République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère

de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Dr. Yahia Farés de MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la matière Filière :

génie civil

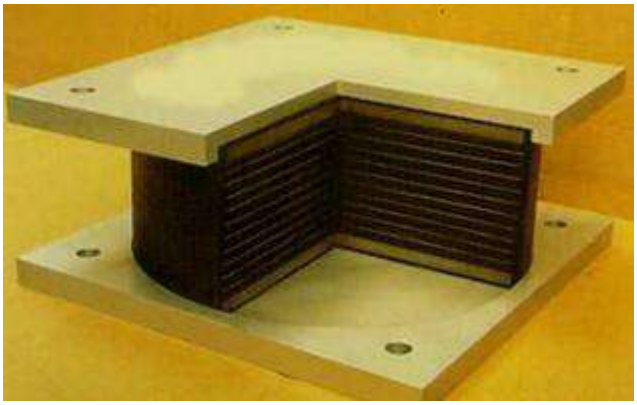
Projet de Fin d'Etudes

Pour obtention du diplôme de MASTER

Option : Structure

Thème :

Etude comparative de la structure RDC+05 étage avec et sans système d'isolation



Étudié par :

- ETTAHRI SAMIRA

Dirigé par :

M me Blaifi Habiba

Promotion Juin 2019

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR L'ISOLATION SISMIQUE A LA BASE 3

1.1. INTRODUCTION 3
1.2. PRINCIPE DE BASE DE L'ISOLATION SISMIQUE 3
1.3. LES CARACTERISTIQUES ESSENTIELLES D'UN SYSTEME D'ISOLATION 4
1.4. LES APPUIS PARASISMIQUES 4
1.5. CHAMPS D'APPLICATION DES APPUIS PARASISMIQUES 4
1.6. LES DIFFERENTS TYPES D'APPUIS PARASISMIQUES 5
1.6.1. Les appuis à déformation 5
1.6.2. Les appuis à glissement 6
1.6.3. Les appuis à déformation et glissement 7
1.6.4. Les appuis à roulement 7
1.7. AMORTISSEUR DES VIBRATIONS DANS LES STRUCTURES ISOLEES 8
1.8. LES DIFFERENTS TYPES D'AMORTISSEURS PARASISMIQUES 8
1.8.1. Amortisseurs hystérétiques 9
1.8.2. Amortisseurs visqueux 11
1.8.3. Amortisseurs à frottement 12
1.8.4. Autres types d'amortisseurs 13
1.9. LES PARAMETRES INFLUANT SUR L'EFFICACITE DES ISOLATEURS PARASISMIQUES 13
1.10. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ET MISE EN ŒUVRE 15
1.11. CONCLUSION 17

CHAPITRE 2 : comportement mécanique des appuis parasismiques 18

2.1. INTRODUCTION 18
2.2. MODELISATION ET COMPORTEMENT MECANIQUE DES APPUIS PARASISMIQUES 18
2.2.1. Modélisation 18
2.2.1.1. Appuis en caoutchouc frettés 18
2.2.1.2. Appuis en élastomère fretté avec amortisseur en barreau de plomb 19
2.2.1.3. Appuis à frottement pur 20
2.2.1.4. Appuis en pendules glissants 20
2.2.1.5. Système d'isolation résistant par frottement 21
2.2.1.6. Appuis glissant 21
2.2.2. Comportement des structures isolées 22
2.2.2.1. Comportement linéaire 22
2.2.2.2. Comportement non linéaire 23
2.3. CONCLUSION 23

CHAPITRE 3 : METHODES DE CALCUL DES STRUCTURES ISOLEES 24

3.1. INTRODUCTION 24
3.2. LES CODES PARASISMIQUES 24
3.2.1. Critères de classification 25

3.2.1.1. Niveaux du mouvement sismique 25
3.2.1.2. Type des systèmes 25
3.3. METHODES DE CALCUL DES STRUCTURES ISOLEES 25
3.3.1. Méthode statique 25
3.3.2. Méthodes dynamiques 31
3.3.2.1. La méthode modale spectrale 31
3.4. REPRESENTATION GRAPHIQUE DE L'ACTION SISMIQUE 33
3.4.1. Définition de spectre de réponse : 33
3.4.2. Analyses temporels 34
3.4.2.1. Le choix des accélérogrammes 34
CHAPITRE 4 : METHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT DES APPUIS PARASISMIQUES 36
4.1. INTRODUCTION 36
4.2. METHODOLOGIE 36
4.2.1. Appuis en élastomère fretté ayant un amortissement élevé 37
4.2.1.1. Dimensionnement 37
4.2.1.2. Vérification des conditions de résistance et de stabilité 40
4.2.2. Appuis en pendules glissants 41
4.2.2.1. Dimensionnement 41
4.2.2.2. Vérification 42
CHAPITRE 5 : *PRESENTATION ET DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE* 43
5.1. INTRODUCTION 43
5.2. PRESENTATION DE LA STRUCTURE 43
5.3. DIMENSIONNEMENT 44
5.3.1. Dimensionnement du bureau d'étude (BET) 44
5.4. VERIFICATION DU DIMENSIONNEMENT DE BET 44
5.4.1. Les planchers 44
5.4.1.1. Evaluation de l'épaisseur de la dalle 44
5.4.1.2. Descente de charges 45
5.4.2. Les Poutres 46
5.4.2.1. Les poutres principales 47
5.4.2.2. Les poutres secondaires 47
5.4.2.3. Vérification de la condition de rigidité 47
5.4.3. Les escaliers 47
5.4.3.1. Dimensions de l'escalier 48
5.4.3.2. Evaluation des charges de l'escalier 49
5.4.4. Les voiles 50
5.4.4.1. Evaluation et dimensionnement des voiles 50
5.4.5. Les poteaux : 51
5.4.5.1. Principe 51
5.4.5.2. Etapes de pré dimensionnement (calcul) : 51
5.4.5.3. Détermination de l'effort N par la descente des charges : 52
CHAPITRE 6 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE SANS LE SYSTEME D'ISOLATION SISMIQUE 57
6.1. INTRODUCTION 57
6.2. PROGRAMMES DE CALCUL DES STRUCTURES 57

6.3. EXCITATION SISMIQUE UTILISEE 57
6.4. MODELISATION 58
6.5. ETUDE DE LA STRUCTURE SANS VOILES DE CONTREVENTEMENT 59
6.5.1. Résultats : *59*
6.5.2. Méthode statique équivalente *65*
6.5.3. Interprétation et remarques *67*
6.6. : ETUDE DE LA STRUCTURE AVEC VOILES DE CONTREVENTEMENT 68
6.6.1. Disposition des voiles proposé par le BET : *68*
6.6.1.1. Périodes et facteurs de contribution modale de la disposition des voiles 69
6.6.2. Reprise des efforts entre voiles et portiques *70*
6.6.2.1. Par la méthode accélérogramme 70
6.6.2.2. Par la méthode modale spectrale 70
6.6.2.3. Résultats : 71
6.6.2.4. Méthode statique équivalente 75
6.6.3. Interprétation et remarques *77*

CHAPITRE 7 : ETUDE DE LA STRUCTURE AVEC LE SYSTEME D'ISOLATION SISMIQUE 78

7.1. INTRODUCTION 78
7.2. DESCRIPTION ET DIMENSIONNEMENT DU SYSTEME D'ISOLATION 78
7.2.1. Appuis en élastomère fretté *78*
7.3. RESULTATS 83
7.4. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE 89
7.5. INTERPRETATION ET REMARQUES 90

CHAPITRE 8 : ETUDE COMPARATIVE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION SISMIQUE 91

8.1. INTRODUCTION 91
8.2. ETUDE COMPARATIVE : 91
8.2.1. Périodes et facteurs de contribution modale : *91*
8.2.2. Les déplacements *92*
8.2.3. Les accélérations *95*
8.2.4. Les efforts tranchants *97*
8.3. COMPORTEMENTS DES STRUCTURES ENCASTREES ET ISOLEES 100
8.4. PRISE EN COMPTE DE COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES APPUIS PARASISMIQUES 100
8.5. CONCLUSION : 102

CONCLUSION GENERALE 103

BIBLIOGRAPHIE 105

Table des figures

FIGURE 1-1 : DECALAGE DES PERIODES PAR L'EFFET DES APPUIS PARASISMIQUES 3
FIGURE 1-2 : LES APPUIS A DEFORMATION 6
FIGURE 1-3 : APPUIS GROUPES 6
FIGURE 1-4 : APPUIS A GLISSEMENT 7
FIGURE 1-5 : APPUIS A DEFORMATION ET GLISSEMENT 7
FIGURE 1-6: APPUIS A ROULEMENTS 8
FIGURE 1-7 : AMORTISSEUR EN BARREAU D'ACIER DOUX 9
FIGURE 1-8 : AMORTISSEUR EN BARREAU DE PLOMB 10
FIGURE 1-9 : AMORTISSEURS EN BARRES COURBES EN ACIER DOUX 10
FIGURE 1-10 : PRINCIPE D'UN AMORTISSEUR EN BARRE DE TORSION. 10
FIGURE 1-11 : MONTAGE D'AMORTISSEURS VISQUEUX EN SUPERSTRUCTURES. 11
FIGURE 1-12 : LES DIFFERENTS TYPES D'AMORTISSEURS VISQUEUX 12
FIGURE 1-13 : AMORTISSEURS A FROTTEMENT 13
FIGURE 1-14 : AMORTISSEURS A FROTTEMENT PROPORTIONNELLE AU DEPLACEMENT 13
FIGURE 1-15 : INFLUENCE DE TYPES DE SOLS SUR L'ISOLATION SISMIQUE 14
FIGURE 1-16 : EMPLACEMENT DES APPUIS PARASISMIQUES 16
FIGURE 1-17: MONTAGE DES ISOLATEURS 16
FIGURE 1-18: DISPOSITIF ANTI CHEMINEMENT 17
FIGURE 1-19: LES CONDITIONS DE VOISINAGE 17
FIGURE 2-1: PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT D'UN APPUI EN CAOUTCHOUC FRETTE 18
FIGURE 2-2 : MODELE MECANIQUE 19
FIGURE 2-3: LES LOIS DE COMPORTEMENT 19
FIGURE 2-4 : MODELE MECANIQUE 19
FIGURE 2-5: PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT 20
FIGURE 2-6 : MODELE MECANIQUE 20
FIGURE 2-7 **:** PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT 20
FIGURE 2-8 : MODELE MECANIQUE 21
FIGURE 2-9: SYSTEME D'ISOLATION RESISTANT PAR FROTTEMENT 21
FIGURE 2-10 : MODELE MECANIQUE 21
FIGURE 2-11 : PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT 21
FIGURE 2-12 : MODELE MECANIQUE 22
FIGURE 3-1 : BOUCLES D'HYSTERESIS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE 28
FIGURE 3-2 : DIMENSIONS EN PLAN POUR LA DETERMINATION DU DEPLACEMENT TOTAL 30
FIGURE 3-3 : DEPLACEMENTS DU SYSTEME D'ISOLATION. 30
FIGURE 6-1: ACCELEROGRAMME DE LA COMPOSANTE TRANSVERSALE (NORD-SUD) DU SEISME DE 21 MAI 2003 (STATION DAR EL-BEIDHA) 57
FIGURE 6-2 : VUE EN 3D DE LA STRUCTURE 58
FIGURE 6-3 : VUE EN PLAN DE LA STRUCTURE 58
FIGURE 6-4 : MODE1 59
FIGURE 6-5 : MODE2 59

FIGURE 6-6 : MODE3 59
FIGURE 6-7: DEPLACEMENT DU DERNIER NIVEAU SUIVANT X 60
FIGURE 6-8 : DEPLACEMENT DU DERNIER NIVEAU SUIVANT Y 60
FIGURE 6-9 : COMPARAISON DES DEPLACEMENTS RELATIFS DE LA STRUCTURE ENCASTREE POUR LES DEUX DERNIERS NIVEAUX DANS LA DIRECTION X 61
FIGURE 6-10: COMPARAISON DES DEPLACEMENTS RELATIFS DE LA STRUCTURE ENCASTREE POUR LES DEUX DERNIERS NIVEAUX DANS LA DIRECTION Y. 61
FIGURE 6-11: ACCELERATION DU DERNIER NIVEAU SUIVANT X 62
FIGURE 6-12: ACCELERATION DU DERNIER NIVEAU SUIVANT Y 62
FIGURE 6-13 : COMPARAISON DES ACCELERATIONS RELATIVES DE LA STRUCTURE ENCASTREE POUR LES DEUX DERNIERS NIVEAUX DANS LA DIRECTION X 63
FIGURE 6-14 : COMPARAISON DES ACCELERATIONS RELATIVES DE LA STRUCTURE ENCASTREE POUR LES DEUX DERNIERS NIVEAUX DANS LA DIRECTION Y 63
FIGURE 6-15: EFFORT TRANCHANT A LA BASE SUIVANT X 64
FIGURE 6-16: EFFORT TRANCHANT A LA BASE SUIVANT Y 64
FIGURE 6-17 : VUE EN 3D DE LA STRUCTURE avec les voiles 68
FIGURE 6-18 : DISPOSITION DES VOILES 69
FIGURE 6-19 **:** MODE1 69
FIGURE 6-20 : MODE2 69
FIGURE 6-21 **:** MODE3 69
FIGURE 6-22 : DEPLACEMENT DU DERNIER NIVEAU SUIVANT X 71
FIGURE 6-23: DEPLACEMENT DU DERNIER NIVEAU SUIVANT Y 71
FIGURE 6-24: COMPARAISON DES DEPLACEMENTS RELATIFS DE LA STRUCTURE ENCASTREE POUR LES DEUX DERNIERS NIVEAUX DANS LA DIRECTION X 72
FIGURE 6-25 : COMPARAISON DES DEPLACEMENTS RELATIFS DE LA STRUCTURE ENCASTREE POUR LES DEUX DERNIERS NIVEAUX DANS LA DIRECTION Y 72
FIGURE 6-26: ACCELERATION DU DERNIER NIVEAU SUIVANT X 73
FIGURE 6-27: ACCELERATION DU DERNIER NIVEAU SUIVANT Y 73
FIGURE 6-28 : COMPARAISON DES ACCELERATIONS RELATIVES DE LA STRUCTURE ENCASTREE POUR LES DEUX DERNIERS NIVEAUX DANS LA DIRECTION X 73
FIGURE 6-29 : COMPARAISON DES ACCELERATIONS RELATIVES DE LA STRUCTURE ENCASTREE POUR LES DEUX DERNIERS NIVEAUX DANS LA DIRECTION Y 74
FIGURE 6-30: EFFORT TRANCHANT A LA BASE SUIVANT X 74
FIGURE 6-31: EFFORT TRANCHANT A LA BASE SUIVANT Y 75
FIGURE 7-1 : MODE1 83
FIGURE 7-2 : MODE2 83
FIGURE 7-3: DEPLACEMENT DE DERNIER NIVEAU SUIVANT X 84
FIGURE 7-4: DEPLACEMENT DE DERNIER NIVEAU SUIVANT Y 84

FIGURE 7-5 : COMPARAISON DES DEPLACEMENTS RELATIFS DE LA STRUCTURE ISOLEE POUR LES DEUX DERNIERS NIVEAUX DANS LA DIRECTION X 85
FIGURE 7-6 : COMPARAISON DES DEPLACEMENTS RELATIFS DE LA STRUCTURE ISOLEE POUR LES DEUX DERNIERS NIVEAUX DANS LA DIRECTION Y 85
FIGURE 7-7: ACCELERATION DE DERNIER NIVEAU SUIVANT X 86
FIGURE 7-8 : ACCELERATION DE DERNIER NIVEAU SUIVANT Y 86
FIGURE 7-9 : COMPARAISON DES ACCELERATIONS RELATIVES DE LA STRUCTURE ISOLEE POUR LES DEUX DERNIERS NIVEAUX DANS LA DIRECTION X 86
FIGURE 7-10 : COMPARAISON DES ACCELERATIONS RELATIVES DE LA STRUCTURE ISOLEE POUR LES DEUX DERNIERS NIVEAUX DANS LA DIRECTION Y 87
FIGURE 7-11: EFFORT TRANCHANT A LA BASE SUIVANT X 87
FIGURE 7-12 : EFFORT TRANCHANT A LA BASE SUIVANT Y 87
FIGURE 8-1: COMPARAISON DES DEPLACEMENTS DU DERNIER NIVEAU ENTRE LA STRUCTURE ENCASTREE SANS VOILES ET LA STRUCTURE ISOLEE 93
FIGURE 8-2: COMPARAISON DES DEPLACEMENTS DU DERNIER NIVEAU ENTRE LA STRUCTURE ENCASTREE AVEC VOILES ET LA STRUCTURE ISOLEE 93
FIGURE 8-3: COMPARAISON DES DEPLACEMENTS INTER ETAGES ENTRE LA STRUCTURE ENCASTREE SANS VOILE ET STRUCTURE ISOLEE 94
FIGURE 8-4: COMPARAISON DES DEPLACEMENTS INTER ETAGES ENTRE LA STRUCTURE ENCASTREE AVEC VOILE ET LA STRUCTURE ISOLEE. 94
FIGURE 8-5: COMPARAISON LES ACCELERATIONS DU DERNIER NIVEAU ENTRE LA STRUCTURE ENCASTREE SANS VOILES ET LA STRUCTURE ISOLEE 95
FIGURE 8-6: COMPARAISON DES ACCELERATIONS DU DERNIER NIVEAU ENTRE LA STRUCTURE ENCASTREE AVEC VOILES ET LA STRUCTURE ISOLEE 95
FIGURE 8-7: COMPARAISON DES ACCELERATIONS INTER ETAGES ENTRE LA STRUCTURE ENCASTREE SANS VOILE ET LA STRUCTURE ISOLEE. 96
FIGURE 8-8: COMPARAISON DES ACCELERATIONS INTER ETAGES ENTRE LA STRUCTURE ENCASTREE AVEC VOILE ET LA STRUCTURE ISOLEE. 97
FIGURE 8-9: COMPARAISON DES EFFORTS TRANCHANTS A LA BASE ENTRE LA STRUCTURE ENCASTREE SANS VOILE ET LA STRUCTURE ISOLEE. 97
FIGURE 8-10: COMPARAISON DES EFFORTS TRANCHANTS A LA BASE ENTRE LA STRUCTURE ENCASTREE SANS VOILE ET LA STRUCTURE ISOLEE. 98
FIGURE 8-11 : EFFORT REPRIS PAR LES POTEAUX A LA BASE DANS LE CAS NON LINEAIRE SUIVANT X 100
FIGURE 8-12 : DEPLACEMENT A LA BASE DE LA STRUCTURE ISOLEE DANS LE CAS NON LINEAIRE SUIVANT X 101
FIGURE 8-13 : ACCELERATION A LA BASE DE LA STRUCTURE ISOLEE DANS LE CAS NON LINEAIRE SUIVANT X 101

Liste des Tableaux

TABLEAU 1-1: CONDITIONS DE CONVENANCE DES STRUCTURES A L'ISOLATION SISMIQUE 15
TABLEAU 3-1: COEFFICIENT DE PROXIMITE DE LA FAILLE (N) 27
TABLEAU 3-2: COEFFICIENT CARACTERISANT LE TYPE DE SOL (S_I) 27
TABLEAU 3-3: FACTEURS D'AMORTISSEMENTB_D ETB_M 29
TABLEAU 4-1**:** LES CONSTANTES G, E, K 38
TABLEAU 5-1 : LES DIMENSIONS DES ESCALIERS 44
TABLEAU 5-2 : LES DIMENSIONS DES POTEAUX 44
TABLEAU 5-3: DESCENTE DE CHARGES PERMANENTES DU PLANCHER TERRASSE 45
TABLEAU 5-4 : DESCENTE DE CHARGES PERMANENTES D'UN PLANCHER COURANT 46
TABLEAU 5-5: EVALUATION DES CHARGES SUR LES VOLEES ESCALIER 49
TABLEAU 5-6: EVALUATION DES CHARGES SUR LE PALIER 49
TABLEAU 5-7 : DEGRESSION DES CHARGES 53
TABLEAU 5-8 : TABLEAU RECAPITULATIF DE LA DESCENTE DE CHARGE AUX POTEAUX central. 55
TABLEAU 6-1 : PERIODES ET FACTEURS DE CONTRIBUTION MODALE 59
TABLEAU 6-2: LES RESULTATS 64
TABLEAU 6-3: LE POIDS DE CHAQUE PLANCHER 66
TABLEAU 6-4 : PERIODES ET FACTEURS DE CONTRIBUTION MODALE DE LA DISPOSITION des violes 69
TABLEAU 6-5 : VALEURS DES EFFORTS REPRIS PAR LES VOILES ET LES PORTIQUES A LA BASE 70
TABLEAU 6-6 : POURCENTAGE DES EFFORTS REPRIS PAR LES VOILES ET LES PORTIQUES A LA BASE 70
TABLEAU 6-7 : VALEURS DES EFFORTS REPRIS PAR LES VOILES ET LES PORTIQUES A LA BASE 70
TABLEAU 6-8 : POURCENTAGE DES EFFORTS REPRIS PAR LES VOILES ET LES PORTIQUES A LA BASE 71
TABLEAU 6-10: LES RESULTATS 75
TABLEAU 6-11: LE POIDS DE CHAQUE PLANCHER 76
TABLEAU 7-1 : LES DIMENSIONS DU SYSTEME D'ISOLATION EN ELASTOMERE FRETTE 82
TABLEAU 7-2 : PERIODES ET FACTEURS DE CONTRIBUTION MODALE 83
TABLEAU 7-3 **:** LES RESULTATS 88
TABLEAU 8-1 : PERIODES ET FACTEURS DE CONTRIBUTION MODALE 91
TABLEAU 8-2 : PERIODES ET FACTEURS DE CONTRIBUTION MODALE 92
TABLEAU 8-3: COMPARAISON DES REPONSES MAXIMALES POUR LES DEUX STRUCTURES ISOLEE ET ENCASTREE 99
TABLEAU 8-4 : COMPARAISON DES EFFORTS TRANCHANT A LA BASE ENTRE LA STRUCTURE ENCASTREE SANS VOILE ET LA STRUCTURE ISOLEE AVEC DEFERENTES EXCITATIONS 100
TABLEAU 8-5 : LES RESULTATS 101

Introduction générale

L'efficacité d'un plan d'urgence ou de réponse à un séisme vient du fait que les bâtiments puissent être capables de résister à un effondrement en cas de secousses. En ce sens, le risque sismique dans certaines zones est lié au comportement de nos structures. En général, le risque sismique se caractérise par sa variation dans le temps et dans l'espace, il est fonction de la zone de sismicité, de la densité de la population et du niveau du développement économique. Les mesures de prévention contre les effets d'un séisme doivent être prises en considération par les autorités et les spécialistes de génie parasismique dans le but de réduire ce risque sismique qui a impact sur le développement économique.

Lors d'un tremblement de terre, les mouvements du sol sont transmis aux superstructures par l'intermédiaire de leurs fondations, l'idée de séparer la fondation de sa superstructure permet au sol de se déplacer librement, ainsi les accélérations ne seront pas transmises à la superstructure. Une séparation totale entre le sol et les constructions est évidemment impossible, une isolation partielle peut cependant être obtenue au moyen d'appareils d'appuis dont la rigidité horizontale est plus faible que celle la structure, ces appuis sont appelés appuis parasismiques ou isolateurs.

De nos jours, le recours à la technique parasismique moderne dite isolation sismique (contrôle passif des vibrations sismiques) tel que les dissipateurs d'énergie (les amortisseurs) et les isolateurs parasismiques, constitue certainement le meilleur moyen d'assurer la sécurité des constructions vis-à-vis des séismes violents. Cette technique peut être applicable pour les structures en béton armé, les ponts, les structures lourdes (les centrales nucléaires) et les bâtiments stratégiques (les hôpitaux et les centres de décision des catastrophes…). En Algérie, le CTC-Chlef a été le premier à introduire cette technique à travers la construction du siège de son agence à Ain-Defla, située dans une zone à forte sismicité.

Le présent travail, fait l'objet de l'étude dynamique des structures avec et sans le système d'isolation, et de faire la comparaison entre la méthode classique de contreventement et celle de l'isolation sismique, pour estimer le degré d'efficacité de cette dernière et d'évaluer le rôle des appuis parasismiques dans la réduction des risques sismiques dans la superstructure.

Ce manuscrit est composé de huit chapitres, de la présente introduction et d'une conclusion générale. Le premier chapitre est une généralité sur l'isolation sismique à la

base des structures, où on présentera quelques différents types d'appuis parasismiques ou les isolateurs parasismiques les plus utilisées, les différents types d'amortisseurs parasismiques et les caractéristiques essentielles d'un système d'isolation ainsi que les paramètres influant sur l'efficacités des isolateurs. Dans deuxième chapitre, on définira comportement mécanique des appuis parasismiques où on présentera des modèles et leur comportement mécanique. Le troisième chapitre est consacré à des méthodes de calcul des structures isolées ainsi que les codes parasismiques mondiaux (UBC97, IBC2000, Eurocode8….etc.)
qui couvrent ce sujet pour déterminer leurs efforts et leurs déplacements. Le quatrième chapitre est dédié à la méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques où nous allons exposer la méthode de dimensionnement de quelques appuis (appuis en élastomère fretté, ayant un amortissement élevée et appuis en pendules glissants). Le chapitre cinq consacré à la vérification du dimensionnement d'une structure calculée par le BET avant de la prendre comme exemple dans notre travail. Il s'agit d'un batiment à six niveaux conçu selon le RPA99V2003 et le CBA93. Dans le chapitre six et sept nous allons étudier la structure avec et sans système d'isolation en utilisant le même dimensionnement calculé dans le chapitre cinq avec la même excitation sismique, cette étude sera réalisée à l'aide d'un logiciel de modélisation et de calcul des structures. Une analyse dynamique sera effectuée puis vérifiée par rapport aux exigences du RPA. Finalement, au huitième chapitre, notre travail se focalisera sur l'étude comparative de la structure avec et sans le système d'isolation afin de déterminer le degré d'efficacité du système d'isolation et évaluer la performance des structures isolées par rapport au contreventement par voiles.

Chapitre 1 : Généralités sur l'isolation sismique à la base

1.1. Introduction

Une nouvelle technique de protection des structures contre les secousses sismiques ; est d'ajouter des dispositifs parasismiques (les isolateurs). On incorpore à la base d'un bâtiment des isolateurs parasismiques qui atténuent la réponse dynamique en éliminant la plus grande partie du l'énergie transmise à la structure.

1.2. Principe de base de l'isolation sismique

L'isolation parasismique repose sur le principe que si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du séisme, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur. Dès lors l'incorporation aux unités d'isolation ou l'usage d'un dispositif parallèle et externe d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) est requise afin de contrôler les déplacements et réaliser un compromis satisfaisant entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement. (**Figure 1-1**) [01]:

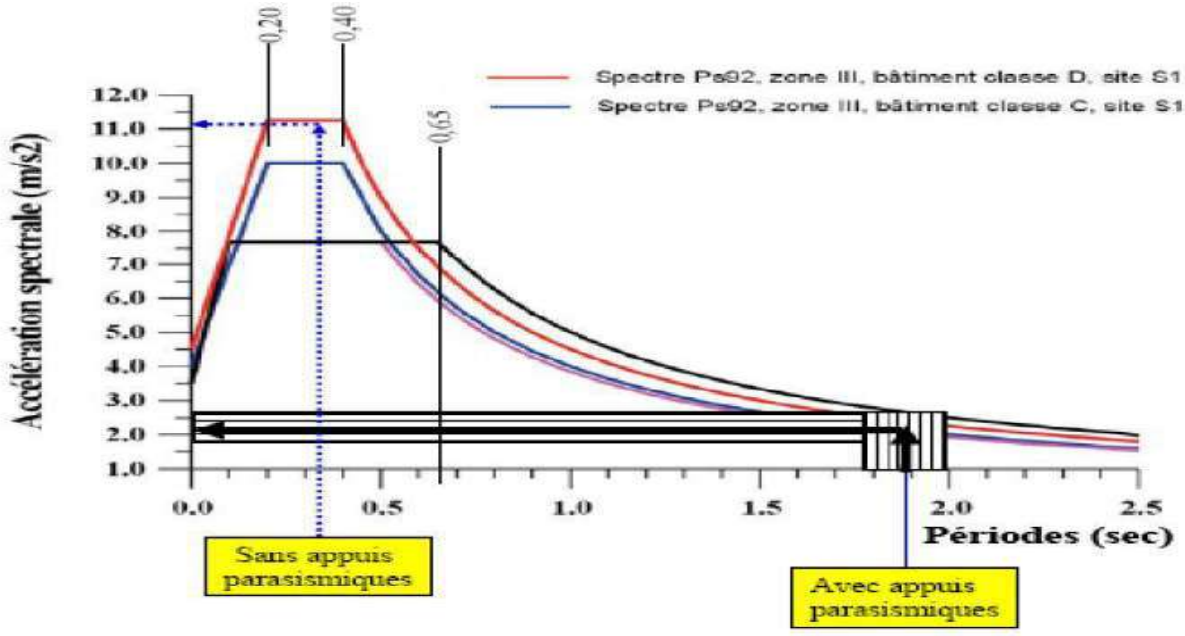


Figure 1-1[01] : Décalage des périodes par l'effet des appuis parasismiques

Grâce à leur grande rigidité verticale, les appuis parasismiques n'isolent pas la structure vis-à-vis les secousses verticales. Par conséquence, les accélérations verticales transmises à la construction ne sont pas filtrées. Elles sont sensiblement égales à celles du sol, cela veut dire que l'action sismique verticale passe intégralement dans le bâtiment. Le balancement de la superstructure est par conséquence réduit. [04]

1.3. Les caractéristiques essentielles d'un système d'isolation

Les caractéristiques essentielles d'un système d'isolation sont :

- Un appui capable de transmettre les charges verticales (une rigidité verticale très élevée) avec une faible rigidité horizontale (dans la direction isolée) : 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 de des forces sismique.
- Un mécanisme de dissipation d'énergie (amortisseur sismique): ce mécanisme peut être soit incorporé à l'appui soit installé en parallèle. Le but est de contrôler la déformation de l'isolateur et par conséquent le déplacement absolu de la superstructure située au-dessus.
- Un système de retenue (fusible) : 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. [04]

1.4. Les appuis parasismiques

Les appuis parasismiques ou les isolateurs parasismiques sont des dispositifs permettant une isolation partielle entre la fondation et la superstructure. Ils ne laissent passer que des efforts déterminés par leurs propres caractéristiques. Ils doivent permettre des déplacements horizontaux importants grâce à leur faible rigidité horizontale devant celle de la structure. Par ailleurs, ils présentent une grande rigidité verticale avec une capacité de supporter les charges gravitaires de la structure pendant et hors séisme. La structure qui repose sur des appuis parasismiques s'appelle une structure isolée. [04]

1.5. Champs d'application des appuis parasismiques

Les appuis parasismiques peuvent être utilisés pour n'importe quel type de structure que l'on désire protéger efficacement contre les dommages dus aux séismes. Particulièrement, pour les bâtiments stratégiques qui doivent demeurer opérationnels suite d'un séisme majeur tels que les hôpitaux, les bases nucléaires et les centres de décision des catastrophes, ainsi les bâtiments à forte densité de population. Sachant toujours que le recours à la technique d'isolation parasismique est préférable lorsque cette dernière fournit des avantages technico-économiques face à d'autres techniques de protection (par exemple le contreventement par voiles…).

1.6. Les différents types d'appuis parasismiques

Ils existent plusieurs types d'appuis parasismiques. Selon leur mode de fonctionnement, ils peuvent être classés en plusieurs catégories : [04]

- Appuis à déformation;
- Appuis à glissement;
- Appuis à déformation et glissement
- Appuis à roulement, etc.

1.6.1. Les appuis à déformation

Les appuis à déformation, utilisés pour isoler les constructions des vibrations, ont toujours montré un comportement satisfaisant. Ils sont en général réalisés en élastomère fretté, c'est-à-dire en plots composés de couches alternées d'élastomère naturel (caoutchouc) ou synthétique (néoprène) et de plaques d'acier (frettes).

La déformabilité horizontale des couches d'élastomère autorise des déplacements notables de la superstructure par rapport à ces fondations (**Figure 1-2**). On admet en général pour élastomère une déformation de cisaillement de 45%. La rigidité verticale des appuis est assurée par la présence des frettes.

L'amortissement relatif procuré par l'élastomère varie entre 4% et 12% de l'amortissement critique. Ils existent des élastomères qui possèdent un amortissement plus élevé, mais ils sont sujets à un fluage important. Il est noté que les élastomères sont défavorablement affectés par des variations de température. [04]

La réduction des charges sismiques croit avec la flexibilité horizontale des appuis. Or celle-ci diminue leur stabilité. Le problème d'instabilité se pose plus particulièrement dans le cas des constructions légères qui, pour être efficacement isolées des déplacements du sol, nécessitent des appuis avec une forte épaisseur d'élastomère. Il peut être résolu en couplant plusieurs isolateurs, ce qui augmente le moment d'inertie de l'appui (**Figure 1-3**).

Les parties métalliques des isolateurs doivent recevoir une protection contre la corrosion et contre l'incendie, assurée en général par une enveloppe en élastomère.

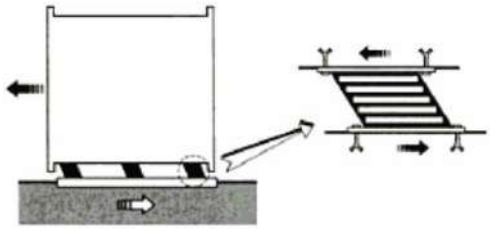


Figure 1-2 : Les appuis à déformation

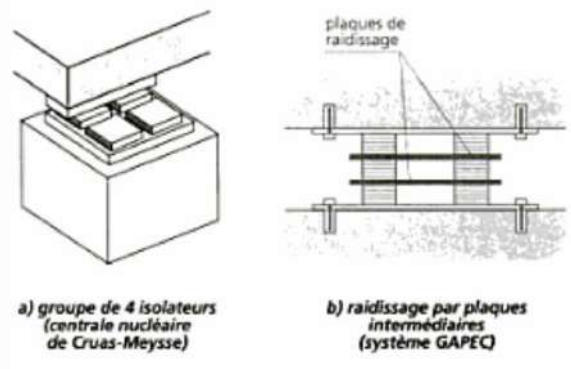


Figure 1-3 : Appuis groupés

1.6.2. Les appuis à glissement

Le système d'appuis à glissement le plus simple est composé de plaques solidaires à la superstructure et d'autres plaques fixées aux fondations et leur interface constitue le plan de glissement. Le débord de la plaque la plus grande doit être dans toutes les directions au moins égal à 1.2 fois le glissement maximal calculé dans la direction considérée et au moins égal au déplacement absolu au niveau du sol. Le matériau des deux séries de plaques n'est pas nécessairement le même. Par ailleurs, la dureté de la plaque la plus courte doit être plus faible que celle de l'autre plaque pour éviter la formation d'empreinte en cas d'absence prolongée de secousses.

La réponse d'une structure à l'excitation sismique reposant sur des plaques de glissement ne dépend que de sa masse et du coefficient frottement entre les plaques. Les forces sismique horizontales transmises à la superstructure est inversement proportionnelle à la valeur du coefficient de frottement entre les deux plaques. Parmi les inconvénients de ce type d'appuis le déplacement résiduel de ces plaques après l'arrêt un séisme qui peut être résolu en prévoyant un système de recentrage de la structure.

Les appuis à glissement conviennent aussi bien pour les constructions sur sols durs que sur les terrains meubles car pour les faibles coefficients de frottement des plaques la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique. [04]

Un autre système d'appuis à glissement performant a été conçu ; chaque appui est un pendule inversé glissant, consistant en une rotule qui se déplace sur une surface concave en acier chromé. Le bord relevé de cette surface constitue une butée empêchant d'atteindre des déplacements imprévus.

Les impacts éventuels sur la buttée n'affectent pas la réponse de la structure d'une manière significative, car la concavité de la surface réduit la vitesse de glissement avant le choc. (**Figure 1-4**) [04]

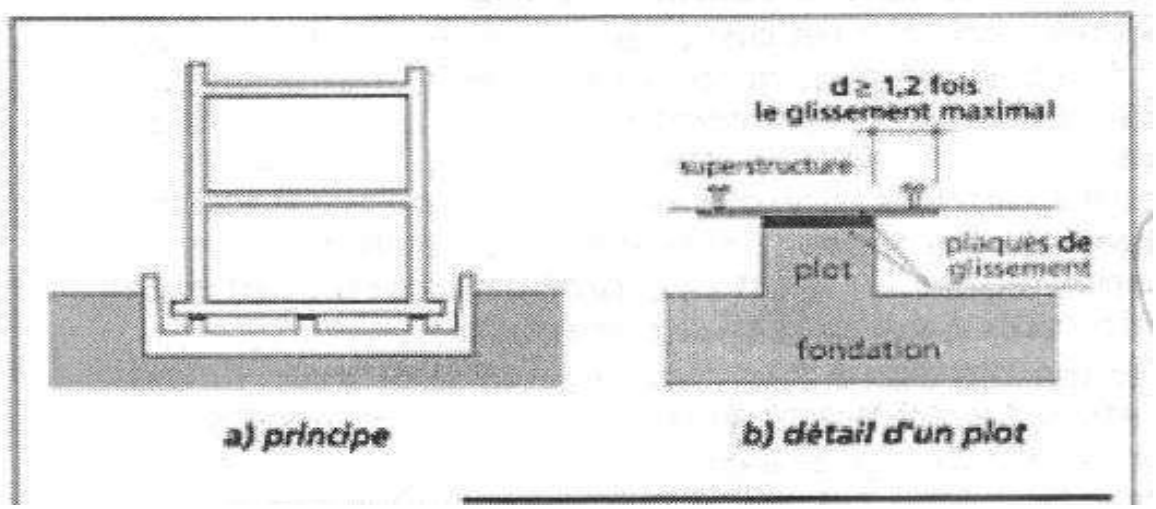
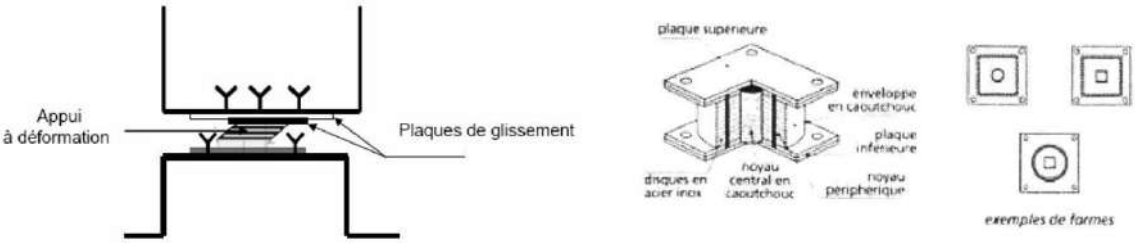


Figure 1-4 : Appuis à glissement

1.6.3. Les appuis à déformation et glissement

L'association de plaques de glissement et des appuis à déformation (**Figure 1-5**) supprime l'inconvénient que représente pour ces derniers la présence de sols mous. Dans un premier temps, les isolateurs se déforment latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère. Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion devient supérieure à la force de frottement entre les plaques, le glissement commence. Pendant un séisme violant, il peut se produire plusieurs glissements. Ce système entraine une réduction à la fois des accélérations et des déplacements de la superstructure et conduit ainsi à une diminution importante des efforts tranchants à sa base. Ceci est partiellement avantageux dans le cas des constructions sur des fondations profondes, plus sensibles au cisaillement que les fondations superficielles. Les appuis à déformation et glissement constituent un système de protection sismique très efficace. [04]



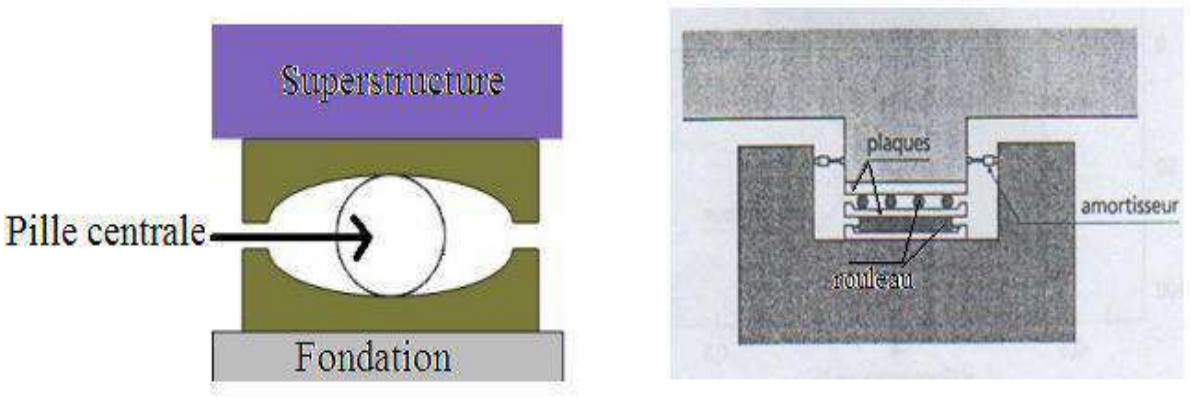
a)appui utilisé par l'EFD **b) appui proposé par N.MOSTGHAL**

Figure 1-5 [04]: Appuis à déformation et glissement

1.6.4. Les appuis à roulement

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques (voir **Figure 1-6**). Des appuis ovoïdaux ont été utilisés pour un bâtiment expérimental de 7 niveaux à Sébastopol

(Ukraine) [04]. Lors de chaque déplacement, les ovoïdes entraînent un léger soulèvement de la construction qui a alors tendance à revenir à sa position initiale. Ces systèmes d'appuis peuvent être complétés par un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs peuvent être prévus afin de limiter les déplacements.



a) Appui à billes **b) Appui à rouleaux**

Figure 1-6: Appuis à roulements

Bien que plusieurs systèmes d'appuis à roulement aient été proposés, il n'existe que très peu de réalisations de ce type en raison des inconvénients qu'ils comportent, dont les principaux sont le grippage après une période prolongée sans sollicitation et leur faible amortissement.

1.7. Amortisseur des vibrations dans les structures isolées

Comme souligné plus haut la flexibilité latérale des appuis parasismiques peut introduire quelque inconfort pour les occupants sous divers actions de vibrations (choc, vent….etc.). Pour cette raison, les appuis parasismiques doivent être équipés d'appareils spéciaux appelés stabilisateurs (**amortisseurs)** qui empêchent les vibrations des bâtiments isolées. Les amortisseurs parasismiques permettent de dissiper une quantité d'énergie élevée et de réduire par conséquent les amplitudes d'oscillation ainsi que les charges sismiques. Ils peuvent être utilisés en association avec des appuis parasismiques ou en superstructure des bâtiments non isolés. [04]

1.8. Les différents types d'amortisseurs parasismiques

Les amortisseurs parasismiques sont le plus souvent hystérétiques, visqueux ou à frottement. Toutefois, d'autres types d'amortisseurs existent, par exemple un amortisseur magnétique pouvant réduire les déplacements à la base des immeubles de 20 à 30%.[04]

1.8.1. Amortisseurs hystérétiques

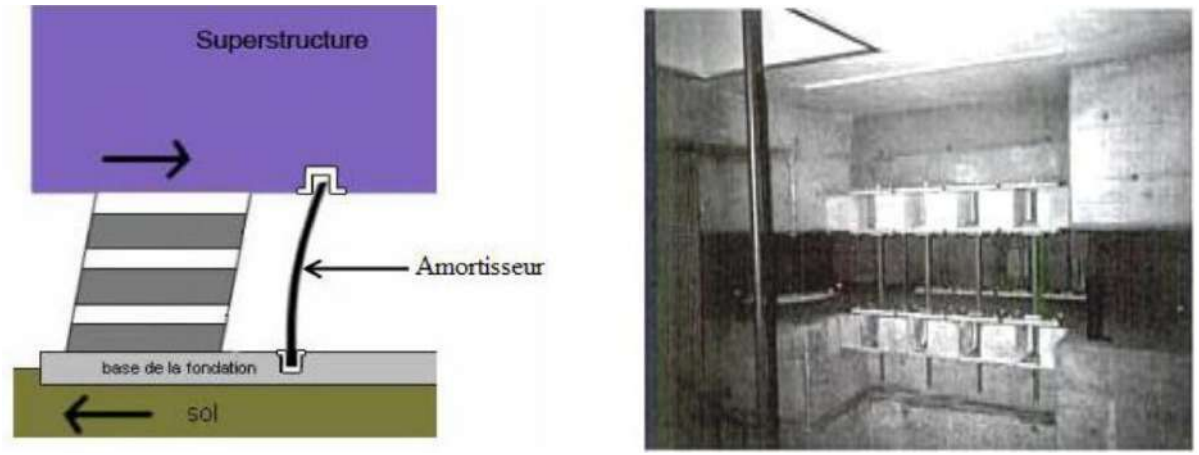
Les amortisseurs hystérétiques sont des pièces réalisées en matériaux très ductiles : acier doux, plomb, alliages malléables, etc. La dissipation d'énergie est obtenue à travers les déformations plastiques auxquelles ils sont soumis lors des déplacements relatifs de la superstructure et des fondations. (Hystérétique est la dissipation d'énergie par plastification alternée d'éléments très ductiles).

Les amortisseurs n'ont aucune fonction porteuse et peuvent par conséquent être dimensionnés pour avoir une déformabilité maximale. Ils peuvent supporter plusieurs centaines de cycles de déformation post élastique avant de se rompre. Il convient toutefois de trouver un compromis pour leur diamètre : son accroissement réduit les déplacements de la structure, mais les forces transmises augmentent.

De nombreux types d'amortisseurs hystérétiques existent. Les plus simples consistent en des barreaux verticaux, placés entre la fondation et la superstructure. Des systèmes plus élaborés ont été également mis au point : [04]

- Barreaux d'acier doux

Les barreaux sont fixés à leur base et guidés en partie haute (**Figure 1-7**); ils travaillent en flexion.



a)principe **b) groupe de 4 amortisseurs**

Figure 1-7 : Amortisseur en barreau d'acier doux –

Barreaux de plomb

Placés au cœur d'appuis à déformation (**Figure 1-8**), ces barreaux sont sollicités au cisaillement pur. (Le plomb pénètre dans les couches de caoutchouc ce qui conduit à cisailler les barreaux).

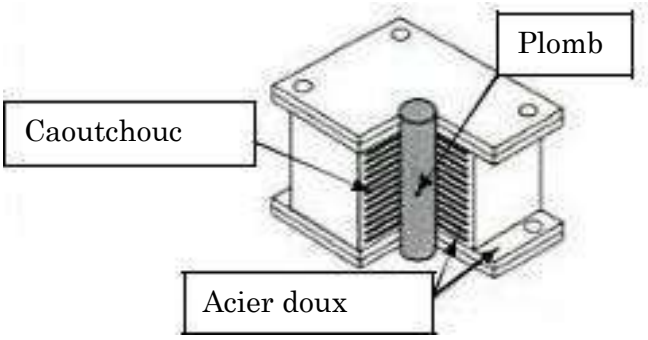


Figure 1-8 : Amortisseur en barreau de plomb

- Barres courbes en acier doux

Ces barres, fixées à leurs deux extrémités (**Figure 1-9**), sont utilisées par paires réparties sous le bâtiment dans deux directions perpendiculaires (**Figure 1**-9.c). Ce système à l'avantage de résister aux soulèvements accidentels de la superstructure. [04]

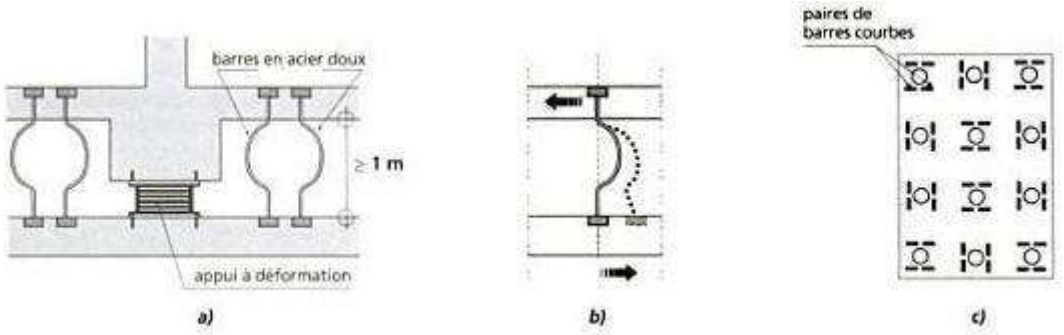


Figure 1-9 : Amortisseurs en barres courbes en acier doux -

Poutres en aciers doux sollicitées en torsion

Ce système a été proposé par Skinner pour la protection sismique des centrales nucléaires. Pendant les oscillations de la construction, la poutre est mise en torsion par un système de valves et de bielles solidaires de la superstructure (Figure 1-10). Le mouvement des bielles étant unidirectionnel, il est nécessaire d'orienter les poutres dans deux directions perpendiculaires. La (**Figure 1-10**) montre un exemple de leur disposition sous un bâtiment.

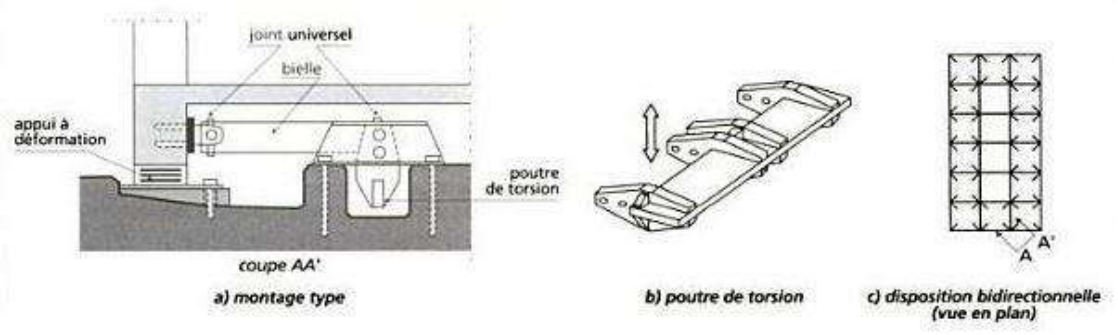


Figure 1-10 : Principe d'un amortisseur en barre de torsion.

1.8.2. Amortisseurs visqueux

Les amortisseurs visqueux sont également très efficaces. Ils peuvent être montés plus facilement en superstructure (**Figure 1-11**). Celle-ci doit autoriser les déformations indispensables à leur fonctionnement. [04]

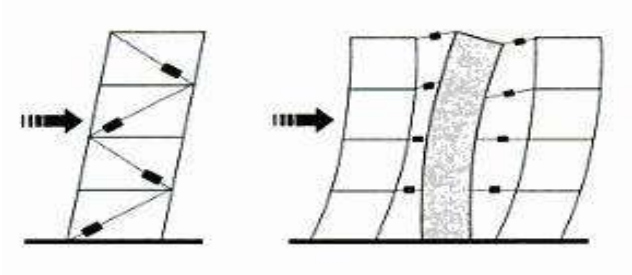
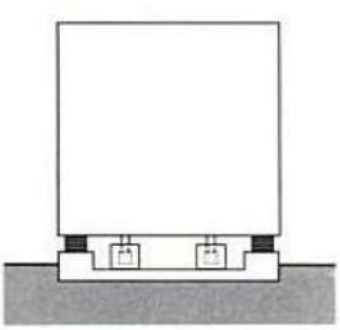
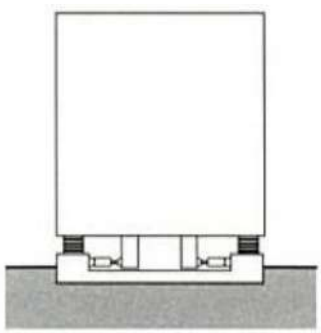


Figure 1-11 : Montage d'amortisseurs visqueux en superstructures.

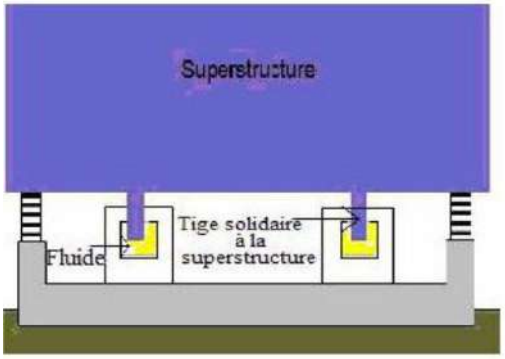
De nombreux types d'amortisseurs visqueux existent : amortisseurs à fluide visqueux et amortisseurs à extrusion de plomb. La (**Figure 1-12**) montre que l'amortisseur à fluide visqueux s'agit de boites fixées aux fondations et contenant un fluide de grande viscosité.



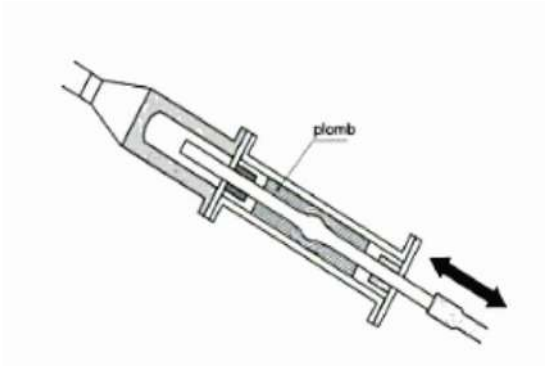
a) Amortisseurs à fluide visqueux



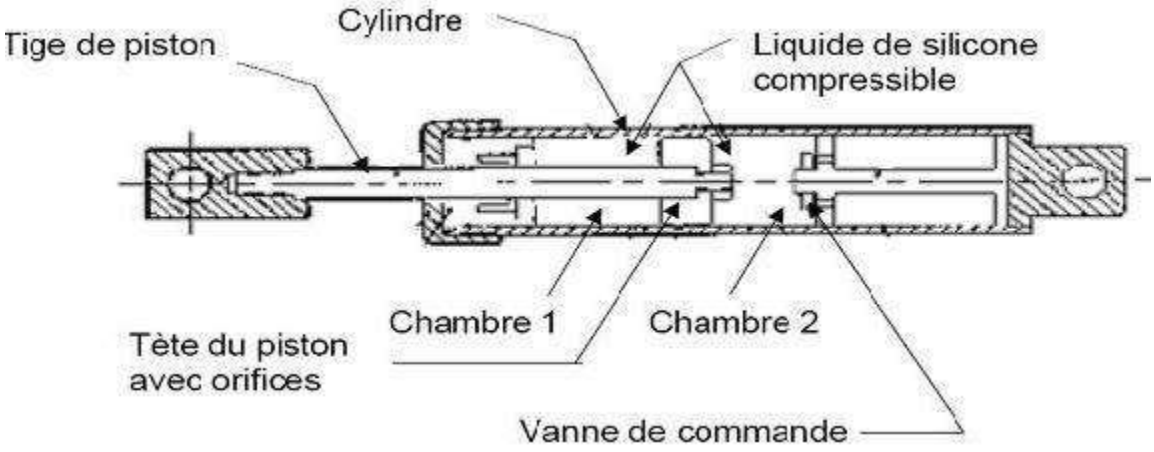
b) Amortisseurs à huile



c) Amortisseur à fluide visqueux



d) Amortisseur à extrusion de plomb



e) Coupe longitudinale d'un amortisseur à huile

Figure 1-12 [04] : Les différents types d'amortisseurs visqueux

1.8.3. Amortisseurs à frottement

Les amortisseurs de ce type dissipent l'énergie par frottement sec. Dans le système de la (**Figure 1-13**) des garnitures de freins sont fixées aux croissement des diagonales de contreventement d'une ossature métallique, boulonnées ensemble à travers un trou oblong. Les déformations de l'ossature provoquent des glissements des garnitures avant

qu'une plastification des diagonales ou le flambage des poteaux ne puissent se produire. Le glissement allonge la période propre de la structure, ce qui est en général favorable.

La (**Figure 1-14**) montre un amortisseur à frottement proportionnel au déplacement; ce dispositif, utilisable pour les bâtiments sur appuis parasismiques, est composé de deux groupes de plaques fixées respectivement au bâtiment et à un mur de soutènement extérieur. Lors des oscillations, les plaques glissent les unes sur les autres et sont resserrées par une paire de câbles montés en série avec un amortisseur visqueux. Le serrage augmente d'une manière progressive, proportionnellement au déplacement des plaques. Afin de faciliter le recentrage, un système à ressort et amortisseur visqueux supplémentaire peut être utilisé (**Figure 1-14.b**). [04]

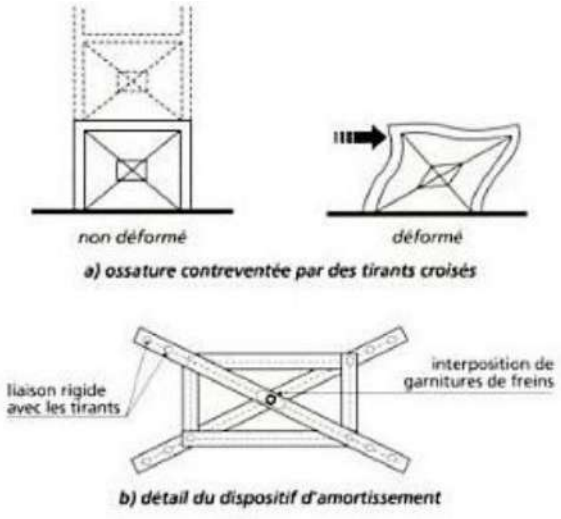


Figure 1-13 : Amortisseurs à frottement

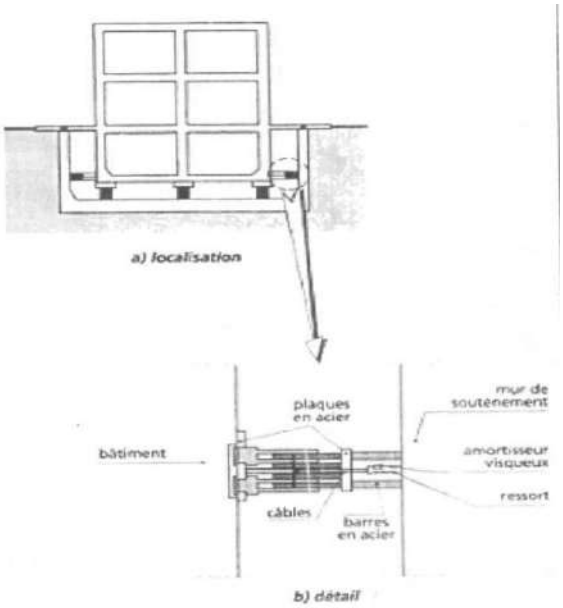


Figure 1-14 : Amortisseurs à frottement proportionnelle au déplacement

1.9. Les paramètres influant sur l'efficacité des isolateurs parasismiques

Un des aspects qui touche profondément le système d'isolation correspond à l'effet du plan de la faille sur les constructions voisines, qui est caractérisé par des valeurs très élevées d'accélération et de vitesse. Par conséquent, le système d'isolation ne fonctionne pas bien si la structure est située à moins de 5 km de la faille. En réalité, l'isolation est employée pour n'importe quelle structure proche d'une faille, mais avec un coût plus important et une évaluation plus complexe. [04]

L'état du sol est une autre considération qu'il faut prendre compte pour l'évaluation de la convenance d'une structure isolée. Généralement, plus le sol est ferme, plus l'isolation est efficace (un sol ferme plus résistant qu'un sol molle). La forme du mouvement du séisme engendrée à la base d'une structure peut être modifiée par les propriétés du sol. Dans le cas des sols meubles , le contenu de hautes fréquences du mouvement peut être filtré en dehors et ils transmettent principalement les basses fréquences, c'est-à-dire les oscillations de longue période. De plus, le système d'isolation rallonge la période de la structure, ce qui peut induire la résonance. [04]

Toutefois, ces emplacements meubles n'éliminent pas l'isolation en elle-même, mais l'efficacité sera réduite. (**Figure 1-15**)

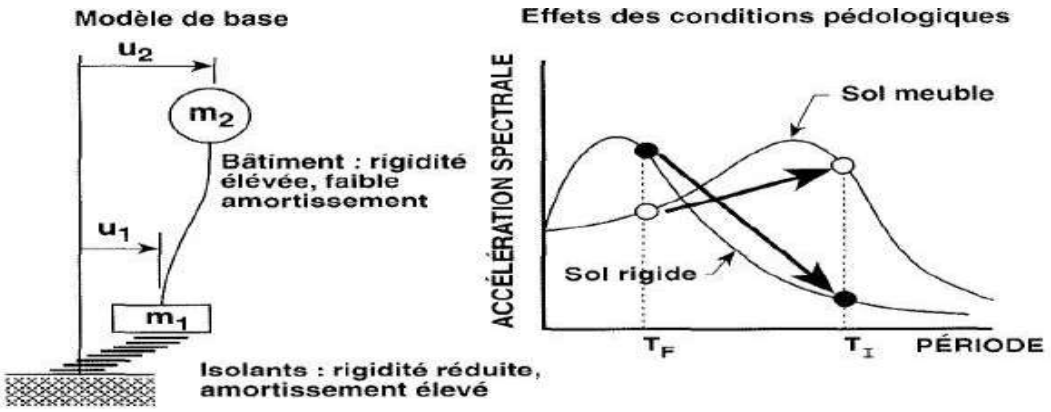


Figure 1-15[04] : Influence de types de sols sur l'isolation sismique

Le tableau récapitulatif ci-dessus résume les principaux paramètres qui influent sur l'efficacité de l'isolation sismique

Tableau 1-1: Conditions de convenance des structures à l'isolation sismique [01]

Facteur	Condition de convenance
Période de la structure	< 1 second
Hauteur de structure	Faible
Poids de la structure	Lourde
Distance à partir de la faille	>5km
Type de sol	Ferme
Système d'isolation	Une rigidité horizontale plus faible que celle de la structure, une grande rigidité verticale effectuée un contrôle de conformité avant mise en place.

1.10. Dispositions constructives et mise en œuvre

Avant l'installation d'un système isolé, 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 (Vieillissement 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 convient d'observer quelques règles particulières de conception et de mise en œuvre. [03]

Les appuis parasismiques ou les isolateurs sont placés entre les fondations et la superstructure ou entre le sous-sol et le RDC (**Figure 1-16**), telle que ces deux plans horizontaux doivent être rigides pour empêcher la variation de la distance entre appuis. Un espace accessible suffisant doit être prévu au niveau des appuis pour permettre leur inspection, maintenance et le remplacement éventuel. [04]

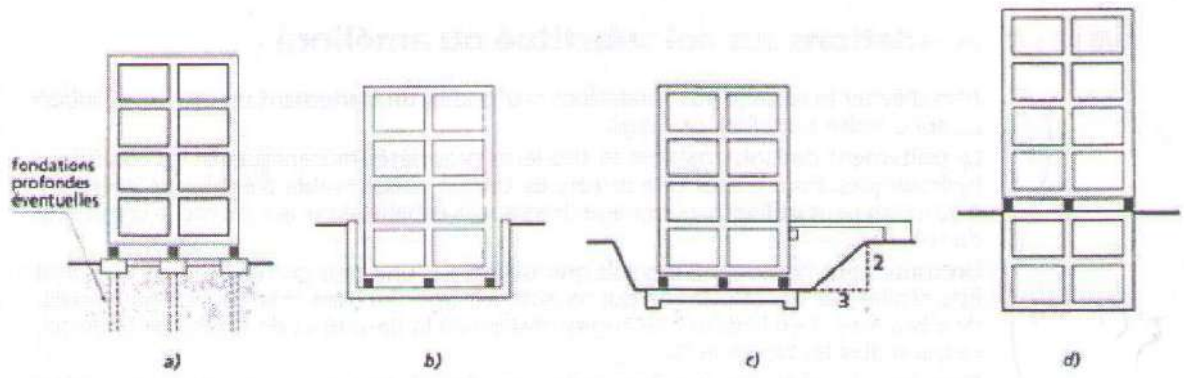
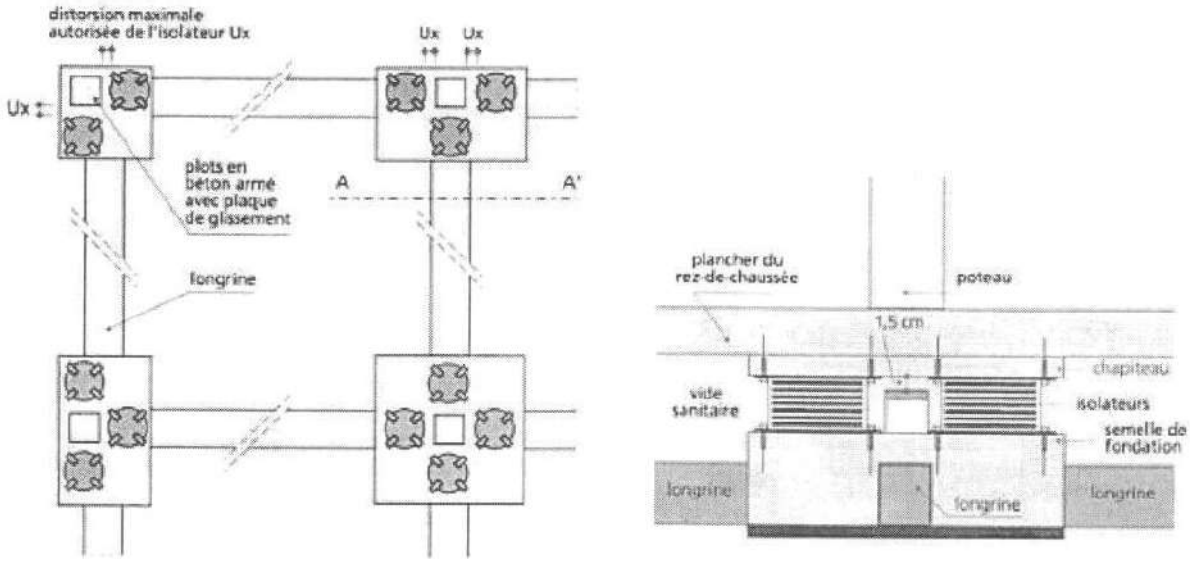


Figure 1-16 : Emplacement des appuis parasismiques

Les isolateurs sont insérés entre une semelle et un chapiteau en béton armé (**Figure 1-17**). Les semelles comportent également des plots en béton armé couronnés d'une plaque en bois dur, qui peuvent recevoir le poids de la construction en cas de rupture accidentelle des isolateurs. Leur position est déterminée par le déplacement maximal autorisé de ces derniers. Les appuis sont solidement fixés aux deux systèmes de planchers au moyen de boulons en acier ancrés dans le béton. Ce mode particulier de fixation permet le remplacement ultérieur des appuis si nécessaire.



a)Vue en plan des différentes positions **b) Coupe A-A**

Figure 1-17 [04]: Montage des isolateurs

Un dispositif anti-cheminement doit toujours être prévu, par exemple sous forme de décaissement ménagé dans la fondation (**Figure 1-18**). Les bords évasés de décaissement doivent guider l'appui pour qu'il retrouve sa position initiale

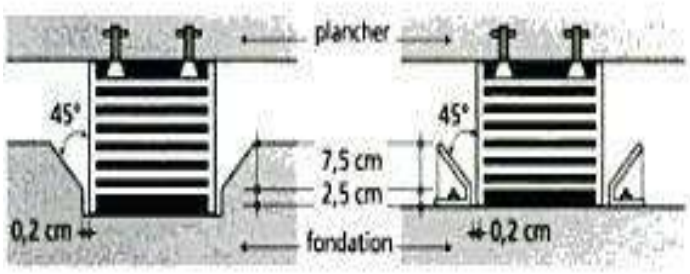


Figure 1-18: Dispositif anti cheminement

Un espace libre de dimensions suffisantes doit être disposé autour de la superstructure, afin de permettre son libre déplacement dans toutes directions horizontales sans risque de choc. Les valeurs de déplacement calculées doivent être majorées de 20% pour le dimensionnement des joints. (**Figure 1-19**) [04]

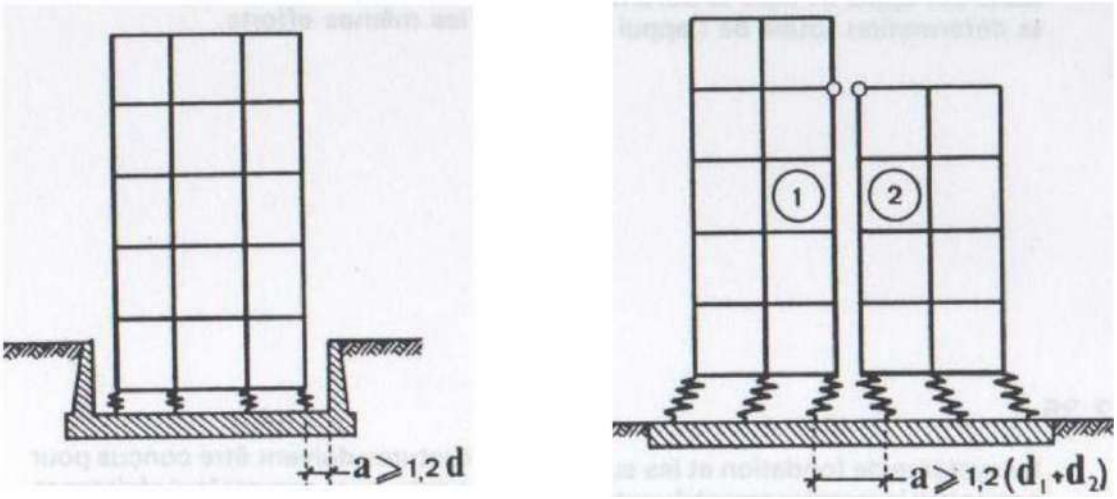


Figure 1-19: Les conditions de voisinage

1.11. Conclusion

Dans ce chapitre on a vu que l'isolation sismique à la base, qui consiste à introduire des appuis parasismique à la base des structures est une technique très efficace pour réduire les effets des séismes sur les constructions. Toutes fois, il a été aussi souligné que les appuis parasismiques nécessitent d'introduire des amortisseurs qui ont le rôle de dissiper l'énergie et de stabiliser la structure isolée face aux divers vibrations.

Par ailleurs, nous avons cités plusieurs paramètres qui influent sur l'efficacité des isolateurs telle que le type de sol (ferme, maux……etc.), la hauteur de la structure, la distance par rapport à la faille…. etc.

Chapitre 2 : comportement mécanique des appuis parasismiques

2.1. Introduction

Une des étapes indispensable dans une étude dynamique des structures isolées ; celle de la description de leur fonctionnement à l'aide d'un modèle mécanique.
une bonne représentation des systèmes d'appuis parasismiques par un modèle mécanique est necessaire pour l'analyse du système d'isolation et la superstructure (le système combiné).

Dans ce chapitre on va décrire quelques modèles mécaniques simples, des principaux systèmes d'isolation afin de mieux comprendre l'analyse dynamique du système combiné.

2.2. Modélisation et comportement mécanique des appuis parasismiques

L'analyse du comportement dynamique d'une structure sur isolateurs parasismiques soumise à une excitation sismique ne peut être effectuée sans que la modélisation et le comportement dynamique de ces derniers soient bien définis.

2.2.1. Modélisation

2.2.1.1. Appuis en caoutchouc frettés

Le principe de comportement de ce système est décrit dans la **Figure 2-1** [5]

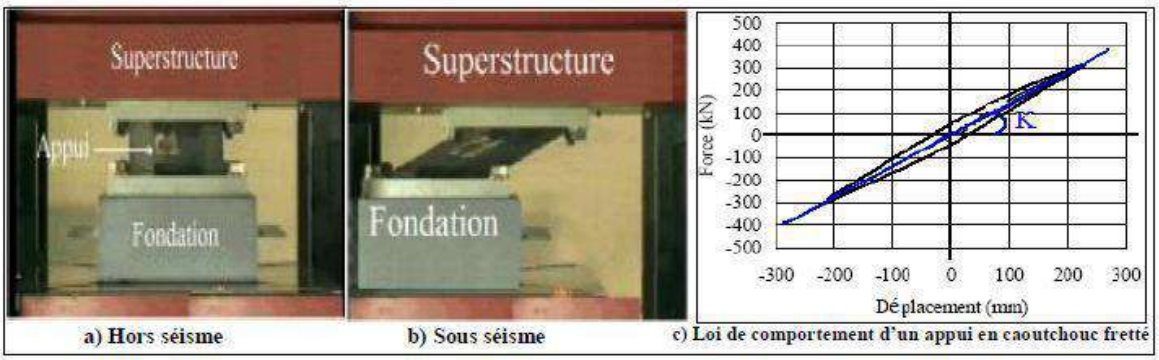


Figure 2-1: Principe de fonctionnement d'un appui en caoutchouc fretté

Ce système d'appui est traduit par le modèle mécanique représenté dans la **Figure 2-2**

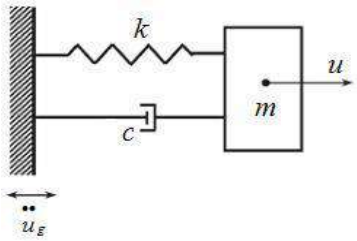


Figure 2-2 : Modèle mécanique

Cet appui à ces caractéristiques suivantes :

Une rigidité k qui crée une force élastique. Un amortissement C qui crée une force d'amortissement. La variation de la quantité de mouvement d'une masse m (la masse de la structure) est égale à la somme des forces appliquées.
Le système est soumis à l'accélération du sol .

2.2.1.2. Appuis en élastomère fretté avec amortisseur en barreau de plomb

Le même que ce lui précédent mais ses lois du comportement sont différents voir **Figure 2-3**: **[5]**

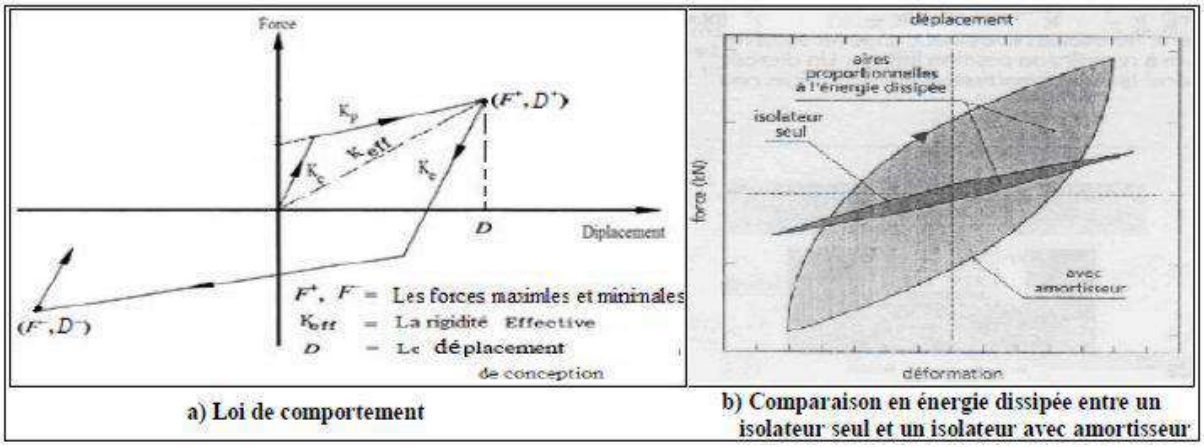


Figure 2-3: Les lois de comportement

Le modèle mécanique de ce système est représenté dans **Figure 2-4**:

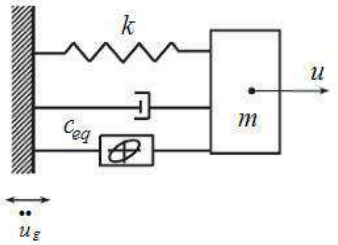


Figure 2-4 : Modèle mécanique

Ce modèle est caractérisé par une rigidité et un amortissement équivalent.

2.2.1.3. Appuis à frottement pur

Le principe de comportement de ce système est représenté dans la **Figure 2-5**: [05]

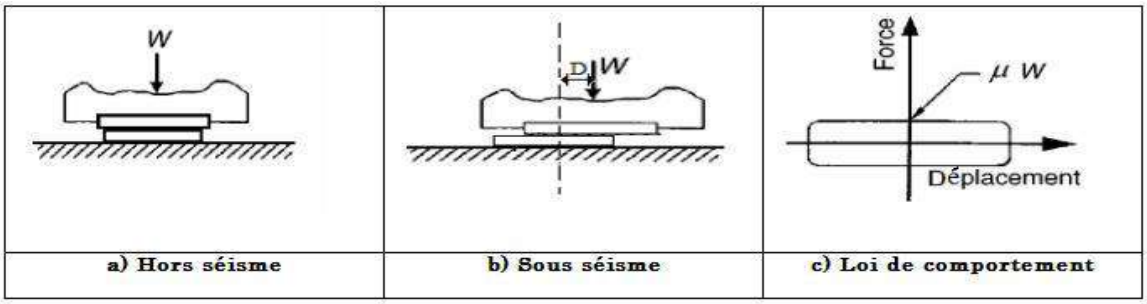


Figure 2-5: Principe de fonctionnement

Le modèle mécanique de ce système est représenté dans la **Figure 2-6**:

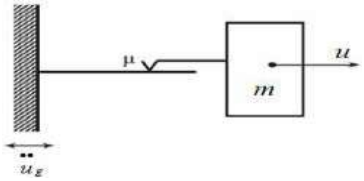


Figure 2-6 : Modèle mécanique

Ce type d'appui travail en frottement pur dû au contacte directe des plaques.

2.2.1.4. Appuis en pendules glissants

Le principe de comportement de ce système est décrit dans la **Figure 2-7** [5]

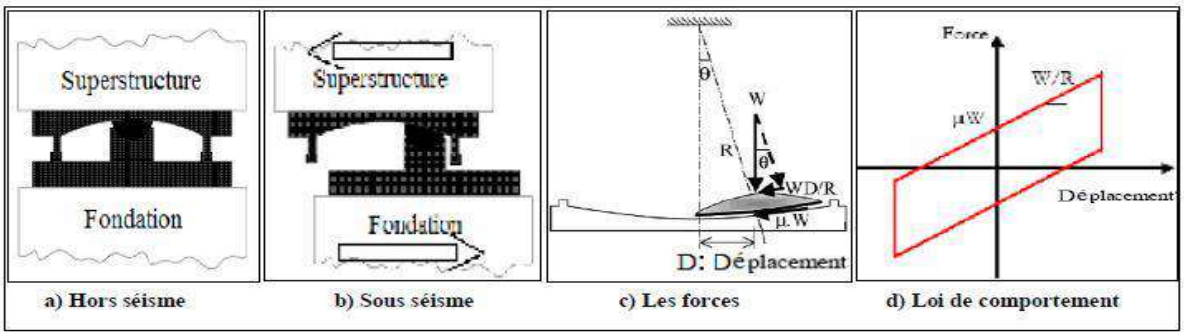


Figure 2-7 : Principe de fonctionnement

Le modèle mécanique qui lui correspond est :

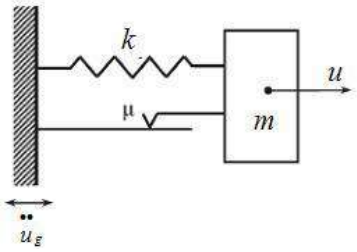


Figure 2-8 : Modèle mécanique

Ce modèle est caractérisé par une rigidité k qui est proportionnelle au poids de la structure W et au rayon de courbure R. Ainsi par un coefficient de frottement .

2.2.1.5. Système d'isolation résistant par frottement

Ce système est représenté dans la **Figure 2-9 [05]**

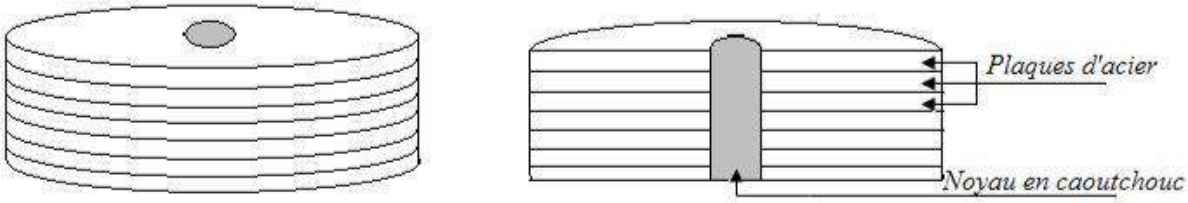


Figure 2-9: Système d'isolation résistant par frottement

Le modèle mécanique du système est représenté dans la **Figure 2-10**:

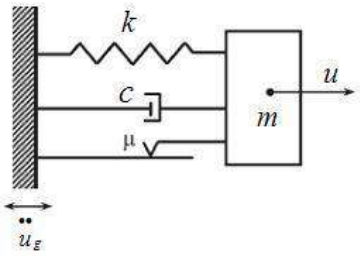


Figure 2-10 : Modèle mécanique

Même comportement qu'un appui en caoutchouc fretté mais avec une force de frottement dû au contact des plaques d'acier.

2.2.1.6. Appuis glissant

Le principe de comportement de ce système est décrit dans la **Figure 2-11**: **[05]**

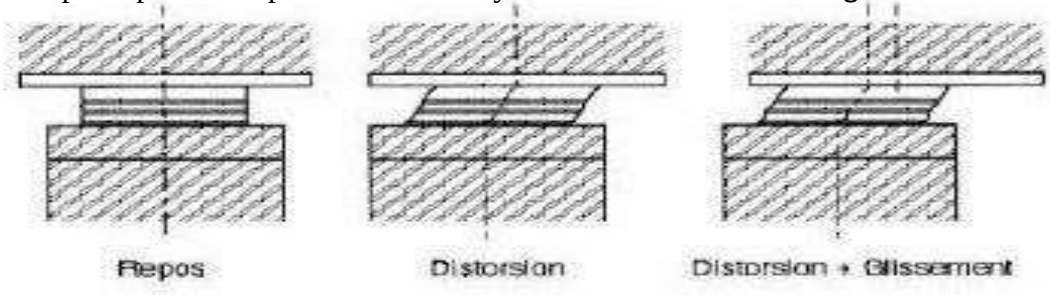


Figure 2-11 : Principe de fonctionnement

Le modèle mécanique est :

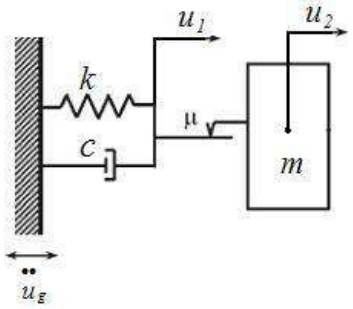


Figure 2-12 : Modèle mécanique

Ce modèle montre que les forces de frottement sont dues au glissement entre la structure et l'appui.

2.2.2. Comportement des structures isolées

En général, les structures soumises à des mouvements de faible intensités ont un comportement élastique, par contre leur comportement change qu'on elles sont soumise à des actions sismiques forts, dont leur comportement devient non linéaire, comme les structures isolées qui doivent être capables de supporter les déformations inélastiques.

Plusieurs études expérimentales qui ont été réalisé sur des assemblages d'éléments, des modèles réduits de structure et des prototypes de structure (isolée), les résultats ont montré que les courbes efforts-déplacements présentent des boucles hystérétiques, leurs allure dépondant de la forme du système structural et de matériaux constituant leurs éléments.

2.2.2.1. Comportement linéaire

Avant d'entamer une analyse dynamique non linéaire d'une telle structure, il est indispensable de faire une analyse linéaire en introduisant les sources de non linéarités qui permet d'élaborer des spectres règlementaires.

2.2.2.2. Comportement non linéaire

Lors d'un séisme moyen les structures ont un comportement non linéaire, qui se peut présenter en deux types :

- Non linéarité géométrique
- Non linéarité matérielles

2.4. Conclusion

Pour faire une analyse dynamique des structures isolées (appuis parasismique) il est indispensable de passer par un modèle mécanique qui décrit leur comportement..

Dans notre cas on a utilisé un comportement linéaire équivalent où les rigidités sont constantes au lieu d'un comportement non linéaire qui est très compliqué à résoudre. Néanmoins, le calcul linéaire équivalent a permis de montrer que dans le mode fondamental, la structure, si elle est isolée, présente une déformation presque rigide.

Chapitre 3 : Méthodes de calcul des structures isolées

3.1. Introduction

Du fait que les charges induites par un tremblement de terre sont d'origine dynamique, caractérisées par des sollicitations variant à la fois dans le temps et dans l'espace, il convient donc, de représenter ces charges sismiques avec le choix de la méthode de calcul appropriée aux conditions de conception afin de reproduire au mieux le comportement réel du bâtiment.

Dans ce chapitre nous allons exposer brièvement les différentes méthodes d'analyse des structures isolées afin de déterminer les efforts agissants sur ces dernières.

3.2. Les codes parasismiques

Pendant que les produits de systèmes d'isolation atteignent leur développement complet (amené au stade de la réalisation) et deviennent disponibles dans le marché, le concept d'isolation sismique a été employé dans beaucoup de pays. Par la suite, cette activité a identifié un besoin de compléter les codes parasismiques existants avec les conditions de conception développées spécifiquement pour les structures isolées. Ce besoin a été encadré par un certain nombre de pays concernés par l'aléa sismique avec des codes qui couvrent ce sujet pour que cette nouvelle technologie soit mise en application correctement.

Tandis que les critères généraux de la technique d'isolation sismique sont bien établis, les directives peuvent différer d'un pays à un autre dans les règles spécifiques visant les points suivants: l'Action sismique, la méthode de calcul, le système d'isolation et la superstructure.

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. De même, le code ne donne aucune indication sur le calcul des bâtiments sur appuis parasismiques. Pour cette raison on doit recourir à d'autres règlements mondiaux pour mener des calculs sur les structures isolées. Parmi les codes les plus connus dans le monde, on a choisi les codes américains et européens (UBC-97, IBC-2000 et l'Eurocode8) pour la suite de notre étude.

3.2.1. Critères de classification [06]

3.2.1.1. Niveaux du mouvement sismique

Tous les codes prévoient différents niveaux d'intensité du mouvement sismique. L'UBC-97 adopte une approche à deux niveaux du mouvement sismique, qui sont:

- Le tremblement de terre de conception (DBE ; Design Basis Earthquake) : ce niveau du mouvement de tremblement de terre a une probabilité de 10% pour être excédé en 50 ans (la période de retour du tremblement de terre est de 475années). Ce niveau est employé pour concevoir le système d'isolation, la superstructure, et l'infrastructure.
- Le tremblement de terre maximum (MCE ; Maximum Capable Earthquake) : est le niveau maximum de secousse sismique qui pourrait toucher le site où se trouve la structure. L'MCE est pris en tant que probabilité de 10% pour être dépassé en 100 ans (la période de retour du tremblement de terre est de 1000 années). Ce niveau est employé pour vérifier la stabilité du système d'isolation.

3.2.1.2. Type des systèmes

Dans les codes des Etats-Unis, aucun système d'isolation particulier n'est identifié en tant qu'acceptable, mais les règles exigent que n'importe quel système d'isolation devrait être stable pour un déplacement exigé, fournir la résistance croissante avec l'augmentation du déplacement et avoir des propriétés qui ne se dégradent pas sous le chargement cyclique répété.

3.3. Méthodes de calcul des structures isolées

L'analyse d'une structure isolée qui permet le calcul des forces sismiques peut être menée suivant les mêmes méthodes de calcul des structures non isolées avec une procédure plus complexe qui représente le comportement non linéaire du système d'isolation. Selon le code Américain UBC 97 et le code international IBC, les structures isolées peuvent être analysées et calculées suivant trois méthodes à savoir:

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

3.3.1. Méthode statique

La méthode statique équivalente ou la méthode de la force latérale équivalente, définit en générale le mouvement sismique par un simple jeu de coefficients sismiques où les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Du fait que les critères de cette méthode sont restrictifs, elle ne peut être appliquée que dans la phase préliminaire de conception et

qu'aux systèmes d'isolation linéaires pour l'établissement d'un niveau minimum de déplacements de conception. [06]

1) Elle peut être la seule méthode de conception utilisée pour les structures satisfaisant les conditions suivantes :

- La structure est située à plus de 10 Km d'une faille active. La structure est située sur un site avec $S_I \leq 0.6g$ (S_I est l'accélération spectrale de 5%d'amortissement au niveau MCE).
- La structure est située sur un site de classe A (roche dure), B (roche), C (Sol très dense et roche meuble) ou D (sol ferme).
- La structure au-dessus du plan d'isolation n'excède pas quatre étages ou 20 m de hauteur.
- La période maximale du système d'isolation (Tm) ne dépasse pas les 3.0 secondes.
- La période de conception de la structure isolée (Td) est trois fois plus grande que la période de la structure à base fixe.
- La structure au-dessus du plan d'isolation est régulière en plan et en élévation.

2) 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.
- Les caractéristiques force et déplacement du système d'isolation sont indépendantes du taux de chargement et de la charge verticale et de la charge bilatérale.

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 selon UBC-97 article (14.7.3) en utilisant les formules suivantes: [06]

$$D_D = \frac{\frac{g}{4\pi^2}}{B_D} * CT_D \qquad \textbf{3.1}$$

$$D_M = \frac{\frac{g}{4\pi^2}}{B_M} * CT_M \qquad \textbf{3.2}$$

D_D :Déplacement minimal de conception.

D_M :Déplacement maximal.

g : Accélération de la pesanteur.

C : Coefficient sismique prévus pour définir les ordonnées spectrales minimales à employer dans la conception. Il est fonction du facteur de zone sismique et du type de profil du sol. La valeur de C est donnée par la formule suivante :

$$C = ZNS_I$$

Z : Coefficient de zone sismique (0.3 pour la zone 3 et 0.4 pour la zone 4) solen le tableau 16.I de UBC-97.

N : Coefficient dépendant de la proximité de la faille active. Ces valeurs sont données par le tableau (tableau 16.T selon UBC-97) (**Tableau 3-1**) :

Tableau 3-1: Coefficient de proximité de la faille (N)

Distance à la faille	**Magnitude MCE**		
	≥8.0	=7.0	≤6.0
≥15Km	1 .0	1.0	1.0
=10Km	1.2	1.0	1.0
≤5Km	1.5	1.3	1.1

S_I : Coefficient caractérisant le type de sol. Ces valeurs sont données par le tableau (tableau 16.K de l'UBC-97) **Tableau 3-2**:

Tableau 3-2: Coefficient caractérisant le type de sol (S_I)

Type de sol	S_I
S_1 : sol ferme	1.0
S_2 :sol moyen	1.4
S_3 : sol meuble	2.3
S_4 : sol très meuble	2.7

T_D et T_M: sont les périodes effectives de la structure isolée aux niveaux DBE et MCE respectivement et sont déterminées comme suit selon UBC-97 article 14.7.3:

$$T_D = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{D.min}g}} \quad \textbf{3.3}$$

$$T_M = 2\pi\sqrt{\frac{W}{K_{M.min}g}} \quad \textbf{3.4}$$

T_D :Période en seconde correspondante au déplacement minimal de conception.

T_M :Période en seconde correspondante au déplacement maximal.

W : Poids de la structure.

$K_{D.min}$; $K_{M.min}$:Les valeurs minimales des rigidités effectives ($K_{D,eff}$,$K_{M,eff}$)du système d'isolation en (KN/m) correspondant au déplacement de conception et respectivement.

Les rigidités effectives du système d'isolation sont déterminées à partir des boucles d'hystérésis (force-déplacement) représentés sur la figure ci-dessous obtenues à partir des essais de chargements cycliques sur les isolateurs de prototype. Ces rigidités au déplacement minimum de conception et au déplacement maximum sont données par les équations suivantes:

$$K_{D,eff} = \frac{F_D^+ - F_D^-}{D_D^+ - D_D^-} \quad \textbf{3.4}$$

$$K_{M,eff} = \frac{F_M^+ - F_M^-}{D_M^+ - D_M^-} \quad \textbf{3.5}$$

Avec : F_M^+ ; F_M^- ; F_D^+ ; F_D^- et D_D^+ ; D_D^- ; D_M^+ ; D_M^- sont respectivement les forces et les déplacements maximum ou minimum correspondant aux niveaux de réponse de DBE ou MCE sur les systèmes d'isolation de prototype employés dans les essais sous chargements cycliques.

Par suite, les rigidités $K_{D,min}$ et $K_{D,max}$ sont respectivement les valeurs minimales et maximale de $K_{D,eff}$ correspondant au déplacement minimum de conception D_D et $K_{D,min}$, $K_{D,max}$, sont respectivement les valeurs minimales et maximales de $K_{M,eff}$ au correspondant déplacement maximum D_M.

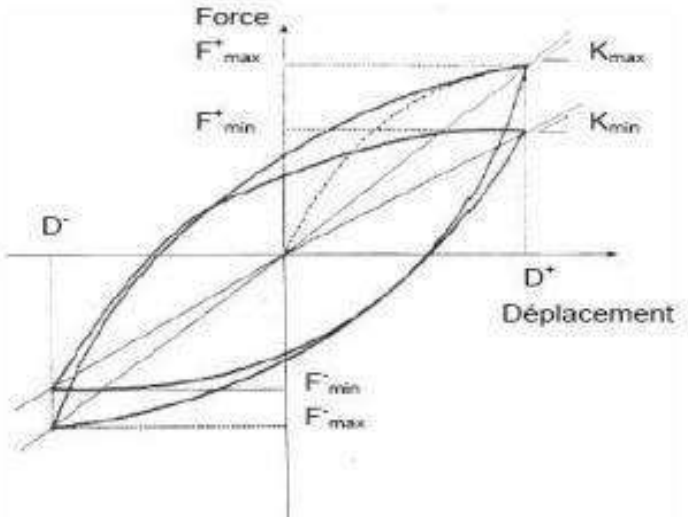


Figure 3-1 : Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique

β_D,β_M :ont des coefficients reliés aux amortissements effectifs β_D et β_M du système d'isolation correspondant respectivement aux niveaux de réponse DBE et MCE, qui sont calculés par les formules suivantes :

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi}\left(\frac{\text{la surface total de la boucle hystérisis}}{K_{D,max} D_D^2}\right) \quad \textbf{3.6}$$

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi}\left(\frac{\text{la surface total de la boucle hystérisis}}{K_{M,max} D_M^2}\right) \quad \textbf{3.7}$$

Les coefficients d'amortissement β_D et β_M sont donnés en termes d'amortissement effectif ß dans le tableau A-16-C de l'UBC-97. De même, une approche d'approximation des valeurs du tableau est donnée par :

$$\frac{1}{B} = 0.25(1 - In\beta) \quad \textbf{3.8}$$

Tableau 3-3: Facteurs d'amortissement B_D et B_M

Amortissement effectif β (%de l'amortissement critique)	Facteurou β_D ou β_M
≤2%	0.8
5%	1.0
10%	1.2
20%	1.5
30%	1.7
40%	1.9
50%	2.0

a) Calcul du déplacement total :

Il y a deux autres déplacements à calculer, qui sont le déplacement total minimum de conception D_{TD} et le déplacement maximum total D_{TM} qui incluent la torsion, ce sont des déplacements d'un appui placé sous un poteau d'angle, ils sont donnés selon (UBC 58-5, 58-6) par les formules suivantes :

$$D_{TD} = D_D\left[1 + y\left(\frac{12e}{b^2 + d^2}\right]\right. \quad \textbf{3.9}$$

$$D_{TM} = D_M\left[1 + y\left(\frac{12e}{b^2 + d^2}\right]\right. \quad \textbf{3.10}$$

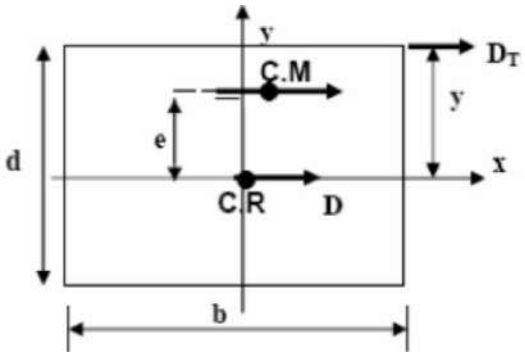


Figure 3-2 : Dimensions en plan pour la détermination du déplacement total

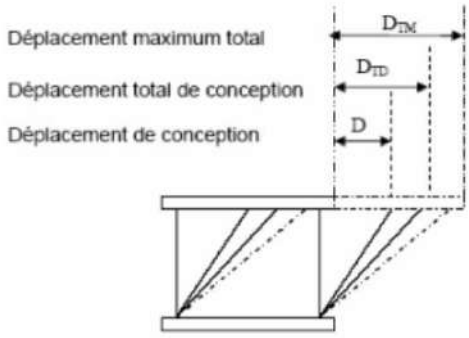


Figure 3-3 : Déplacements du système d'isolation.

b) Calcul des forces sismiques :

Le système d'isolation et tous les éléments structuraux au-dessous du système d'isolation sont conçus pour résister à une force sismique minimale calculée par la formule suivante (article 1630.2.1 de l'UBC97) :

$$V_b = K_{D,max} D_D \qquad 3.11$$

$K_{D,max}$: La valeur maximum de la rigidité effective $K_{D,eff}$ au déplacement de conception.

D_D :Déterminé par des essais sur les isolateurs de prototype.

D_D :Le déplacement de conception au centre de rigidité du système d'isolation correspondant au niveau DBE.

Dans tous les cas V_b ne doit pas être prise inférieure à la force maximale du système d'isolation.

La force sismique minimale prise pour le calcul des éléments au-dessus du système d'isolation est égale à (article 1610.2.1 de l'UBC97) :

$$V_s = \frac{K_{D,max} D_D}{R_I} \qquad 3.12$$

R_I :est un facteur de réduction de la force de conception relié au type du système de contreventement des structures, selon le tableau (A-16-E) de l'UBC97 est donné par la formule : 1.4 <R_I< 2.0.

Ce facteur est analogue au facteur de comportement R des structures encastrées. Le facteur R_I est sensiblement plus petit que R pour un même système structural.

La force sismique V_s ne devrait pas être prise inférieure à :

- La force de conception correspondante à la charge du vent.

- La force latérale exigée pour activer entièrement le système d'isolation multipliée par 1.5.

c) Distribution verticale de la force sismique :

La théorie de l'isolation sismique suggère une distribution uniforme de la force sismique sur la hauteur de la structure au-dessus du système d'isolation (les accélérations sont approximativement identiques à tous les niveaux de la structure). Néanmoins, une distribution triangulaire de la force sismique est exigée afin de considérer la participation des modes supérieurs dans la réponse dynamique de la structure.

La force sismique latérale totale V_s doit être distribuée sur la hauteur de la superstructure selon (article 1630-5 de l'UBC97) par la formule suivant :

$$F_x = \frac{V_S \, w \, h_x}{\sum_{i=1}^{n} w_i \, h_i} \qquad \textbf{3.13}$$

w_x , w_i= Poids des niveaux x et i respectivement.

h_x,h_i= hauteurs des niveaux x et i respectivement au-dessus du niveau d'isolation.

c) Déplacements inter étages :

Les déplacements inter étages ne doivent pas dépasser 0.015 h_x.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \qquad \textbf{3.14}$$

$$\delta_k = \frac{R_I \delta_{SE}}{I_E} \qquad \textbf{3.15}$$

Avec : δ_{SE} est le déplacement inter étages déterminé par l'analyse élastique I_E et est le facteur d'importance d'occupation.

3.3.2. Méthodes dynamiques

L'analyse dynamique est exigée dans beaucoup de cas, en particulier dans les cas où les exigences mentionnées pour l'analyse statique ne sont pas satisfaites. Cette analyse peut être effectuée sous forme d'une analyse modale spectrale ou d'une analyse de réponses temporelles (analyse par accélérogrammes).

3.3.2.1. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale consiste en la recherche du maximale de réponse sur chacun des modes propres, dont on déduit la valeur maximale probable des efforts. Elle nécessite la connaissance du spectre de réponse de la secousse sismique. En effet, à

l'opposé de la méthode statique équivalente, cette méthode permet d'analyser de nombreuses structures isolées.

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 (T_D) est trois fois plus grande que la période fondamentale de la structure à base fixe ($T_D > 3T_F$).

Remarque :

Si un spectre de site spécifique est employé, il ne doit pas être moins de 80% du spectre de réponse normalisé.

a) Calcul des déplacements

La méthode dynamique modale spectrale devrait produire presque les mêmes déplacements et les mêmes forces de conception comme ceux calculés en utilisant les formules statiques puisque les deux méthodes sont basées sur la même rigidité effective et le même amortissement du système d'isolation. Si les déplacements et les forces de conception prévus par l'analyse modale spectrale sont inférieurs aux valeurs trouvées par la méthode statique équivalente, des valeurs minimales doivent être prises en considération par les codes pour les déplacements et les forces de conception et les déplacements inter étages obtenus par la méthode dynamique modale spectrale. Par exemple, le déplacement total de conception pour le système d'isolation peut être réduit par la méthode dynamique pas moins de 90% de celui donné par la formule statique et le déplacement maximum total D_{TM} peut être réduit pas moins de 80% de celui donné par la formule statique.

Les codes autorisent une autre réduction en remplaçant les déplacements de conception D_D et D_M des formules statiques par D'_M et D'_D comme suit (UBC 59-1.1,59-2):

$$D'_D = x = \frac{D_D}{\sqrt{1 + (T/T_D)^{\wedge 2}}}$$

$$D'_M = x = \frac{D_M}{\sqrt{1 + (T/T_M)^{\wedge 2}}}$$

Avec T étant la période de la superstructure dans le cas conventionnel avec une base fixe calculée par la formule empirique du code.

Cette réduction tient compte de la flexibilité de la superstructure parce que les formules statiques supposent que la superstructure est rigide, par contre n'importe quelle flexibilité et déplacement de la superstructure tendraient à diminuer le déplacement dans le système d'isolation.

b) Calcul des forces sismiques

Pour le système d'isolation la force sismique ne doit pas être prise inférieure à 90% de V_b.

Pour la superstructure, si cette dernière est régulière en plan et en élévation, la force sismique ne doit pas être prise inférieure à 80% de V_s et pas inférieur à 60% de V_s .

3.4. Représentation graphique de l'action sismique:

L'action d'un tremblement de terre sur une structure se traduit par un déplacement du sol variable dans le temps , qui implique des composantes de translation et de rotation alternées.
L'action sismique peut être aussi déterminée à l'aide de l'accélération du sol en translation et en rotation. Les composantes de rotation ont généralement des effets négligeables. La composante de translation verticale est plus faible que les composantes horizontales. Le principal effet du séisme est donc un mouvement horizontal du sol.
En sismologie, la caractérisation des séismes s'effectue de diverses manières. La Magnitude (échelle de Richter) représente l'énergie libérée au foyer ; L'Intensité permet de caractériser les dégâts observés suivant une échelle quantitative (Mercalli). Pour les ingénieurs, les paramètres les plus intéressants sont les lois de déplacement du sol et des accélérogrammes¨ .
Dans le calcul dynamique l'action sismique peut être représentée par un accélérogrammes ou par un spectre de réponse.

3.4.1. Définition de spectre de réponse :

Il représente le comportement sismique d'un bâtiment à la réponse d'un oscillateur simple à un degré de liberté, la représentation en spectre de réponse vise à donner accès directement aux mouvements subis par le centre de rigidité de la structure.
Le spectre de repense est construit en liant point par point en fait varier la fréquence d'un oscillateur à un degré de liberté et en reportant cette fréquence dans l'axe des abscisses et le maximum temporel de la réponse à une sollicitation sismique dans l'axe des ordonnées. Finalement, on obtient un spectre de réponse pour un amortissement fixe.
On ingénierie parasismique le spectre de réponse élastique sont le plus utilisées du fait que :

- Les structures simples peuvent être assimilées à un oscillateur à un degré de liberté dont la fréquence propre et l'amortissement peuvent être estimé.
- Les mouvements au centre de gravité de la structure peuvent être estimés du fait qu'on a supposé que la structure se comporte de manière élastique linéaire.

On peut les classer par:

• Le spectre de réponse exacte lorsque le support est excité par un accélérogrammes .

Soit un système à 1 degré de liberté soumit a un chargement sismique donné sous forme d'une accélération a sa base :

On définit :

- Le spectre de réponse en déplacement relatif .

- Le spectre de réponse en vitesse relatif .

- Le spectre de réponse en accélération absolue .

• Le spectre de réponse de calcul (réglementaire) selon RPA :

Le spectre de calcul est obtenue en devisant le spectre élastique par le coefficient de comportement R, ce qui permet d'obtenir directement les actions sismiques prenant en compte le comportement post-élastique.

3.4.2. Analyses temporels

Lorsqu'on effectue des analyses temporelles, on peut utiliser des accélérogrammes synthétiques (artificielle) ou des enregistrements réels du mouvement forts (naturels), les représentations temporelles sont utilisées en général pour les analyses non linéaire, pas à pas la valeur du pic et le contenue fréquentiel a utilisé doivent être cohérents avec le spectre de réponse élastique (non avec le spectre de calcul).

- Au cas où des accélérogrammes artificiels (synthétiques) sont utilisées, on peut générer de façon indépendante les accélérations en translation et en rotation.
- Au cas où des accélérations naturelles sont utilisées comme donner d'entrée dans une analyse dynamique doivent en général être enregistrés dans une ou plusieurs région ayants des caractéristiques sismo-tectoniques similaire à celle du site de la structure.

3.4.2.1. Le choix des accélérogrammes

Les accélérogrammes doivent être choisis de sorte que la moyenne de leurs spectres de réponse soit compatible (ou proche) du spectre du calcul cible.

Les résultats de l'analyse effectuée avec un ensemble d'accélérogrammes dépendent du nombre d'accélérogrammes et des caractéristiques des accélérogrammes individuels. Il est en général approprié de considérer ces résultats comme variables aléatoires et d'utiliser des techniques statistiques connues pour relier le nombre d'accélérogrammes de l'ensemble et les incertitudes dans les résultats.

Les effets de l'action sismique doivent en principe être égaux à la moyenne des réponses extrêmes, calculée pour une collection infinie d'accélérogrammes. Lorsqu'on utilise seulement un nombre fini d'accélérogrammes, les incertitudes des résultats doivent être prises en compte.

Les résultats de l'analyse doivent être corrigés, en général par l'utilisation d'expressions basées sur la théorie statistique appropriée, afin d'obtenir pour les effets sismiques une valeur n'ayant pas une probabilité inférieure à 80 % d'être inférieure à la valeur exacte.

Si plus de 10 accélérogrammes sont utilisés dans l'analyse, la valeur moyenne peut ne pas subir de corrections. Si un nombre inférieur est utilisé, la correction doit en général être appliquée.

Chapitre 4 : Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques

4.1. Introduction

Les appuis parasismiques étant destinés à dissiper le maximum de l'énergie sismique captée par une structure, il est important de tenir compte de manière la plus fiable de leur dimensionnement afin que l'évaluation de leur comportement soit bien définie.

Dans ce chapitre, nous allons expliquer la démarche de dimensionnement des appuis parasismiques.

4.2. Méthodologie

Pour le dimensionnement des isolateurs parasismiques, nous allons utiliser la conception suivante : [07]

1. Chercher à utiliser le nombre minimum d'appuis parasismiques qui doivent être placé sous les poteaux de grandes charges gravitaires.
2. Calculer les dimensions de l'isolateur de telle sorte que la période de la structure va être allongée afin de réduire les efforts sismiques.
3. Choisir le coefficient d'amortissement de l'isolateur de telle sorte que le déplacement de la structure soit limiter vis-à-vis le vent et les ouvrages adjacents.
4. Vérifier la performance de l'isolateur sous les différentes charges de gravité, vent, température, séisme …etc.

Dans ce qui suit, nous allons exposer la méthode de dimensionnement des appuis en élastomère fretté, ayant un amortissement élevé, et des appuis en pendules glissants.

4.2.1. Appuis en élastomère fretté ayant un amortissement élevé [08]

Ce système d'appuis est caractérisé par son amortissement élevé à cause de la bonne qualité du caoutchouc utilisée.

4.2.1.1. Dimensionnement

Les étapes de dimensionnement sont les suivantes :

- Spécifier le type de sol.
- Choisir la déformation angulaire
- Utiliser le code (UBC par exemple) pour déterminer la rigidité horizontale effective
- Choisir les propriétés matérielles, E (module de Young) et G (module de cisaillement) à partir d'un tableau des données (**Tableau 4-1**).
- Calculer la hauteur totale du caoutchouc (t_r) par la formule suivante :

$$t_r = \frac{D}{\gamma_{max}} \qquad \textbf{4.1}$$

- Calculer la surface A de l'appui et l'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc :
  a. Choisir le facteur de forme S qui doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{K_\vartheta}{K_h} = \frac{\frac{E_C.A}{t_r}}{\frac{G.A}{t_r}} = \frac{E_C}{G} = \frac{E.(1+2KS^2)}{G} \geq 400 \qquad Pour\ S > 10 \qquad \textbf{4.2}$$

Où :

K_ϑ :La rigidité verticale effective de l'appui.

K_h :La rigidité horizontale effective de l'appui.

E_C :Le module de compression de l'ensemble (caoutchouc-frette)

$$E_C = E.(1+2KS^2)$$

A :La section transversale (la surface chargée) de l'appui.

K :Facteur de modification

S :Facteur de forme = $\frac{A}{A_f}$

A_f :La surface latérale (la surface libre) de l'appui.

La condition : $\frac{K_\vartheta}{K_h} \geq 400 \quad Pour \ S > 10$ doit être vérifier afin que l'effet $P - \delta$ devient négligeable dans le calcul de K_h :

Les constantes **G ,E,K** sont reliées à la qualité du caoutchouc (**Tableau 4-1**).

Tableau 4-1: Les constantes G, E, k

Qualité du caoutchouc IRHD	E (N /cm²)	G (N/cm²)	*K*
30	92	30	0.93
35	118	37	0.89
40	150	45	0.85
45	180	54	0.80
50	220	64	0.73
55	325	81	0.64
60	445	106	0.57
65	585	137	0.54
70	753	173	0.53
75	940	222	0.52

b. Déterminer la section $\mathbf{A_0}$ de l'appui par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{\mathbf{p_u}}{\mathbf{A_0}} \leq 7.84 \ \mathbf{MN/m^2} \qquad \textbf{4.3}$$

Où :

σ_c :La contrainte admissible.

$\mathbf{p_u}$:La combinaison des charges verticales **G** et **Q** à l'ELU.

c. Déterminer la section $\mathbf{A_1}$ de l'appui à partir de la contrainte de cisaillement due à la charge verticale $\mathbf{p_u}$:

$$\gamma_c = 6S.\varepsilon_c = 6S\frac{\mathbf{p_u}}{\mathbf{E_c A_1}} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \qquad \textbf{4.4}$$

Où :

ε_b : L'allongement du caoutchouc à la rupture, il est limiter à $\frac{\varepsilon_b}{3}$ par une association américaine.

ε_c : La déformation verticale de compression, elle est donnée par : $\varepsilon_c = \frac{\Delta_c}{t_r} = \frac{P_U}{E_C A}$

Δ_c : Le déplacement de l'appui dû à la compression.

d. Obtenir la section minimale A_{Sf} à partir de la fatigue de l'appui vis-à-vis du cisaillement.

$$A_{Sf} = \frac{K_{eff}\, t_r}{G} \qquad 4.5$$

*Utiliser A_{Sf} pour déterminer les dimensions de l'appui et calculer la section $A_2 = A_{re}$ par la formule suivante :

$A_{re} = L(B - \Delta_S)$ pour un appui rectangulaire.

$A_{re} = \frac{d^2}{4}.(\beta - \sin\beta)$ pour un appui circulaire. **4.6**

Avec :

$$\beta = 2\cos^{-1}\left(\frac{\Delta_s}{d}\right)$$

- Calcul de Δ_s (article 7.5.2.2 Eurocode8) :

$$\Delta_s = \Delta_{Ex}^2 + \Delta_{Ey}^2$$

Avec :

$$\begin{cases} \Delta_{Ex} = \gamma_x D_M \ et\ \Delta_{Ey} = \gamma_y D_M \\ \gamma_x = \frac{0.8}{\sqrt{\alpha_x}} \ et\ \gamma_y = \frac{0.8}{\sqrt{\alpha_y}} \end{cases}$$

Et :

$$\begin{cases} \alpha_x = \frac{S_{gx}}{g} = \frac{0.537g}{g} = 0.537 \\ \alpha_y = \frac{S_{gy}}{g} = \frac{0.501g}{g} = 0.501 \end{cases}$$

Avec :

(S_{gx} :accélération maximale pour la composante longitudinale $= 0.537g$)

(S_{gy} :accélération maximale pour la composante longitudinale $= 0.501g$)

Où :

L, B : Les dimensions en plan de l'appui perpendiculaire et parallèle au déplacement respectivement.

Δ_s :Le déplacement horizontal de conception de l'appui.

e. La section A de l'appui est le maximum des valeurs calculées : $\mathbf{A_0}$,$\mathbf{A_1}$et **A**.

f. Déterminer les dimensions de l'appui à partir de la section calculée A.

- Calculer l'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc t et le nombre N des couches de caoutchouc.

a- Utiliser le facteur de forme S et les dimensions de l'appui pour déterminer l'épaisseur d'une seule couche de caoutchouc t :

$$\begin{cases} S = \dfrac{L.B}{2(L+B).t} \ \textit{pour un appui rectangulaire} \\ S = \dfrac{\pi d^2/4}{\pi d.t} = \dfrac{d}{4t} \ \textit{pour un appui cerculaire} \end{cases} \quad \textbf{4.7}$$

Où :

L, B : Les dimensions en plan de l'appui rectangulaire ($L \leq B$)

d : Le diamètre de l'appui circulaire.

b- Utiliser $t_r = N\,x\,t$ pour déterminer le nombre N .

- Calculer l'épaisseur d'une seule frette d'acier t_s par la formule suivante :

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1}).P_U}{A_{re}.F_s} \geq 2mm \quad \textbf{4.8}$$

Avec : $F_S = 0.6F_y$

Où :

t_i,t_{i+1}:Les épaisseurs des couches de caoutchouc situées en dessous et en dessus d'une frette d'acier.

F_y : La limite d'élasticité des frettes (=274.4 MN/m^2)

- Tous les paramètres déterminés de l'appui doivent vérifier une autre fois les conditions de résistance au cisaillement et de stabilité expliquées ci-après.

4.2.1.2. Vérification des conditions de résistance et de stabilité

L'appui calculé doit satisfaire les conditions suivantes : [08]

- La résistance au cisaillement sous la charge verticaleP_U:

$$\gamma_c = 6S\frac{p_u}{E_c A} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \quad \textbf{4.9}$$

- La stabilité au flambement :

$$\gamma_c = 6S\frac{p_u}{E_c A} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \quad \textbf{4.10}$$

$$\sigma_c = \frac{P}{A} < \sigma_{cr} = \frac{\pi G.S.L}{\sqrt{6\,t_r}} \text{ pour un appui circulaire} \quad \textbf{4.11}$$

Où :

σ_c : La contrainte de compression appliquée sur appui.

σ_{cr} : La contrainte critique de flambement.

- La résistance au cisaillement sous séisme :

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0.75\varepsilon_b \quad 4.12$$

4.2.2. Appuis en pendules glissants

4.2.2.1. Dimensionnement : [06]

➢Déterminer le rayon de la surface sphérique R à partir de la valeur de la période T_D :

$$T_D = 2\pi\sqrt{\frac{R}{g}} => R = g(\frac{T_D}{2\pi})^2 \quad \textbf{4.13}$$

➢Calculer K_{eff}, ε_{eff} par les formules suivantes :

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D} \quad \textbf{4.14}$$

$$\varepsilon_{eff} = \frac{2}{\pi}\frac{\mu}{\mu + {}^{D}/_{R}} \quad \textbf{4.15}$$

Où :

μ: est une donnée.

D : est le déplacement horizontal de conception (calculé par un code de calcul).

- Calculer le déplacement vertical δ_ϑ de l'appui par l'équation suivante :

$$\delta_\vartheta \cong \frac{D^2}{2R} \quad 4.16$$

- Calculer le diamètre d de la surface sphérique : $d > 2D_D$

4.2.2.2. Vérification

La vérification est faite par la condition suivante :

« La force de rappel $\frac{W}{R}D$ doit être supérieure à la force de frottement μW afin d'assurer le recentrage du système d'isolation » .

C.à.d. :

$$\frac{D}{R} \geq \mu$$

Chapitre 5 : *Présentation et dimensionnement de la structure*

5.1. Introduction

Avant d'entamer l'étude de la structure avec et sans le système d'isolation, une vérification rapide du dimensionnement donné par le bureau d'étude doit être faite en se référant à des documents techniques réglementaires (DTR) tel que le RPA99 /V2003 et le CBA93. Ce dimensionnement nous permet d'aborder une analyse plus approfondie consistant à déterminer les dimensions à retenir pour la réalisation de notre structure.

Dans ce qui suit, on va entamer la vérification de dimensionnement d'une structure à 6 niveaux (RDC+5 éttages courants) contreventée par des portiques auto-stables en béton armé sans et avec le système d'isolation.

5.2. Présentation de la structure

La structure est un batiment d'hbitation, Le contreventement du bâtiment est assuré dans les deux directions horizontales par des portiques en béton armé :

-7 portiques dans le sens longitudinal.

-4 portiques dans le sens transversal.

- Dimensions en plan : Lx = 8.90m, Ly = 21.70m.
- Hauteur totale : (3.46+5*3.06) = 18.76m.
- La structure fait partie du groupe d'usage **2**.
- La structure est implanté dans une zone de moyenne sismicité **(zone IIb)**.

Selon les plans d'architecture la structure est irrégulière en plan et régulière en élévation, ce qui risque d'avoir une torsion dans le model dynamique.

5.3. Dimensionnement

5.3.1. Dimensionnement du bureau d'étude (BET)

- les planchers

L'épaisseur de la dalle en corps creux est de : e = (16+4) cm, 16cm pour le corps creux et 4cm pour la dalle de compression.

- Les poutres
  - Les poutres principales : h = 45cm et b=30cm.
  - Les poutres secondaires : h = 30cm et b=30cm.
- Les escaliers

Tableau 5-1 : les dimensions des escaliers

	Etage courant	**RDC**
Giron (cm)	30	30
La hauteur de la marche (cm)	17	17
Nombre de contre Marches	18	18
Epaisseur de la paillasse (cm)	14	14

- Les poteaux

Tableau 5-2 : les dimensions des poteaux

Niv	**P6**	**P5**	**P4**	**P3**	**P2**	**P1**
Choix de section	35x35	35x35	35x35	40x40	40x40	40x40

5.4. Vérification du dimensionnement de BET

5.4.1. Les planchers

5.4.1.1. Evaluation de l'épaisseur de la dalle

1. Résistance au feu :

- Pour une heure de coup de feu : e= 7cm
- Pour deux heures de coup de feu : e=11cm

2. **Isolation phonique :**

L'épaisseur doit être supérieure ou égale à 11cm. Nous prenons donc : e= 16cm.

3. **Condition de flèche :**

Selon le **CBA93**; On a la formule suivante : L/25 ≤ h t ≤ L/20.

Où :

L : est la portée de la poutrelle mesurée entre nu des appuis.

ht : est la hauteur de la poutrelle.

Donc : L= 315cm → 12.6 ≤ h t ≤ 15.75 → On prend : h t = 15cm.

Avec : une épaisseur de 4cm en béton armé (dalle de compression).

L'épaisseur à retenir pour la dalle en corps creux dans ce cas est de : e = (16+4) cm, 16cm pour le corps creux et 04 cm pour la dalle de compression.

5.4.1.2. Descente de charges

1. **Plancher terrasse inaccessible**
   - ***Charges d'exploitation*** :

La charge d'exploitation d'une terrasse inaccessible est estimée à : **Q= 1KN/m².**

   - ***Charges permanentes*** :

Tableau 5-3: Descente de charges permanentes du plancher terrasse

	Désignation des éléments	***Epaisseurs (cm)***	***Densité (KN/m3)***	***Poids (KN/m²)***
01	*Revêtement en carrelage*	2	22	0.44
02	*Mortier de pose*	2	20	0.40
03	*Etanchéité multicouche*	2	6	0.12
04	*Forme de pente (15%)*	10	22	2.20
05	*Isolation thermique en Liège*	4	4	0.16
06	*Plancher à corps creux*	(16+4)	14.25	2.85
07	*Enduit en ciment*	2	20	0.40
	Charge permanente totale			**G = 6.57**

2. **Plancher d'étage courant** ○
   Charges d'exploitation :

La charge d'exploitation d'un plancher d'étage courant est estimée à : **Q= 1.5 KN/m².**

- ***Charges permanentes :***

Tableau 5-4 : Descente de charges permanentes d'un plancher courant

	Désignation des éléments	*Epaisseurs (cm)*	*Densité (KN/m3)*	*Poids (KN/m²)*
01	*Revêtement en carrelage*	2	22	0.44
02	*Mortier de pose*	2	20	0.40
03	*Lit de sable*	2	18	0. 36
04	*Plancher à corps creux*	(16+4)	14.25	2.85
05	*Enduit en ciment*	2	20	0.40
06	*Cloison de séparation*	10	9	0.90
	Charge permanente totale			**G = 5.35**

3.Surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit

- Plancher terrasse : **Q=1.00 KN/m²**
- Plancher étage courant : à usage d'habitation : **Q=1.50 KN/m².**
- L'escalier : **Q=2.50 KN/m².**

5.4.2. Les Poutres

On a : $L/15 \leq h \leq L/10$

$0.1h \leq b \leq 0.7\ h$

Où : h, b : sont la hauteur et la largeur de la poutre.

Mais il faut toutefois respecter les conditions de l'article 7.5.1 du RPA99 version 2003 suivantes :

- $b \geq 25$cm.
- $h \geq 30$cm.
- $h/b \leq 4$.
- $b\ max \leq 1{,}5h + b1$.

5.4.2.1. Les poutres principales

Étant donné que la plus grande portée dans le sens de l'axe (X) L=5.00m Alors :

$500/15 \leq h \leq 500/10 \rightarrow 33.33 \leq h \leq 50$

On retient donc : h = 45cm et b=30cm, ce qui vérifie les conditions du RPA.

5.4.2.2. Les poutres secondaires

Étant donné que la plus grande portée dans le sens de l'axe (Y)

L=3.15m Alors : $315/15 \leq h \leq 315/10 \rightarrow 21 \leq h \leq 31.5$

On retient donc : h = 30cm et b=30cm, ce qui vérifie les conditions du RPA.

5.4.2.3. Vérification de la condition de rigidité

$$h/L \geq 1/16$$

- Poutres principales : 45/500=0.09 >1/16=0.0625 condition vérifié.
- Poutres secondaires : 30/315=0.095>1/16=0.065 condition vérifié.

5.4.3. Les escaliers

5.4.3.1. Dimensions de l'escalier

1. **Escalier étage courant :**

- Hauteur de l'étage courant: H = 306 cm. Escalier droits à deux volées pour l'issue de secours et pour l'entrée de service.
- Le giron : G=30cm.
- La hauteur de la marche :

D'après la formule de Blondel : $59<2h+g<66 \leftrightarrow 14,5<h<18$

On prend : h=17cm.

- Le nombre de contremarches : $Nc = H/h = 306/17 \leftrightarrow Nc = 18$.

Soit 9 contremarches par volée.

- Nombre de marches par volée : $n = (Nc/2)-1 = 9-1 \leftrightarrow n = 8$.
- Inclinaison de la paillasse : $tg\alpha = 17/30 \leftrightarrow \alpha = 29,54°$
- Longueur de la paillasse : $L = 2,4/\cos\alpha \leftrightarrow L = 3.45$ m
- Epaisseur de la paillasse : $L/30 \leq e \leq L/20 \leftrightarrow 11.5 \leq e \leq 17.25$

Nous prendrons : **e = 14 cm**.

2. Escalier de RDC :

- Hauteur de l'étage courant: H = 306 cm. Escalier droits à trois volées pour l'issue de secours et pour l'entrée de service.
- Le giron : G=30cm.
- La hauteur de la marche :

D'après la formule de Blondel : 59<2h+g<66 ↔ 14,5<h<18

On prend : h=17cm.

- Le nombre de contremarches : Nc = H/h =346/17 ↔Nc = 18.

Soit 09 contremarches par volée.

- Nombre de marches par volée : n= (Nc/2)-1 =10-1 ↔ n = 8.
- Inclinaison de la paillasse : tgα = 17/30 ↔ α = 29,54°
- Longueur de la paillasse : L = 2,4/cos α ↔ L = 3.45 m
- Epaisseur de la paillasse : L/30 ≤ e ≤ L/20 ↔ 11.5 ≤ e ≤ 17.25

Nous prendrons : **e = 14 cm.**

3. Escalier entre de RDC :

- Hauteur est: H = 54 cm. Escalier droits à une volées pour l'issue de secours et pour l'entrée de service.
- Le giron : G=30cm.
- La hauteur de la marche h:

D'après la formule de Blondel : 59<2h+g<66 14,5<h<18

On prend : h=17cm.

- Le nombre de contremarches : Nc = H/h =40/17 Nc = 3.

Soit 3 contremarches par volée.

- Nombre de marches par volée : n= (Nc/2)-1 =1 n = 1.
- Inclinaison de la paillasse : tgα = 17/30 α = 29,54°
- Longueur de la paillasse : L = 2,4/cos α L = 3.45 m
- Epaisseur de la paillasse : L/10 ≤ e ≤ L/20 11.5 ≤ e ≤ 17.25

Nous prendrons : **e = 14 cm.**

5.4.3.2. Evaluation des charges de l'escalier

1. **Evaluation des charges sur la volée**

Tableau 5-5: Evaluation des charges sur les volées escalier

	Désignation des Eléments	***Epaisseurs (cm)***	***Densité (KN/m3)***	***Poids (KN/m²)***
01	*Carrelage*	2	22	0.44
02	*Mortier de pose*	2	20	0.40
03	*Lit de sable*	2	18	0.36
04	*Paillasse*	12/ ($\cos \alpha_1$)	25	3.49
		12/ ($\cos \alpha_2$)	25	3.49
05	*Gardes corps*	/	/	0.60
06	*Marches*	15.33x (1/2)	22	1.68
		15.33x (1/2)	22	1.68
07	*Enduit de ciment*	2	20	0.40
	Charge permanente totale			**G = 7.37**
	Surcharge d'exploitation			**Q=2.5**

2. **Evaluation des charges sur le palier**

Tableau 5-6: Evaluation des charges sur le palier

	Désignation des Eléments	***Epaisseurs (cm)***	***Densité (KN/m3)***	***Poids (KN/m²)***
01	*Revêtement en Carrelage*	2	22	0.44
02	*Mortier de pose*	2	20	0.40
03	*Lit de sable*	2	18	0. 36
04	*Dalle pleine*	12	25	3.00
05	*Enduit en ciment*	2	20	0.40
	Charge permanente totale			**G = 4.60**
	Surcharge d'exploitation			**Q=2 .50**

5.4.4. Les voiles

5.4.4.1. Evaluation et dimensionnement des voiles

L'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm, de plus l'épaisseur est en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et des conditions de rigidité aux extrémités

Pour notre cas : *eh≥ he /20.*

- ***Pour l'étage courant :***

- he = h – l'épaisseur de la dalle.
- he=306-20=286
- a≥286/20=14.1cm

- ***Pour le RDC :***

- he = h – l'épaisseur de la dalle.
- he =306-20=286
- a ≥286/20=14.3cm

On adopter: **a=20cm**

Et on doit toujours vérifier que: L≥4a.
Et vérifier aussi les exigences du RPA :

- ***Voile de contreventement :***

L_{min}≥*4a.* tel que : L_{min}: est la portée minimale des voiles.

L'ouvrage sera implanté à LARABAA: **Zone IIb** qui a une sismicité élevée ; **RPA** exige épaisseur minimale de 15cm.

On a: $a = 20\ cm > a_{min} = 15cm \Rightarrow condition\ vérifiée$

5.4.5. Les poteaux :

5.4.5.1. Principe

Les poteaux sont pré dimensionné en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. Chaque type de poteau reprend la surface du plancher lui revenant, et le calcul étant basé sur la descente de charges. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

5.4.5.2. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Calcul de la surface reprise par le poteau le plus sollicité.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- On va calculer la section du poteau par deux méthodes soit:

- aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau par les règles de BAEL 91 modifié 99 / article B.8.4, 1 ou CBA93.

- aux états limite de service (ELS) en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal :

$$Ns=G+Q$$

- Vérifier la section à l'ELS.
- Et d'autre part, ART 7.4.3.1 du RPA 99 outre les vérifications prescrit par le CBA93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcule est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

Nd=Nc+Nq+NE en négligeant NE en aura les pré-dimensionnements.

- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA99 version 2003.

Les sections des poteaux les plus utilisées en béton armé sont les sections carrées, rectangulaires et parfois circulaires. Dans notre cas nous avons adopté des sections rectangulaires.

5.4.5.3. Détermination de l'effort N par la descente des charges :

Dans notre cas, les poteaux centraux sont les plus sollicités :

La surface du plancher revenant au poteau central :

S= (1.75x1.55) + (1.75x1.55) + (2.5x1.55) + (2.5x1.55) **S =13.175 m²**

La portée de la poutre principale : L_{pp}=5.00m

La portée de la poutre secondaire : L_{ps}=3.10m

- ***Les charges permanentes :***

➢ ***Poids des poutres :***

- *Poutres principales* : G = L_{pp} xhxbxρb = 5.00x0.45x0.30x25 = **16.875 KN**
- *Poutres secondaires* : G = L_{ps} xhxbxρb= 3.10x0.30x0.30x25 = **6.975 KN**

➢ ***Poids des planchers :***

- *Plancher terrasse* : G = GxS =6.57x13.175= **86.56 KN**
- *Plancher d'étage courant* : G = GxS =5.35x13.175= **70.49 KN**

➢ ***Poids des poteaux :***

- *Etage courant* : G = ρb xhpotxaxb = 25x3.06x0.35x0.35=**9.37 KN**
- *RDC*: G = ρb xhpotxaxb = 25x3.46x0.40x0.40=**13.84 KN**

- ***Charges d'exploitation :***

Loi de dégression des charges d'exploitation D.T.R.B.C.22 : Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on doit appliquer la loi de dégression des charges d'exploitation si le nombre de niveau n ≥ 5.

Notre ouvrage est composé de 6 étages (n ≥ 5) donc on doit appliquer la méthode.

Dans cette étude, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages .

Q : Charge d'exploitation.

- Sous terrasse……Q 0.
- Sous dernier étage……Q 0 + Q 1 (étage 1).
- Sous étage immédiatement inferieur :
  - Etage 1 ……Q 0 + 0,95(Q 1 + Q 2) ;
  - Etage 2 ……Q 0 + 0,90(Q 1 + Q 2 + Q 3) ;
  - Etage 3 ……Q 0 + 0,85(Q 1 + Q 2 + Q 3 + Q 4) ;
  - Etage n ……n ≥ 5 : Q 0 + 3+n/2n x∑ (Q i +…..+Q n – Q ri) + ∑ (Q ri).

Avec :

- n : Nombre d'étage.
- Q 0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q 1, Q 2,……, Q n : les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2,3,…….n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-7 : Dégression des charges

Niv	**Charge** $\sum d'exploitation$		**Q cumulé (KN/m²)**	**Q cumulé (KN)**
Terrasse	Q_0	Q_0	1	13.175
15.70	Q_1	$Q_0 + Q_1$	3.5	46.11
12.64	Q_2	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	5.75	75.76
9.58	Q_3	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	7.75	102.11
6.52	Q_4	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	9.5	125.16
3.46	Q_5	$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) + Q_5$	11.5	151.51

a. Vérification du dimensionnement des poteaux :

D'après l'article B.8.4. 1 du BAEL91 modifié 99 l'effort normal ultime N_U agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_U = \alpha\left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s}\right] \qquad \textbf{5.1}$$

Tel que :

N_U: Effort normal ultime (compression) =1,35G+1,5Q.

B_r: Section réduite du poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie = (a-0.02) (b-0.02) m².

A_s :Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28}: Résistance à la compression de béton.

f_e :Limite d'élasticité de l'acier utilisé.

γ_b=1.5 et γ_s=1.15

α :Coefficient de rectitude qui dépendant de l'élancement mécanique « λ» des poteaux qui est défini comme suit :

*Si : $\lambda \leq 50 : \alpha = 0.85/(1 + 0.2(\lambda/35)^2)$

* Si : $50 < \lambda < 70 : \alpha = 0.60/(50/\lambda)^2$

D'où : α = 0,85/ (1+ 0,2. 1) = 0,708

On suppose que la section d'armatures comprimées est nulle « A= 0 » (pour que le béton seul reprend l'effort normal pour se mettre dans cas le plus défavorable) ; On aura :

$$N_U = \alpha\left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b}\right] \Rightarrow B_r \geq 0.9\gamma_b N_u/\alpha f_{c28} \qquad \textbf{5.2}$$

Alors que :

$$B_r \geq 0.762\, N_u(cm^2) \qquad \textbf{5.3}$$

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal : $\mathbf{N_s = G + Q}$

La section des poteaux est donnée par la formule suivante : $\mathbf{B \geq N_s/\sigma_{bc}}$

Avec :

B : la section du poteau.

N_s :Effort normal appliqué à la section du poteau.

σ_{bc} :La contrainte admissible du béton à l'ELS.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

Tableau 5-8 : Tableau récapitulatif de la descente de charge aux poteaux central :

Niv	Plancher	Poteau	Poutre	G_c	Q_c	$N_s = G_c + Q_c$ (KN)	N_U (KN)	$B \geq N_s/\sigma_{bc}$ (cm^2)	$B_r = 0.762\ N_u$ (cm)	Choix de section
T	86.56	0	23.85	110.41	13.18	123.59	168.82	82.39	128.64	35x35
P5	70.49	9.37	23.85	214.12	46.11	260.23	358.23	173.48	272.97	35x35
P4	70.49	9.37	23.85	317.83	75.76	393.59	542.71	262.39	413.54	35x35
P3	70.49	10.71	23.85	422.88	102.11	524.99	724.05	349.99	551.73	40x40
P2	70.49	10.71	23.85	527.93	125.16	653.09	900.44	435.39	686.14	40x40
P1	70.49	13.84	23.85	636.11	151.51	787.62	1086.01	525.08	827.54	40x40

b. Vérification des conditions du RPA

1. l'article 7.4.1 du RPA99 version 2003.

$\mathbf{b_1}$ et $\mathbf{h_1}$ doivent vérifier les conditions suivantes : Zone IIb on a :

- $\mathbf{min\ (b_1, h_1) = (40.40) \geq 30 \rightarrow C.V}$
- $\mathbf{min\ (b_1, h_1) = (40.40) > \frac{h_e}{20} = \frac{306-45}{20} = 13.05 \rightarrow C.V}$
- $\mathbf{\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \rightarrow C.V}$

2. l'article 7.4.1 du RPA99 version 2003.

$$\mathbf{V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3}$$

$$\mathbf{V = \frac{0.253}{(0.40)^2 \times 25} \leq 0.06 \leq 0.3 \rightarrow C.V}$$

Chapitre 6 : Etude dynamique de la structure sans le système d'isolation sismique

6.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter l'étude d'un bâtiment encastré (sans le système d'isolation); avec le dimensionnement cité dans **le chapitre 5** en utilisant le SAP 2000 l'un des logiciels de modélisation et de calcul des structures.

6.2. Programmes de calcul des structures

SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des modèles de structures et les chargements auquel elles sont soumises, il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de vérification divers.

6.3. Excitation sismique utilisée

L'excitation utilisée dans notre modèle de calcul est l'accélérogramme enregistré à la station de Dar El-Beidha lors du séisme de Boumerdès et Alger le 21 mai 2003. L'accélérogramme est représenté sur la figure (**Figure 6-1**) :

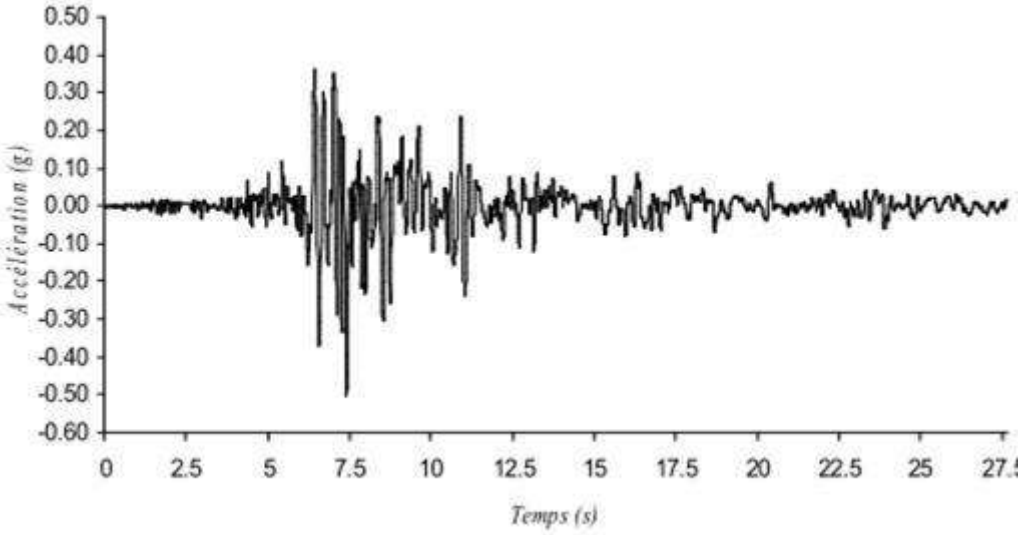


Figure 6-1: Accélérogramme de la composante transversale (Nord-Sud) du séisme de 21 mai 2003 (station Dar El-Beidha)

pératif de connaitre:

ıx nœuds et aux

re6-2) :

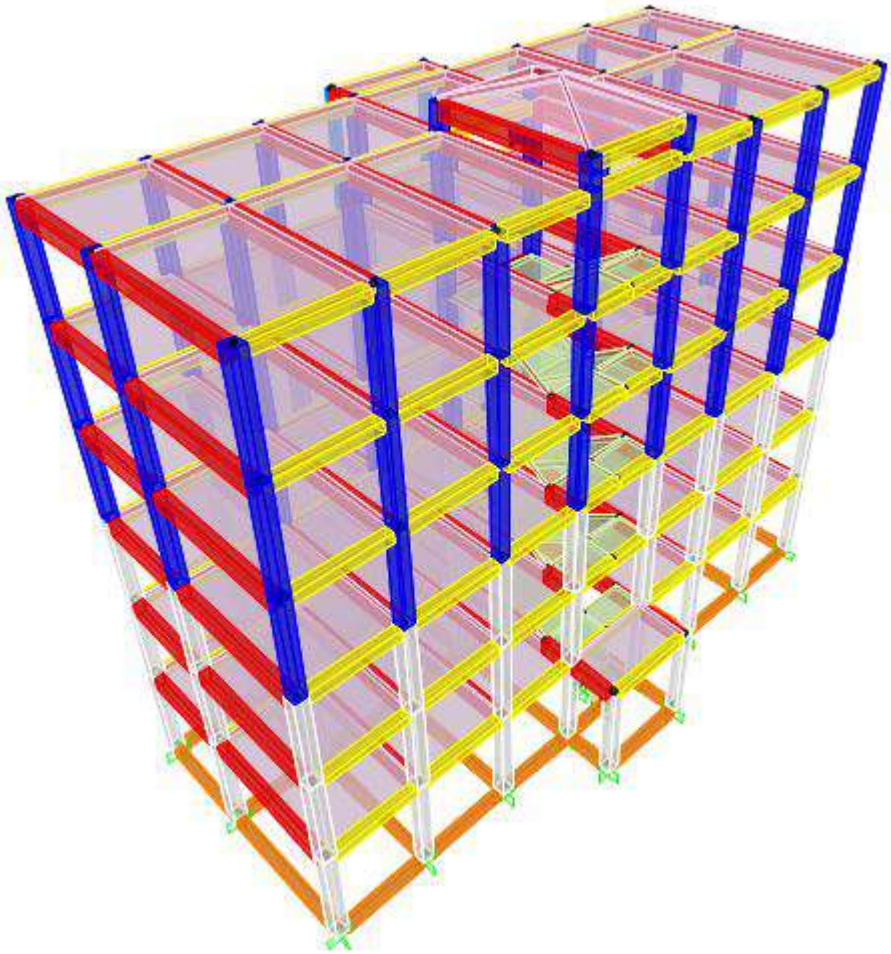
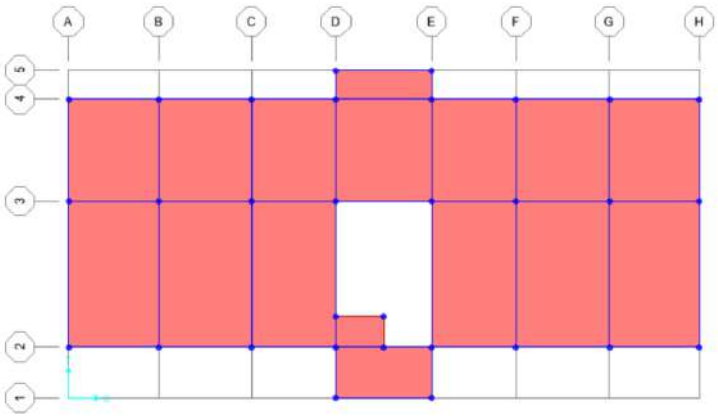


Figure 6-2 : Vue en 3D de la structure

Figure 6-3 : Vue en plan de la structure



6.5. Etude de la structure sans voiles de contreventement

6.5.1. Résultats :

Les résultats obtenus sont représentés sous forme des tableaux et des graphes ci-dessous:

1. **Périodes et facteurs de contribution modale**

   - **Représentation graphique des modes :**

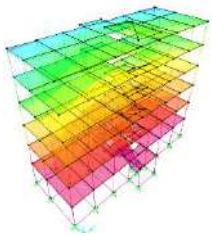
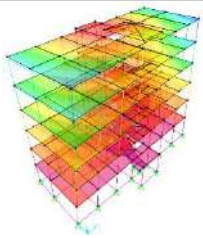
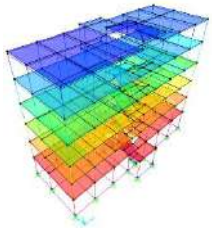
Modes	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Graphique			
Comporteme	Translation suivant l'axe X.	Rotation autour de l'axe Z.	Translation suivant l'axe Y.

Figure 6-4 : Mode1 **Figure 6-5:** Mode2 **Figure 6-6:** Mode3

Tableau 6-1 : Périodes et facteurs de contribution modale

Modes	Périodes (sec)	Ux	Uy	Rz	Cumulé Ux	Cumulé Uy	Cumulé Rz
1	0.710	0.003	0.715	0.711	0.003	0.715	0.711
2	0.587	0.210	0.113	0.007	0.214	0.828	0.719
3	0.537	0.646	0.016	0.147	0.860	0.845	0.866
4	0.229	0	0.101	0.054	0.860	0.947	0.920
5	0.216	0.009	0	0.012	0.870	0.947	0.933
6	0.186	0.085	0	0.019	0.955	0.947	0.953
7	0.132	0	0.030	0.024	0.955	0.977	0.977
8	0.122	0.003	0.001	0	0.959	0.979	0.977
9	0.109	0.024	0	0.005	0.984	0.979	0.983
10	0.092	0	0.011	0.005	0.984	0.990	0.988
11	0.089	0.001	0	0.001	0.985	0.990	0.990
12	0.079	0.007	0	0.002	0.992	0.990	0.992

2. Les déplacements

Les figures (**Figure 6-7** et **Figure 6-8**) montrent les déplacements du dernier niveau dans les deux sens d'application du mouvement sismique. Dans le sens X (7 portiques) le déplacement maximal atteint un peu plus que 4cm alors que dans le sens Y (3 portiques) il dépasse 10 cm avec un pic de 12.5cm. La structure semble plus souple dans le sens Y que dans le sens X comme le montre d'ailleurs les périodes propres reportées sur le **Tableau 6-1** précédant.

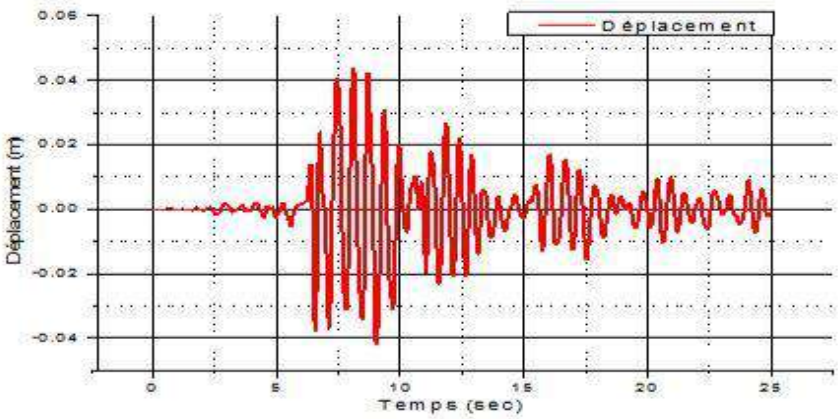


Figure 6-7: Déplacement du dernier niveau suivant X

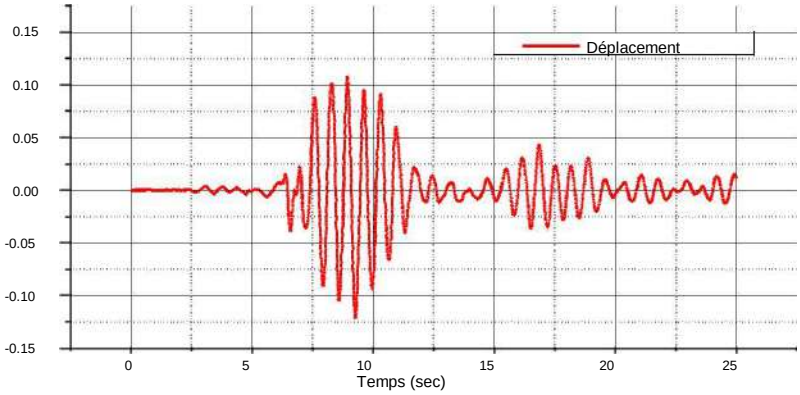


Figure 6-8 : Déplacement du dernier niveau suivant Y

Les figures (**Figure 6-9** et **Figure 6-10**) montrent une comparaison entre les déplacements du dernier niveau et les déplacements de l'avant dernier niveau. On voit que la différence est plus faible dans le sens Y.

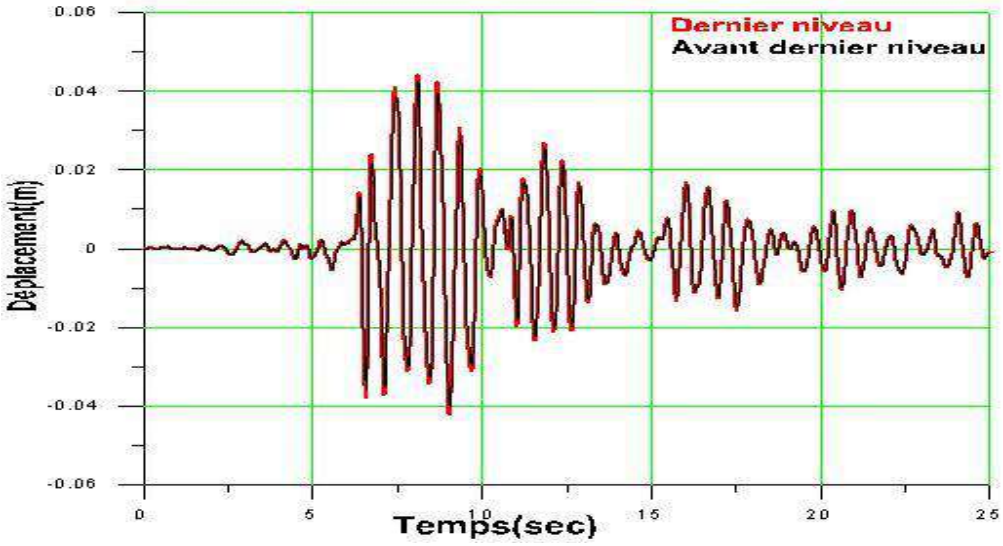


Figure 6-9 : Comparaison des déplacements relatifs de la structure encastrée pour les deux derniers niveaux dans la direction X

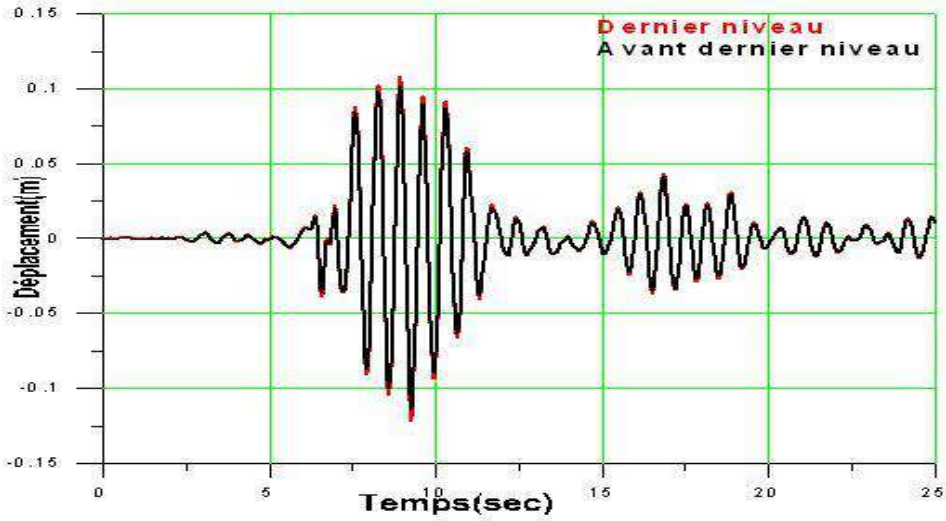


Figure 6-10: Comparaison des déplacements relatifs de la structure encastrée pour les deux derniers niveaux dans la direction Y.

3. Les accélérations

Les accélérations du dernier niveau sont montrées sur les figures (**Figure 6-11** et **Figure 6-12).** Contrairement aux déplacements, la différence en accélérations dans les deux sens n'est pas aussi importante. Les effets inertiels restent du même ordre.

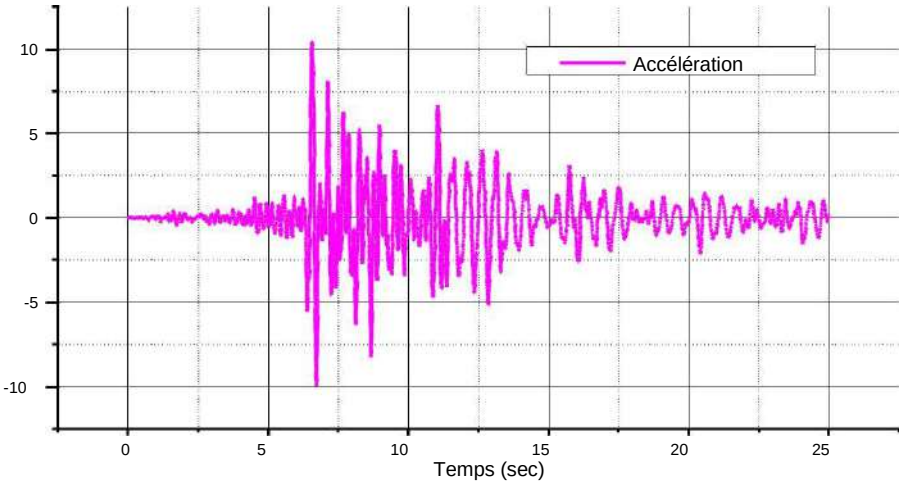


Figure 6-11: Accélération du dernier niveau suivant X

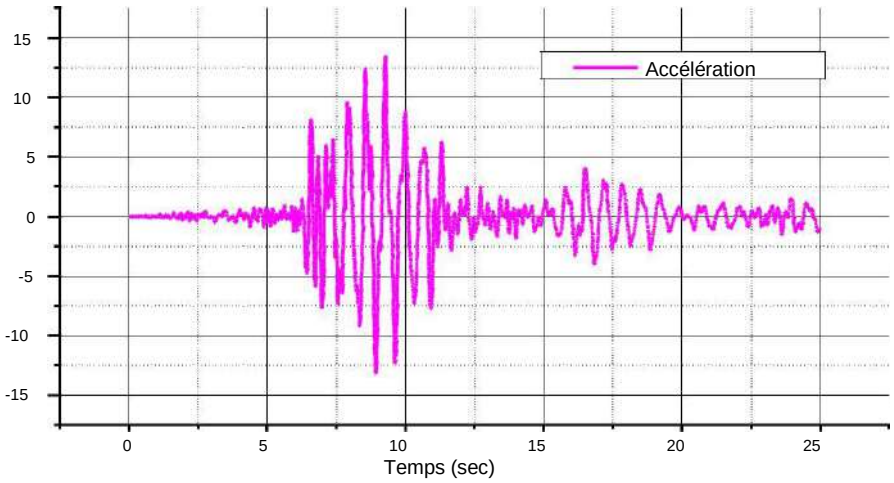


Figure 6-12: Accélération du dernier niveau suivant Y

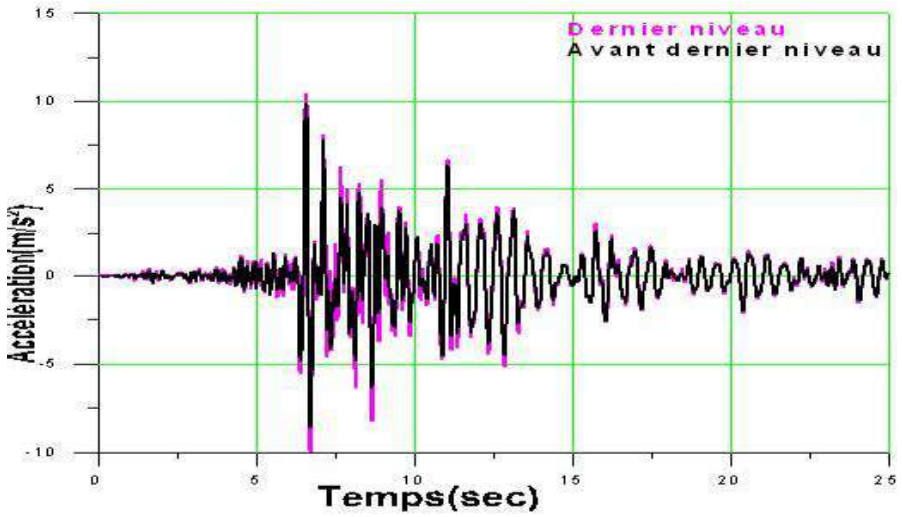


Figure 6-13 : Comparaison des accélérations relatives de la structure encastrée pour les deux derniers niveaux dans la direction X

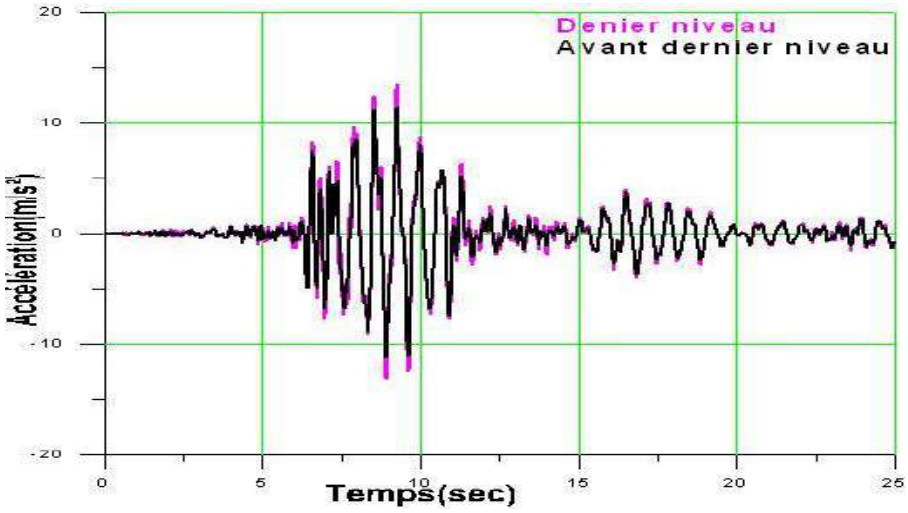


Figure 6-14 : Comparaison des accélérations relatives de la structure encastrée pour les deux derniers niveaux dans la direction Y

4. Efforts tranchants :

La variation temporelle de l'effort tranchant est montrée sur les figures (**Figure 6-15** et **Figure 6-16**) à partir des quelles on voit que la valeur maximale atteinte est de l'ordre de 2460KN dans le sens X et de l'ordre 2597KN dans le sens Y. Ces valeurs sont pratiquement les mêmes, la petite différence revient à la différence de rigidités dans les deux sens.

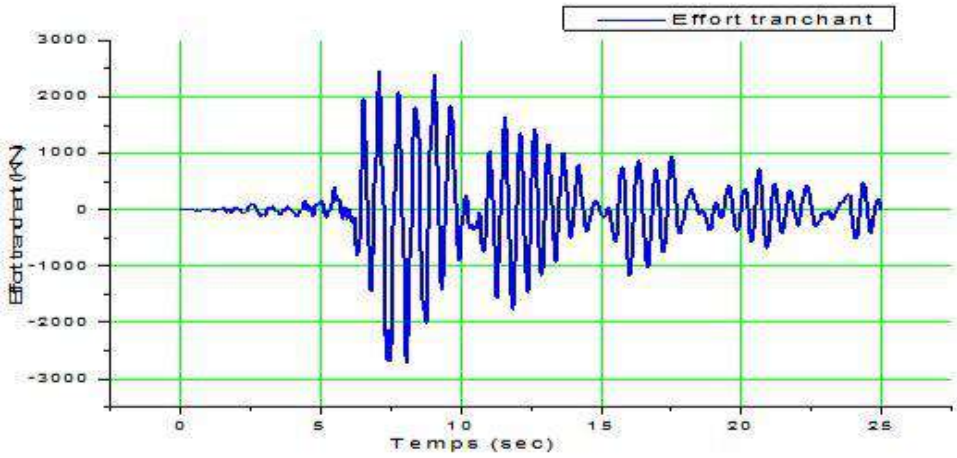


Figure 6-15: Effort tranchant à la base suivant X

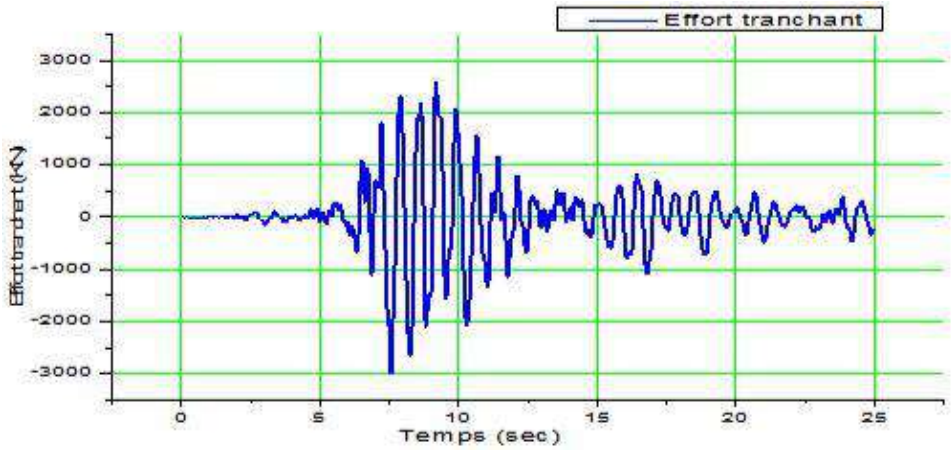


Figure 6-16: Effort tranchant à la base suivant Y

Les résultats sont résumés dans le (**Tableau 6-2**) :

Tableau 6-2: les résultats

Paramètres maximums	**Niveaux**	**Direction**	**Structure encastré sans voile**
Déplacements (cm)	Dernier niveau	**X**	4.57
		Y	11.28
	Avant der niveau	**X**	4.24
		Y	10.67
Accélérations (m/s^2)	Dernier niveau	**X**	10.433
		Y	13.830
	Avant der niveau	**X**	9.876
		Y	11.762
Efforts tranchants(Kn)	A la base	**X**	2460.165
		Y	2597.057

6.5.2. Méthode statique équivalente

Afin d'estimer le niveau de la demande sismique de l'accélérogramme de LARABAA par rapport au niveau prévu par le RPA, on évalue l'effort tranchant en utilisant un calcul numérique avec le spectre de calcul du RPA ou la méthode statique équivalente. On opte pour cette dernière qui ne se base pas sur la modélisation, les calculs sont par conséquent indépendants de notre modèle élaboré avec le SAP2000.

1. **Les données du problème**

- Le coefficient d'accélération de zone A=0.20
- Le facteur de qualité $\mathbf{Q_x}$ dans le sens X=1.2
- Le facteur de qualité $\mathbf{Q_y}$ dans le sens Y=1.2
- Le coefficient de comportement R_x dans le sens X=5
- Le coefficient de comportement $R_y$dans le sens Y=5
- Le pourcentage d'amortissement ξ_x dans le sens X=7%
- Le pourcentage d'amortissement ξ_y dans le sens Y=7%
- Le coefficient de période C_{Tx}=0.075
- Le coefficient de période C_{Ty}=0.075
- La catégorie du site considère=3
- La dimension du bâtiment dans les sens X, Lx = 8.90m.
- La dimension du bâtiment dans les sens Y, Ly = 21.70m.
- Le nombre de niveaux =6

Calcul du poids total de la structure W :

W : est égal à la somme des poids Wi des 6 niveaux.

$W = \sum W_i$ Avec : **Wi =Gi +β Qi**

G : poids dû aux charges permanentes est à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

Q : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : β = 0.20

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$

Les poids Wi de chaque plancher sont résumés dans le suivant .

Tableau 6-3: Le poids de chaque plancher

Niveau	Poids(KN)	Hauteur(m)
3 .46	3615.918	3.06
6.52	3478.033	3.06
9.58	5460.112	3.06
12.64	3025.477	3.06
15.70	3008.078	3.06
18.76	3002.732	3.06

2. Les résultats du problème

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales et orthogonales (Art 4.2.3 RPA99/03) selon la formule suivante :

$$\mathbf{V = \frac{A.D.Q}{R}.W} \qquad \mathbf{6.1}$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

F_t = 0,07 TV où :

T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

3. Calcul des résultats

* La période dans le sens X,

$$\mathbf{T_x = C_T h_N^{3/4} \Rightarrow T_x = 0.075 * 23.12^{3/4} = 0.79\ sec}$$

* La période dans le sens Y,

$$\mathbf{T_y = C_T h_N^{3/4} \Rightarrow T_y = 0.075 * 23.12^{3/4} = 0.79\ sec}$$

* La période de coupure du site est $T_1 = 0.15$ sec
* La période de coupure du site est $T_2 = 0.5$ sec
* Le coefficient correcteur dans le sens X $\eta_x = 0.88$
* Le coefficient correcteur dans le sens Y $\eta_y = 0.88$

- Le coefficient dynamique moyen D_x

$$D_x = 2.5\ \eta_x\left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 1.62$$

- Le coefficient dynamique moyen D_y

$$D_y = 2.5\ \eta_y\left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 1.62$$

- Le poids total de la structure sans voile est W=24489.599KN
- Effort tranchant à la base dans le sens X,

$$V_x = \frac{0.20 * 1.62 * 1.2 * 24489.599}{5} = 2380.389KN$$

- Effort tranchant à la base dans le sens Y,

$$V_y = \frac{0.20 * 1.62 * 1.2 * 24489.599}{5} = 2380.389KN$$

6.5.3. Interprétation et remarques

1. Le mode fondamental a un facteur de contribution modale dépassant les 71.51% pour la structure encastrée (sans voiles), ce qui nous permet de déduire que la réponse de la structure n'est pas régie uniquement par le premier mode. De plus, ce facteur est beaucoup plus faible dans le sens X. La bonne distribution des voiles peut conduire à l'amélioration de ce comportement.
2. Six modes de vibration avec un facteur de contribution modale cumulé qui atteint les 95% sont suffisants pour effectuer l'analyse modale de la structure encastrée sans voiles.
3. La résultante des forces sismiques à la base calculée par la méthode dynamique (par accélérogramme) est supérieure à celle calculée par la méthode statique (Article (4.3.6) du RPA99/ V 2003).
4. La structure est située en zone IIb avec une hauteur qui dépasse 11 mètres (+de 3 niveaux) l'article (1.4.A) du RPA99/V2001 exige de mettre des voiles.
5. Puisque la structure étudiée est irrégulière en élévation ce qui a provoqué une rotation importante suivant Z (torsion) et pour la réduire on fait appel à des voiles de contreventement.

6.6. : Etude de la structure avec voiles de contreventement

Dans cette partie, nous allons refaire l'étude de la structure précédente avec le même dimensionnement en utilisant le même programme de calcul et la même excitation sismique et en lui associant des voiles disposés suivant les deux directions comme le représente les figures suivantes:

6.6.1. Disposition des voiles :

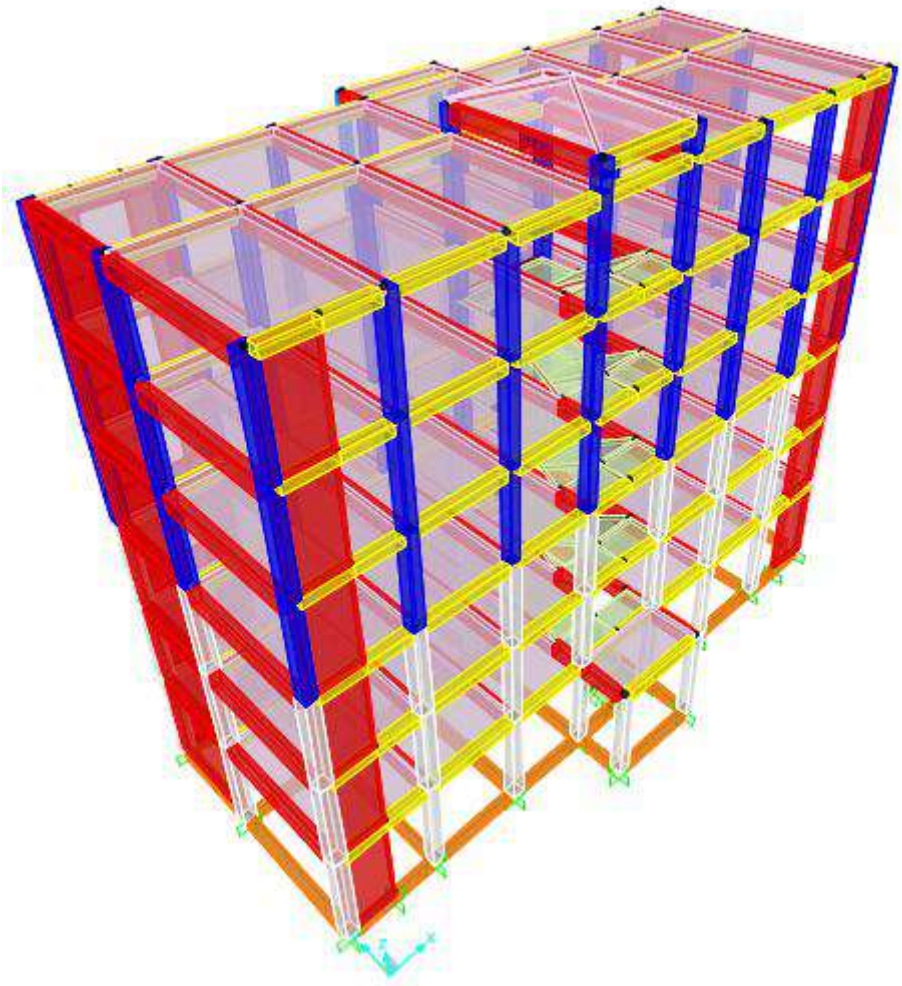


Figure 6-17 : Vue en 3D de la structure avec les voiles

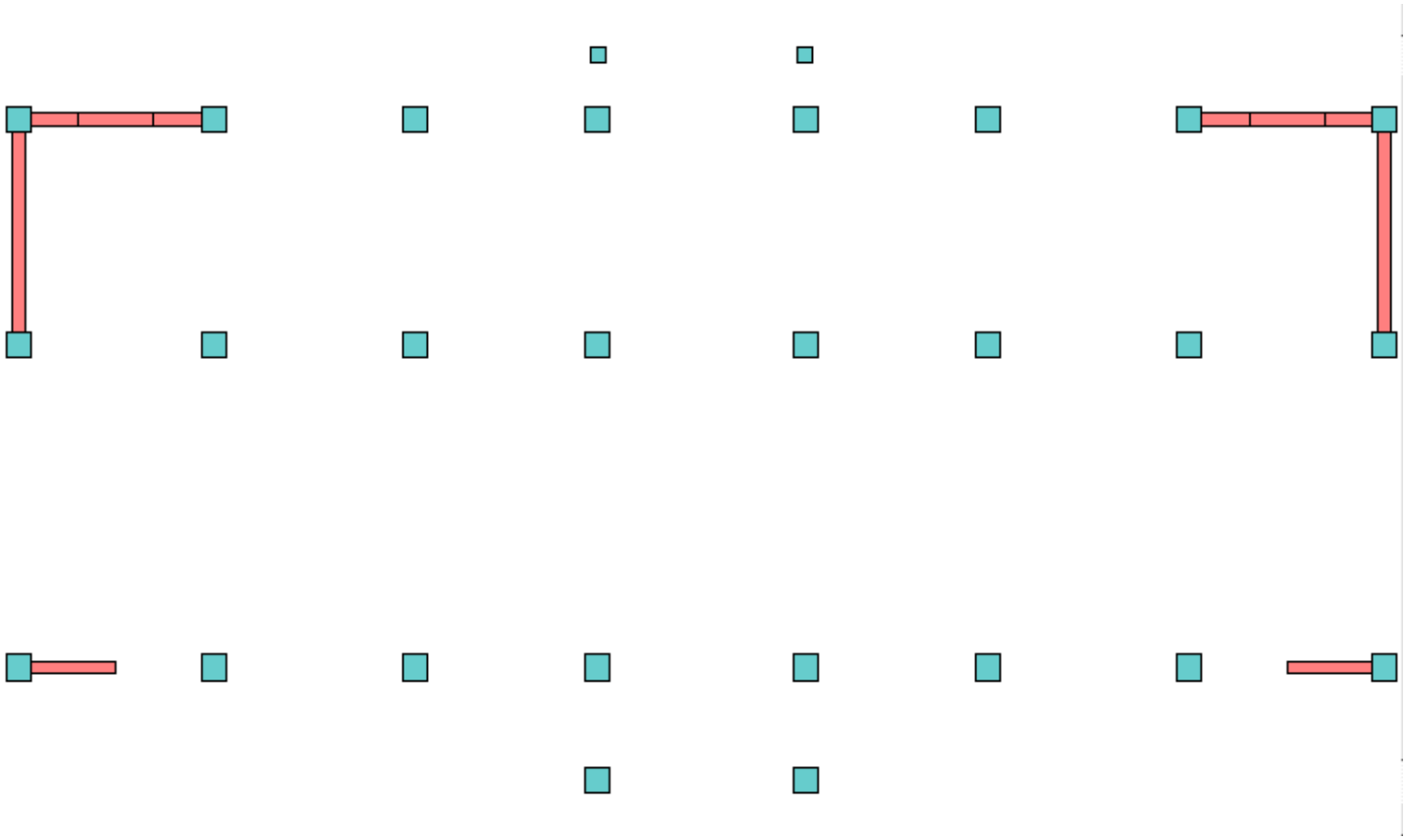


Figure 6-18 : disposition des voiles

6.6.3.1. Périodes et facteurs de contribution modale de la disposition des voiles

- **Représentation graphique des modes :**

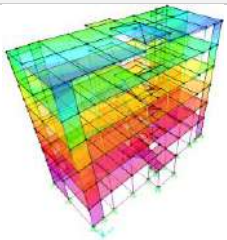
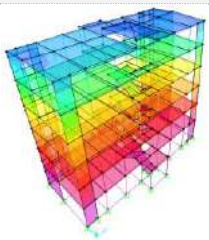
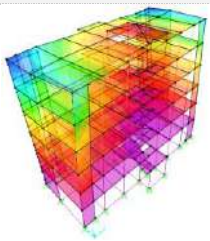
Modes	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Graphique			
Comportement	Translation suivant l'axe X.	Translation suivant l'axe Y.	Rotation autour de l'axe Z.

Figure 6-19 : Mode1 **Figure 6-20** : Mode2 **Figure 6-21** : Mode3

Tableau 6-6: Périodes et facteurs de contribution modale de la disposition des voiles

Modes	Périodes (sec)	Ux	Uy	Rz	Cumulé Ux	Cumulé Uy	Cumulé Rz
1	0.527	0	0.723	0.595	0	0.723	0.595
2	0.460	0.765	0	0.124	0.765	0.723	0.720
3	0.447	0.015	0.030	0.051	0.780	0.753	0.772
4	0.152	0.004	0.126	0.041	0.784	0.880	0.813
5	0.145	0.093	0.009	0.058	0.877	0.889	0.872
6	0.136	0.022	0.002	0.021	0.900	0.891	0.893
7	0.074	0.037	0.004	0.002	0.938	0.896	0.896
8	0.071	0.005	0.048	0.036	0.943	0.944	0.933
9	0.065	0.006	0.001	0.012	0.950	0.946	0.946
10	0.060	0	0	0	0.950	0.946	0.946
11	0.046	0.015	0.002	0.001	0.966	0.949	0.947
12	0.046	0	0	0	0.966	0.949	0.947

6.6.2. Reprise des efforts entre voiles et portiques :

6.6.2.1. Par la méthode accélérogramme

Tableau 6-5 : valeurs des efforts repris par les voiles et les portiques à la base

	Voiles (KN)	**Portiques (KN)**
Charges verticales	4141.54	24245.46
Charges Horizontales (X)	1883.078	889.197
Charges Horizontales (Y)	2219.316	725.549

Tableau 6-6 : pourcentage des efforts repris par les voiles et les portiques à la base

	Voiles (%)	**Portiques (%)**
Charges verticales	14.58	85.41
Charges Horizontales (X)	67.92	32.04
Charges Horizontales (Y)	75.36	24.64

6.6.2.2. Par la méthode modale spectrale

On utilisant le spectre du RPA qui a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} A = 0.25 \\ R = 3.5 \\ Q = 1.2 \\ T_2 = 0.5\ sec \\ \xi = 8.5\% \end{cases}$$

Tableau 6-7 : valeurs des efforts repris par les voiles et les portiques à la base

	Voiles (KN)	**Portiques (KN)**
Charges verticales	4141.54	24245.46
Charges Horizontales (X)	784.851	385.879
Charges Horizontales (Y)	807.367	265.290

Tableau 6-8 : pourcentage des efforts repris par les voiles et les portiques à la base

	Voiles (%)	**Portiques (%)**
Charges verticales	14.58	85.41
Charges Horizontales (X)	67.04	32.96
Charges Horizontales (Y)	75.27	24.73

Selon les tableaux précédents, on remarque que les valeurs des efforts repris par les voiles et les portiques données par la méthode d'accélérogramme sont supérieures à celles données par la méthode spectrale.

Selon la dispositions proposé pr le BET , on adopte que cette disposition présente une meilleur translation suivant X (mode 2) et suivant Y (mode 1) mais avec une légère rotation auteur de Z, due aux contraintes architecturales.

6.6.2.3. Résultats :

Les résultats obtenus sont représentés sous forme des tableaux et des graphes suivants :

1. Les déplacements

Les figures (**Figure 6-22** et **Figure 6-23**) montrent les déplacements du dernier niveau dans les deux sens d'application du mouvement sismique. Le déplacement suivant X reste presque le même alors qu'il chute de 12cm à 4cm selon Y. les voiles travaillent plus dans le sens Y que dans le sens X.

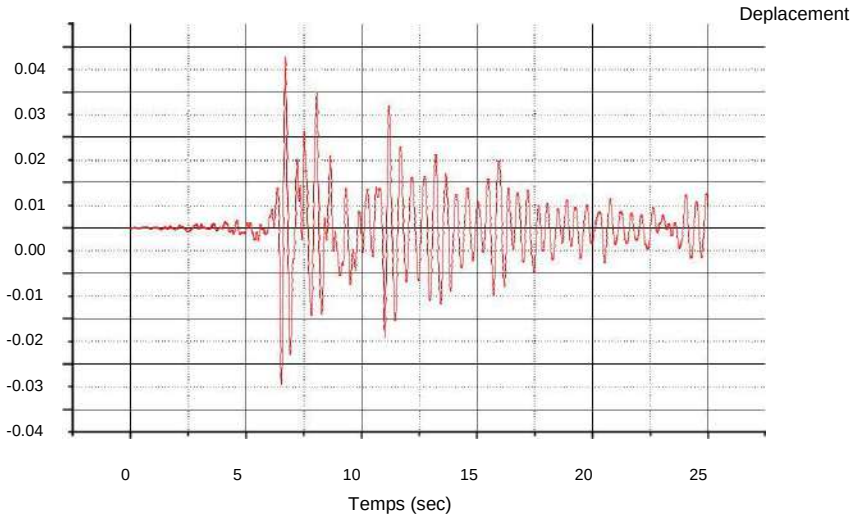


Figure 6-22 : Déplacement du dernier niveau suivant X

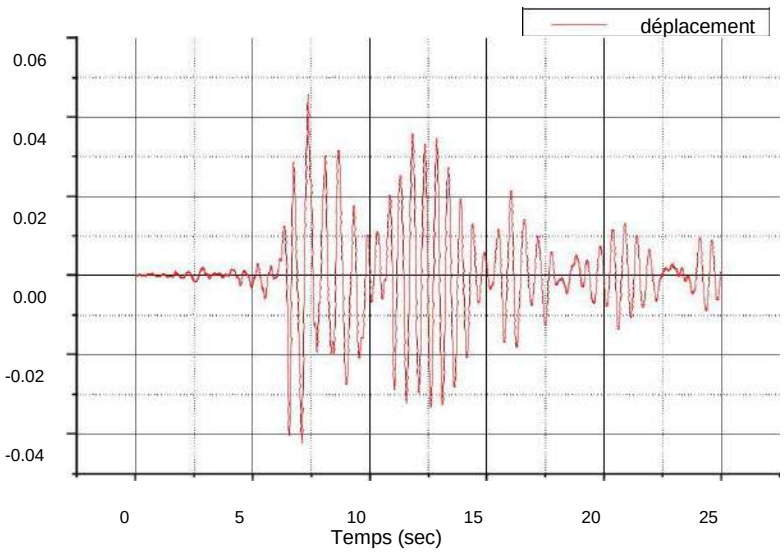


Figure 6-23: Déplacement du dernier niveau suivant Y

Les figures (**Figure 6-24 et Figure 6-25**) **montrent une comparaison entre les** déplacements du dernier niveau et les déplacements de l'avant dernier niveau. On voit que la différence est faible dans les deux sens.

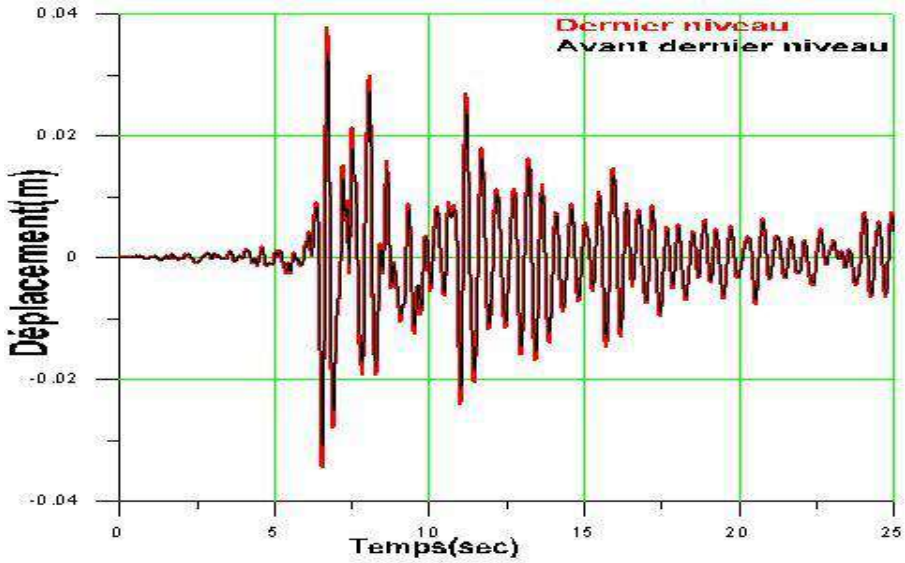


Figure 6-24: Comparaison des déplacements relatifs de la structure encastrée pour les deux derniers niveaux dans la direction X

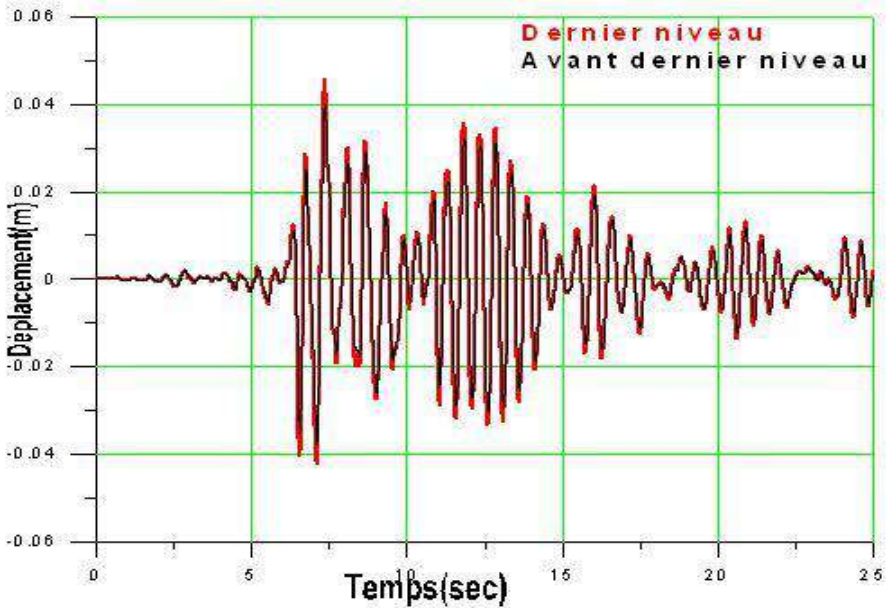


Figure 6-25 : Comparaison des déplacements relatifs de la structure encastrée pour les deux derniers niveaux dans la direction Y

2. Les accélérations

Les accélérations du dernier niveau sont montrées sur les figures (**Figure 6-26** et **Figure 6-27).** Il y a une différence en accélérations dans les deux sens. Les effets inertiels ne restent pas du même ordre.

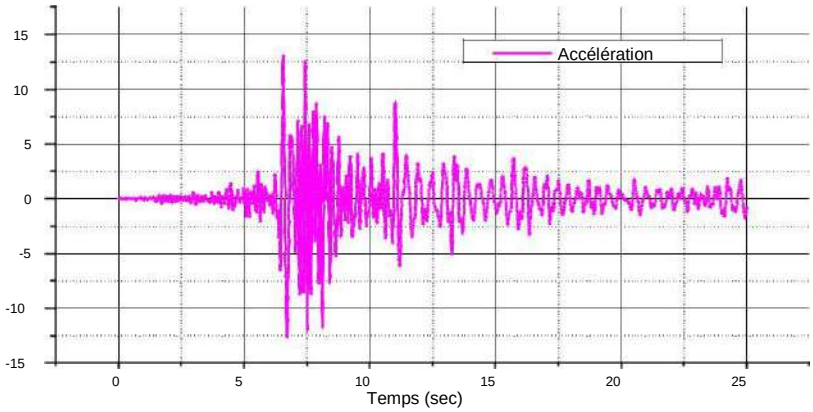


Figure 6-26: Accélération du dernier niveau suivant X

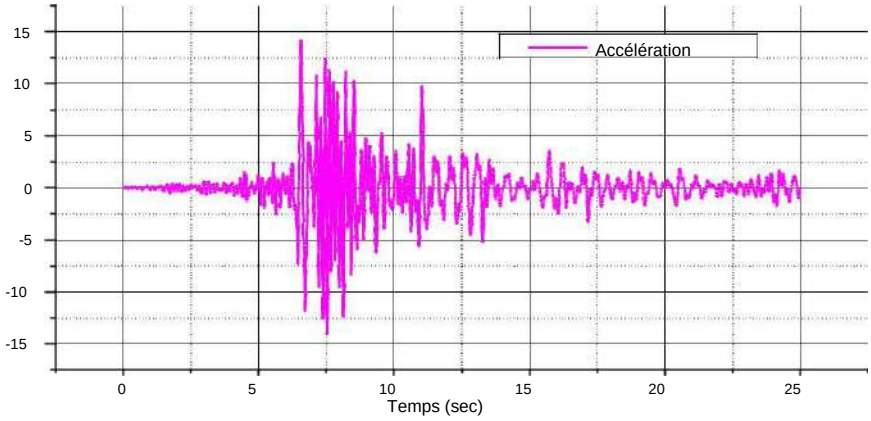


Figure 6-27: Accélération du dernier niveau suivant Y

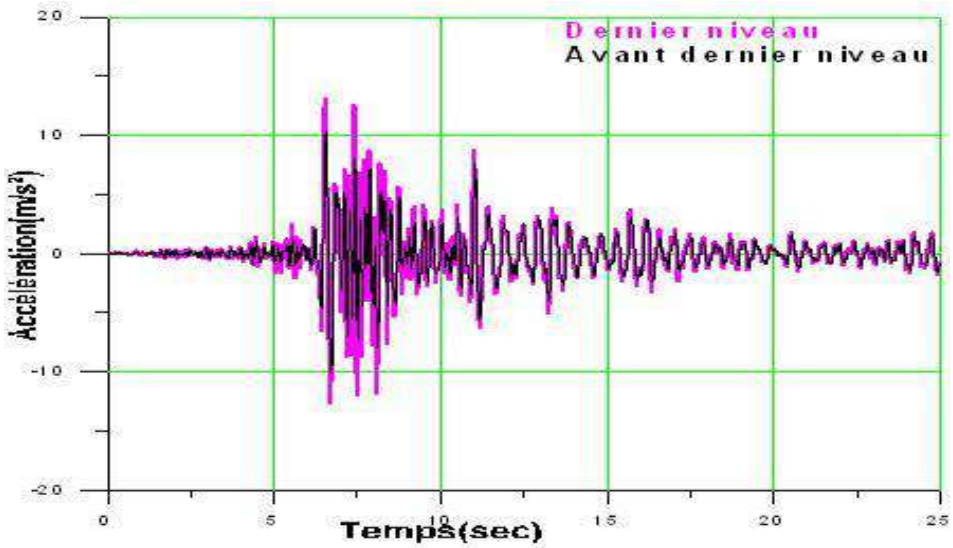


Figure 6-28 : Comparaison des accélérations relatives de la structure encastrée pour les deux derniers niveaux dans la direction X

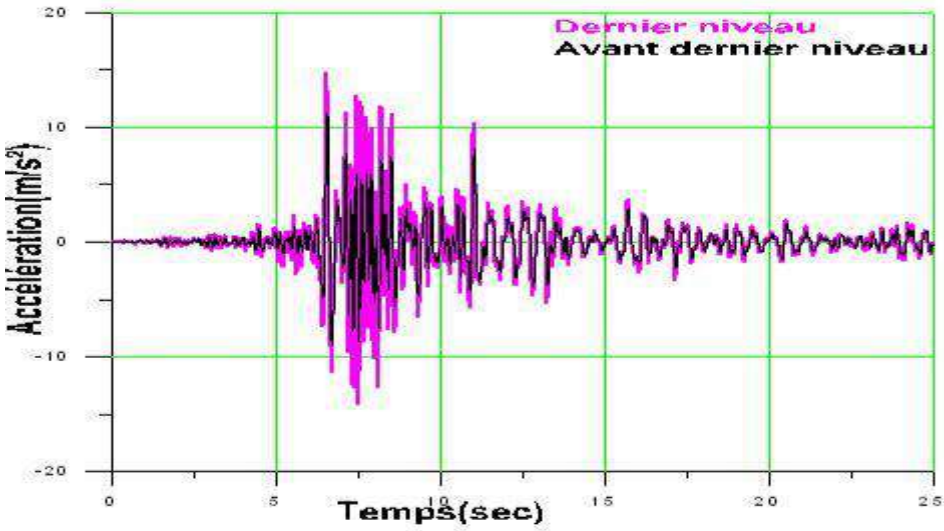


Figure 6-29 : Comparaison des accélérations relatives de la structure encastrée pour les deux derniers niveaux dans la direction Y

3. Les efforts tranchants :

La variation temporelle de l'effort tranchant est montrée sur les figures (**Figure 6-30** et **Figure 6-31**) à partir desquelles on voit que la valeur maximale atteinte est de l'ordre de 2770KN dans le sens X et de l'ordre 2938KN dans le sens Y. Ces valeurs sont pratiquement les mêmes, la petite différence revient à la différence de rigidités dans les deux sens.

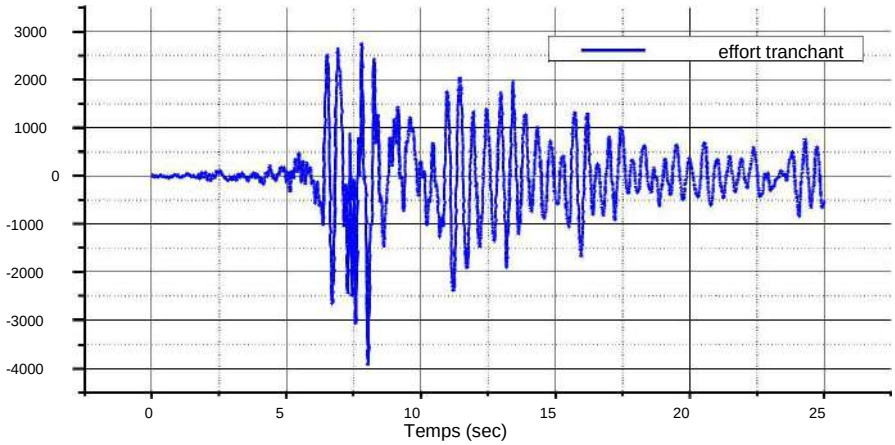


Figure 6-30: Effort tranchant à la base suivant X

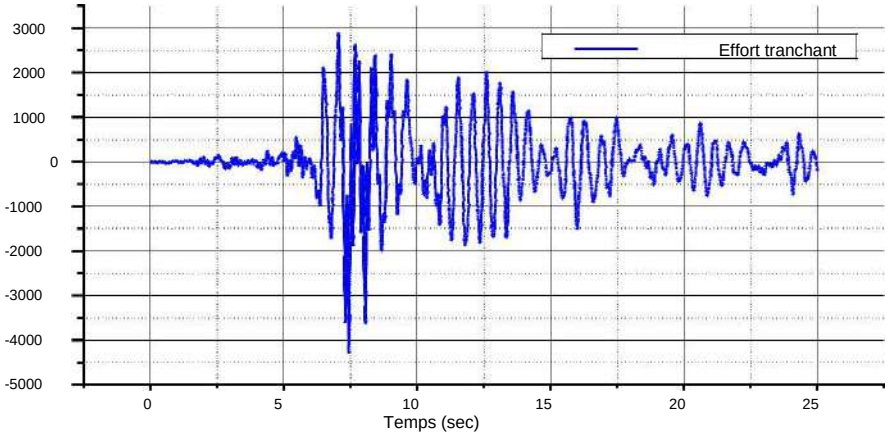


Figure 6-31: Effort tranchant à la base suivant Y

Les résultats sont résumés dans le (**Tableau 6-11**).

Tableau 6-11: Les résultats

Paramètres Maximums	**Niveaux**	**Direction**	**Structure encastré avec voile**
Déplacements (m)	Dernier niveau	**X**	3.748
		Y	4.551
	Avant der niveau	**X**	3.341
		Y	3.974
Accélérations (m/s^2)	Dernier niveau	**X**	13.090
		Y	14.777
	Avant der niveau	**X**	10.259
		Y	11.187
Effort tranchant(KN)	A la base	**X**	2770.493
		Y	2938.416

6.6.4.4. Méthode statique équivalente

1. **Les données du problème**

Les mêmes données citées dans la partie I (sans voile).

Calcul du poids total de la structure W :

W : est égal à la somme des poids Wi des 6 niveaux.

$W = \sum W_i$ Avec : **Wi =Gi +β Qi**

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.3W_{Qi}$

Les résultats sont résumés dans le (**Tableau 6-12**) :

Tableau 6-12: Le poids de chaque plancher

Niveau	Poids(KN)	Hauteur(m)
3 .46	3864.018	3.06
6.52	3721.433	3.06
9.58	5710.742	3.06
12.64	3254.007	3.06
15.70	3231.313	3.06
18.76	3185.432	3.06

2. **Les résultats obtenus**

* La période dans le sens X,

$$T_x = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D_x}} \Rightarrow T_x = \frac{0.09 * 23.12}{\sqrt{29.01}} = 0.38\ sec$$

* La période dans le sens Y,

$$T_y = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D_y}} \Rightarrow T_y = \frac{0.09 * 23.12}{\sqrt{13.00}} = 0.58\ sec$$

* La période de coupure du site est $T_1 = 0.15$ sec
* La période de coupure du site est $T_2 = 0.5$ sec
* Le coefficient correcteur dans le sens X $\eta_x = 0.81$
* Le coefficient correcteur dans le sens Y $\eta_y = 0.81$
* Le coefficient dynamique moyen D_x

$$D_x = 2.5\ \eta_x = 2.02$$

* Le coefficient dynamique moyen D_y

$$D_y = 2.5\ \eta_y \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 1.83$$

*Le poids total de la structure avec voile est **W =26033.194KN**

*Effort tranchant à la base dans le sens X,

$$V_x = \frac{0.20 * 2.02 * 1.2 * 26033.194}{3.5} = 4507.461KN$$

*Effort tranchant à la base dans le sens Y,

$$V_y = \frac{0.20 * 1.83 * 1.2 * 26033.194}{3.5} = 4083.492KN$$

6.6.5. Interprétation et remarques

1. L'article (4.2.4) du RPA99 version 2003 impose pour le calcul des périodes que celles-ci ne doivent pas dépasser de 30% la période calculée par la formule empirique :

$$T = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.38\ sec\ et\ 1.3T_x = 0.49\ sec \\ T_y = 0.58\ sec\ et\ 1.3T_y = 0.75\ sec \end{cases}$$

Pour notre modèle (encastré avec voile), la période calculée à l'aide du logiciel (SAP 2000) remplit cette condition.

2.La résultante des forces sismiques à la base calculée par la méthode dynamique est supérieure à celle calculée par la méthode statique (Article (4.3.6) du RPA99/ V2003).

3. Les résultats obtenus dans le calcul des efforts repris entre les voiles et les portiques par la méthode d'accélérogramme et la méthode spectrale sont presque égaux en terme pourcentage.
4. La meilleure disposition des voiles n'est pas la seule façon qui permet d'améliorer le comportement dynamique des structures. L'isolation à la base est une autre solution et peut être plus économiques.

Chapitre 7 : Etude de la structure avec le système d'isolation sismique

7.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons refaire l'étude de la structure précédente avec le même dimensionnement en utilisant le même programme de calcul et la même excitation sismique (séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès et d'Alger enregistré à la station de Dar El-Beidha) et en lui associant des appuis parasismiques à la base.

7.2. Description et dimensionnement du système d'isolation

Parmi les appuis passés en revue, notre choix est porté sur le système d'isolation suivant:

7.2.1. Appuis en élastomère fretté

Le système d'isolation consiste donc en 28 appuis placés de façon concentrique sous chaque poteau.

Chaque appui doit être calculé sous la charge qui lui revient, à cause de la régularité de la structure en plan et son irrégularité en élévation ainsi que la symétrie du chargement.

Dans notre illustration, on va dimensionner l'appui qui supporte la plus grande charge verticale (**F3**).

$\boldsymbol{T_D = 2.5\ sec}$ (T_D: est choisie de telle façon qu'elle soit supérieur à trois fois T dynamique)

$\boldsymbol{\gamma_{max} = 1.5}$

$\xi_{eff} = 20\% \rightarrow B_D = 1.5$ (D'après le tableau A-16-C (UBC97))

W=1304.039KN (le poids qui revient à l'appui **F3**)

$C = ZNS_I$

Avec : Z=0.4 (zone 4) d'après le tableau 16-I de l'UBC 97

N=1 (distance à la faille 10KN) d'après le tableau 16-T de l'UBC 97

S_I=1.4 (type de sol : S_2) d'après le tableau 16-K de l'UBC 97

C=0.4*1*1.4 ⇒ C=0.56 (tableau 16-R de l'UBC 97)

1. La détermination de la rigidité horizontale effective K_{eff} et du déplcement maximum de conception D de l'appui:

D'après l'article (14.7.3) de l'UBC 97:

$$K_{eff} = \frac{W}{g}\left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 = \frac{1304.039}{10}\left(\frac{2\pi}{2.5}\right)^2 \Rightarrow K_{eff} = 823.70\ KN/m$$

$$D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) * C * T_D}{B_D} = \frac{\left(\frac{10}{4\pi^2}\right) * 0.56 * 2.5}{1.5} \Rightarrow D = 0.236\ m$$

2. Le choix des propriétés matérielles(E, G, K) **Tableau 4-1** :

La qualité du caoutchouc **IRHD** $\pm$ **2 = 60**.

$$\begin{cases} \boldsymbol{E = 4450\ KN/m^2} \\ \boldsymbol{G = 1060\ KN/m^2} \\ \boldsymbol{K = 0.57} \end{cases}$$

3. Le calcul de la hauteur totale du caoutchouc $\boldsymbol{t_r}$ de l'appui :

$$\boldsymbol{t_r = \frac{D}{\gamma_{max}} = \frac{0.236}{1.5} \Rightarrow t_r = 0.157m}$$

4. Calcul de la surface A :

a. Le choix du facteur de forme S :

$$\boldsymbol{\frac{\kappa_v}{\kappa_h} = \frac{E(1+2\kappa S^2)}{G} \geq 400 \Rightarrow \frac{4450(1+2*0.57*S^2)}{1060} \geq 400 \Rightarrow S > 9.09 \Rightarrow S = 20}$$

$$\boldsymbol{E_C = E\left(1+2\kappa S^2\right) = 4450\left(1+2*0.57*20^2\right) \Rightarrow E_C = 2033650\ KN/m^2}$$

b. Détermination de la section $\boldsymbol{A_0}$:

$$\boldsymbol{\sigma_c = \frac{P_u}{A_0} \leq 7.84MN/m^2}$$

Avec :

$\boldsymbol{P_u}$:La charge qui revient à l'appui(B6) à l'ELU $\boldsymbol{\rightarrow P_u = 2274.902\ KN}$

$$\boldsymbol{A_0 \geq \frac{2274.902}{7840} \Rightarrow A_0 \geq 0.29m^2}$$

c. Détermination de la section à partir de la contrainte de cisaillement :

$$\boldsymbol{\tau_c = 6 * s * \varepsilon_c = 6 * s * \frac{P_u}{E_c A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3}}$$

$$\boldsymbol{\Rightarrow A_1 \geq \frac{3*6*S*P_u}{\varepsilon_b E_c} = \frac{3*6*20*2274.902}{5*2033650}}$$

$$\boldsymbol{\Rightarrow A_1 = 0.08m^2}$$

d. Détermination de A_{sf} à partir de la fatigue vis-à-vis du cisaillement :

$$A_{sf} = \frac{K_{eff} * t_r}{G} = \frac{823.70 * 0.157}{1060} \Rightarrow A_{sf} = 0.122 m^2$$

$d = 0.394\ m$ de la section A_{sf}.

- Le calcul de la section $A_2 = A_{re}$ par la formule (article 7.6.2.2 Eurocode8) suivante :

$$A_{re} = \frac{d^2}{4}(\beta - \sin\beta)$$
$$\beta = 2\cos^{-1}\left(\frac{\Delta_s}{d}\right)$$

- Calcul de Δ_s (article 7.5.2.2 Eurocode8) :

$$\Delta_s = \Delta_{Ex}^2 + \Delta_{Ey}^2$$

Avec :

$$\begin{cases} \Delta_{Ex} = \gamma_x D_M \ et\ \Delta_{Ey} = \gamma_y D_M \\ \gamma_x = \dfrac{0.8}{\sqrt{a_x}} \ \ et\ \ \gamma_y = \dfrac{0.8}{\sqrt{a_y}} \end{cases}$$

Et :

$$\begin{cases} a_x = \dfrac{S_{gx}}{g} = \dfrac{0.537\ g}{g} = 0.537 \\ a_y = \dfrac{S_{gy}}{g} = \dfrac{0.501\ g}{g} = 0.501 \end{cases}$$

S_{gx} : accélération maximal pour la composante longitudinale.

S_{gy} : accélération maximal pour la composante transversale.

$$\gamma_x = \frac{0.8}{\sqrt{0.537}} = 1.091 \ \ et\ \ \gamma_y = \frac{0.8}{\sqrt{0.501}} = 1.13$$

$$\Delta_{Ex} = 1.091 \times 0.284 = 0.309\ m \ \ et\ \ \Delta_{Ey} = 1.13 \times 0.284 = 0.321\ m$$

$$\Delta_S = 0.309^2 + 0.321^2 \Rightarrow \Delta_S = 0.198\ m$$

$$\beta = 2\cos^{-1}\left(\frac{0.198}{0.394}\right) = 2.088\ rd$$

$$A_{re} = \frac{0.394^2}{4}(2.088 - 0.869) \Rightarrow A_{re} = 0.0473\ m^2$$

e. Choisir la section A de l'appui :

$$A = max(A_0 \cdot A_1 \cdot A_2) \Rightarrow A = max(0.29, 0.08, 0.0473)$$

$$A = 0.29\ m^2$$

f. Détermination des dimensions de la section A :

Appui circulaire : $A = \frac{\pi d^2}{4} \Rightarrow d = 2 * \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 2 * \sqrt{\frac{0.29}{3.14}} \Rightarrow d = 0.608\ m$

5. Calcul de l'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc et N nombre de couches :
   a. L'utilisation du facteur de forme :

$$S = \frac{d}{4t} \Rightarrow t = \frac{0.608}{4 * 20} \Rightarrow t = 0.0076m$$

   b. L'utilisation : $t_r = N \times t$

$$N = \frac{t_r}{t} = \frac{0.157}{0.0076} = 20.65 \Rightarrow N = 21\ couche$$

6. Calcul de t_s:

$$t_s \geq \frac{2(t_i + t_{i+1})P_u}{A_{re}F_s}$$

On a : $P_u = 2274.902\ KN$ (la charge qui revient aux poteaux à l'ELU)

$$t_s \geq \left(\frac{2 \times (0.0076 + 0.0076) * 2274.902}{0.0473 * 0.6 * 274400}\right) \Rightarrow t_s \geq 8.88\ mm$$

On prend: $t_s = 9\ mm$

7. La hauteur totale h égale à :

$$h = t_r + 20 \times t_s + 2 \times 0.025 = 0.157 + 20 \times 0.009 + 2 \times 0.025 \Rightarrow h = 0.387\ m$$

8. Vérification des conditions de résistance et de stabilité:

L'appui calculé doit satisfaire les conditions suivantes :

- La résistance au cisaillement sous la charge verticale P_u:

$$\gamma_c = 6 * S * \frac{P_u}{E_c A} \leq \frac{\varepsilon_b}{3}$$

$$\gamma_C = 6 * 20 * \frac{2274.902}{2033650 * 0.29} = 0.46 \leq \frac{\varepsilon_b}{3} = \frac{5}{3} = 1.66 \rightarrow C.V$$

- La stabilité au flambement :

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A} = \frac{2274.902}{0.29} = 7844.5\ KN/m^2 \leq \sigma_{cr} = \frac{GSd}{2.5t_r} = \frac{1060 * 20 * 0.608}{2.5 * 0.157}$$

$$= 32839.74 \frac{KN}{m^2} \rightarrow C.V$$

- La résistance au cisaillement sous séisme:

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0.75\varepsilon_b$$

Avec:

$$\gamma_{sc} = 6 * S * \frac{P_u^{'}}{E_c A_{re}} = 6 * 20 * \frac{312.282}{2033650 \times 0.0473} = 0.389$$

$$\gamma_{sc} = \frac{D}{t_r} = \frac{0.236}{0.157} = 1.503$$

$$\gamma_{sr} = \frac{12 * D * e}{b^2 + d^2} = \frac{12 * 0.236 * 0.05}{29.01^2 + 13^2} = 0.00014$$

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} = 0.389 + 1.503 + 0.00014 = 1.893 \leq 0.75\varepsilon_b = 3.75 \rightarrow C.V$$

- Vérifier que

$$D \leq \delta_{rot-out}$$

Avec :

$$\delta_{rot-out} = \frac{P_u^r * L}{P_u^r + K_{eff} * h} = \frac{312.282 * 0.608}{312.282 + 823.70 * 0.387} = 0.3\ m$$

Alors :

$$D = 0.236\ m \leq \delta_{rot-out} = 0.3\ m \rightarrow C.V$$

Les dimensions géométriques de l'appui (F3) Appuis en élastomère fretté sont :

- Le diamètre d de l'appui = 0.608 m
- La hauteur totale h de l'appui = 0.387 m
- Le nombre de couches de caoutchouc Nc = 21 couches
- L'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc = 0.0076m
- Le nombre de couches d'acier Ns = 20 couches.
- L'épaisseur t_s d'une seule couche d'acier = 9 mm

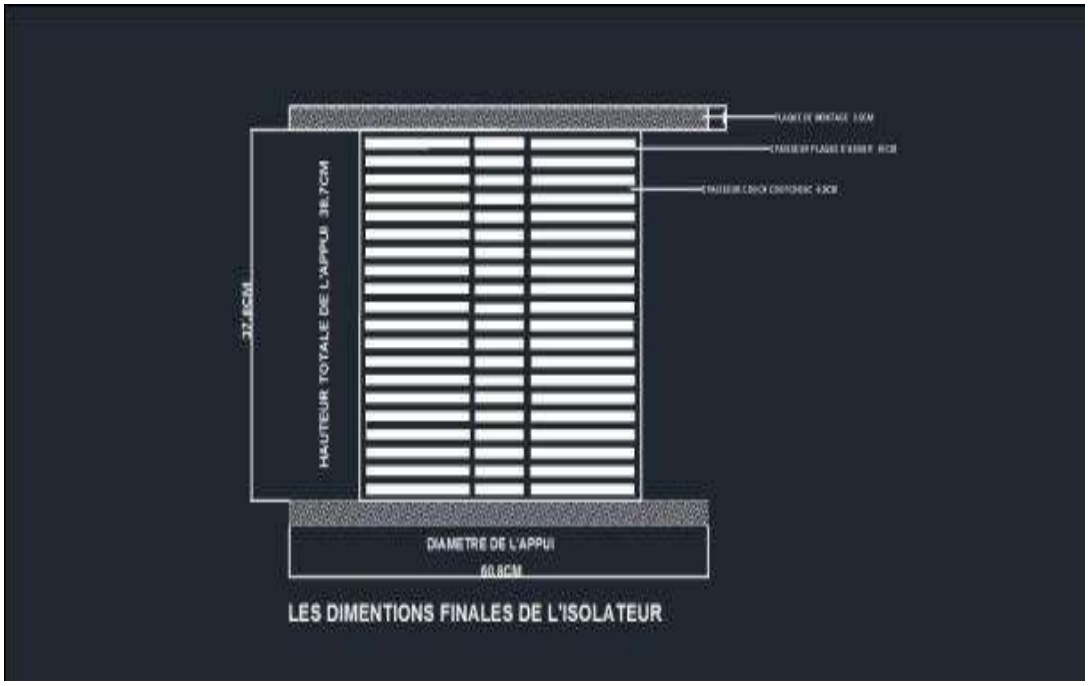
Les caractéristiques mécaniques de l'appui sont :

- La rigidité effective : $K_{eff} = 823.70\ KN/m$.
- Le coefficient d'amortissement effectif : $\xi_{eff} = 20\%$.

Les caractéristiques du système d'isolation sont résumées dans le (**Tableau 7-1**) :

Tableau 7-1 : Les dimensions du système d'isolation en élastomère fretté

Poteau	T_D (sec)	W (KN)	P_u (KN)	D (cm)	D (cm)	H (cm)	n_c	T (mm)	n_s	t_s (mm)	K_{eff} (KN/m²)	ξ_{eff} (%)
F3	2.5	1304.04	2274.90	0.236	60.8	38.7	21	7.6	20	9	823.76	20



7.3. Résultats

Les résultats obtenus sont représentés sous forme des tableaux et des graphes ci-**dessous** :

1. **Périodes et facteurs de contribution modale**

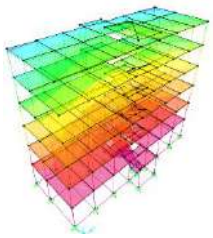
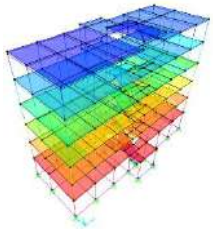
Modes	Mode 1	Mode 2
Graphique		
Comportement	Translation suivant l'axe X.	Translation suivant l'axe Y.

Figure 7-1 : mode1 **Figure 7-1** : mode2

Tableau 7-2 : Périodes et facteurs de contribution modale

Mode	Périodes	Ux	Uy	Rz	Cumulé Ux	Cumulé Uy	Cumulé Rz
1	1.633	0	0.975	0.521	0	0.975	0.521
2	1.572	0.996	0	0.132	0.997	0.976	0.653
3	1.517	0	0.016	0.339	0.997	0.992	0.992
4	0.353	0	0.006	0.005	0.997	0.999	0.998
5	0.313	0	0	0	0.997	0.999	0.998
6	0.271	0.001	0	0	0.999	0.999	0.999
7	0.175	0	0	0	0.999	0.999	0.999
8	0.165	0	0	0	0.999	0.999	0.999
9	0.140	0	0	0	0.999	0.999	0.999
10	0.118	0	0	0	0.999	0.999	0.999
11	0.110	0	0	0	0.999	0.999	0.999
12	0.097	0	0	0	0.999	0.999	0.999

On remarque que la structure isolée donne le meilleur comportement comme le montre les (**Figure 7-1** et **Figure 7-2**) et elle est régie par le premier mode comme le montre le tableau ci-dessus.

2. Les déplacements

Les figures (**Figure 7-3** et **Figure 7-4**) montrent les déplacements totaux du dernier niveau dans les deux sens d'application du mouvement sismique. La réponse est à basse fréquence comparée aux cas précédents suivant les deux directions X et Y. Alors que les déplacements relatifs sont presque négligeables, ainsi que les reprises des vibrations dans le sens Y ont disparues avec les isolateurs.

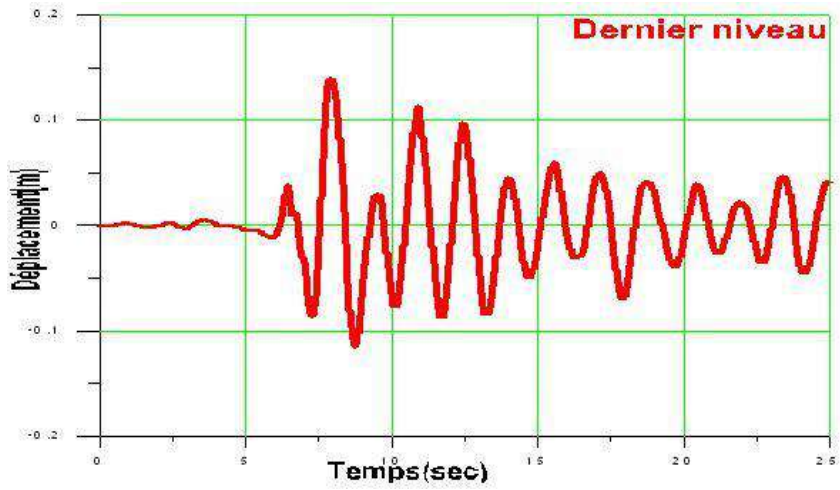


Figure 7-3: Déplacement de dernier niveau suivant X

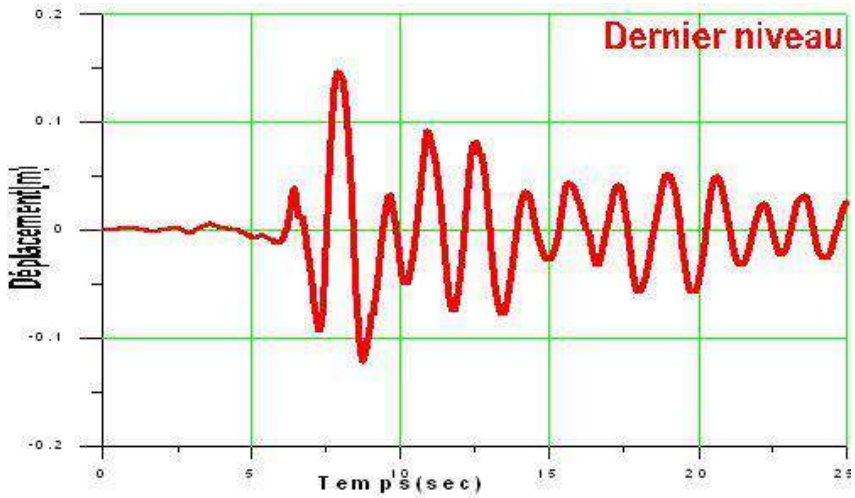


Figure 7-4: Déplacement de dernier niveau suivant Y

Les figures (**Figure 7-5** et **Figure 7-6**) montrent une comparaison entre les déplacements du dernier niveau et les déplacements de l'avant dernier niveau. On voit que la différence est négligeable dans les deux sens.

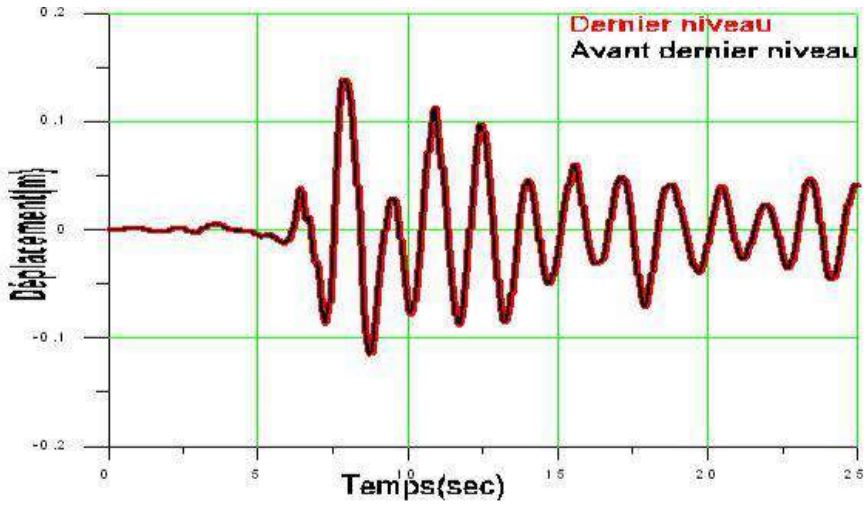


Figure 7-5 : Comparaison des déplacements relatifs de la structure isolée pour les deux derniers niveaux dans la direction X

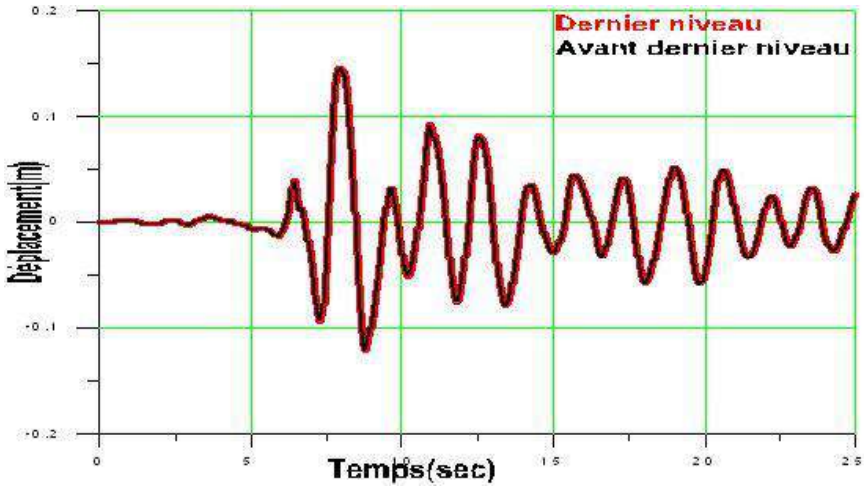


Figure 7-6 : Comparaison des déplacements relatifs de la structure isolée pour les deux derniers niveaux dans la direction Y

3. Accélération

Les accélérations du dernier niveau sont montrées sur les figures (**Figure 7-7** et **Figure 7-8).** Il n'y a pas une différence en accélérations dans les deux sens.

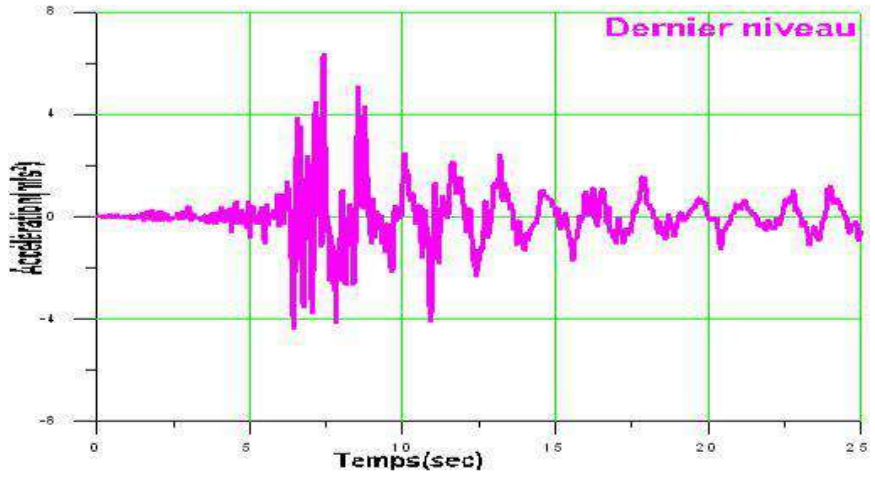


Figure 7-7: Accélération de dernier niveau suivant X

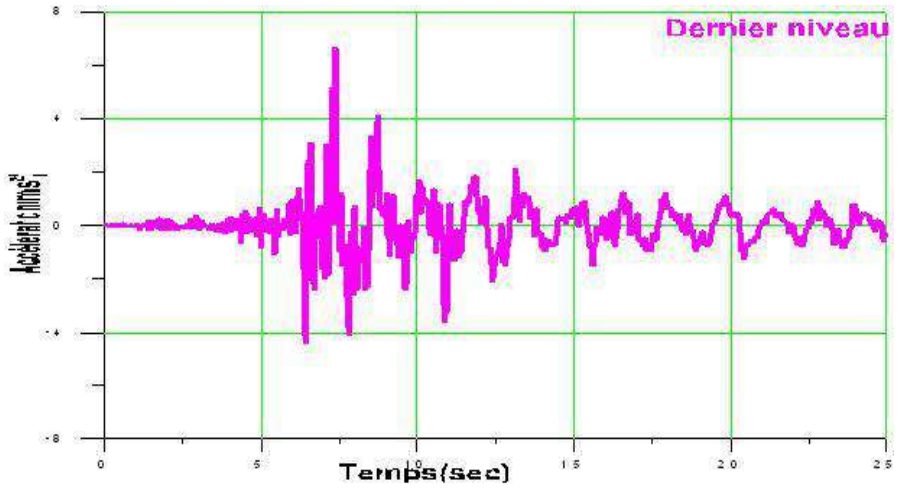


Figure 7-8 : Accélération de dernier niveau suivant Y

Les (**Figure 7-9** et **Figure 7-10**) montrent une comparaison des accélérations entre le dernier et l'avant dernier niveau dans les deux sens X et Y. On remarque que les accélérations relatives sont presque nulles.

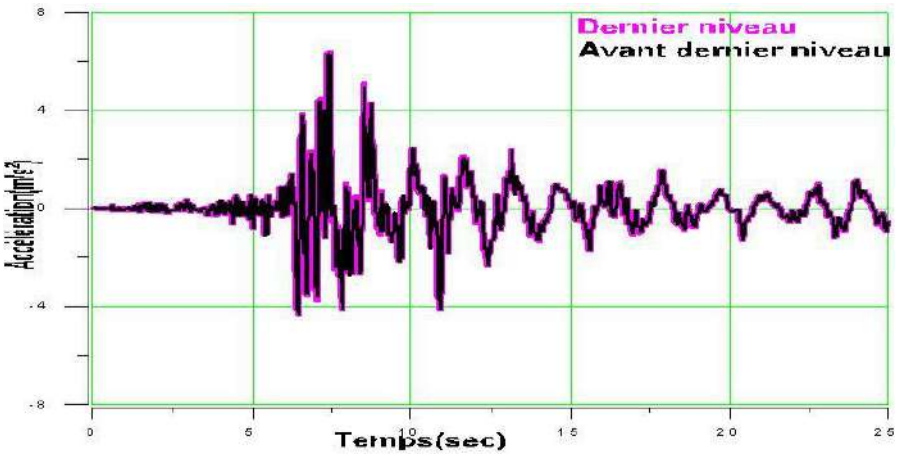


Figure 7-9 : Comparaison des accélérations relatives de la structure isolée pour les deux derniers niveaux dans la direction X

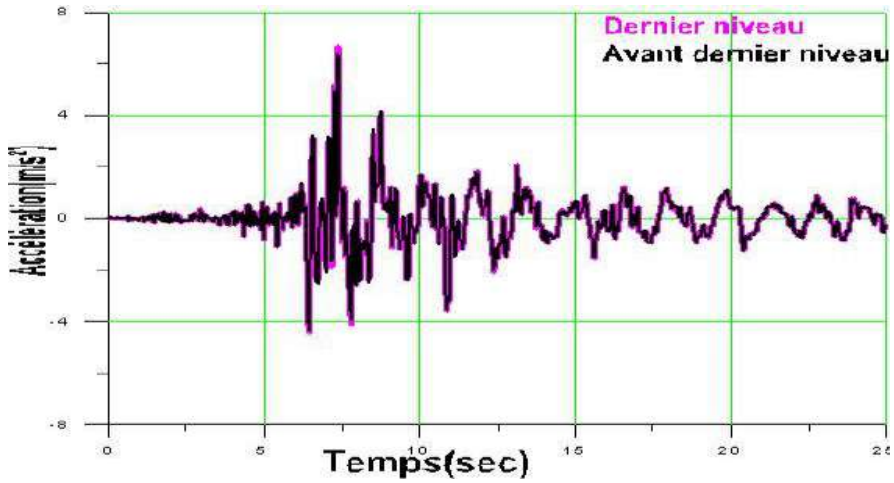


Figure 7-10 : Comparaison des accélérations relatives de la structure isolée pour les deux derniers niveaux dans la direction Y

4. Efforts tranchants

La variation temporelle de l'effort tranchant est montrée sur les (**Figure 7-11** et **Figure 7-12**), l'effort tranchant est presque le même dans les deux directions.

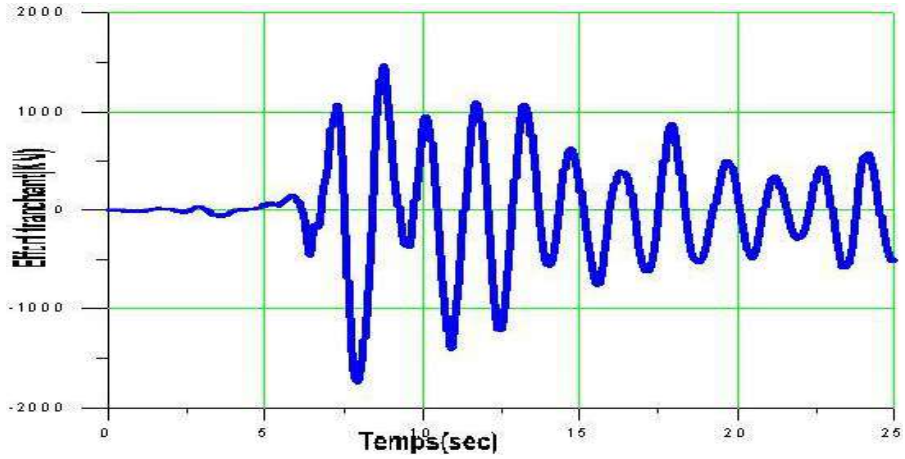


Figure 7-11: Effort tranchant à la base suivant X

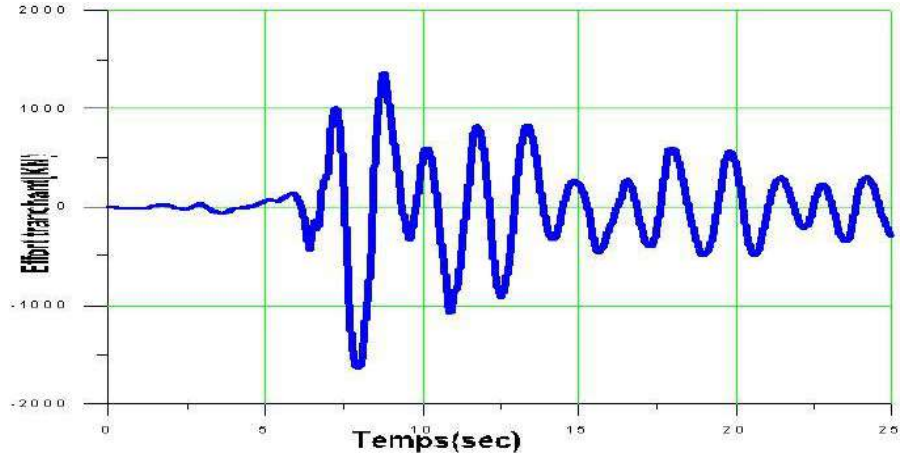


Figure 7-12 : Effort tranchant à la base suivant Y

Les résultats sont résumés dans le (**Tableau 7-3**) :

Tableau 7-3 : Les résultats

Paramètres maximums	Niveaux	Direction	Structure isolée
Déplacements (cm)	Dernier niveau	X	13.915
		Y	14.629
	Avant der niveau	X	13.825
		Y	14.485
	A la base	X	11.841
		Y	11.890
Accélérations (m/s^2)	Dernier niveau	X	6.351
		Y	6.660
	Avant der niveau	X	6.307
		Y	6.356
	A la base	X	5.504
		Y	5.659
Efforts tranchants(Kn)	A la base	X	1470.481
		Y	1360.135

5. Calcul du joint entre la structure et le sol Δ_M

(Selon UBC 97 section 1630.3.2)

$$\Delta_M = 0.7 * R * \delta_S$$

Avec :

R : le coefficient de comportement

δ_S: le déplacement de la structure suivant X et suivant Y

A.N :

- Suivant X : $\Delta_M = 0.7 * 5 * 13.915 = 48.70\ cm$
- Suivant Y : $\Delta_M = 0.7 * 5 * 14.629 = 51.20\ cm$

Dans le cas où on a deux structures adjacentes, on calcule le joint en utilisant la formule suivante : (selon UBC 97 section 1633.2.11)

$$\Delta_M = \sqrt{(\Delta_{M1}^2 + \Delta_{M2}^2)}$$

Avec :

Δ_{M1} et Δ_{M2}: déplacements des deux structures adjacentes.

7.4. Méthode statique équivalente

Vue que la structure en question vérifie tous les critères d'application de la méthode statique équivalente (sauf qu'elle est irrégulière en élévation), alors en doit l'appliquer afin de pouvoir faire la comparaison entre les efforts calculés par celle-ci et les efforts obtenus par la méthode dynamique (donner par le logiciel SAP2000).

a) **Calcul des déplacements** : (Article (14.7.2) UBC 97)

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) * ZNS_I * T_D}{B_D} \quad et \; D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) * ZNS_I * T_M}{B_M}$$

$$C = ZNS_I = 0.4 * 1 * 1.4 \Rightarrow C = 0.56$$

$$B_D = B_M = 1.5 \; (pour \; \xi = 20\%)$$

$$T_D = 2.5 \; sec \; ; \; T_M = 3 \; sec$$

A.N:

$$D_D = \frac{\left(\frac{10}{4\pi^2}\right) * 0.56 * 2.5}{1.5} \Rightarrow D_D = 0.236 \; m$$

$$D_M = \frac{\left(\frac{10}{4\pi^2}\right) * 0.56 * 3}{1.5} \Rightarrow D_M = 0.284 \; m$$

b) **Calcul de déplacement total :**

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y\left(\frac{12e}{b^2 + d^2}\right)\right] \; et \; D_{TM} = D_M \left[1 + y\left(\frac{12e}{b^2 + d^2}\right)\right]$$

Avec : b=21.70 m ; d=8.90 m (dimensionnement du la structure).

$$D_{TD} = 0.236 \left[1 + \frac{8.90}{2}\left(\frac{12 * 0.05 * 21.70}{21.70^2 + 8.90^2}\right)\right] \Rightarrow D_{TD} = 0.262 \; m$$

$$D_{TM} = 0.284 \left[1 + \frac{8.90}{2}\left(\frac{12 * 0.05 * 21.70}{21.70^2 + 8.90^2}\right)\right] \Rightarrow D_{TM} = 0.315 \; m$$

c) **Calcul des forces sismiques :** (Article (14.7.4) UBC 97)

$$V_S = \frac{K_{D,max} D_D}{R_I}$$

Avec : $R_I = \frac{3}{8}$ *et* $1 \leq R_I \leq 2$

R : coefficient de comportement de la structure : R=5

$$R_I = \frac{3}{8} * 5 = 1.875$$

$$1 \leq R_I = 1.875 \leq 2$$

$$K_{D,max} = \frac{4\pi^2 m}{T_D^2} = \frac{4\pi^2 2448.96}{2.5^2} \Rightarrow K_{D,max} = 15453.29 \frac{KN}{m}$$

$$V_S = \frac{15453.28 * 0.236}{1.875} \Rightarrow V_S = 1945.054\ KN$$

7.5. Interprétation et remarques

1. la structure isolée est régie principalement par le premier mode avec un facteur de contribution modale dépassant les 97%, la participation de tous les modes supérieurs est nulle.
2. Trois modes de vibration avec un facteur de contribution modale cumulé qui atteint les 99% sont satisfaisant pour faire l'analyse de la structure isolée.
3. Les déplacements inter étages de la structure isolée sont presque négligeable cela veut dire que la structure isolée vibre presque comme un corps rigide.
4. Les déplacements maximaux de la structure isolée sont localisés au niveau de la base. La structure à l'air de glisser sur sa base.

Chapitre 8 : Etude comparative de la structure avec et sans le système d'isolation sismique

8.1. Introduction

L'étude comparative des réponses dynamiques (les réponses en déplacement de dernier niveau, déplacement inter étages, accélérations et efforts tranchants) entre une structure isolée et la même structure encastrée (avec et sans voiles) nous permet de déterminer le degré d'efficacité du système d'isolation et d'évaluer la performance des structures isolée.

8.2. Etude comparative :

8.2.1. Périodes et facteurs de contribution modale :

Les résultats des périodes obtenues pour les types de structures sont donnés dans les tableaux (**Tableau 8-1** et **Tableau 8-2**) suivant :

Tableau 8-1 : Périodes et facteurs de contribution modale

Structure sans système d'isolation (sans voile)					Structure avec système d'isolation				
Mode	Périodes (sec)	Cumulé Ux	Cumulé Uy	Cumulé Rz	Mode	Périodes (sec)	Cumulé Ux	Cumulé Uy	Cumulé Rz
1	0.710	0.003	0.715	0.711	1	1.633	0	0.975	0.521
2	0.587	0.214	0.828	0.719	2	1.572	0.997	0.976	0.653
3	0.537	0.860	0.845	0.866	3	1.517	0.997	0.992	0.992
4	0.229	0.860	0.947	0.920	4	0.353	0.997	0.999	0.998
5	0.216	0.870	0.947	0.933	5	0.313	0.997	0.999	0.998
6	0.186	0.955	0.947	0.953	6	0.271	0.999	0.999	0.999
7	0.132	0.955	0.977	0.977	7	0.175	0.999	0.999	0.999
8	0.122	0.959	0.979	0.977	8	0.165	0.999	0.999	0.999
9	0.109	0.984	0.979	0.983	9	0.140	0.999	0.999	0.999
10	0.092	0.984	0.990	0.988	10	0.118	0.999	0.999	0.999
11	0.089	0.985	0.990	0.990	11	0.110	0.999	0.999	0.999
12	0.079	0.992	0.990	0.992	12	0.097	0.999	0.999	0.999

Tableau 8-2 : Périodes et facteurs de contribution modale

Structure sans système d'isolation (avec voile)					Structure avec système d'isolation				
Mode	Périodes (sec)	Cumulé Ux	Cumulé Uy	Cumulé Rz	Mode	Périodes (sec)	Cumulé Ux	Cumulé Uy	Cumulé Rz
1	0.526	0	0.714	0.611	1	1.633	0	0.975	0.521
2	0.458	0.737	0.716	0.740	2	1.572	0.997	0.976	0.653
3	0.441	0.777	0.752	0.771	3	1.517	0.997	0.992	0.992
4	0.150	0.780	0.886	0.827	4	0.353	0.997	0.999	0.998
5	0.144	0.867	0.890	0.882	5	0.313	0.997	0.999	0.998
6	0.134	0.899	0.890	0.893	6	0.271	0.999	0.999	0.999
7	0.074	0.937	0.892	0.900	7	0.175	0.999	0.999	0.999
8	0.071	0.939	0.945	0.939	8	0.165	0.999	0.999	0.999
9	0.063	0.948	0.945	0.945	9	0.140	0.999	0.999	0.999
10	0.060	0.949	0.945	0.945	10	0.118	0.999	0.999	0.999
11	0.047	0.965	0.947	0.948	11	0.110	0.999	0.999	0.999
12	0.046	0.965	0.947	0.948	12	0.097	0.999	0.999	0.999

- **Périodes**

La période obtenue dans le système encastré avec voile est moins importante de celle obtenue dans le système encastré sans voile en raison de la rigidité augmenter par l'introduction des voiles.

La période obtenue dans le système isolé est plus importante de celles obtenue dans le système encastré (avec et sans voile), l'un des objectifs des isolateurs à la base qui ont le rôle d'allonger la période ce qui permet d'assouplir le bâtiment en évitant la résonance.

- **Les facteurs de contribution modale**

On constate que le facteur de contribution modale dans la structure isolée dépasse 97% en premier mode, ce qui permet de déduire que la réponse dynamique de cette structure est régie par le premier mode, par conséquent la participation des modes supérieurs est complètement négligeable. Par contre les structures encastrées ne régies pas par le premier mode et les modes supérieurs participent dans la réponse dynamique.

8.2.2. Les déplacements

La **Figure 8-1** montre une comparaison des déplacements par rapport au sol, du dernier niveau des deux structures encastrée (sans voiles) et isolée dans les deux directions X et Y. Le déplacement suivant Y est presque le même dans les deux cas, mais la réponse est à basse fréquence dans le cas isolé.

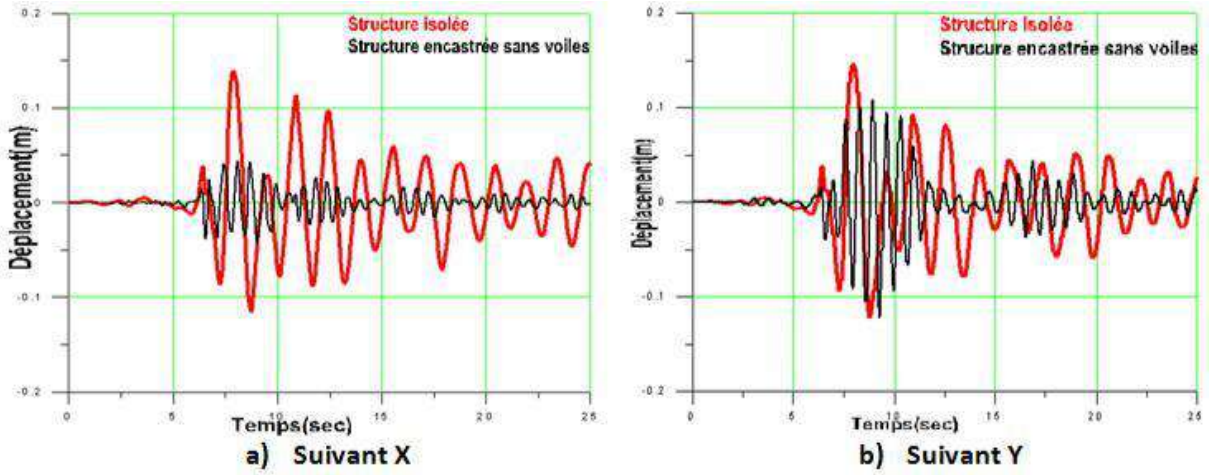


Figure 8-1: Comparaison des déplacements du dernier niveau entre la structure encastrée sans voiles et la structure isolée

La **Figure 8-2** montre une comparaison des déplacements du dernier niveau des deux structures encastrée (avec voiles) et isolée dans les deux directions X et Y.

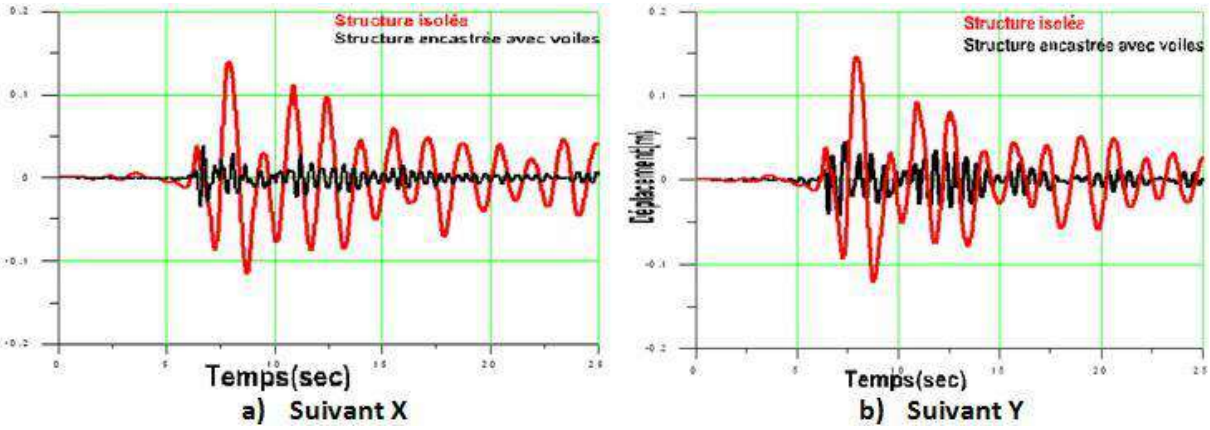


Figure 8-2: Comparaison des déplacements du dernier niveau entre la structure encastrée avec voiles et la structure isolée

Les figures (**Figure 8-1** et **Figure 8-2**) montrent une comparaison des déplacements du dernier niveau des structures encastrée (avec et sans voile) et isolée. On remarque que le déplacement de la structure encastrée avec voiles est inférieur à celui de la structure encastrée sans voiles car ces derniers rigidifient la structure ce qui diminue les déplacements. Par contre le déplacement de la structure isolée est très important de celui de la structure encastrée (avec et sans voiles) ceci est dû au grand déplacement de la base de la structure isolée.

La figure (**Figure 8-3**) montre une comparaison des déplacements pour les deux derniers niveaux des structures encastrée (sans voile) et isolée dans les deux directions X et Y.

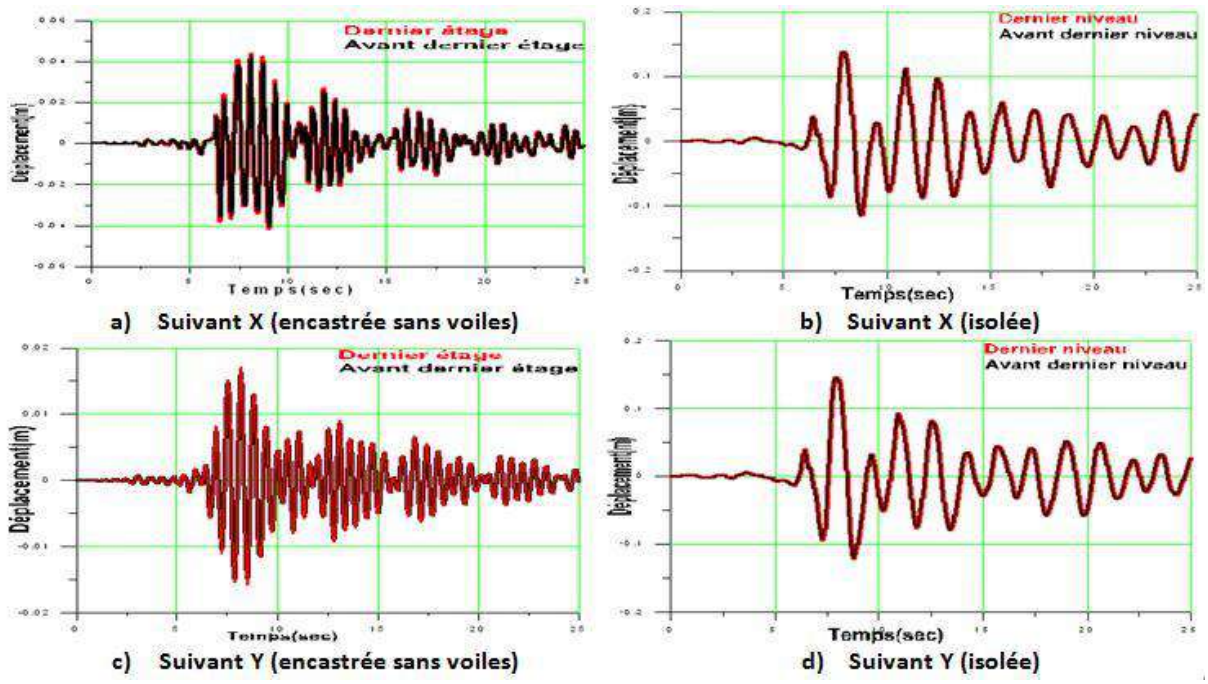


Figure 8-3: Comparaison des déplacements inter étages entre la structure encastrée sans voile et structure isolée

La figure (**Figure 8-4**) montre une comparaison des déplacements pour les deux derniers niveaux des structures encastrée (avec voile) et isolée dans les deux directions X et Y.

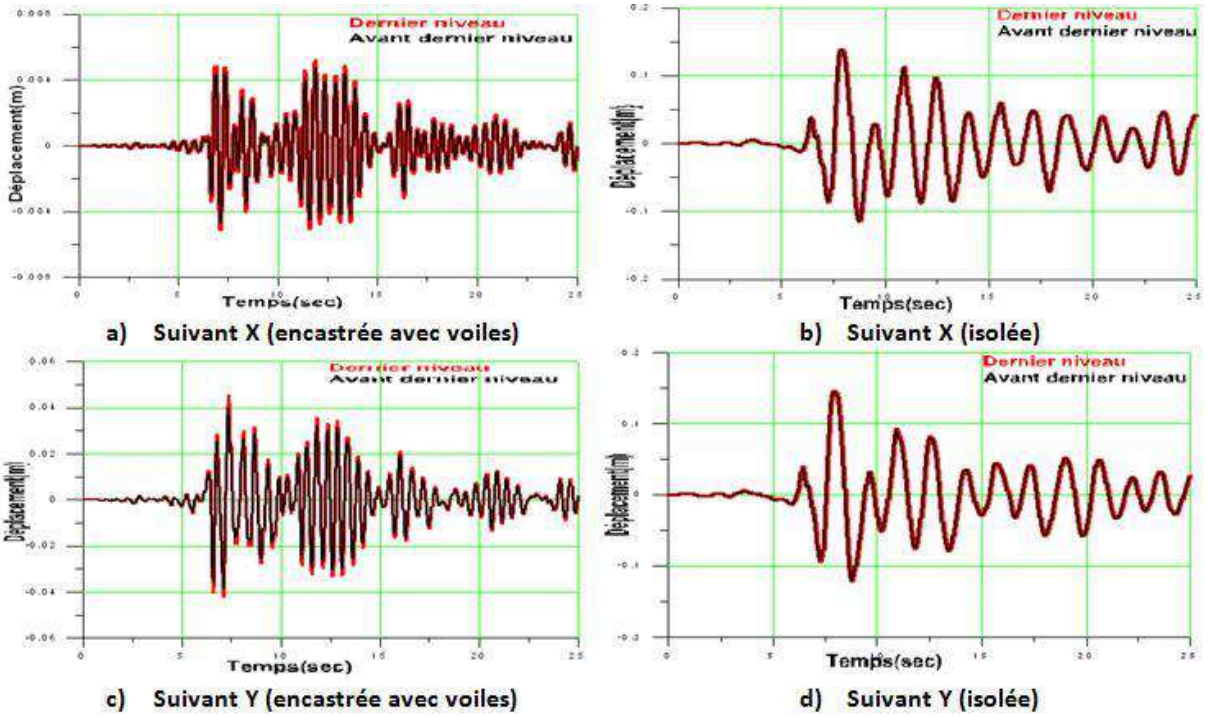


Figure 8-4: Comparaison des déplacements inter étages entre la structure encastrée avec voile et la structure isolée.

La différence des déplacements des étages de la structure encastrée (sans voiles) est très grand car la structure vibre d'un coté à l'autre avec une amplification des déplacements et pour réduire ces déplacements on a introduit des voiles à la structure ce qu'on le constate dans les résultats.

Les (**Figure 8-3** et **Figure 8-4**) montrent que les déplacements inter étages de la structure isolée sont presque négligeable donc la structure isolée vibre comme un bloc rigide cela veut dire que la structure subit moins de déformation car les déplacements horizontaux sont presque identiques dans toute la hauteur de la structure.

8.2.3. Les accélérations

La figure (**Figure 8-5**) montre une comparaison des accélérations du dernier niveau des deux structures encastrée et isolée dans les deux directions X et Y.

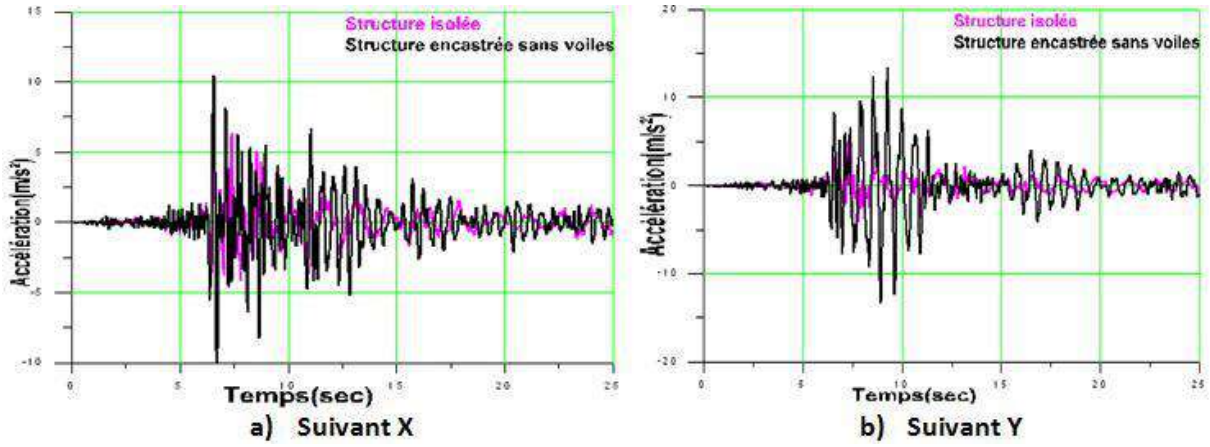


Figure 8-5: Comparaison les accélérations du dernier niveau entre la structure encastrée sans voiles et la structure isolée

La figure (**Figure 8-6**) montre une comparaison des accélérations du dernier niveau des deux structures encastrée et isolée dans les deux directions X et Y.

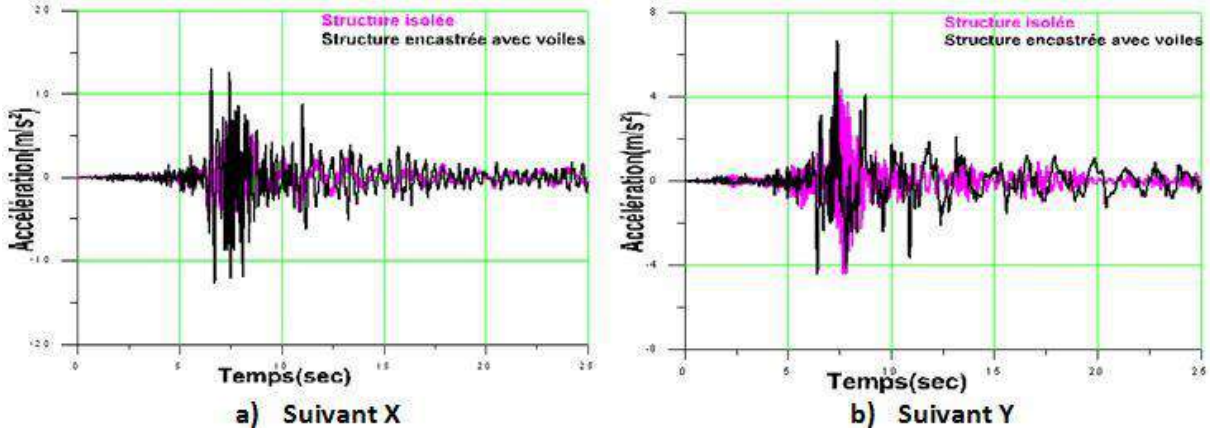


Figure 8-6: Comparaison des accélérations du dernier niveau entre la structure encastrée avec voiles et la structure isolée

On remarque que l'accélération de la structure encastrée avec voiles est plus importante de celle de la structure encastrée sans voiles, ceci est causé par la rigidité des voiles. Contrairement aux accélérations obtenues dans le système isolé qui sont très réduites en raison de découplage entre le mouvement du sol et celui de la superstructure.

La **Figure 8-7** montre une comparaison des accélérations pour les deux derniers niveaux des structures encastrée (sans voile) et isolée dans les directions X et Y.

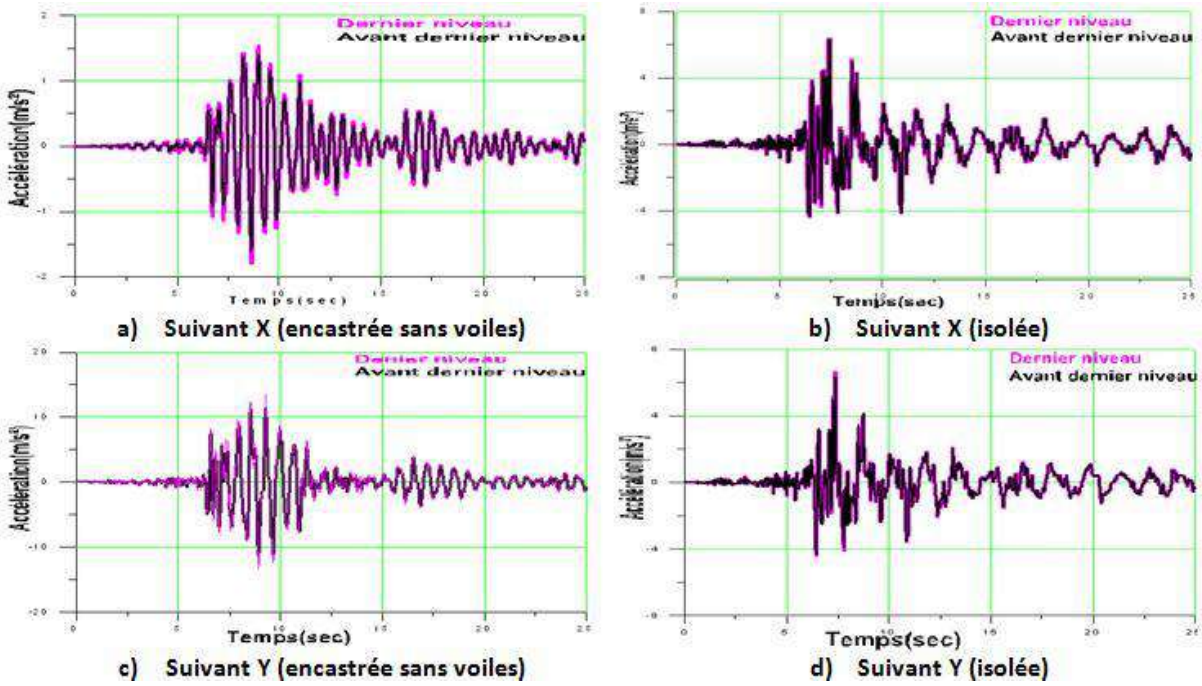


Figure 8-7: Comparaison des accélérations inter étages entre la structure encastrée sans voile et la structure isolée.

La **Figure 8-8** montre une comparaison des accélérations pour les deux derniers niveaux des structures encastrée (avec voile) et isolée dans les directions X et Y.

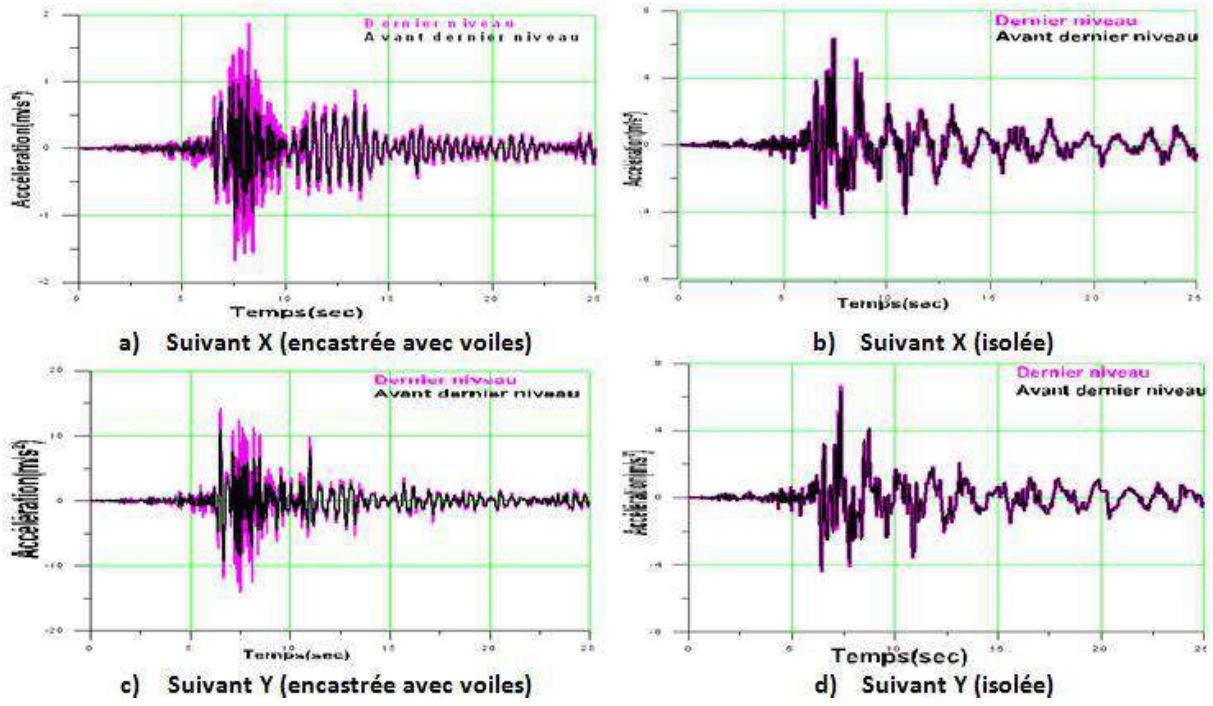


Figure 8-8: Comparaison des accélérations inter étages entre la structure encastrée avec voile et la structure isolée.

Les accélérations dans le système isolé sont presque les mêmes dans tous les niveaux, ce qui veut dire que les amplifications sont réduites. Par contre les accélérations relatives dans la structure encastrée (avec et sans voiles) est assez grandes.

8.2.4. Les efforts tranchants

La **Figure 8-9** montre une comparaison des efforts tranchants à la base des deux structures encastrée (sans voiles) et isolée dans les deux directions X et Y.

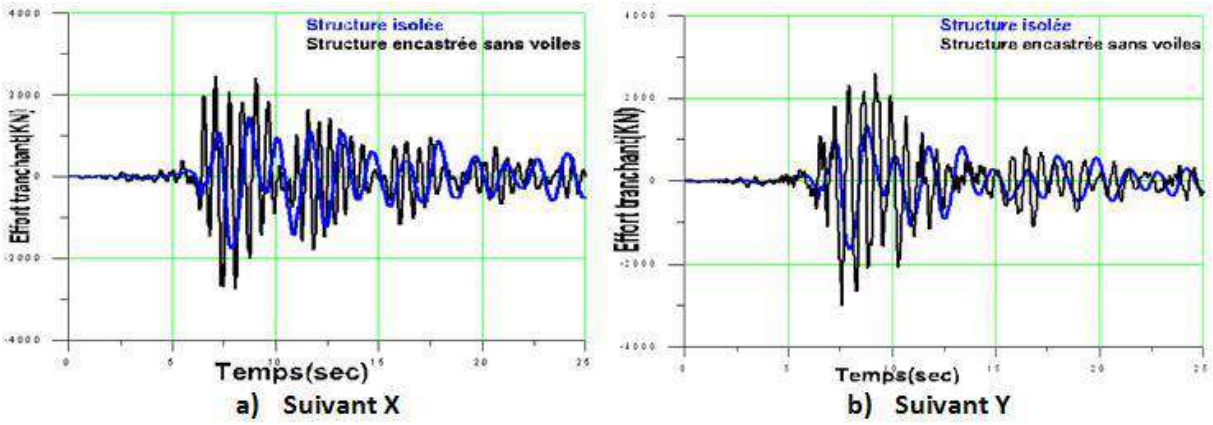


Figure 8-9: Comparaison des efforts tranchants à la base entre la structure encastrée sans voile et la structure isolée.

La **Figure 8-10** montre une comparaison des efforts tranchants à la base des deux structures encastrée et isolée dans les deux directions X et Y.

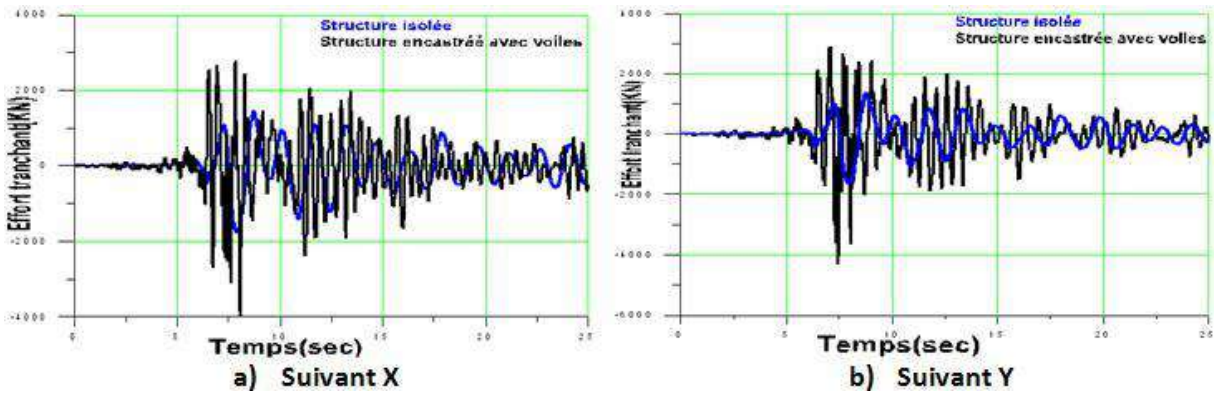


Figure 8-10: Comparaison des efforts tranchants à la base entre la structure encastrée sans voile et la structure isolée.

Dans le cas des structures classiques l'effort tranchant est assez important ceci dû à l'augmentation des accélérations. Par contre dans le système isolé, l'effort tranchant est réduit de fait que les accélérations sont réduites par les isolateurs qui jouent un rôle de filtres.

L'allure de la réponse en termes de déplacements, accélérations et efforts tranchants, montre bien que les isolateurs jouent leur rôle de filtres des hautes fréquences.

Le **Tableau 8-3** est un résumé de l'étude comparative de la structure avec et sans le système d'isolation.

Tableau 8 -3: Comparaison des réponses maximales pour les deux structures isolée et encastrée.

Paramètres maximum	Niveaux	Direction	Structure encastrée (sans voile)	Structure encastrée (avec voile)	Structure Isolée
Déplacement (cm)	**Dernier niveau**	X	4.41	3.78	13.915
		Y	10.81	4.57	14.629
	Avant dernier niveau	X	4.24	3.36	13.825
		Y	10.22	3.98	14.485
Accélérations (m/s^2)	**Dernier niveau**	X	10.433	13.126	6.351
		Y	13.459	14.231	6.660
	Avant dernier niveau	X	9.876	10.212	6.307
		Y	11.385	10.898	6.356
Effort tranchant(KN)	**Base**	X	2460.165	2770.493	1470.481
		Y	2597.057	2938.416	1360.135
Période fondamentale(s)	---	---	0.71	0.52	1.63

* Déplacement des différents étages des différentes structures montre que la structure isolée se déplace comme un corps rigide, par contre les déplacements relatifs de la structure encastrée avec voiles sont moins importants de ceux de la structure encastrée sans voiles.

* les accélérations sont réduites dans la structure isolée et qu'elles sont presque les mêmes dans tous les niveaux, contrairement aux structures encastrées.

* l'effort tranchant est réduit de 2460KN sans voiles et 2772KN avec voiles à 1470KN avec le système d'isolation.

8.3. Comportements des structures encastrées et isolées

Dans ce qui suit, on va étudier le comportement des deux structures encastrée (sans voiles) et isolée en calculant l'effort tranchant à la base (V_{base}) en utilisant le spectre linière (A=0.25, R=1, Q=1, T_2=0.5, ξ=5%), le spectre non linière (A=0.25, R=5, Q=1.2, T_2=0.5, ξ=7%) et l'accélérogramme de Dar El-Baidha.

Tableau 8 -4 : Comparaison des efforts tranchant à la base entre la structure encastrée sans voile et la structure isolée avec déférentes excitations

		Spectre linière		Spectre non linière		Accélérogramme Dar Baidha	
		Fixe	**Isolée**	**Fixe**	**Isolée**	**Fixe**	**Isolée**
V_{base} (KN)	**X**	4306.635	3023.572	911.993	639.987	2460.165	1470.471
	Y	3524.514	2920.287	747.567	617.624	2597.057	1360.136

La structure étudiée est soumise à une forte excitation ce qui induit des déformations inélastiques ; et pour cela l'analyse de cette structure peut se faire soit par la méthode d'accélérogramme ou par la méthode spectrale non linière (spectre linière en lui introduisant des sources de non linéarités).

8.4. Prise en compte de comportement non linéaire des appuis parasismiques

Une analyse dynamique non linéaire par accélérogramme d'une structure isolée conduit aux résultats montrés dans les figures suivantes :

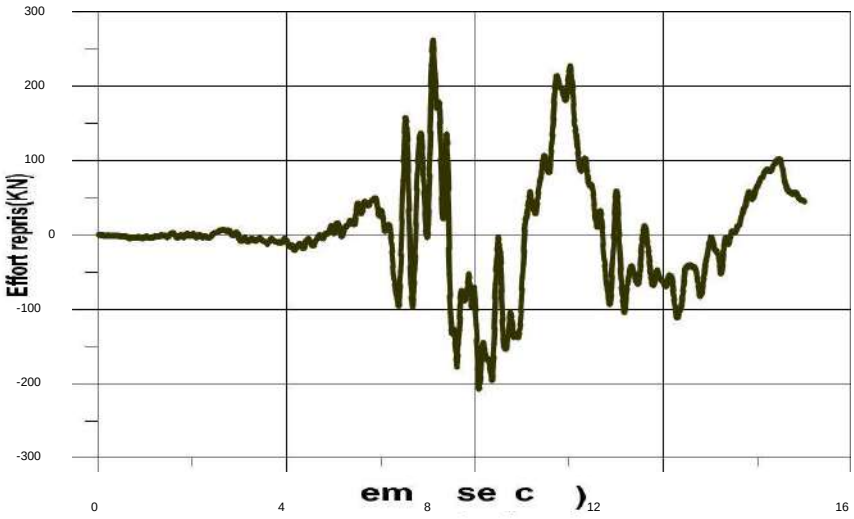


Figure 8-11 : Effort repris par les poteaux à la base dans le cas non linéaire suivant X

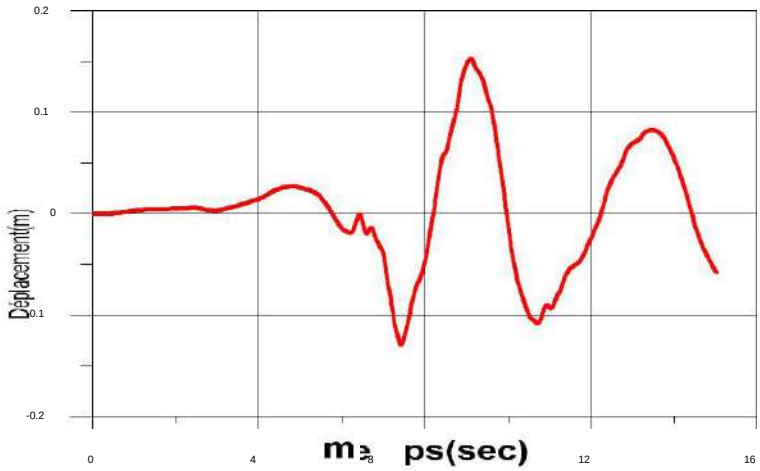


Figure 8-12 : Déplacement à la base de la structure isolée dans le cas non linéaire suivant X

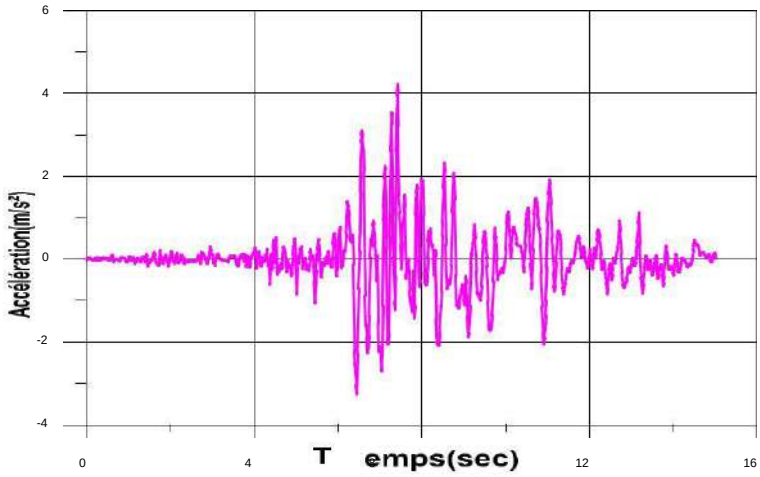


Figure 8-13 : Accélération à la base de la structure isolée dans le cas non linéaire suivant X

On remarque que les résultats obtenus dans l'analyse non linéaire sont moins importants en terme accélérations et efforts tranchants, par contre ils sont plus importants en terme déplacements.

Les résultats sont résumés dans le **Tableau 8-5.**

Tableau 8-5 : les résultats

Isolée	Direction	Non linéaire	Linéaire
Déplacement à la base (cm)	**X**	15.27	11.84
	Y	15.56	11.89
Accélération à la base (m/s^2)	**X**	4.21	5.50
	Y	4.63	5.66
Effort tranchant à la base (KN)	**X**	262.3	1470.48
	Y	222	1360.13

8.5. Conclusion :

L'étude comparative et l'analyse de la structure avec et sans le système d'isolation nous a permis de conclure :

- L'utilisation des voiles dans les structures encastrées permet de diminuer les déplacements au dernier niveau et les déplacements relatifs ainsi que les efforts tranchants à la base repris par les portiques.
- L'utilisation des voiles dans les structures encastrées augmente les amplifications des accélérations.
- L'introduction des appuis parasismiques à la base des structures permet d'allonger la période ce qui est conseillé dans le génie parasismique dans le but d'éviter la résonance.
- La structure isolée vibre comme un corps rigide du fait que les déplacements inter étages sont presque nuls.
- Les déplacements à la base des structures isolées sont importants.
- Le système isolé diminue les amplifications des accélérations.
- L'isolation sismique à la base permet de réduire les efforts tranchants.
- Quand la structure est soumise à des mouvements sismiques modérés, ses caractéristiques mécaniques changent pendant les vibrations, le calcul dynamique de cette structure devient non linéaire.

Conclusion générale

En guise de conclusion, nous tenons à rappeler que l'objectif de notre travail est de nous introduire à la technique de l'isolation sismique à la base des structures et de contribuer avec ce mémoire à la compréhension de comportement des structures équipées de cette technique.

Tous d'abord, quelques éléments de concepts de contrôle passif ont étés passés en revues, qui sont les isolateurs parasismiques et les amortisseurs parasismiques, ensuite on a parlé sur la modélisation et la représentation de quelques types d'appuis, ainsi on a parlé un peu sur les méthodes et les règlements de calcul des structures isolées, puis on a exposé la méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques.

Dans la partie pratique, et avant d'entamer l'analyse numérique, on a vérifié les dimensions calculés par le BET, d'une structure à six niveaux à usage d'habitation, puis on la modélisée à l'aide de logiciel SAP2000. Selon les résultats obtenus, le règlement Algérien (RPA99 version 2003) nous exige d'introduire des voiles de contreventement pour protéger la structure. En vue des difficultés obtenues lors du choix des dispositions des voiles qui sont dues à des contraintes architecturelles.

L'étude comparative effectuée sur les structures, nous a permis de mettre en évidence le rôle des appuis parasismiques dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments. A partir des résultats obtenus, on peut émettre les conclusions suivantes :

- La période de la structure isolée est allongée par rapport à la période de structure encastrée.
- La structure isolée est régie essentiellement par le premier mode.
- Les déplacements de la structure isolée sont localisés à la base.
- La structure isolée se déplace comme un corps rigide.
- Les accélérations transmises à la superstructure sont inférieurs à celles du sol.
- L'isolation sismique à la base permet de réduire les efforts tranchants.
- Dans le cas des structures isolées, le centre de rigidité des appuis parasismiques est confondu de celui de la superstructure ce qui permet de réaliser des bâtiments en forme L, U, Z ou I dans des bonnes conditions sans joints sismiques.

- L'isolation sismique assure 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.
- L'efficacité des appuis augmente avec la déférence entre leur rigidité horizontale et celle de la superstructure.
- Tous les ouvrages traversant le niveau des appuis (escaliers, ascenseurs, tuyauterie...) ou reliant le bâtiment avec ses abords immédiats (réseaux, marches extérieures...) doivent être conçus de manière à tolérer sans dommages les déplacements relatifs de la superstructure et des fondations et plus particulièrement les réseaux de gaz et de protection contre l'incendie et les réseaux contenant des fluides polluants (soit par des tuyauteries flexibles).

En outre, on peut réduire les grands déplacements à la base des structures isolées pour avoir un bon confort et d'éliminer les torsions dues à une asymétrie des éléments rigides en associant aux appuis parasismiques des amortisseurs qui sera un projet d'étude et de recherche au futur.

Par ailleurs, l'Algérie est classée parmi les pays les plus exposés aux tremblements de terre, à cet effet le règlement Algérien devrait être évalué par les spécialistes de génie parasismique en lui incorporant des règles de conception et de construction des structures isolées.

Enfin, pour satisfaire aux exigences des règles parasismiques, les solutions classiques sont en général moins onéreuses que l'isolation parasismique, malgré les gains de cette dernière autorise la superstructure (sections plus faible, dispositions constructives moins contraignantes), par contre lorsqu'on cherche un degré de protection élevé son emploi est en général plus économiques car elle permit un avantage indéniable à long terme étant donné qu'elle préserve la fonctionnalité de l'ouvrage après séisme et élimine le cout de reconstruction. En effet on peut qualifier la technique d'isolation à la base comme un pont de secourt qui doit demeurer en service après le séisme.

Références bibliographiques

[01]: Isolation en base des bâtiments, document de référence : Euro code 8, EN1998-1.

[02]: le code Américain UBC 97 et le code international IBC2009.

[03]: F. Naeim and J.M. Kelly (1999). "Design of seismic isolated structures : from theory to practice", John Wiley et Sons, New York.

[04]: Trevor E Kelly, S.E. Holmes (2001). "Base isolation of structures" Consulting Group Ltd

[05]: Yousef Bozorgnia et Vitelmo Bertero (2006). "Earthquake Engineering from engineering seismology to performance-based engineering". Cette édition publiée dans la bibliothèque de Taylor & Francis.

[06]: Masahiko Higashino and Shin Okamoto (2006). "Réponse Control and Seismic Isolation of Buildings". Cette édition publiée dans la bibliothèque Taylor & Francis

[07]: Oiles, "seismic isolation and vibration control for bridges and buildings"www.oiles.co.jp/en/menshin/contactus.html.

[08]: Goodarz Ahmadi (1995). "Overview of Base Isolation, Passive and Active Vibration Control Strategies for Aseismic Design of Structures".

[09]: Teratec (seismic isolation. Base isolation. Floor isolation. Low masse isolation) http://www.teratec.ca/category

[10]: Jessica Irene Wiles (2008) "An overview of the technology and design of base isolated Buildings in high seismic regions in the United States"

[11]: Wang, Yen-Po "Fundamentals of Seismic Base Isolation" (International Training Programs for Seismic Design of Building Structures Hosted by National Center for Research on Earthquake Engineering Sponsored by Department of International Programs, National Science Council).

[12]: Murat Eros. "Synthetic Ground Motion Evaluation in Consequence Based Engineering".

[13]: Alain Pecker (2007). "Dynamique des structures".

[14]: FEMA 274, (1997), "Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Building", chapitre 9, Seismic Isolation and Energy Dissipation, NEHRP.

[15]: Earthquake Protection Systems, Inc. (2003). “Technical Characteristics of Friction Pendu Lum Bea rings”

[16]: FEMA 273, (1997), “Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Building”, Seismic Isolation and Energy Dissipation, NEHRP.

[17]: La première application d'isolateur parasismique En Algérie Ain Defla-siège C.T.C).

[18]: Michael D. Symons (2004), “seismic protective systems: passive energy dissipation”.

[19]: Règles parasismiques Algériennes R.P.A99 ver 2003.

[20]: Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

[21]: Charges permanentes et surcharges d’exploitations D.T.R -B.C.22

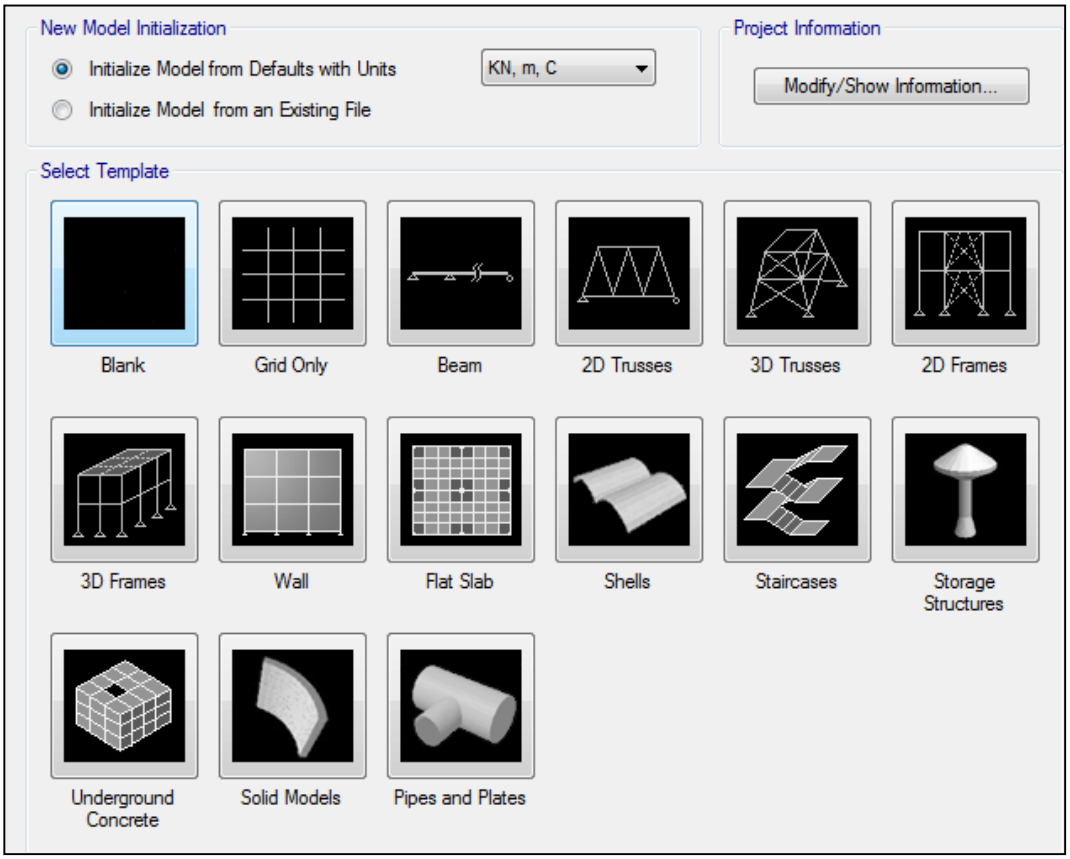
Sites web

* www.les grandsateliers.fr
* www.edusismoprovece.fr
* www.rbq.gouv.qc.ca
* www .les grandsateliers.fr
* www.pubs.asce.org

Annexes

Description générale du logiciel « SAP2000v17 »

SAP2000 v17 est un logiciel de calcul des structures conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments dont le nom est issu de l'abréviation «Structural Analysis Program». Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.



Etape de modélisation

La modélisation par SAP2000v17 consiste en les étapes suivantes :

Etape 1 :

Cette étape consiste à entrer la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivités des éléments).

Etape 2 :

Cette étape consiste à spécifier les propriétés des éléments et les assigner aux éléments.

Etape 3 :

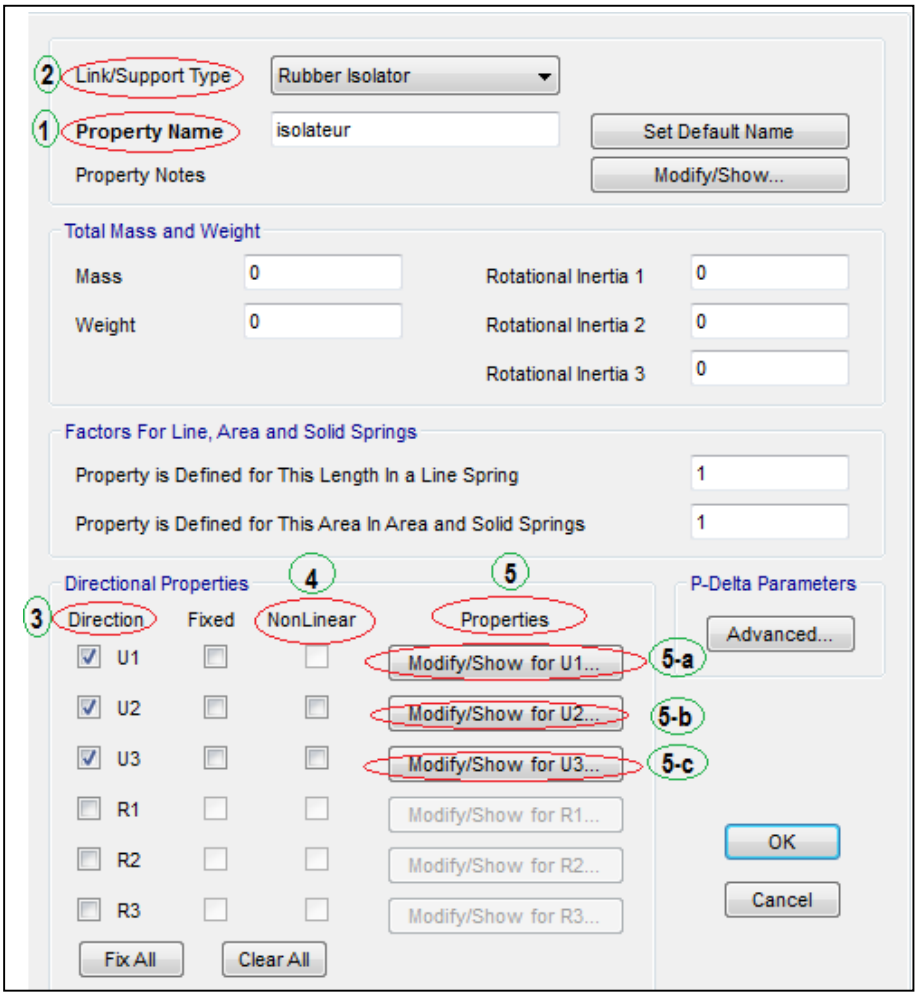
Cette étape consiste à définir les cas de charges (statique et dynamique) et assigner ces charges aux nœuds et aux éléments.

Etape 4 :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes, …etc.) Dans le cas d'une structure isolée à la basse, on définit les appuis parasismiques par les étapes suivantes :

Cliquez dans le menu Défine → Section properties puis **Link propriétés**

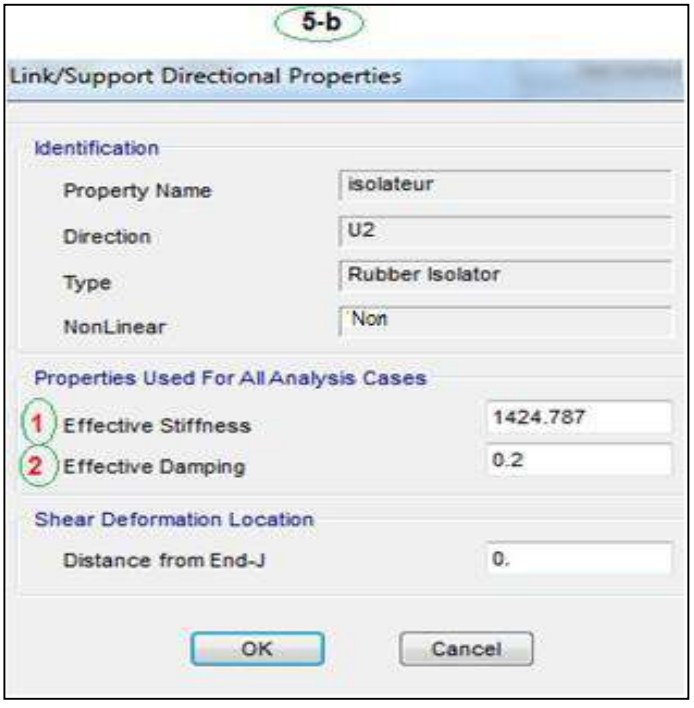
La fenêtre ci-dessous apparaît sur l'écran :

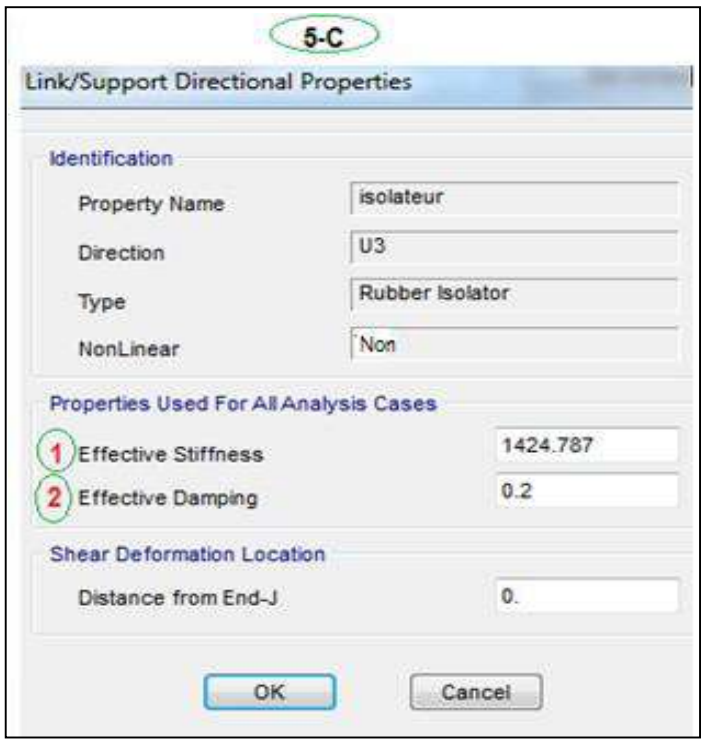


1. Entrer le nom de l'appui.
2. Choisir le type d'appui à utiliser (dans notre exemple, nous allons choisir *isolateur* qui est un appui en élastomère freteé).
3. Sélectionner les directions où l'appui peut se déplacer.
4. Sélectionner le type de comportement pour chaque direction (linéaire ou non linéaire).
5. Entrer les propriétés géométriques et mécaniques de l'appui dans chaque direction. Cliquez "OK"

Les cases (5-a) et (5-b) (5-c) permettant la définition des caractéristiques mécaniques de l'appui dans le sens verticale et horizontale :







Avec :

U1 : la rigidité verticale K_{eff} suivant l'axe z (engendrer par la direction U1)

U2 : la rigidité effectif K_{eff} suivant l'axe x (engendrer par la direction U2)

U3 : la rigidité effectif K_{eff} suivant l'axe y (engendrer par la direction U3)

1. Entrer la valeur de la rigidité verticale effective.

2. Entrer les valeurs des propriétés linéaires de l'appui (K_{eff} et ξ_{eff}). Cliquez "OK"

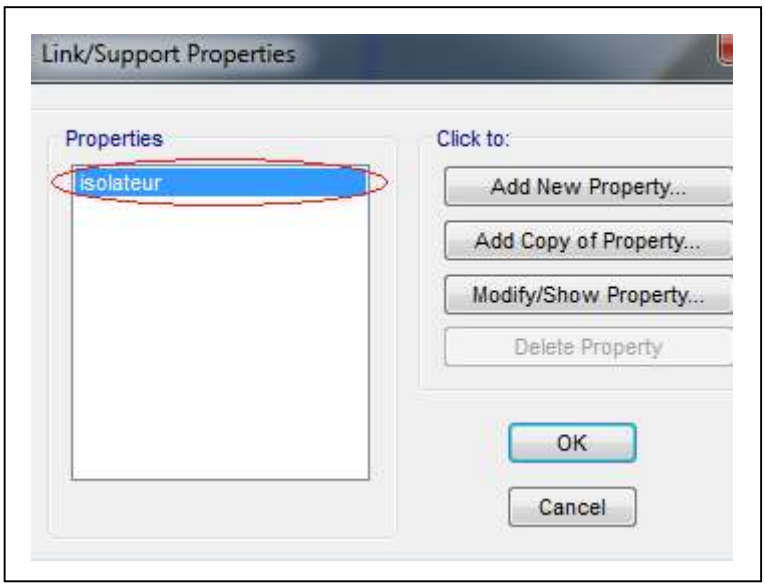
Etape 5 :

L'affectation des appuis parasismiques se fait comme suite:

Sélectionner le point qu'on veut l'isoler :

Cliquez dans le menu Assign, puis **joint/point** et **Link properties**

La fenêtre ci-dessous apparaît sur l'écran :



1. Choisir le nom de l'appui défini précédemment pour l'affecter à ce point. Cliquez ″OK″

Etape 6 :

Cette étape consiste à démarrer l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.

Etape 7 :

Analyse et interprétation des Résultats par le menu analyse.

Programme de dimensionnement de l'appui en élastomère fretté

V-3-1- Fichier de données

-Créer un fichier de données, avec ou sans extension.

Chaque ligne doit comprendre en format libre les instructions suivantes :

W : La charge verticale due à la combinaison de G avec Q ;(W=1.35G+1.5Q).

T : La période de conception de la structure isolée ; ($T \geq 3T_e$ où T_e est la période de la structure encastrée)

S : Facteur de site.

Z : Coefficient de zone.

N : Coefficient de proximité de la faille.

Qsieff : Coefficient d'amortissement effectif.

B : Facteur d'amortissement (lié au coefficient d'amortissement ξ_{eff}).

Gama : La déformation angulaire.

E : Le module d'élasticité.

G : Le moule de cisaillement.

F_m : Le facteur de modification.

eb : La déformation horizontale à la rupture.

rs : La limite d'élasticité d'acier (=274.4 KN/m²).

Ws : La charge verticale due à la combinaison accidentelle (G, Q et E) (Ws =G+Q ± 1.2E).

xc : L'excentricité.

b1 : La plus grande dimension en plan de la structure. **d1** : La plus petite dimension en plan de la structure. **NB :**

La charge est en (KN)

La période est en (s) La longueur est en (m)

La pression est en (KN/m^2)

V-3-2- Programme

```
c...programme de dimensionnement des appuis en élastomère
fretté c...entrée des données
character *20 fichdonn, fichresult
Write (*,*)'programme de dimensionnemnt des appuis en
+ elastomere frette (HDR) selon
UBC' write (*, 15)
15 format (////,'entrer le nom du fichier données', /)
read (*,5) fichdonn open (unit=3, file=fichdonn, statu='old')
5 format (a20) read (3,*)
W,T,S,Z,N,Qsieff,B,gama,E,G,fm,eb,rs,Ws,xc,b1,d1
c...dimensionnement
Qeff=20%
DD=0.253*Z*N*S*T/B.
tr=DD/Gama
s= (((400*G/E)-1)/ (2*Fm)) **0.5 if (s.lt.10) then
s=20
end if Ec=E*(1+2*Fm*S2)
A0=W/7840
A1=18*s*W/ (Ec*eb)
Asf=Qeff*tr/G dsf=1.128*Asf**0.5
if (DD.gt.dsf) then
```

```
Write (*,*)'le déplacement de conception DD doit être inferieur+ a', dsf
end if
beta=2*acos(DD/dsf)
A2=0.25*dsf**2*(beta-sin (beta))
Ap =max (A0, A1, A2)
dp1=1.128*Ap**0.5
betap1=2*a cos(DD/dp1)
Are=0.25*dp1**2*(betap1-sin(betap1))
do while (Are.le.Ap)
betap1=2*a cos (DD/dp1)
Are=0.25*dp1**2*(betap1-sin(betap1)) dp1=dp1+0.0001
enddo
d=dp1 cc=0.25*d/s
nc=tr/cc
cs =4*cc*W/(Are*0.6*rs)
y=0.002
if (cs.lt.y)then
cs=0.002
endif
ns=nc-1
h =tr + ns*cs+0.05
 c...Vérification
A=0.785*d**2 V1=18*s*W/ (eb*Ec)
do while (A.lt.V1)
A=A+0.0001
d=1.128*A**0.5
enddo
V2=0.4*W*tr/(G*s*
d) do while(A.lt.V2)
A=A+0.0001
d=1.128*A**0.5
enddo
gama1=6*s*(Ws/(Ec*Are))
gama2=DD/tr
tita=12*DD*xc/(b1**2+d1**2)
```

```
gama3=d**2*tita/(2*cc*tr)
som=gama1+gama2+gama3
V3=0.75*eb
do
while(som.gt.V3)
A=A+0.0001
d=1.128*A**0.5
beta =2*a cos(DD/d)
Are=0.25*d**2*(beta-
sin(beta))
gama1=6*s*(Ws/(Ec*Are))
som=gama1+gama2+gama3
end do
V4=0.5*Ws*d/(Ws+Qeff*h)
do while(DD.gt.V4)
 d=d+0.0001
V4=0.5*Ws*d/(Ws+Qeff*h)
 end do
        c...sortie des résultats
write (*,20)
20 format (//,'les dimensions géométriques de l'appui sont :'/)
write (*,*)'le diamètre d de l'appui en (m) =', d
write (*,*)'la hauteur totale h de l'appui en (m) =',h
write(*,*)'le nombre de couches en caoutchouc nc=',nc
write (*,*)'l'épaisseur cc d'une couche seule de caoutchouc en (m)=', cc
write (*,*)'le nombre de couches en acier ns=',ns
write (*,*)'l'épaisseur cs d'une seule couche d'acier cs en (m)='
write(*,*)'l'épaisseur de la plaque de montage en (m) =',0.025
write (*,25)25 format (//'les caractéristiques mécaniques de l'appui sont :',/)
write (*,*)'la rigidité effective Keff en (KN/m)=', Qsieff
 write (*,*)'le coefficient damortissement effectif Ksieff=', Qsieff
  write (*,40)
40 format (//,'entrer le nom du fichier resultats', /)
read (*,10) fichresult
open (unit=4, file=fichresult,status='unknown')
```

```
10 formats (a20)
write (4,30)
30 format ('les dimensions géométriques de l'appui sont :',/)
write (4,*)'le diamètre d de l'appui en (m) =', d
write (4,*)'la hauteur totale h de l'appui en (m) =',h
write(4,*)'le nombre de couches de caoutchouc nc=',nc
write (4,*)'l'épaisseur cc d'une seule couche en caoutchouc en (m) =',cc
write(4,*)'le nombre de couches d'acier ns=',ns
write (4,*)'l'épaisseur cs d'une seule couche d'acier en (m)=',cs
write(4,*)'l'épaisseur de la plaque de montage en (m) =',0.025
Write(4,35)
35 format (//,'les caractéristiques mécaniques de l'appui sont :',/)
write (4,*)'la rigidité effective Keff en (KN/m) =', Qeff
write (4,*)'le coefficient damortissement effectif Ksieff=', Qsieff end
```

V.3.3- Fichier de résultats

Le fichier de résultats donne les valeurs suivantes :

Les dimensions géométriques de l'appui sont :

Le diamètre d de l'appui en (m) =

La hauteur totale h de l'appui en (m) = Le nombre de couches de caoutchouc nc=

L'épaisseur cc d'une seule couche de caoutchouc en (m) = Le nombre de couches d'acier ns=

L'épaisseur cs d'une seule couche d'acier en (m)=

L'épaisseur de la plaque de montage en (m) =

Les caractéristiques mécaniques de l'appui sont :

La rigidité effective Keff en (KN/m) =

Le coefficient d'amortissement effectif Ksieff=

Remerciement

Je remerciais avant tout le Dieu de je avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'études. Je remerciais également ma famille pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que je terminais mon études.

- *Je tenais à exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice M me Blaifi Habiba pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience* et la confiance qu'il je a accordée.

Je *tenais à remercier : le président et les membres de jury pour avoir* accepté de juger mon travail.

Ma *sincère remerciements vont également à tous les enseignants du* département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Je *remerciais également monsieur Mr Ould tourki* Benaissa. Pour les diverses discussions et conseils enrichissants.

E*nfin je remerciais tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la* réalisation de ce mémoire.

SAMIRA

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère ***Mère*** *et à mon cher* ***Père****, en témoignage et en gratitude de* leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.

A mon chère ***mari Ahcene*** *Pour tout l'encouragement, le respect et l'amour que tu m'as offert, Je te dédis ce travail, qui n'aurait pas pu être achevé sans ton éternel soutien et optimisme.Tu es un modèle d'honnêteté, de loyauté et de force de caractère. J'espère te combler et te rendre toujours heureux. Que dieu réunisse nos chemins pour un long commun serein et que ce travail soit le témoignage de ma reconnaissance et de mon amour sincère et fidèle.*

A mes frères : Ali, Mahfoudh et Djamel.

A mes soeurs : Fatma, Malika, Zohra et Mebarka.

A mes belles sœurs : *zahra et sihame*

A les petites de ma familles: *Mnel,Maroi,houssam,samira,Abd nour, zakaria et younes*

A mes Amis : Sara ,Lamis, Fella ,leia , souad et fella.

A toute la promotion de G.C 2019.

Samira