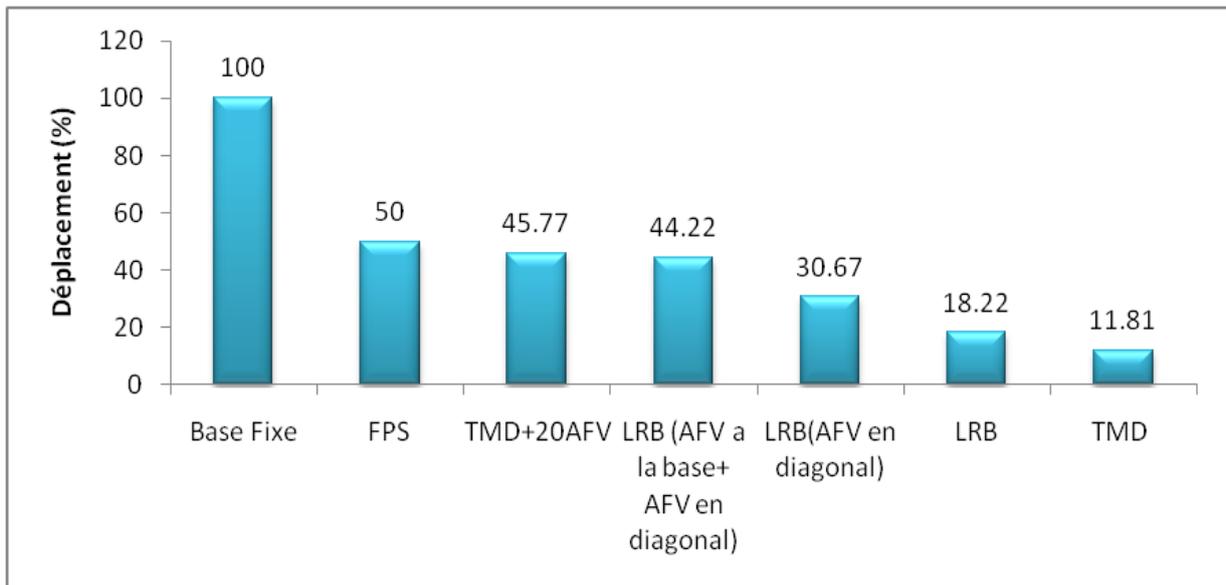


Figure V.63. Réponse des différents systèmes passifs en déplacement.

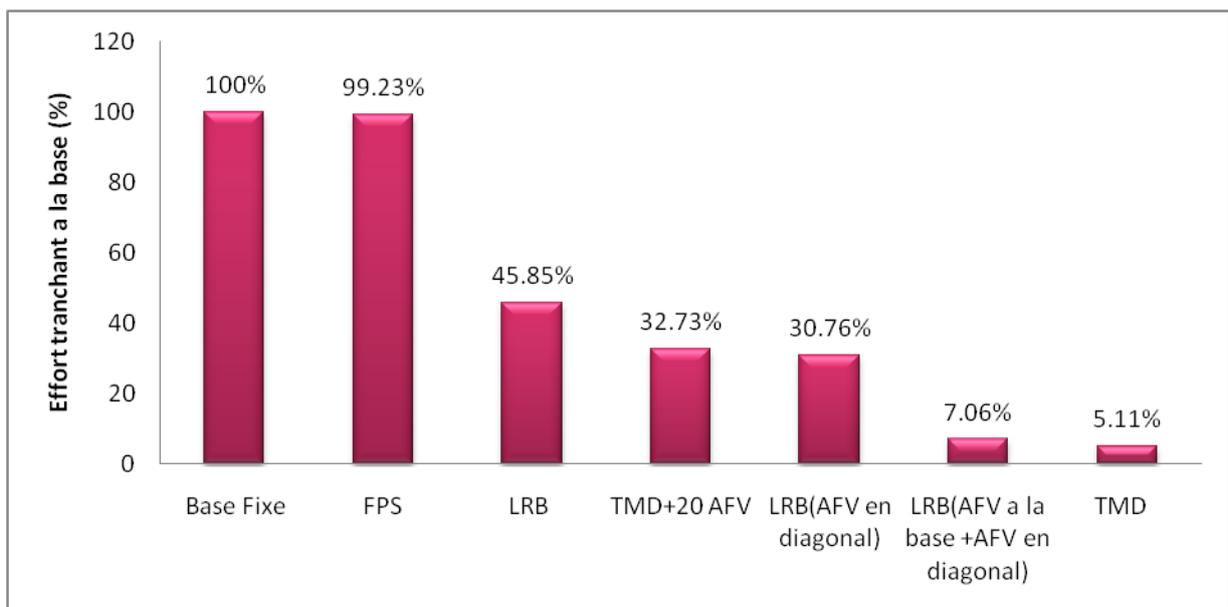


Figure V.64. Réponse des différents systèmes passifs en effort tranchant à la base

CONCLUSION GENERALE

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. Construire c'est mettre à la disposition des hommes une portion aménagée et conditionnée à leur convenance, mais c'est aussi utiliser avec intelligence les matériaux existants avec un degré de sécurité approprié pour réduire le risque sismique et préserver les vies humaines, surtout que les tremblements de terre dangereux se produisent au moins une fois par an et ceux qui ont ravagé le monde en sont témoins et pour ne citer que les plus récents Boumerdes 21mai 2003.

L'objectif principal de ce travail était de mettre en évidence le rôle des appuis parasismiques dans la réduction des réponses dynamique des bâtiments et déduire les paramètres influant sur le comportement du système combiné (la base et la superstructure).

Cette étude a permis d'analyser la différence de comportement de la structure métallique, avec et sans système d'isolation a la base sous une charge sismique. Le calcul numérique a été fait par le logiciel SAP 2000 pour analyser une structure de R+12 on charpente métallique.

Les résultats montrent que l'utilisation des systèmes d'isolation peut génère une réduction qui peut être très significative de la réponse de la structure par rapport a celle non contreventée.

Les principaux résultats sont résumés ci-dessous :

- La période de la structure isolée a augmenté de 33.92% pour le FPS et de 33% pour le LRB
- Le déplacement à diminuer de 50% pour le FPS et 18.22% pour le LRB
- L'effort tranchant à la base est atténué considérablement de 99.23% (FPS) et de 45.85% (LRB)
- Les sollicitations (M, N, T) sont réduites de 100%, 93.26%, 82.16% pour le FPS, et le LRB de 99.26%, 55.23%, 86.07% respectivement.
- Les déplacements inter étages sont pratiquement négligeables pour le système FPS
- L'accélération et la vitesse sont diminuées de 18% et 33% pour le FPS
- 14.84 % de réduction en accélération et de 25% en vitesse pour le LRB
- Les meilleur résultats en été obtenus pour le FPS avec un rayon sphérique de R=4 m et un rate paramètre de 40 s/m.

Les résultats ont montrée que parmi ces dispositifs de dissipation d'énergie étudiés le pendule a friction (FPS) rester mieux adapter pour réduire efficacement les réponses d'un bâtiment métallique soumis aux efforts sismiques.

L'évolution dans le domaine du génie parasismique devrait être suivie par une adoption de cette nouvelle technique dans les futurs règlements algériens, car l'incorporation des règles de conception et de construction des structures isolées dans le code RPA 99 est recommandée tout en gardant un certain degré de simplicité d'application.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Benzina.F** Contribution a l'étude des structures intelligentes. tlemcen. Mémoire de magistère en génie civil, Université abou bekr belkaid, 2013.
- [2] **Benayad.K** Comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base. tlemcen : Mémoire de Magister en génie civil, Université Abou Bakr Belkaid , 2013. p. 101.
- [3] **Djellouli. L** Modélisation de système d'isolation parasismique pour le contrôle de la réponse dynamique des structures. Biskra. Mémoire de Magister en génie civil, Université Mohamed Khider, 2012. p. 151.
- [4] **Pham khac.H** Vulnérabilité et spectres de plancher des structures sismiquement isolées. Thèse de doctorat de l'école polytechnique, 2010.
- [5] **Lagab.D.** Isolation à la base et réponses sismiques contrôlées "Méthodologie projet et cadre réglementaire". tlemcen : Université AbouBekr Belkaid, 2010. p. 15.
- [6] **Terchi.B, Bencharif.R .** Contribution des appuis parasismiques dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments. Projet de fin d'études du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Travaux Publics, Ecole Nationale des Travaux Publics, 2008.
- [7] **Martelli, A.** MODERN SEISMIC PROTECTION SYSTEMS FOR CIVIL AND INDUSTRIAL STRUCTURES. Synthesis of the application to Thessaloniki city, SAMCO Final Report, 2006.
- [8] **Achour.F.** INFLUENCE DES ISOLATEURS SISMQUES SUR LA REPONSE DYNAMIQUE DES BATIMENTS. Tizi Ouzou. mémoire de magistère en Génie civil, Ecole Nationale des Travaux Publics, 2004.
- [9] **Ronald.N, Mayes and Farzad.** Design of structures with seismic isolation. California : FEMA PUBLICATION, 1999. pp. 723-756.
- [10] **Michael D.** SEISMIC PROTECTIVE SYSTEMS SEISMIC ISOLATION. Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples, Polytechnic Institute.
- [11] **Entp.** LA CONSTRUCTION SUR BASES ISOLEES L'EXPERIENCE ALGERIENNE . ALGER : Ecole Nationale des Travaux Publics.
- [12] **Guizani.L .** Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec. ALGER : ALG Groupe Conseil international .
- [13] **Ouali. N.** Effets des Dispositifs D'amortissement sur les Déplacements, Vitesses et Accélération des structures. UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE « HOUARI BOUMEDIENE » USTHB, 2009.
- [14] **Mekki.O.** Amortissement semi-actif des structures flexibles Application au contrôle des grands ponts. 2007.
- [15] **Bogdan.P, Pasca.S, Muresan.I** SEISMIC ISOLATING SYSTEMS CLASSIFICATION, PROPERTIES AND UTILIZATION. Technical University of Cluj-Napoca Faculty of Civil Engineering, June 21, 2011.

[16] **Hamoudi.M** An Innovative Isolation Device For Aseismic Design. Technical University of Catalonia, School of Civil Engineering, Department of Applied Mathematics III, septembre 2009.

[17] **Kaczowski.N** DEVELOPPEMENT DES CAPACITES DE CONCEPTION PARASISMIQUE DES PONTS. Strasbourg : INSA Strasbourg, Spécialité Génie Civil, 2012. p184.

[18] **Bentifour.A** ETUDE PARAMETRIQUE SUR UN BATIMENT EQUIPE D'UN AMORTISSEUR A MASSE ACCORDEE (TMD) POUR LE CONTROLE DES EXCITATIONS SISMIQUES. tlemcen : Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, 2013.

[19] **Boukhari.B, Benguedih.O** Analyse des capacités dissipatives des système de contreventement des structures métallique. tlemcen : universiter AboubekrBelkaid , 2012.

Rapport-Gratuit.Com