

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

**MEHRAZ KOUSSILA
AKKOUICHE REDOUANE**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master en Génie Civil**

Option : **Structure**

Thème

**La technique d'isolation sismique est son influence sur la réponse
dynamique d'un bâtiment en béton armé**

Devant le jury composé de

Omraci Kamel
Laib Abdelghani
Djouabi Hamza
Bekhti Rachid

MCA
MCB
MAA
MAA

Président
Promoteur
Examineur
Examineur

Année Universitaire 2017/2018

Remerciement

Préambule à ce modeste travail, nous tenons à remercier **ALLAH** le tout puissant de nous avoir donné le courage et nous mener à bien notre projet de fin d'étude et de nous avoir guidé au cours de l'année, ainsi durant toutes les années précédentes.

Nos sincères remerciements s'adressent du fond du cœur à notre encadreur **Mr Laib.abd Elghani** qui nous a orientés durant toute la préparation de ce projet de fin d'étude et qui nous a fourni les conseils nécessaires.

Nous tenons aussi à remercier également **Melle Mezaache Zibouda** qui a contribué à notre travail, ainsi pour ses précieux conseils techniques et pour le temps mis à notre disposition.

Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme de master.

En fin, un dernier remerciement à toute la promotion 2017-2018 de Génie civil de **l'université colonel Akli Mohand Oulhadj** tout en leurs souhaitons un avenir plein de réussite.

Merci à toutes et à tous...

Redouane, Koussila

Je dédié ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant Les moments les plus pénibles de ce long chemin,

Mon Père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce Que je suis, et ma mère qui a été à mes côtés et ma Soutenu durant toute ma vie.

A mes 4 chères sœurs, et mes frères.

Toute la famille Akkouche.

Et bien sûr sans oublier tous les gens qui m'ont soutenu Durant mon cursus de formation, en commençant par :

Mes professeurs, mes collègues et mes amis : Kenza, Za3im, Fouad, Amirouche, Walid

Et toutes les personnes qui de près ou de loin, ont donné le Support moral et effectif si important pour la réalisation de ce modeste travaille.

En fin, je remercie mon ami mon binôme Mahrez Koussila qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

AKKOUCHE REDOUANE.

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant Les moments les plus pénibles de ce long chemin,

Mon Père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce Que je suis, et ma mère qui a été à mes côtés et ma Soutenu durant toute ma vie.

A mes 2 chères sœurs, et mes frères.

Toute la famille MEHRAZ.

Et bien sûr sans oublier tous les gens qui m'ont soutenu Durant mon cursus de formation, en commençant par :

Mes professeurs, mes collègues et mes amis

Et toutes les personnes qui de près ou de loin, ont donné le Support moral et effectif si important pour la réalisation de ce modeste travail.

En fin, je remercie mon ami mon binôme AKKOUICHE REDOUANE qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

MEHRAZ KOUSSILA.

Résumé

La protection sismique des structures est une exigence qui est de plus en plus encadrée par les codes du domaine génie parasismique. Les systèmes d'isolation à la base sont devenus un élément important d'un système structurel pour améliorer la fiabilité lors d'un séisme, par conséquent, elle offre une meilleure réduction d'effet sismique sur le bâtiment en termes de déplacement relatifs, d'accélération, la vitesse et des efforts tranchants.

L'objectif de notre recherche est d'évaluer la performance de ce système d'isolation en utilisant un type d'appui (HDR). Pour cela une analyse dynamique a été effectuée par le logiciel (ETABS) sur un bâtiment à dix niveaux avec deux configurations ; base fixe, base isolée.

Le but est de démontrer l'efficacité de ce système par les meilleurs résultats.

Mots clés : ETABS, méthodes d'analyse dynamique, réponse sismique, isolateurs de base, bâtiment.

Abstract

The seismic protection of structures is a requirement, which is framed more and more by the codes of the earthquake-engineering field. Base isolation systems have become a significant element of a structural system to enhance reliability during an earthquake; therefore, it offers a better reduction of the seismic effect on the building in terms of relative displacement, acceleration, velocity and shear forces.

The objective of our research is to evaluate the performance of this insulation system using a type of bearing (HDR). For this dynamic analysis was performed by the software (ETABS) on a building with ten levels with two configurations; fixed base, isolated base.

The aim is to demonstrate the effectiveness of this system by the best results.

Keywords: ETABS, methods for dynamic analysis, seismic response, base isolators, building

ملخص

حماية المباني من الزلزال هو شرط يتم تأطيره بشكل متزايد وفقاً لمعايير المجال الزلزالي. أصبحت أنظمة العزل القاعدية جزءاً هاماً من النظام الهيكلي لتحسين النجاعة أثناء حدوث الزلزال، وبالتالي، فهي توفر خفضاً أفضل للتأثير الزلزالي على المبنى من حيث النزوح النسبي والتسارع، السرعة، قوى القص. الهدف من بحثنا هو تقييم أداء نظام العزل هذا باستخدام عازل من نوع (HDR) لهذا التحليل الديناميكي تم تنفيذه بواسطة برنامج (إيتابس) على مبنى ذو عشرة مستويات مع شكلين: قاعدة ثابتة، قاعدة معزولة.

الهدف هو إثبات فعالية هذا النظام من خلال أفضل النتائج.

الكلمات المفتاحية: الإيتابس، طرق التحليل الديناميكي، الاستجابة الزلزالية، عازل قاعدي، بناية

SOMMAIRE

Remerciements	i
Dédicace	ii
Dédicace	iii
Résumé	iv
Abstract	v
ملخص	vi
Liste des figures	vii
Liste des tableaux	ix
Introduction Générale	1

Chapitre I : Généralités sur les appuis parasismiques.

I.1.Introduction.....	3
I.2.Historique du développement de l'isolation à la base.....	3
I.3.Théorie de l'isolation à la base.....	4
I.3.1. Principes de base.....	4
I.3.2. Principaux systèmes de l'isolation sismique à la base.....	5
I.3.3. Limitations de l'isolation sismique à la base.....	5
I.4. Les différents systèmes d'isolation parasismique	6
I.4.1. Les systèmes à base élastomère	6
I.4.1.1. Les Systèmes en Caoutchouc Naturel et Synthétique –Faible amortissement.....	7
I.4.1.2. Les systèmes en barreaux de plomb (Lead-Plug Bearing(LRB)).....	8
I.4.1.3.Systèmes d'isolation en élastomère fretté à amortissement élevé (HRB).....	9
I.4.2. Systèmes d'isolation basés sur le glissement	9
I.4.2.1. Les Systèmes EDF (Électricité de France).....	9
I.4.2.2. Le système de pendule de frottement par glissement (Friction Pendulum Sliding)....	9
I.4.2.3. Systèmes d'isolation à base de glissement avec élastomère confiné	11
I.5. Les avantages d'isolation sismique	11
I.6. Les inconvénients de l'isolation parasismique	12
I.7. Amortissement structurel.....	13
I.7.1. Fondamentaux de l'amortissement.....	13
I.7.2. Types de systèmes d'amortissement	14
I.7.2.1. Les amortisseurs à fluides visqueux	14
I.7.2.2. Les amortisseurs à frottements (friction).....	15
I.7.2.3. Amortisseurs métalliques	16

I.7.2.4. Systèmes hybrides :	17
I.8. Conclusion	17

Chapitre II : La théorie d'isolation sismique.

II.1. Introduction	18
II.2. Comportement théorique des isolateurs	18
II.2.1. Les appuis à déformation (NRB)	20
II.2.1.1. Appuis en élastomère fretté à amortissement élevé (HRB)	20
II.2.1.2. Appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (Lead-Rubber Bearings)	20
II.2.2. Les appuis à glissement	22
II.2.2.1. Appuis en pendules glissants (Friction Pendulum Sliding)	22
II.3. Modélisation Mathématique des Appuis Parasismiques	23
II.3.1. Appuis en caoutchouc fretté (Laminated Rubber Bearings)	23
II.3.2. Appuis en Caoutchouc avec Amortisseur en Barreau de Plomb	24
II.3.3. Appuis Glissants utilisés par l'EDF (Electricité de France)	24
II.3.4. Appuis en Pendules glissants	26
II.4. Concept de base des structures isolé à la base	27
II.4.1. Équations du mouvement à un degré de liberté	27
II.4.2. Équation du mouvement à plusieurs degrés de liberté	30
II.5. Méthodes de calcul des constructions isolées	34
II.5.1. Méthode statique équivalente	35
II.5.1.1. Déplacements latéraux minimaux	35
II.5.1.1.1. Déplacement de conception	35
II.5.1.1.2. Période effective dû au déplacement de conception	36
II.5.1.1.3. Déplacement maximum	37
II.5.1.1.4. Période effective au déplacement maximum	38
II.5.1.1.5. Déplacements total	38
II.5.1.2. Forces latérales minimales	40
II.5.1.2.1. Système d'isolation et éléments structurels au niveau ou en dessous du système d'isolation	40
II.5.1.2.2. Éléments structurels au-dessus du système d'isolation	40
II.5.1.2.3. Limites sur V_s	40
II.5.1.2.4. Distribution verticale de la force sismique et limitation de déplacement inter étage	41

II.5.1.2.5. La méthode de Calcul de kD_{max} , kM_{max} et kD_{min} Et kM_{min}	42
II.5.2. Procédure de réponse dynamique.....	43
II.5.2.1. Déplacements latéraux	43
II.5.2.2. calcul des forces latérales.....	43
II.5.2.3. Déplacements inter étages.....	43
II.6.Conclusion.....	44

Chapitre III : Descente des charges et pré dimensionnement.

III.1. Introduction.....	45
III.2 Présentation de l'ouvrage.....	45
III.2.1 Caractéristiques géométriques	45
III.2.2 Caractéristiques des matériaux.....	45
III.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	45
III.3.1. Les planchers.....	45
III.3.2. L'acrotère	46
III.3.3. Les escaliers	46
III.4. Pédimensionnement des éléments porteurs principaux	47
III.4.1. Les poutres	47
III.4.1.1. Poutres principale	48
III.4.1.2. Poutres secondaire	48
III.4.2. Les poteaux	59
II.5. Evaluation des charges et surcharges	50
II.5.1. Plancher terrasse.....	51
III.5.2. Planchers des étages courants	51
III.5.3. Charges et surcharges au niveau des balcons.....	53
III.5.4. Charges et surcharges au niveau des escaliers	53
III.6. Loi de dégression	54
III.7. Calcul de la surface d'influence pour le poteau le plus sollicité.....	55
III.7.1. Poteau centrale	55

Chapitre VI : Etude comparative de la structure avec et sans le système d'isolation.

IV.1. Introduction.....	59
IV.2.modilisation des appuis parasismiques dans ETABS	59
IV.3. Description de l'excitation sismique.....	59
IV.4. Description du système d'isolation.....	60
IV.5.Comparaison des résultats	61

IV.5.1.Périodes et pulsation	61
IV.5.2.Les déplacements	62
IV.5.2.1. Déplacement des étages.....	62
IV.5.2.2. Déplacement maximal du dernier niveau :.....	63
IV.5.2.3. Déplacement maximal a la base du bâtiment.....	64
IV.5.3. Accélération du dernier niveau	65
IV.5.4. Les efforts tranchants à la base :	66
IV.5.5. Les moments à la base	67
IV.6. Conclusion	68
Conclusion générale.....	69

Liste des figures

Figure I.1. Représentation du caoutchouc renforcé avec les plaques en acier	7
Figure I.2. Les appuis en caoutchouc naturel et synthétique-faible amortissement-type carré .	8
Figure I.3. Appui en barreau de plomb-type rond.....	8
Figure I.4. Système EDF (Électricité de France)	9
Figure I.5. Eléments d'un isolateur pendule de frottement par glissement	10
Figure I.6. Section d'isolateur, Diagramme schématisé et courbe idéale de force-déplacement pour une unité de FPS	11
Figure I.7. Schéma de l'isolateur sismique à base de glissement avec élastomère confiné . .	11
Figure I.8. Effets de l'amortissement sur la réponse spectrale de conception.....	14
Figure I.9. Amortisseur à fluide visqueux	15
Figure I.10. Amortisseur à friction utilisé en conjonction comme traverse	16
Figure I.11. Amortisseurs métalliques : (a) trois géométries typiques ; (b) assemblage « EDU » et hystérésis ; (c) assemblage « ADAS » et hystérésis ; (d) assemblage « TADAS » et hystérésis ; (e) autre assemblage de types « T »	17
Figure II.1. Comportement bilinéaire des isolateurs sismiques	18
Figure II.2. Appuis en pendules glissants (FPS).....	22
Figure II.3. Le modèle mathématique du type d'isolateur en caoutchouc fretté	23
Figure II.4. Modèle mathématique du type isolateur en Caoutchouc avec Amortisseur en Barreau de Plomb.....	24
Figure II.5. Modèle mathématique du type EDF.	25
Figure II.6. Déplacement d'un appui en pendule glissant.....	26
Figure II.7. Modèle mathématique du type FPS	26
Figure II.8. Terminologie de la structure isolée à la base.	28
Figure II.9. Esquisse d'une structure isolée à un degré de liberté.	28
Figure II.10. Esquisse d'une structure isolée à plusieurs degrés de liberté.	30
Figure II.11. Déplacements de conception maximum et minimum pour un système d'isolation.....	39
Figure II.12. Dimensions en plan pour la détermination du déplacement total	39
Figure II.13. Définition de la rigidité effective k_{max} et k_{min}	42
Figure III.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	45
Figure III.2. Coupe transversale de l'acrotère.....	46
Figure III.3. Les escaliers.....	47
Figure III.4. Dimension à respecter pour les poutres	48
Figure III.5. Plancher terrasse corps creux.	51

Figure III.6. Composition du plancher d'étage courant.	51
Figure III.7. Remplissage en double paroi	52
Figure III.8. La surface du poteau le plus sollicité.....	56
Figure IV.1. Accélérogramme du séisme de Boumerdès le 21 mai 2003 avec un PGA = 0,33 g enregistré par la station de Keddara 1.	60
Figure IV.2. Les caractéristiques de l'appui HDRB a utilisé dans la structure	60
Figure IV.3. l'emplacement des appuis parasismiques.....	61
Figure IV.4. Comparaison des périodes et pulsations pour les deux modèles.....	62
Figure IV.5. Comparaison de déplacement du dernier niveau par rapport à l'axe X	63
Figure IV.6. Comparaison de déplacement du dernier niveau par rapport à l'axe Y	64
Figure IV.7. Le déplacement à la base d'une structure isolé dans le sens X	64
Figure IV.8. Le déplacement à la base d'une structure isolé dans le sens Y	65
Figure IV.9. Comparaison de l'accélération suivant l'axe X.....	65
Figure IV.10. Comparaison de l'accélération suivant l'axe Y.....	66
Figure IV.11. Comparaison des efforts tranchants à la base pour les deux modèles dans la direction X.....	66
Figure IV.12. Comparaison des efforts tranchants à la base pour les deux modèles dans la direction Y.....	67
Figure IV.13. Comparaison des Moments à la base pour les deux modèles dans la direction X.....	67
Figure IV.14. Comparaison des Moments à la base pour les deux modèles dans la direction Y.....	68

Liste des tableaux

Tableau II.1. Coefficient sismique C_{VD}	35
Tableau II.2. Coefficient de proximité de la faille N_V	35
Tableau II.3. Coefficient d'amortissement B_D . ou B_M	36
Tableau II.4. Coefficient sismique C_{VM}	37
Tableau II.5. Coefficient de réponse au séisme capable maximum M_M	37
Tableau II.6. Coefficient de zone sismique Z	37
Tableau II.7. Représentatif des coefficients R , R_I , C_d	41
Tableau II.8. Tableau représentatif du facteur d'importance I	41
Tableau III.1. Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	51
Tableau III.2. Charge permanente du plancher d'étage courant.....	52
Tableau III.3. Charge permanente du mur extérieur	52
Tableau III.4. Charge permanente du mur intérieur	53
Tableau III.5. Évaluation des charges permanentes de balcon.....	53
Tableau III.6. Charge permanente du palier.	53
Tableau III.7. Charge permanente au niveau de la volée	54
Tableau III.8. Charge permanente pour l'acrotère	54
Tableau III.9. Dégression des charges d'exploitations	55
Tableau III.10. Décote de charge et section des poteaux.....	56
Tableau III.11. Les dimensions des poteaux prises en considération.....	57
Tableau III.12. Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement	58
Tableau IV.1. Les périodes et les pulsations de la structure à base fixe et l'autre isolé.....	61
Tableau IV.2. Les déplacements des étages dans les deux modèles selon les deux sens X et Y...63	

Introduction générale

Au cours des dernières décennies, la conception parasismique des structures des bâtiments a été largement basée sur le concept de ductilité dans le monde entier. Les performances des structures ductiles prévues au cours des séismes majeurs (ex. Northridge 1994, Kobe 1995, Chi-Chi 1999, Boumerdès 2003 etc...). Cependant, il s'est révélé insatisfaisants et en effet loin au-dessous des attentes. La forte incertitude de la stratégie de conception de la ductilité est principalement attribuée à [1] :

- ❖ Défaillance de cisaillement des poteaux due à des rapports géométriques inappropriés ou à un effet de poteaux courte.
- ❖ Difficulté de construction dans le jointolement, en particulier aux joints poutre-poteau, en raison de la complexité de l'armature en acier requise par la conception de ductilité.

Le principe de l'isolation sismique n'est pas nouveau : les premières expériences remontent au début de 20^{ème} siècle. La première application de la technologie moderne de l'isolation sismique a été réalisée en 1969. Actuellement quelques milliers de bâtiments et de ponts à travers le monde sont munis de systèmes d'isolation sismique. Ces systèmes consistent à mettre entre les fondations et la superstructure, des dispositifs qui ont une déformabilité horizontale très importante et une rigidité verticale très élevée. Ces dispositifs permettent de découpler le mouvement du sol de la structure dans le but de réduire les forces qui lui sont transmises. L'isolateur capte les déformations (inélastiques) et filtre les accélérations (hautes fréquences) de sorte que la superstructure isolée (au-dessus) se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations. Par conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations sont limitées et demeurent en deçà de la capacité élastique de tels éléments. Ce comportement se traduit par la limitation des dommages subis par la superstructure et les éléments de fondation et par la préservation de la fonctionnalité de la structure après le séisme [19].

Les déplacements imposés à la construction par les secousses du sol se localisent principalement au niveau des appuis et grâce à leur faible rigidité horizontale, la période propre de la construction s'allonge et la superstructure se comporte comme étant un corps rigide. Ces déplacements peuvent être réduits en associant des amortisseurs aux isolateurs.

Le but de notre travail est d'envisager l'influence de l'isolateur sismique à déformation du type HDR sur la réponse dynamique d'une structure en béton armé. Ce travail se découple en quatre chapitres :

Le premier consiste à avoir un aperçu générale sur la technique d'isolation sismique : l'historique, quelques type d'isolation....etc. Ainsi que l'amortissement structurel.

Le deuxième chapitre décrit le comportement mécanique de certains isolateurs et les méthodes de calcul des constructions isolé a un et deux degré de liberté, ainsi que la représentation mathématique de quelque type d'isolateur et les méthodes d'analyse des structures équipées par des appuis parasismiques selon le code American sous le nom Uniform Building code (UBC 97).

Le troisième chapitre consiste à faire un pré dimensionnement des éléments résistants, et la décente de charge ainsi que les éléments secondaires.

Le dernier chapitre présente une étude comparative entre une structure à base fixe et l'autre isolé a la base avec un isolateurs a déformation de type HDR.

A la fin on va clôturer notre travail avec une conclusion générale qui synthétise tous notre travail.

Généralités sur les appuis parasismiques

I.1.Introduction

Pour renforcer la sécurité structurale et l'intégrité contre certains événements sismiques, des techniques plus efficaces et plus fiables pour la conception parasismique de structures basées sur des concepts de contrôle structurel sont souhaitées. Parmi les systèmes de contrôle structurel développés, l'isolation sismique à la base est l'une des alternatives les plus prometteuses. Elle peut être adoptée pour des nouvelles structures ainsi que pour la rénovation des bâtiments et des ponts existants [1].

Les systèmes d'isolation de base en général, consistent en un appui permettant le mouvement horizontal, un amortisseur contrôlant les déplacements et des organes assurant la rigidité sous charges latérales. L'appui doit avoir un comportement assez rigide pour transférer des charges verticales et horizontales. La diminution des forces d'inertie par rapport aux bâtiments traditionnels dépend de leurs caractéristiques dynamiques. La ductilité supplémentaire va changer la première période de la structure et provoque des grands déplacements dans la superstructure par rapport au système d'isolation sismique. A la suite de ces dommages, des problèmes d'utilisation peuvent survenir. Les déplacements peuvent être réduits en augmentant la capacité de décharge d'énergie du système d'isolation de base [2].

Le moyen le plus efficace pour contrôler les déplacements consiste à utiliser des éléments ayant une capacité d'amortissement de l'énergie hystérétique. Pour cette raison, des appareils mécaniques utilisant la déformation plastique de l'acier doux et du plomb et des matériaux tels que des élastomères ont été développés. Une autre méthode alternative consiste à amortir l'énergie, elle consiste à utiliser le frottement pour diminuer les déplacements relatifs. Les liquides visqueux et les amortisseurs hydrauliques ne sont pas largement utilisés en raison du coût élevé et des exigences de maintenance bien qu'ils soient très amortissants [2].

Dans ce chapitre, on va aborder quelques types d'isolateurs ainsi que leurs caractéristiques, et leurs historique, l'imitation d'utilisation, et leurs avantages et inconvénients. A la fin, un aperçu général sur l'amortissement structurel.

I.2.Historique du développement de l'isolation à la base

Le concept d'isolation à la base est une technologie d'aujourd'hui acceptée aussi bien du point de vue théorique que technologique. En particulier, de vieux bâtiments, des églises en Turquie sont la preuve de structures naturellement isolées. Ces structures ont été construites sur une épaisse couche de sable, ce qui leur conféra une protection exceptionnelle malgré des siècles de sollicitations sismiques [7].

En 1909, un médecin du nom de Calantarients à Scarborough en Angleterre déposait un brevet de maison parasismique. Ce bâtiment utilisait des couches de talc pour isoler les murs et les planchers des excitations du sol. En fait, le docteur Calatarients aurait apparemment eu connaissance d'une technique japonaise développée 25 ans plus tôt [7].

En 1929, Robert Wadislav de Montalk & de Wellington en Nouvelle Zélande, déposa un brevet pour une technique selon laquelle on insérait une plate-forme entre la base d'un édifice et sa fondation au sol. La plate-forme était composée de matériaux qui absorbent ou minimisent les chocs afin de garder la structure indemne [7].

Le premier concept d'isolation était de placer une structure entière sur des appuis à rouleaux. Ce système ne transmet donc aucune force horizontale à la structure, il est donc incapable de supporter des charges de vents par exemple. Un système semblable n'est donc pas acceptable. La première utilisation du caoutchouc dans une application du principe de protection parasismique à la base a été réalisée dans une école élémentaire à Skopje situé dans l'ex-Yougoslavie [7].

I.3. Théorie de l'isolation à la base

I.3.1. Principes de base

L'isolation sismique en général consiste à modifier les propriétés dynamiques d'un ouvrage afin de réduire les efforts et les déformations dans les principaux éléments structuraux. Elle se fait en changeant une ou plusieurs des trois principales propriétés qui déterminent la réponse dynamique de l'ouvrage : la rigidité, la masse et l'amortissement. Le principe de l'isolation sismique à la base consiste à concentrer les déplacements en cas de séisme dans certains éléments flexibles (isolateurs) de la structure afin de réduire ou annuler la demande de ductilité pour les principaux éléments structuraux. La flexibilité permet aussi de découpler le mouvement du sol de celui de la structure de façon à réduire la transmission de l'énergie à la structure et diminuer les efforts et les déformations internes. Pour les sollicitations dynamiques généralement dues aux séismes, au-delà d'une certaine valeur de la période, toute augmentation de celle-ci entraîne une diminution des efforts et une augmentation du déplacement. Une augmentation du niveau d'amortissement dans la structure réduit l'amplitude des déplacements et des efforts sismiques [3].

L'isolation sismique réduit la demande sismique d'une structure en augmentant sa flexibilité latérale. Comme la période fondamentale de la structure est directement liée à sa flexibilité latérale, celle-ci augmente également. Dans un spectre de réponse élastique en accélération typique, les périodes plus longues sont associées aux accélérations plus basses, diminuant l'effort tranchant à la base transmis à la structure. De plus, les appuis parasismiques procurent un amortissement

supplémentaire à la structure et réduisent les déplacements propres aux longues périodes. Dans les structures à base fixe traditionnelles, l'énergie transmise à la structure pendant un séisme de terre n'est dissipée que par la ductilité de cette dernière. Cette méthode prévoit des dommages irréparables aux structures, mais prévient leur effondrement. La vie et la sécurité des occupants en cas de séisme sont donc protégées, mais la structure est inutilisable. Pour ce qui est des structures isolées, moins d'énergie leur est transmise à cause de leur période fondamentale plus grande. De plus, le comportement hystérétique des isolateurs dissipe l'énergie tout en protégeant l'intégrité de la structure.

En somme, une structure isolée est plus légère et plus économique qu'une structure à base fixe, en plus de pouvoir demeurer fonctionnelle pendant et après un tremblement de terre. [4]

I.3.2. Principaux systèmes de l'isolation sismique à la base

Un système d'isolation sismique se compose de trois éléments principaux :

- ❖ un appui capable de transmettre les charges verticales avec une faible rigidité horizontale : c'est l'élément principal d'un isolateur sismique.
- ❖ un mécanisme de dissipation d'énergie (amortisseur sismique) : il permet de contrôler la déformation de l'isolateur et ainsi le déplacement de la superstructure qu'il protège. Dans le cas des isolateurs sismiques à base d'élastomère munis ou non de noyau de plomb, c'est le comportement hystérétique du noyau de plomb au sein de l'isolateur (LRB) et/ou de l'élastomère (HRB) qui est à l'origine de la dissipation d'énergie.
- ❖ un système de retenue (fusible), au besoin : afin de minimiser les déplacements en service (avec des charges de service pouvant résulter du vent ou de freinage), il convient pour l'isolateur sismique d'avoir une rigidité initiale suffisamment élevée. Certains systèmes peuvent nécessiter un système de retenue rigide en service, mais qui cède au-delà d'un certain niveau de force bien aiguillé [9].

I.3.3. Limitations de l'isolation sismique à la base

L'isolation sismique ne peut être efficace que pour les structures assez rigides, généralement avec des périodes propres en dessous de deux (2) secondes. Aussi, le sol de fondation doit être assez compact pour ne pas amplifier les ondes sismiques et abaisser la plage de fréquences naturelles du séisme. En effet, l'introduction de flexibilité à une structure construite sur un sol mou ou liquéfiable peut produire le contraire des effets recherchés (amplification des efforts et des déformations). Il existe un certain nombre de critères qu'une structure doit remplir pour pouvoir être efficacement isolée à la base. Elle doit notamment [3] :

- ❖ Être assez rigide, généralement avec une période propre inférieure à deux (2) secondes. Il s'agit généralement des bâtiments de faible hauteur.

- ❖ Reposer sur un sol de fondation assez dur, qui n'amplifie pas les ondes de cisaillement dues au séisme.
- ❖ Disposer d'assez d'espace pour accommoder les grands déplacements qui seront entraînés par la flexibilité du système d'isolation (point important, principalement dans les projets de réhabilitation d'ouvrages vulnérables).

Le système d'isolation, étant l'élément le plus flexible, détermine en grande partie la réponse de la structure en cas de séisme. Pour être efficace, il doit aussi avoir un certain nombre de caractéristiques notamment [3] :

- ❖ Une flexibilité qui lui permettra d'allonger la période fondamentale de la structure isolée. Les périodes cibles pour les structures isolées sont généralement entre 2,5 et 4 secondes.
- ❖ Une capacité à supporter les charges gravitaires et à résister aux moments de renversement induits par le séisme
- ❖ Une capacité à subir de grands déplacements horizontaux sans risque d'instabilité structurelle et surtout une capacité de recentrage assez élevée pour ramener la structure à sa position d'équilibre
- ❖ Un amortissement élevé afin de contrôler les déplacements qui prennent place dans le système d'isolation et les garder dans des proportions acceptables.
- ❖ Une rigidité latérale initiale assez élevée pour résister aux déplacements excessifs, aux charges latérales non sismiques et aux séismes d'intensité mineure.

I.4. Les différents systèmes d'isolation parasismique

I.4.1. Les systèmes à base élastomère

Les isolateurs sismiques en élastomère sont constitués d'alternance de couches d'élastomère et de feuilles d'acier galvanisé. Les couches d'élastomère offrent la propriété de flexibilité latérale au système tandis que les feuilles d'acier, en confinant les couches de caoutchouc, confèrent au système une grande rigidité verticale du système. L'isolateur peut ainsi supporter de grandes charges verticales tout en restant horizontalement très flexible.

Le caoutchouc naturel a un faible degré d'amortissement. Pour avoir plus d'amortissement dans le système, on utilise parfois du caoutchouc à haut degré d'amortissement (connu sous le nom de HDNR : High Damping Natural Rubber). Une autre façon d'augmenter la capacité d'amortissement est d'insérer un ou plusieurs cœurs de plomb à l'appui. On obtient alors un isolateur en élastomère à cœur de plomb. L'introduction du noyau de plomb au centre du dispositif apporte une plus grande rigidité initiale tout en procurant une bonne dose d'amortissement hystérétique au

système d'isolation. Comme le cœur de plomb se plastifie dès l'amorce du déplacement, la force de restitution du système est entièrement procurée par le caoutchouc. [3]

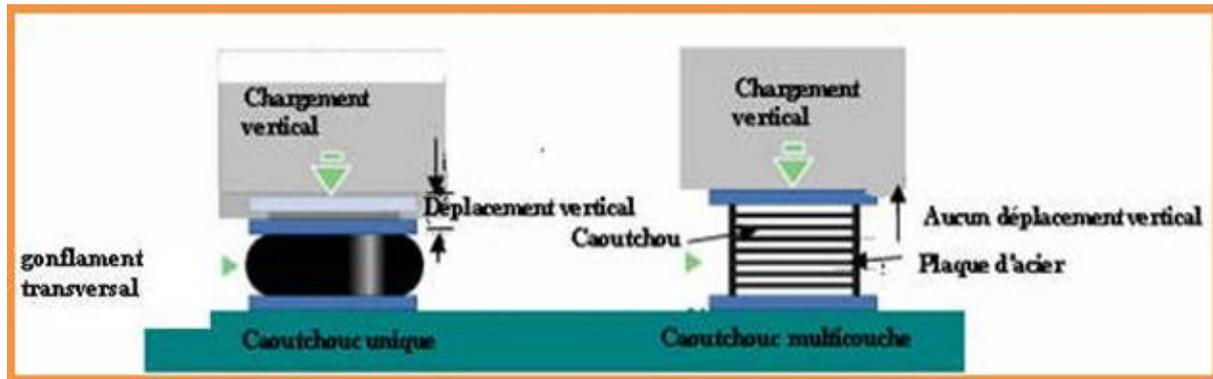


Figure I.1. Représentation du caoutchouc renforcé avec les plaques en acier [6].

I.4.1.1. Les Systèmes en Caoutchouc Naturel et Synthétique –Faible amortissement

Les appuis en caoutchouc naturel et Synthétique –Faible amortissement (Low-Damping Naturel and Synthétique Rubber Bearings (LDRB)) ont été largement utilisés au Japon en conjonction avec des dispositifs d'amortissement supplémentaires, tels que les amortisseurs visqueux, barres d'acier, barres de plomb, dispositifs de frottement, etc. Ces isolateurs ont généralement deux plaques d'extrémité en acier épais et de nombreuses cales en acier mince [5].

Le caoutchouc est vulcanisé et collé sur l'acier en une seule opération, sous la chaleur et la pression dans un moule. Les cales en acier empêchent le gonflement du caoutchouc et fournissent une rigidité verticale élevée mais elles n'ont aucun effet sur la rigidité horizontale, qui est contrôlé par le faible module de cisaillement de l'élastomère. Le comportement du matériau dans le cisaillement est tout à fait linéaire jusqu'aux contraintes de cisaillement supérieures à 100%, avec l'amortissement de l'ordre de 2% à 3% de l'amortissement critique. Le matériau n'est pas soumis au fluage et la stabilité à long terme du module est bonne. [6].

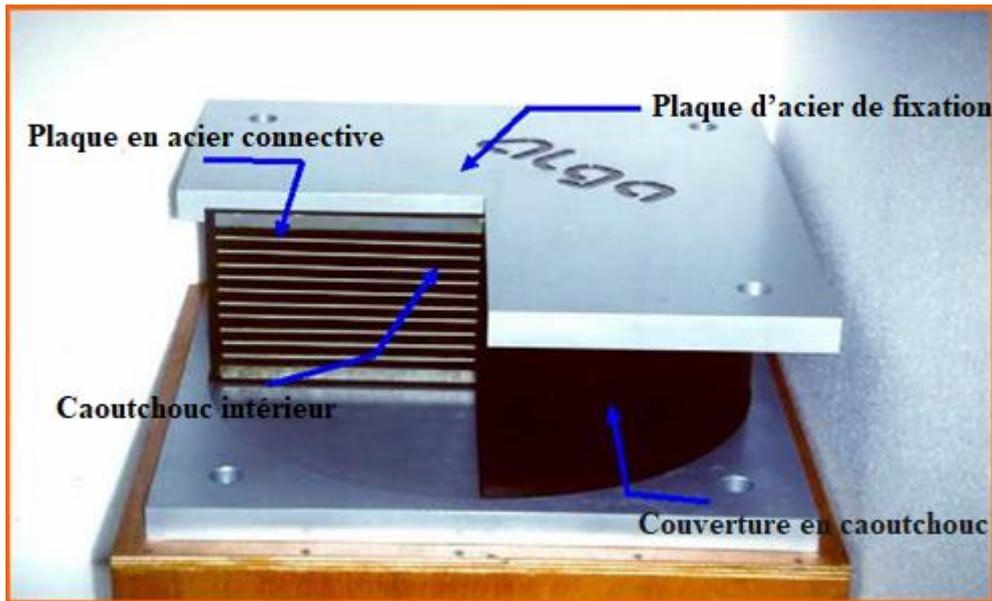


Figure I.2. Les appuis en caoutchouc naturel et synthétique-faible amortissement-type carré [6].

I.4.1.2. Les systèmes en barreaux de plomb (Lead-Plug Bearing(LRB))

Cet appui présenté à la figure I.3 est similaire à l'appui précédent, sauf qu'en plus, il est doté en son centre d'un noyau de plomb généralement cylindrique. Le noyau de plomb permet ici de reprendre les charges mineures, L'appui suit alors un Comportement viscolinéaire. Mais si les charges latérales deviennent trop élevées, le plomb se comporte de façon plastique et l'élastomère devient le facteur de contrôle, l'appui se déforme selon sa flexibilité [7].



Figure I.3. Appui en barreau de plomb-type rond

Le comportement global est viscoplastique avec un écrouissage. Ce système présente une bonne résistance aux charges de vent et de trafic et une grande flexibilité sous les charges sismiques. Cet appui semble posséder d'excellentes caractéristiques générales d'isolation sismique. Le seul défaut de ce système est qu'il peut présenter de grandes déformations résiduelles à cause du comportement plastique, ce qui peut porter préjudice à long terme au bon comportement de l'appui. Ce phénomène n'existait pas dans l'appui à élastomérique simple. Par contre aucun phénomène de résonance n'est ici possible puisque la rigidité est variable [7].

I.4.1.3. Systèmes d'isolation en élastomère fretté à amortissement élevé (HRB)

Les isolateurs en élastomère fretté à amortissement élevé (High-Damping Rubber Bearing : HRB) sont géométriquement identiques à l'isolateur en élastomère fretté. La différence est que l'élastomère qui les compose est spécialement formulé pour posséder des propriétés hystérétiques apportant un amortissement plus important. Les propriétés de l'élastomère sont modifiées par l'ajout d'additifs dans le caoutchouc lors de sa fabrication. Un amortissement typique d'environ 10 % est ainsi obtenu. Cet isolateur peut donc à la fois augmenter la période de la structure afin de la protéger et mieux contrôler les déplacements qu'elle subit grâce à l'énergie dissipée dans l'élastomère [9].

I.4.2. Systèmes d'isolation basés sur le glissement

Il existe plusieurs types d'isolation par glissement parmi eux on cite les suivants :

I.4.2.1. Les Systèmes EDF (Électricité de France)

Cet isolateur est une combinaison d'une interface de téflon – acier inoxydable montée en série sur un isolateur élastomérique, telle que représentée à la (figure I.4). L'inconvénient de ce système est qu'il n'assure pas de force de recentrage pour les efforts élevés. Pour les efforts de vent, l'élastomère assure une bonne stabilité de l'appui. Il limite les efforts dans la structure, c'est pourquoi il a été adopté par Électricité de France pour l'isolation des centrales nucléaires. Néanmoins pour un bâtiment ou pour un pont [7].



Figure I.4. Système EDF (Électricité de France) [7].

I.4.2.2. Le système de pendule de frottement par glissement (Friction Pendulum Sliding)

Le système de pendule de frottement par glissement se présente sous la forme d'une surface concave sphérique avec un curseur articulé. Les éléments d'un isolateur à glissement à pendule à friction sont représentés sur (la figure I.5).

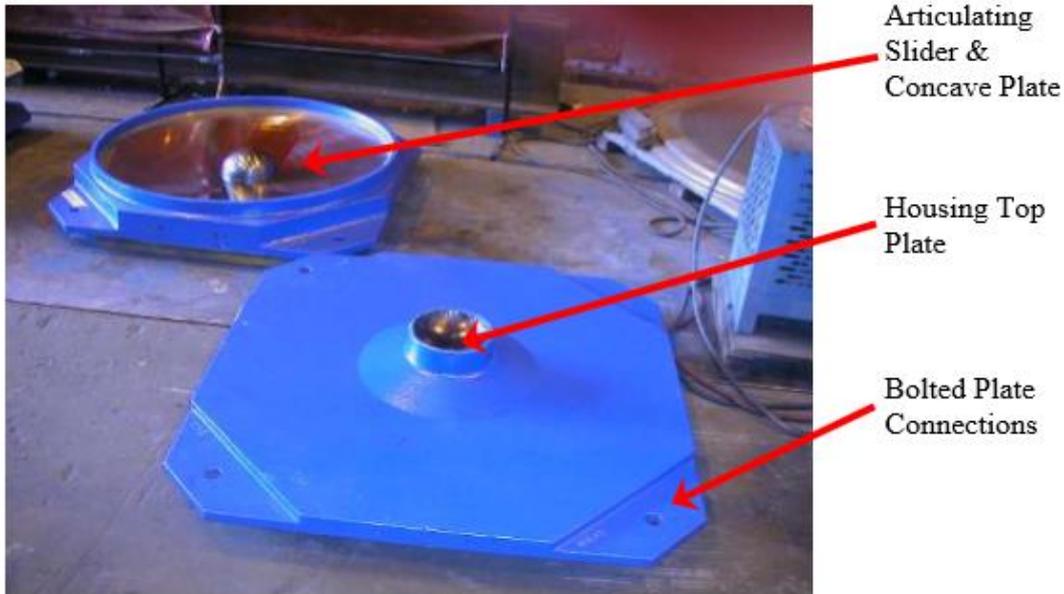


Figure I.5. Eléments d'un isolateur pendule de frottement par glissement [8].

Lorsqu'un événement sismique se produit, le curseur articulé se déplace le long d'une surface concave, déplaçant la superstructure dans le mouvement d'un balancement du pendule. Ce type de système incorpore une fonction d'auto-centrage, remplaçant le bâtiment dans sa position d'origine. Aux fins de la conception, la période d'oscillation devient une fonction du rayon de la surface concave et est indépendante de la masse de la superstructure en raison de l'interface à faible frottement. La (figure I.6) décrit les schémas des éléments dynamiques formant un curseur de frottement pendulaire avec la courbe force-déplacement idéale. Le diagramme schématique représente la fonction horizontale de l'amortisseur de frottement le long de la surface d'interface et la rigidité du système basé sur la surface concave ou convexe. De même, l'amortissement vertical et le raidisseur représentent les mêmes caractéristiques que le coulisseau à pendule à frottement mais dans la direction verticale plutôt qu'horizontale [8]. Ce type d'isolateur peut supporter une charge verticale élevée et offrir un amortissement de plus de 30 % [4].

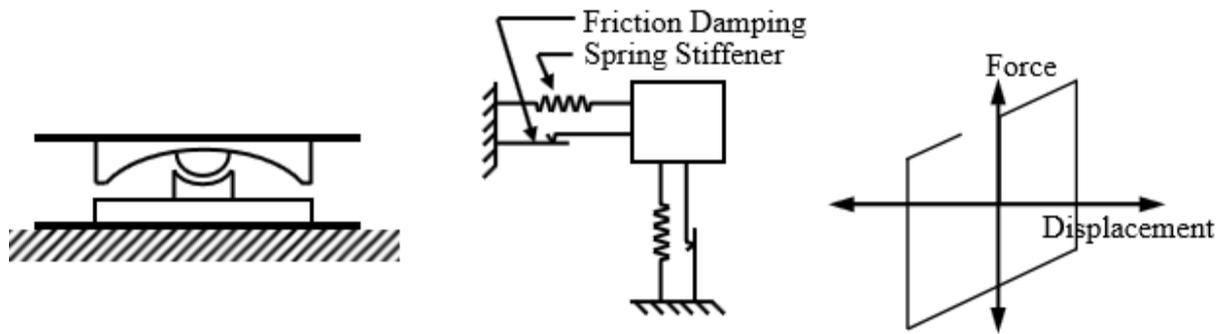


Figure I.6. Section d'isolateur, Diagramme schématique et courbe idéale de force-déplacement pour une unité de FPS [8].

I.4.2.3. Systèmes d'isolation à base de glissement avec élastomère confiné

Un système d'isolation à base de glissement avec élastomère confiné est composé d'un appui en élastomère confiné muni d'une interface de glissement et de ressorts en acier (figure I.7). Il a été développé au Québec. Le système de recentrage (ressorts en acier) possède un comportement élastique et apporte la rigidité post-élastique (tangente) du système. L'interface de glissement est une interface acier inoxydable - Téflon et permet la dissipation d'énergie de cet isolateur. Sous un poids donné, cette interface contrôle la force de frottement constituant ainsi le siège de dissipation d'énergie et la résistance caractéristique initiale du système. La rigidité post-élastique (K_d) et la résistance caractéristique initiale (Q_d) sont définies plus loin [9].

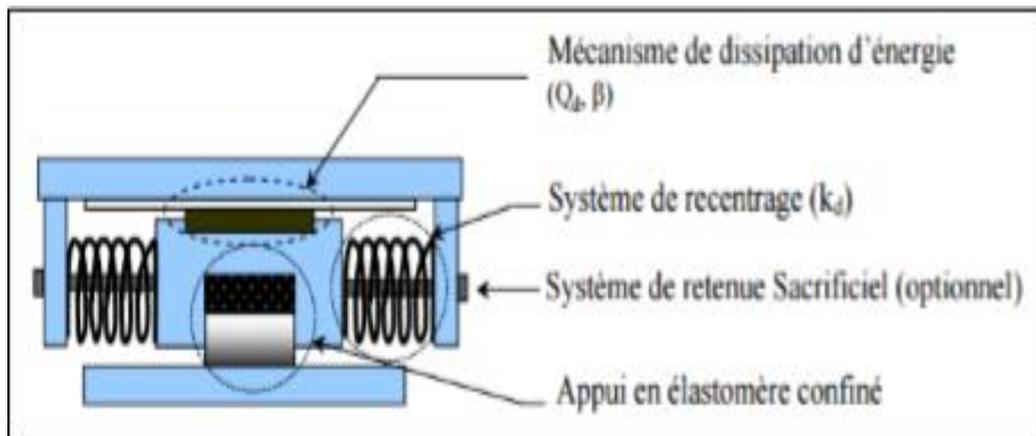


Figure 1.7. Schéma de l'isolateur sismique à base de glissement avec élastomère confiné [9].

I.5. Les avantages d'isolation sismique

Un certain nombre d'avantages qu'on peut les distinguer. Tout d'abord, le degré de sécurité de la vie et la protection des bâtiments associés à l'isolement. Les occupants seront en sécurité et moins préoccupés sachant que la structure ne s'effondrera pas. Pour les propriétaires et les hommes d'affaires, il est crucial de savoir que les équipements sensibles ne seront pas endommagés et que la

production ne cessera pas pendant ou après un événement sismique. Du point de vue du grand public, il est rassurant de savoir qu'en cas de besoin, des installations essentielles comme les hôpitaux fonctionneront et seront opérationnelles. L'isolation de base offre un degré élevé de sécurité et de sûreté.

Un autre avantage est lorsque les codes de construction sismiques sont modifiés et mis à jour de manière significative, une structure isolée à la base qui fournit une conception bien au-dessus des minimums de code, ne nécessitera pas de mises à niveau sismiques étendues. Cela permettra d'éliminer tous les coûts futurs nécessitant soit de remplacer les parties endommagées d'un bâtiment ou de rendre la structure capable de résister aux futurs événements sismiques.

L'isolation de la base peut prolonger la durée de vie prévue d'une structure après un séisme. En ayant la capacité de bien fonctionner pendant un événement sismique, les risques d'effondrement des structures et les dommages importants sont considérablement réduits. Certaines structures qui ne sont pas isolées peuvent avoir une telle dégradation après un séisme qu'elles doivent être démolies et reconstruites. Le temps et les coûts associés sont énormes dans la plupart des cas et ne sont pas budgétisés avant l'événement sismique. Cependant, une structure isolée pourrait survivre à un événement sismique avec peu ou pas de dommages. Un tel succès se traduit par une diminution des temps de production et une augmentation des marges bénéficiaires des installations opérationnelles [8].

I.6. Les inconvénients de l'isolation parasismique

- ❖ Les bâtiments construits sur des appuis parasismique (escaliers, tuyauterie,...) ou reliant la structure avec ses abords immédiats (réseaux, marches extérieures,...) doivent être élaborés de façon à admettre sans préjudices les déplacements relatifs de la superstructure et des fondations. Ces proportions sont impérieuses dans le cas des réseaux de gaz, de défense contre l'incendie et des réseaux récipient des fluides polluants ;
- ❖ La largeur des joints de séparation entre deux bâtiments doit être considérable car les déplacements des blocs pouvant atteindre des valeurs décimétriques ;
- ❖ Les changements à venir de la structure, des cloisons, des façades et d'autres éléments lourds ou rigides ne doivent pas rectifier d'une façon expressive le comportement dynamique originaire du bâtiment pris en compte pour le dimensionnement des appuis, sous peine de provoquer des montants d'adaptation élevés.

I.7. Amortissement structurel

Le but de l'amortissement est de convertir l'énergie sismique en travail qui est ensuite contrôlé par des amortisseurs d'énergie, similaires aux amortisseurs sur les automobiles. Cet appareil fonctionne comme un piston qui convertit la chaleur en travail. De plus, les amortisseurs aident à réduire, ou à dissiper, de grandes quantités d'énergie qui seraient typiquement induites dans la superstructure. Les dispositifs d'amortissement ne sont généralement pas utilisés seuls, mais généralement en association avec des dispositifs d'isolation à la base. Dans les conceptions antérieures, des systèmes d'amortissement ont été utilisés dans les bâtiments élevés pour aider à contrôler les forces du vent latéral, mais aujourd'hui ils sont également utilisés pour le contrôle sismique.

I.7.1. Fondamentaux de l'amortissement

L'amortissement inhérent permet à une structure induite par des forces sismiques de dissiper naturellement une petite partie des énergies absorbées. L'énergie est dissipée à travers des éléments structurels et non structurels. Cela entraîne une déformation des éléments structurels primaires qui à leur tour endommagent les éléments structurels et non structurels secondaires. L'amortissement inhérent à une structure à base fixe est supposé égal à 5%. Pour une superstructure isolée, l'amortissement inhérent diminue à environ 2%. Ces valeurs diffèrent en raison du niveau de performance élevé obtenu à partir de l'isolation de base. L'un des principaux objectifs de l'isolation à la base est de réduire de manière significative les dommages structurels et non structurels lors des grands mouvements sismiques. Ce faisant, moins d'énergie est dissipée dans les composants structurels et non structurels des bâtiments par rapport à une structure de base fixe. Au lieu de cela, l'énergie est dissipée dans les éléments d'isolation, entraînant moins d'amortissement inhérent de la superstructure.

Les isolateurs élastomères ont également une caractéristique d'amortissement inhérent puisqu'ils sont faits de caoutchoucs naturels ou synthétiques. Les isolateurs de base ont une capacité d'amortissement beaucoup plus grande que celle de la superstructure. Il est possible de développer un amortissement supplémentaire en utilisant des techniques citées dans la section précédente.

L'amortissement structurel fournit une méthode de dissipation d'énergie à travers des dispositifs qui à leur tour produisent du travail ou de la chaleur. Ces éléments répondent de manière similaire à celle d'une masse attachée à un ressort. Lorsque le corps de la masse se déplace, l'élément d'amortissement absorbe l'énergie en induisant une force sur le ressort. Ce dernier déforme en conséquence. Cette déformation du ressort entraîne une dissipation d'énergie.

Les propriétés de l'amortissement se comportent différemment selon les modes dynamiques observés. Puisque la superstructure agit comme un corps rigide durant la première période du mode, elle contribue très peu à l'amortissement modal. L'amortissement induit dans la première réponse modale est équivalent à la quantité d'amortissement fournie par le système d'isolation ou par des dispositifs séparés et indépendants. L'amortissement dans le premier mode structurel, également connu sous le nom de second mode, est augmenté en fonction du niveau d'amortissement fourni à l'intérieur de la superstructure. Cependant, à des régimes plus élevés, l'amortissement de la superstructure a moins d'effet global.

La (figure I.8) montre l'effet de l'amortissement sur la courbe de spectre de réponse de conception. Lorsque la quantité d'amortissement est ajoutée à une structure, la courbe du spectre de réponse est décalée vers le bas. Le changement de la réponse spectrale se traduit par une diminution des accélérations de conception et des demandes de forçage réduites placées sur la structure [8].

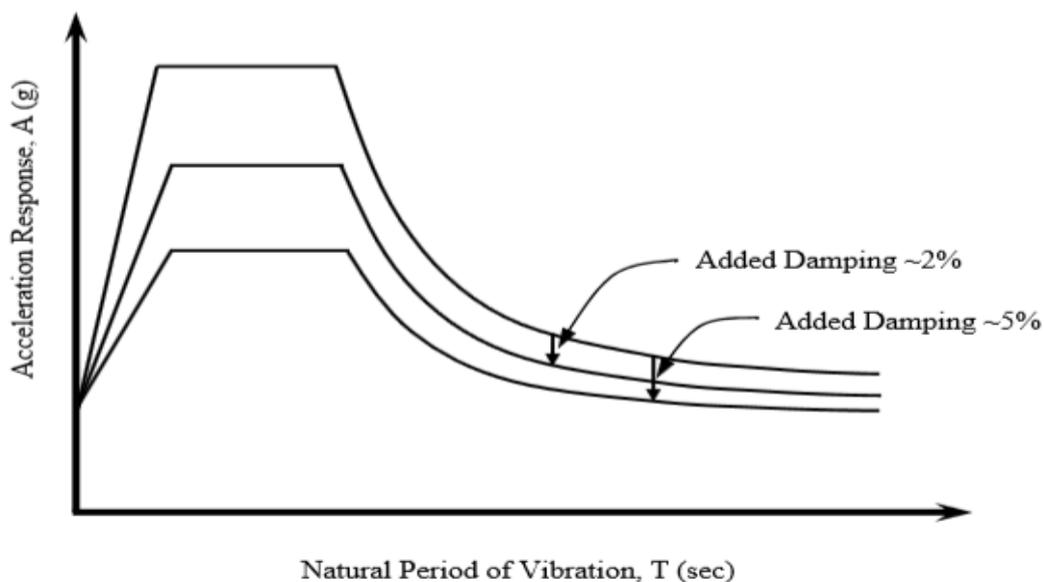


Figure I.8. Effets de l'amortissement sur la réponse spectrale de conception.

I.7.2. Types de systèmes d'amortissement

I.7.2.1. Les amortisseurs à fluides visqueux

Les fluides visqueux, également appelés amortisseurs hydrauliques ou à huile, sont conçus pour dissiper l'énergie en appliquant une force de résistance sur un déplacement fini. Pour mieux comprendre le comportement compliqué d'un amortisseur visqueux fluide, une connaissance approfondie de la dynamique des fluides est nécessaire. Comme mentionné précédemment, la dissipation d'énergie est réalisée par transfert de chaleur. Lorsqu'un événement sismique survient, l'énergie est absorbée par le fluide qui le fait chauffer et d'autres composants [8].

Ils sont généralement conçus pour faire partie d'un cadre contreventé. D'autres emplacements pratiques pour la mise en place de ce type d'amortisseurs sont en série avec des systèmes d'isolation le long du périmètre de la superstructure de sorte que le dispositif d'isolation et le dispositif d'amortissement se déplacent conjointement. Ceci est similaire à la façon dont un isolateur élastomère avec un noyau de plomb fonctionne ensemble [8].

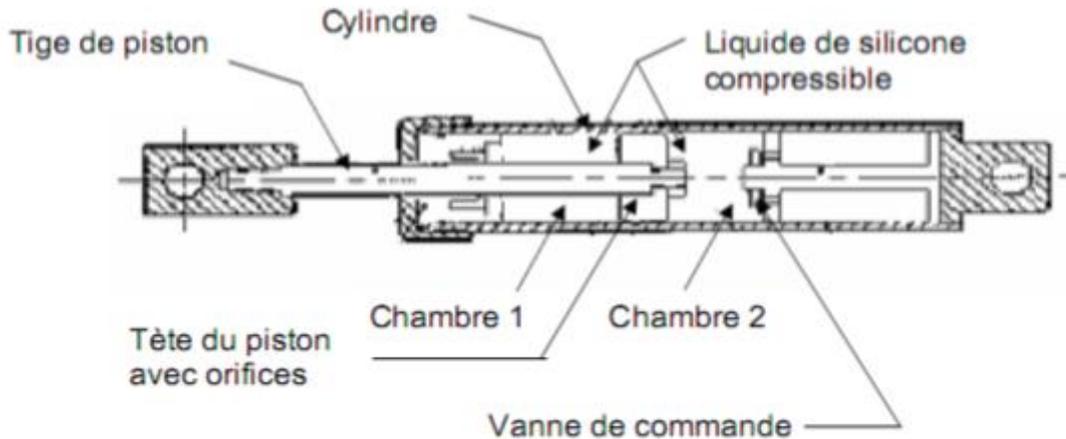


Figure I.9. Amortisseur à fluide visqueux [6].

I.7.2.2. Les amortisseurs à frottements (friction)

Ce type de système d'amortissement est utilisé pour réduire ou même éliminer l'énergie transférée dans la superstructure à partir des mouvements du sol sismique. L'amortissement est obtenu simplement par le frottement des éléments coulissants, similaire aux freins à disque sur une automobile. Les amortisseurs à frottement sont conçus de manière à ne pas glisser lorsque les forces latérales sont plus faibles, comme les faibles charges de vent ou les séismes mineurs. À des forces latérales accrues, les amortisseurs à frottement sont conçus pour glisser juste avant de céder les éléments structuraux. L'énergie est dissipée lorsque la chaleur est accumulée dans l'amortisseur et évacuée par convection et / ou conduction de la même manière que les amortisseurs visqueux (hydrauliques). Contrairement aux amortisseurs hydrauliques, les amortisseurs à frottement peuvent être utilisés seuls plutôt qu'avec des dispositifs d'isolation de base.

Les amortisseurs à frottement peuvent être réalisés à partir de n'importe quelle combinaison d'éléments en acier couplés entre eux de sorte que les éléments glissent l'un sur l'autre. La photo de la (figure I.10) illustre un type d'application pour les amortisseurs à frottement. Ce système est composé d'une série de plaques serrées ensemble à l'aide de boulons à haute résistance. Le frottement entre les connexions plaquées absorbe l'énergie par frottement et la dissipe en chaleur [8].

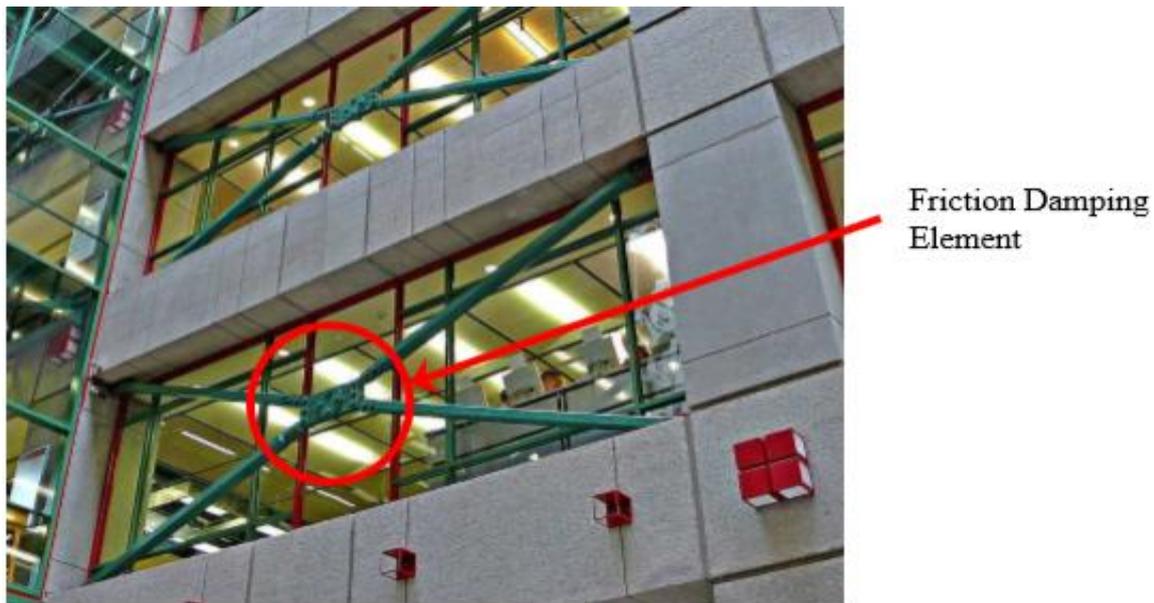


Figure I.10. Amortisseur à friction utilisé en conjonction comme traverse [8].

I.7.2.3. Amortisseurs métalliques

Ce type d'amortisseur d'énergie est plus simple par rapport aux autres systèmes d'amortissement. Ce type de système d'amortissement est conçu pour dissiper l'énergie par un comportement hystérétique inélastique des éléments en acier ou en plomb, qu'ils fassent partie de la superstructure, ou une partie d'un élément de connexion conçu spécifiquement pour dissiper l'énergie. Différents types de métaux peuvent être utilisés pour obtenir le niveau d'amortissement souhaité. Les amortisseurs métalliques mobiles peuvent être utilisés conjointement avec divers isolateurs à la base pour absorber l'énergie supplémentaire afin d'augmenter l'efficacité d'un isolateur et de réduire les forces sismiques [8].

Il existe trois géométries typiques d'amortisseurs en acier, illustrées sur la (Figure I.11) (a), qui assurent un comportement stable: la poutre de flexion à moment constant, qu'on désigne type « U », la poutre en porte à faux, qui a souvent une forme évasée, conique par exemple, qu'on désigne type « T », et la poutre de torsion, qu'on désigne type « E ».

Le système « EDU », aussi appelé « Crescent moon-shaped steel damper » dans la littérature anglophone et illustré sur la (Figure I.11) (b), est un assemblage de poutres de types U.

Les systèmes « ADAS » (Figure I.11), pour « added damping and stiffness », ainsi que « TADAS » (Figure I.11) (d), pour « triangular added damping and stiffness », sont des assemblages de poutres de types T.

Le système ADAS a une forme de X car ses deux extrémités sont fixes, alors que le système TADAS a une forme triangulaire car une seule de ses extrémités est fixe alors que l'autre est une

rotule. De cette façon, tous deux permettent une distribution de contraintes constante sur toute leur hauteur lorsque fléchis. Un autre exemple d'assemblage de poutres de types T est illustré sur la (Figure I.11) (e) [10].

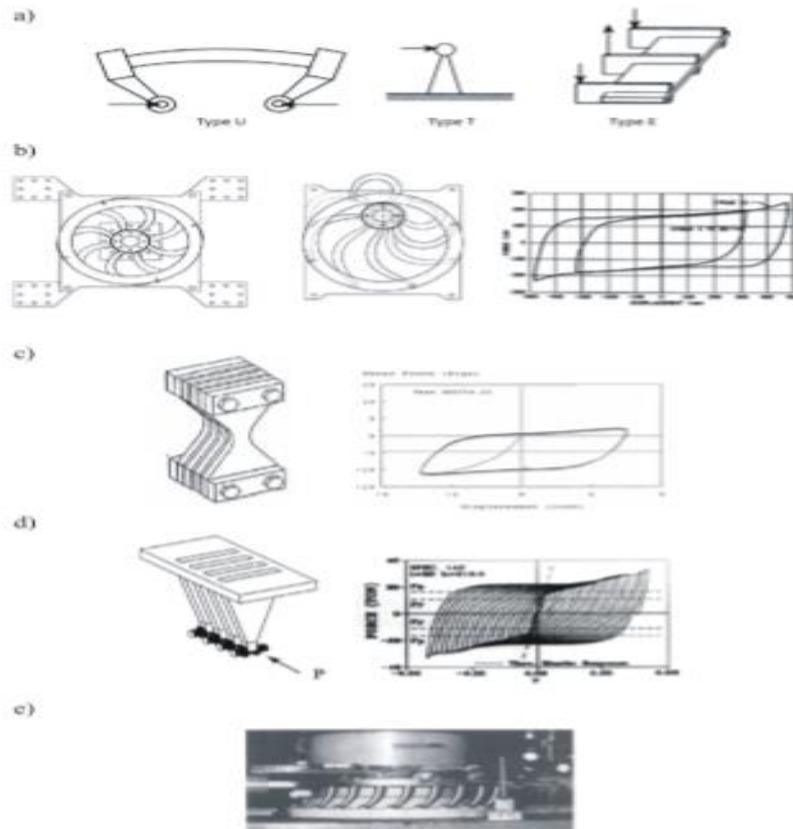


Figure I.11. Amortisseurs métalliques : (a) trois géométries typiques ; (b) assemblage « EDU » et hystérésis ; (c) assemblage « ADAS » et hystérésis ; (d) assemblage « TADAS » et hystérésis ; (e) autre assemblage de types « T » [10]

I.7.2.4. Systèmes hybrides :

Les systèmes hybrides présentés dans cette section se concentreront sur la combinaison des systèmes d'isolation et d'amortissement. Indépendamment, les systèmes d'isolation et d'amortissement fonctionnent assez bien. Les ingénieurs ont décidé d'utiliser ces différentes caractéristiques à leur avantage en les utilisant ensemble dans un même bâtiment pour dissiper l'énergie, réduire les forces sismiques et donc réduire les dommages.

I.8. Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté le concept général des isolateurs à la base et ses différents sous- systèmes (appuis parasismiques et amortissements) en dotant leurs importantes

Caractéristiques, leurs comportements, leurs avantages et inconvénients. Les informations déduites dans cette partie seront exploitées dans les chapitres qui suivent.

La théorie d'isolation sismique

II.1.Introduction

Comme on a vu dans le premier chapitre que l'isolation sismique est une technologie qui en mesure de fournir une protection sismique aux structures avec succès et son utilisation a été largement acceptée comme stratégie utile pour la conception d'installations importantes.

Dans ce chapitre on va détailler le comportement mécanique de ces isolateurs ainsi la représentation mathématique de quelque type d'isolateurs, et les procédures et les méthodes de calcul des bâtiments conçue à base de cette technologie.

II.2.Comportement théorique des isolateurs

La plupart des isolateurs ont un comportement idéalisé de type bilinéaire qui s'apparente à celui illustré à la figure II.1. Ce comportement est caractérisé par une force caractéristique (Q) et une rigidité élastique k_e , une rigidité post élastique k_p [11].

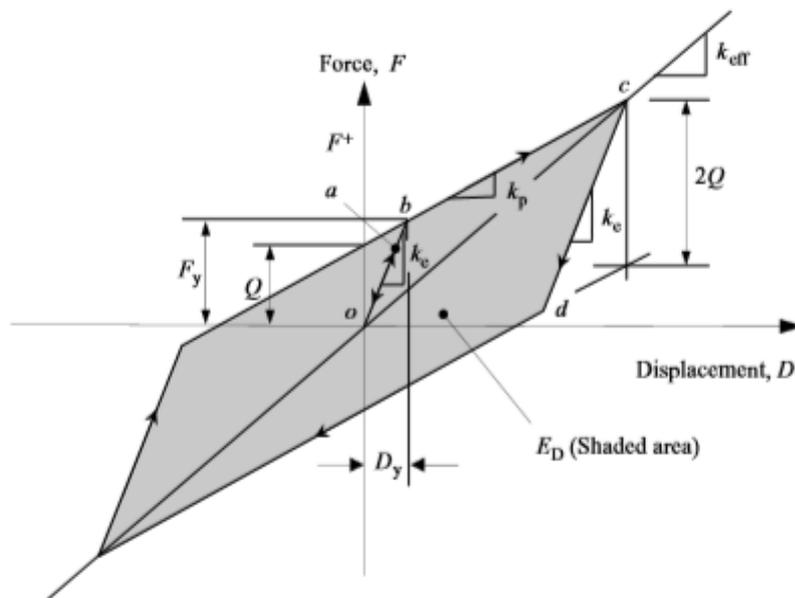


Figure II.1. Comportement bilinéaire des isolateurs sismiques [12].

Ces trois paramètres reflètent correctement les propriétés mécaniques des appuis et fournissent des estimations satisfaisantes sur leurs comportements non linéaires.

La (figure II.1) montre un modèle bilinéaire idéalisé basé sur des données de test. Lorsqu'un cisaillement commence à s'appliquer à l'appui, une relation alinéaire, exprimée par la ligne $\overline{o\bar{a}}$, existe entre le cisaillement et le déplacement latéral. Si le cisaillement appliqué est diminué du point a , le chemin de déchargement reste linéaire le long de la ligne $\overline{a\bar{o}}$. Une fois que le cisaillement augmente jusqu'au point b , l'écroutissage de l'appui se produit. Au-delà du point b , l'appui subit un déplacement plus important avec une faible augmentation du cisaillement et sa raideur est défini

comme une rigidité post élastique k_p . Si le déchargement commence au point c , le chemin de déchargement ne suit pas le chemin précédent. Au lieu de cela, il suit le chemin \overline{cd} avec la même raideur initiale de la ligne \overline{oa} . La valeur de cisaillement de cd est égale à $2F_y$, où F_y est désigné comme une force de limite élastique. Avec le cisaillement continu au-delà du point d , le trajet de déchargement est parallèle à la ligne \overline{bc} avec la même amplitude de k_p [12].

La rigidité effective de l'appui k_{eff} dans la région de post élastique peut être exprimée en termes de rigidité de post élastique k_p et de la force caractéristique Q , avec déplacement latéral correspondant D [12].

$$k_{eff} = k_p + \frac{Q}{D} \quad (2.1)$$

Le déplacement élastique D_y , qui est commodément utilisé dans certains programmes informatiques pour définir le modèle bilinéaire, est également dérivé de k_p , k_e et Q .

$$D_y = \frac{Q}{k_e - k_p} \quad (2.2)$$

La force de limite élastique F_y , due au déplacement élastique limite, D_y est déterminée :

$$F_y = Q + k_p D_y \quad (2.3)$$

L'amortissement effectif, β_{eff} est défini comme suit :

$$\beta_{eff} = \frac{E_D}{2\pi k_{eff} D^2} \quad (2.4)$$

Où E_D est l'énergie dissipée par cycle comme représenté sur la figure FigureII.1. Pour le modèle bilinéaire, E_D est considéré comme la zone de la boucle d'hystérésis délimitée par le déplacement latéral $-D$ et $+D$ à chaque cycle. Ainsi, $E_D = 4Q(D - D_y)$, et l'amortissement effectif β_{eff} , devient [12] ;

$$\beta_{eff} = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi k_{eff} D^2} = \frac{2Q(D - D_y)}{\pi k_{eff} D^2} \quad (2.4a)$$

Dans la pratique de conception, la rigidité effective et l'amortissement effectif sont déterminés au déplacement de conception D_D , et au déplacement maximal D_M [12]. Ce qu'on va voir prochainement.

II.2.1. Les appuis à déformation(NRB)

II.2.1.1. Appuis en élastomère fretté à amortissement élevé (HRB)

Les trois paramètres utilisés pour générer un modèle bilinéaire pour un appui en caoutchouc à un amortissement élevé sont traditionnellement dérivés à partir du module de cisaillement tangent G et l'amortissement effectif β_{eff} . Le module de cisaillement tangent est déterminé par des essais de cisaillement dynamiques. L'amortissement effectif, déterminé à partir des essais prototypes sur l'appui, varie entre 10% et 20% de l'amortissement critique [12]. La rigidité post élastique est calculée comme suit [12] :

$$k_p = \frac{GA_b}{t} \quad (2.5)$$

A_b : Surface du caoutchouc.

t : Épaisseur totale du caoutchouc.

La force caractéristique Q peut être évaluée par l'équation suivante ;

$$Q = \frac{\pi\beta_{eff}k_p D_D^2}{(2-\pi\beta_{eff})D_D - 2D_y} \quad (2.6)$$

Où D_D est désigné comme le déplacement de conception. Dans l'équation (2.6), le déplacement élastique D_y est inconnu jusqu'à ce que les paramètres k_e , et k_p et Q soient déterminés.

Une estimation approximative de D_y , étayée par les résultats des essais, peut être exprimée en terme d'épaisseur totale de caoutchouc, t : $D_y = \lambda t$, où le coefficient, λ , varie entre 0,05 et 0,1. Une fois que k_p , D_y et Q sont connus, la force de la limite d'élasticité F_y , est facilement déterminée comme suit :

$$F_y = Q + k_p D_y \quad (2.7)$$

Ensuite, la rigidité élastique du l'appui en caoutchouc à amortissement élevé devient

$$k_e = \frac{F_y}{D_y} = k_p + \frac{Q}{D_y} = k_p \left\{ 1 + \frac{\pi\beta_{eff}D_D^2}{\lambda t[(2-\pi\beta_{eff})D_D - 2\lambda t]} \right\} \quad (2.8)$$

On remplace $D_y = \lambda t$ dans l'équation (2.4a), la rigidité effective due au déplacement de conception peut être calculée comme suit :

$$k_{eff} = \frac{2Q(D_D - \lambda t)}{\pi\beta_{eff}D_D^2} \quad (2.9)$$

II.2.1.2. Appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (Lead-Rubber Bearings)

La force caractéristique Q de ce type d'appui est dominée par la résistance au cisaillement de l'âme en plomb. Le rendement de cisaillement se produit au niveau du noyau

De plomb sous un faible niveau de contrainte de cisaillement. Cependant, le comportement hystérétique de l'appui est assez stable, mais il se peut qu'il soit soumis à de nombreux cycles de

charge. L'équation (2.10) montre la relation entre la force caractéristique Q , et le produit de la limite d'élasticité du plomb f_{yl} , et la surface du noyau de plomb A_l .

$$Q = f_{yl} \times A_l \quad (2.10)$$

f_{yl} : Limite élastique du plomb.

A_l : Aire du noyau de plomb.

La rigidité post élastique k_p , est donné comme suite ;

$$k_p = \frac{A_b G f_L}{t} \quad (2.11)$$

G : Module de cisaillement du caoutchouc.

A_b : Surface du caoutchouc.

t : Épaisseur totale du caoutchouc.

f_L : Et un coefficient, généralement égale à 1,5.

La rigidité élastique k_e n'est pas facile à déterminer, mais il peut être approximativement estimé comme montré ci-dessous [12] :

$$6.5k_p \leq k_e \leq 10k_p \quad (2.11a)$$

Sur la base de l'équation (2.2), le déplacement élastique et déterminer comme suit, en supposant que $k_e = \kappa k_p$, et le rapport de sa raideur élastique à la rigidité de post élastique, κ est compris entre 6,5 et 10 [12] :

$$D_y = \frac{Q}{k_e - k_p} \approx \frac{Q}{\kappa k_p - k_p} = \frac{Q}{(\kappa - 1)k_p} \quad (2.12)$$

On remplace la formule de déplacement élastique et la rigidité effective dans l'équation (2.4a), l'amortissement effectif devient en termes de Q , k_p et κ .

$$\beta_{eff} = \frac{2Q(D - D_y)}{\pi k_{eff} D^2} = \frac{2Q[(\kappa - 1)k_p D - Q]}{\pi(\kappa - 1)k_p(k_p D + Q)D} \quad (2.13)$$

Après la détermination de la force caractéristique Q et la rigidité post élastique k_p a partir des essais prototypes sur l'appui, le modèle bilinéaire présent ci-dessus est facilement établi et peut être utilisé pour effectuer une analyse non linéaire d'une structure avec appuis [12].

II.2.2. Les appuis à glissement

II.2.2.1. Appuis en pendules glissants (Friction Pendulum Sliding)

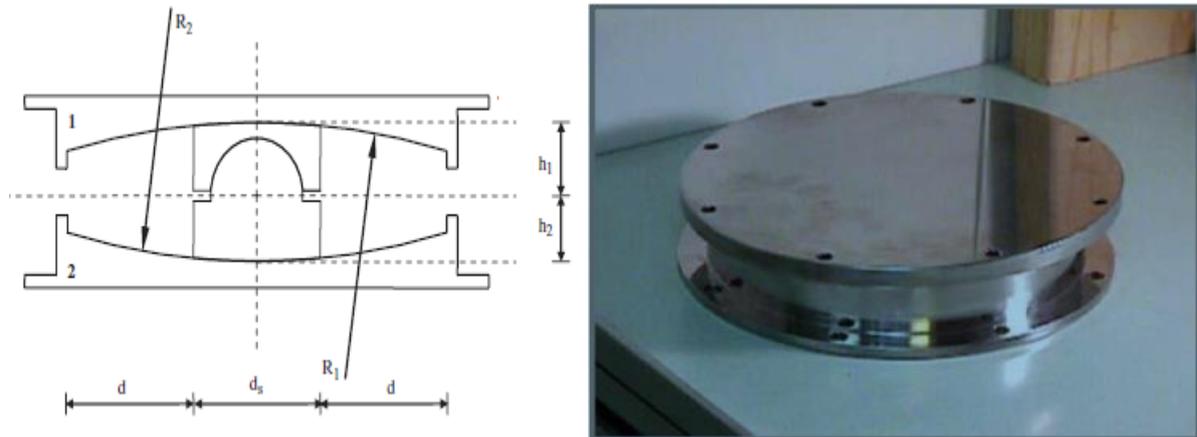


Figure II.2. Appuis en pendules glissants (FPS)

La force caractéristique est exprimée par la formule suivante :

$$Q = \mu_s P_C \quad (2.14)$$

Avec :

P_C : est la force axiale appliquée sur l'appui, qui est composée de la charge de gravité, P_g et les effets de l'accélération verticale du sol. Si les effets de l'accélération verticale ne sont pas significatifs et peuvent être négligés, alors la force axiale, P_C est simplifiée comme $P_C = P_g$

μ_s : est le coefficient de frottement de glissement lié à la vitesse de glissement, donné par la formule suivante [12] :

$$\mu_s = f_{max} - (f_{max} - f_{min})e^{-\xi|\dot{D}|} \quad (2.15)$$

f_{max} Et f_{min} sont des coefficients de frottement à vitesse rapide et lente, respectivement. \dot{D} Représente la vitesse du mouvement de l'appui, ξ est appelé l'inverse de la vitesse de glissement caractéristique, qui contrôle la transition de f_{max} à f_{min} et est déterminé à partir des essais. La valeur suggérée de ξ est d'environ 0,1 s/mm. La rigidité après l'écroutissage est déterminée comme indiqué ci-dessous [12] :

$$k_p = \frac{P_C}{R} \quad (2.16)$$

Où R : représente le rayon de courbure de la surface de glissement.

Les résultats des tests indiquent que la raideur élastique de ce système d'isolation k_e est normalement plus de 100 fois plus grande que la rigidité après l'écroutissage k_p . Donc, le déplacement devient [12] :

$$D_y = \frac{Q}{k_e - k_p} \approx \frac{Q}{100k_p} = \frac{\mu_s P_C}{100(P_C/R)} = \frac{\mu_s R}{100} \quad (2.17)$$

D'après l'équation (2.1), la rigidité effective est égale à [12] :

$$k_{eff} = k_p + \frac{Q}{D} = P_C \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_s}{D_D} \right) \quad (2.18)$$

Depuis le déplacement élastique D_y est beaucoup plus petit que le déplacement de conception, D_D , la zone de la boucle d'hystérésis de ce système peut être simplifiée et est approximativement estimé comme suit [12] :

$$E_D = 4Q(D_D - D_y) \approx 4QD_D = 4\mu_s P_C \quad (2.19)$$

En remplace les équations (2.18) et (2.19) dans l'équation (2.4a) L'amortissement effectif du pendule à frottement est calculé comme suit [12] :

$$\beta_{eff} = \frac{E_D}{2\pi k_{eff} D_D^2} = \frac{4\mu_s P_C D_D}{2\pi P_C (1/R + \mu_s/D_D) D_D^2} = \frac{2\mu_s}{\pi(D_D/R + \mu_s)} \quad (2.20)$$

II.3. Modélisation Mathématique des Appuis Parasismiques

II.3.1. Appuis en caoutchouc fretté (Laminated Rubber Bearings)

Le modèle mathématique est donné par la figure II.3.

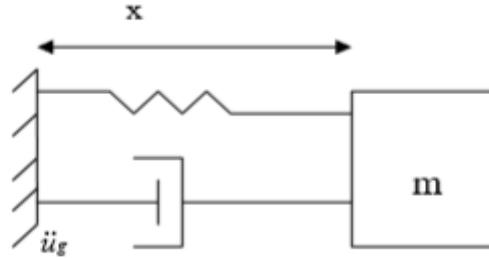


Figure II.3. Le modèle mathématique du type d'isolateur en caoutchouc fretté [13].

Le système est soumis à l'accélération du sol \ddot{u}_g , l'équation du mouvement est comme suit :

$$m(\ddot{x} + \ddot{u}_g) + c\dot{x} + kx = 0 \quad (2.21)$$

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{u}_g \quad (2.22)$$

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega^2 + \omega^2x = -\ddot{u}_g \quad (2.23)$$

Avec $\omega^2 = k/m$ et $2\zeta\omega^2 = c/m$

ζ : Coefficient d'amortissement [13].

II.3.2. Appuis en Caoutchouc avec Amortisseur en Barreau de Plomb

Le modèle mathématique est représenté par la (figure II.4)

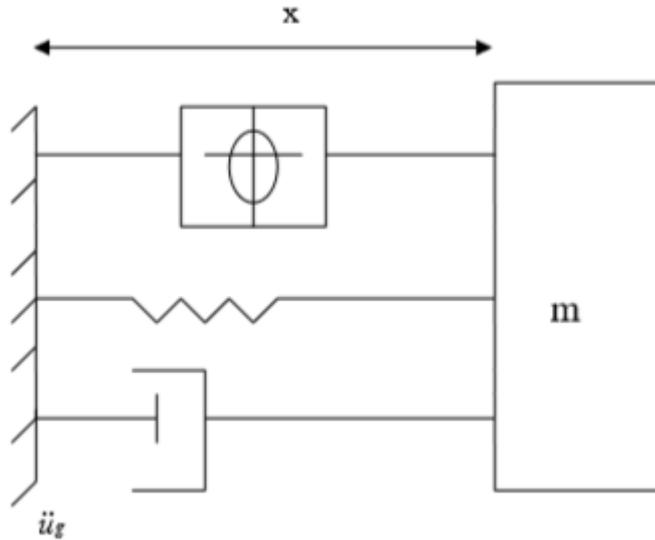


Figure II.4. Modèle mathématique du type isolateur en Caoutchouc avec Amortisseur en Barreau de Plomb [13].

La force latérale dans l'amortisseur est donnée par la relation suivante [13] :

$$F_{(x)} = \alpha \left\{ \frac{F_y}{Y} \right\} x + (1 - \alpha) F_y Z \quad (2.24)$$

La composante hystérétique Z est définie par [13] :

$$YZ \dot{+} \gamma |x| \dot{Z} |Z|^{n-1} + \beta \dot{x} |Z|^n - A \dot{x} = 0 \quad (2.25)$$

A, β, η, γ sont des constantes adimensionnelles.

F_y : Force de limite d'élasticité.

Y : déplacement élastique (yield displacement).

α : Rapport des rigidités des phases plastique et élastique.

L'équation du mouvement est donnée comme suit [13] :

$$m(\ddot{x} + \ddot{u}_g) + c\dot{x} + kx + N \left[\alpha \left(\frac{F_y}{Y} \right) x + (1 - \alpha) F_y Z \right] = 0 \quad (2.26)$$

$$\ddot{x} + 2 \zeta \omega \dot{x} + \omega^2 x + \left(\frac{N}{m} \right) \left[\alpha \left(\frac{F_y}{Y} \right) x + (1 - \alpha) F_y Z \right] = 0 \quad (2.27)$$

N : nombre d'amortisseurs hystérétiques.

II.3.3. Appuis Glissants utilisés par l'EDF (Electricité de France)

On a parlé déjà sur ce type dans le chapitre précédent et son modèle mathématique est représenté dans la figure ci-dessous :

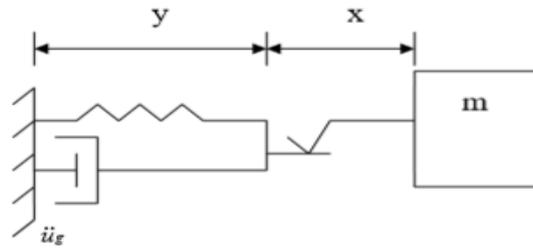


Figure II.5. Modèle mathématique du type EDF [13].

Equation du mouvement :

Les équations qui régissent le mouvement pendant le glissement sont [13] :

$$m(\ddot{x} + \ddot{y}) + \mu m g \operatorname{sgn}(\dot{x}) = -m\ddot{u}_g \quad (2.28)$$

$$c\dot{y} + ky - \mu m g \operatorname{sgn}(\dot{x}) = 0 \quad (2.29)$$

Avec :

y : déplacement relatif.

x : glissement.

Les deux équations deviennent :

$$\begin{cases} \ddot{x} + \mu g \operatorname{sgn}(\dot{x}) = -\ddot{u}_g - \ddot{y} & (2.30) \\ 2\zeta\omega\dot{x} + \omega^2 x = \mu g \operatorname{sgn}(\dot{x}) & (2.31) \end{cases}$$

L'équation (2.30) nous donne :

$$\mu g \operatorname{sgn}(\dot{x}) = -\ddot{x} - \ddot{y} - \ddot{u}_g \quad (2.32)$$

En injectant l'équation (2.31) dans l'équation (2.32) on aura :

$$\dot{y} + 2\zeta\omega\dot{y} + \omega^2 y = -\ddot{x} - \ddot{u}_g \quad (2.33)$$

$$\mu g = -\dot{y} - \ddot{u}_g \quad (2.34)$$

$$\dot{x} = 0 \quad \rightarrow \quad \dot{y} + 2\zeta\omega\dot{y} + \omega^2 y = -\ddot{u}_g \quad (2.35)$$

Il ressort de ces équations que pendant la phase élastique (non glissement) le système se comporte comme un isolateur en caoutchouc laminé et la condition d'attachement (stick condition) est [13] :

$$u_g - |\ddot{u}_g + \ddot{y}| \geq 0 \quad (2.36)$$

II.3.4.Appuis en Pendules glissants

La (figure II.7) montre le modèle mathématique adéquate pour ce type d'appuis

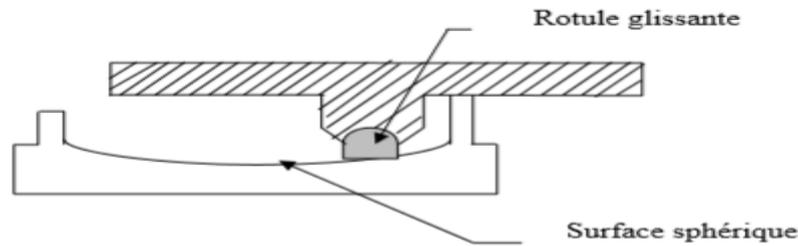


Figure II.6. Déplacement d'un appui en pendule glissant [13]

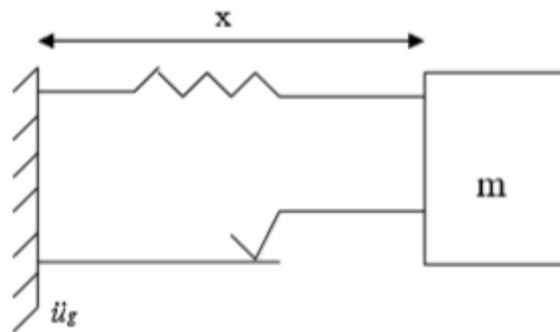


Figure II.7. Modèle mathématique du type FPS [13]

On a : $\sin \theta = \frac{u}{R}$

Et comme on a le développement limité de $\sin \theta$ qui égale à [14] :

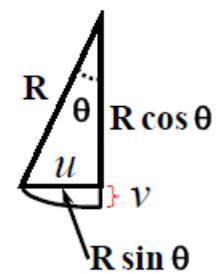
$$\sin \theta = \theta - \frac{\theta^3}{3!} \approx \theta \quad \text{et} \quad \cos \theta = 1 - \frac{\theta^2}{2!} \approx 1$$

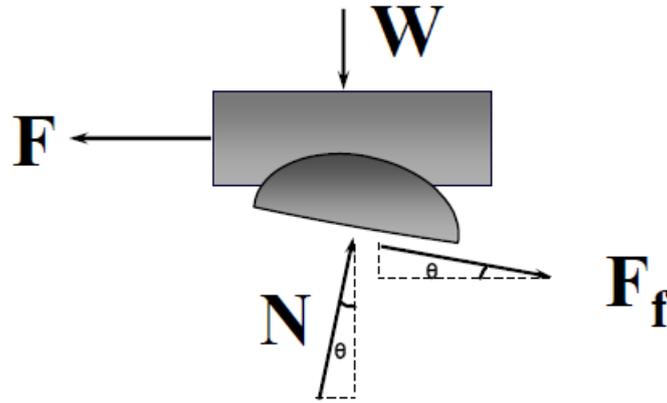
Alors on aura $\theta = \frac{u}{R}$

Et le déplacement vertical de l'appui est donné par [14] :

$$v = R(1 - \cos \theta) = R \frac{\theta^2}{2} \approx \frac{u^2}{2R}$$

Pour ce système d'appui, on peut représenter le bilan des forces comme suit [14] :





L'effort normal est donné par :

$$N = \frac{W}{\cos \theta} \approx W$$

Dans ce cas, la force de frottement est donnée par :

$$F_f = \mu \cdot N \cdot \text{sgn}(\dot{u}) = \mu \cdot w \cdot \text{sgn}(\dot{u}) \quad (2.37)$$

La force latérale développée dans ce système est donnée comme suit [14] :

$$F = N \cdot \sin \theta + F_f \cdot \cos \theta \quad (2.38)$$

Donc :

$$F = \frac{w}{R} u + \mu \cdot w \cdot \text{sgn}(\dot{x}) \quad (2.39)$$

Avec :

μ : Coefficient de frottement

R : Rayon de courbure de la surface sphérique.

W : Poids de la structure

Equation du mouvement de ce système [13]

$$m(\ddot{x} + \ddot{u}_g) + F = 0 \quad (2.40)$$

$$\Rightarrow m\ddot{x} + m\ddot{u}_g + \frac{w}{R}u + \mu \cdot w \cdot \text{sgn}(\dot{x}) \quad (2.41)$$

On remarque dans cette équation que la rigidité du système est donnée par le rapport du poids sur le rayon de courbure.

$$\Rightarrow \ddot{x} + \omega_0^2 x + \mu \cdot w \cdot \text{sgn}(\dot{x}) = -\ddot{u}_g \quad (2.42)$$

$$\text{Avec } \omega_0^2 = \frac{g}{R} \quad (2.43)$$

II.4. Concept de base des structures isolé à la base

II.4.1. Équations du mouvement à un degré de liberté

Le mouvement d'une structure de bâtiment isolée sismiquement peut être exprimé par une équation de mouvement à un seul degré de liberté en supposant que la structure au-dessus de

l'interface d'isolation est extrêmement rigide et que le mouvement du système structurel se produit principalement à sa base ou à système d'isolement.

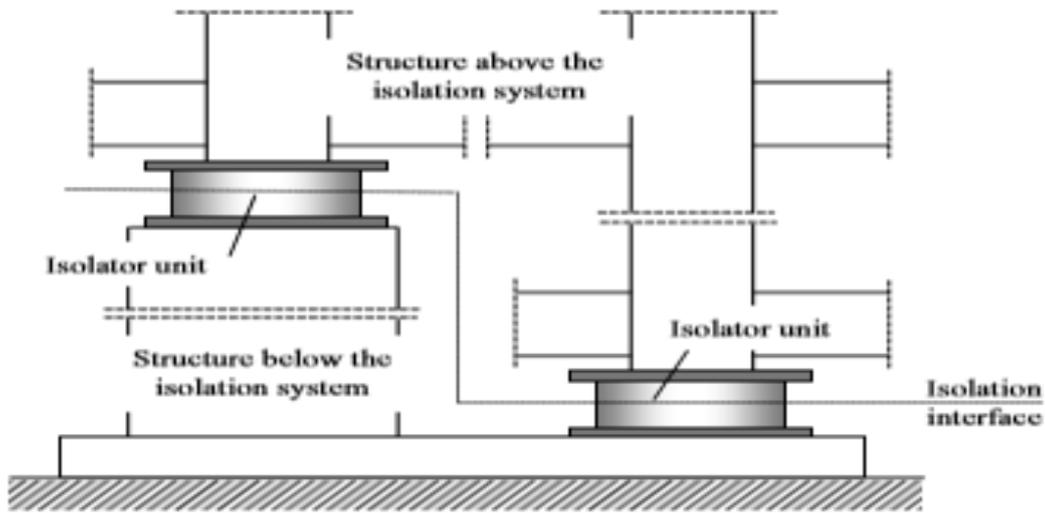


Figure II.8. Terminologie de la structure isolée à la base.

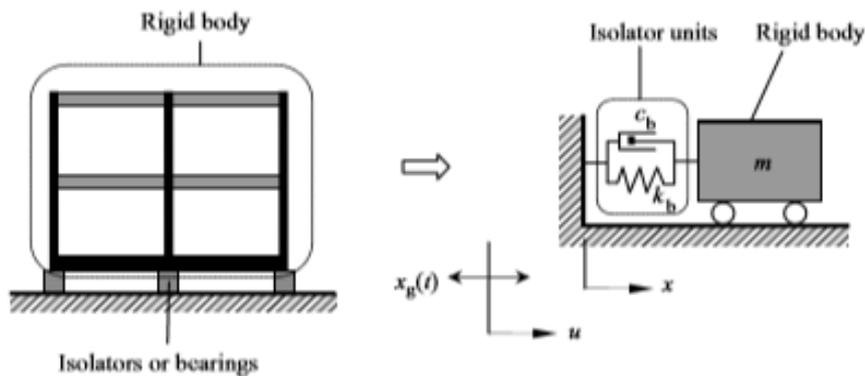


Figure II.9. Esquisse d'une structure isolée à un degré de liberté.

La structure au-dessus ou au-dessous du système d'isolation, sont illustrés graphiquement dans la (figure II.8). L'esquisse d'une structure à un degré de liberté isolé à la base est montrée dans la (figure II.9). Un corps rigide avec une masse m représente la structure du bâtiment au-dessus de l'interface d'isolation. Le système d'isolation possède une rigidité latérale k_b , et coefficient d'amortissement c_b . Le mouvement du système d'isolation et le mouvement du sol sont exprimés respectivement $u(t)$ et $x_g(t)$. En utilisant des notations simplifiées de u et x_g pour représenter $u(t)$ et $x_g(t)$, l'équation du mouvement est donnée comme suit :

$$m\ddot{u} + c_b(\dot{u} - \dot{x}_g) + k_b(u - x_g) = 0 \quad (2.44)$$

Introduisant le déplacement relative ($x = u - x_g$), la fréquence angulaire $\omega_b = \sqrt{k_b/m}$, et le taux d'amortissement $\beta_b = c_b/2\omega_b m$ dans l'équation (2.44), est réécrit comme suit :

$$m\ddot{x} + c_b\dot{x} + k_b x = -m\ddot{x}_g \quad \text{ou} \quad \ddot{x} + 2\omega_b\beta_b\dot{x} + \omega_b^2 x = -\ddot{x}_g \quad (2.45)$$

La solution de l'équation (2.45) exprimé par :

$$x(t) = C_1(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \sin \bar{\omega}_b(t) + C_2(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \cos \bar{\omega}_b(t) \quad (2.46)$$

Où la fréquence amortie est donnée par $\bar{\omega}_b = \omega_b\sqrt{1 - \beta_b^2}$. $C_1(t)$ Et $C_2(t)$ sont volontairement sélectionnés pour répondre à la condition suivante :

$$\dot{C}_1(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \sin \bar{\omega}_b(t) + \dot{C}_2(t)e^{-\beta_b\omega_b t} \cos \bar{\omega}_b(t) = 0 \quad (2.47)$$

Les dérivés successifs de l'équation (2.2) entraînent la relation suivante entre $\dot{C}_1(t)$ et $\dot{C}_2(t)$:

$$\begin{aligned} & \dot{C}_1(t)e^{-\beta_b\omega_b t} (\bar{\omega}_b \cos \bar{\omega}_b t - \beta_b \omega_b \sin \bar{\omega}_b t) \\ & - \dot{C}_2(t)e^{-\beta_b\omega_b t} (\bar{\omega}_b \sin \bar{\omega}_b t + \beta_b \omega_b \cos \bar{\omega}_b t) = -\ddot{x}_g(t) \end{aligned} \quad (2.47a)$$

Les équations de résolution (2.3) et (2.3a), les coefficients $\dot{C}_1(t)$ et $\dot{C}_2(t)$ sont obtenus par :

$$\dot{C}_1(t) = -\frac{1}{\bar{\omega}_b} \ddot{x}_g(t) e^{\beta_b\omega_b t} \cos \bar{\omega}_b t \quad (2.48)$$

$$\dot{C}_2(t) = \frac{1}{\bar{\omega}_b} \ddot{x}_g(t) e^{\beta_b\omega_b t} \sin \bar{\omega}_b t \quad (2.48a)$$

En prenant l'intégration des équations (2.48) et (2.48a), $C_1(t)$ et $C_2(t)$ sont obtenus comme suit :

$$C_1(t) = -\frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{\beta_b\omega_b \tau} \cos \bar{\omega}_b \tau d\tau + C_1 \quad (2.49)$$

$$C_2(t) = \frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{\beta_b\omega_b \tau} \sin \bar{\omega}_b \tau d\tau + C_2 \quad (2.50)$$

Où C_1 et C_2 sont des constantes indépendantes du temps t.

En substituant $C_1(t)$ et $C_2(t)$ dans l'équation (2.46), le mouvement de la structure sismiquement isolée est exprimé au moyen de l'intégrale de Duhamel.

$$x(t) = e^{-\beta_b\omega_b t} (C_1 \sin \bar{\omega}_b(t) + C_2 \cos \bar{\omega}_b(t) - \frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta_b\omega_b \tau} \sin \bar{\omega}_b(t - \tau) d\tau) \quad (2.51)$$

Cependant, puisqu'il n'y a pas de mouvement initial et de vitesse de la structure étudiée au début d'un séisme ($C_1 = C_2 = 0$). Ainsi, L'équation (2.51) est simplifiée comme suit :

$$x(t) = -\frac{1}{\bar{\omega}_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta_b\omega_b(t-\tau)} \sin \bar{\omega}_b(t - \tau) d\tau \quad (2.51a)$$

Comme c'est le cas avec des structures isolées sismiquement sans amortisseurs, le taux d'amortissement β_b ne dépasse pas généralement 20% de l'amortissement critique. En conséquence, les effets du terme $\sqrt{1 - \beta_b^2}$ sont négligeables et le remplacement de la fréquence amortie $\bar{\omega}_b$ par la fréquence angulaire, ω_b est approprié. L'équation (2.51a) peut être réécrite comme :

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_b} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-\beta_b\omega_b(t-\tau)} \sin \omega_b(t - \tau) d\tau \quad (2.52)$$

II.4.2. Équation du mouvement à plusieurs degrés de liberté

La (figure II.10) Montre une structure sismiquement isolée avec plusieurs étages. En employant la condition d'équilibre, l'équation de mouvement au niveau de la toiture n ;

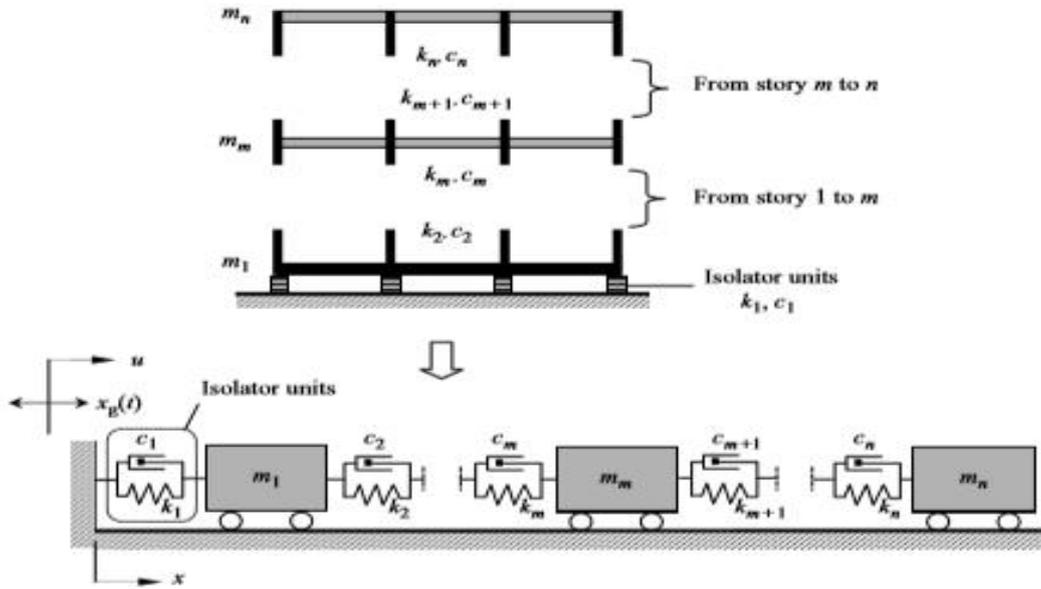


Figure II.10. Esquisse d'une structure isolée à plusieurs degrés de liberté.

$$m_n \ddot{u}_n + c_n (\dot{u}_n - \dot{u}_{n-1}) + k_n (u_n - u_{n-1}) = 0 \quad (2.53)$$

Où m_n est la masse de la toiture ; c_n et k_n dénotent le coefficient d'amortissement et la rigidité entre la toiture et l'étage au-dessous, respectivement ; u_n et u_{n-1} simplifiés à partir de $u_n(t)$ et $u_{n-1}(t)$, représentent le mouvement sur la toiture et l'étage au-dessous.

L'équation du mouvement à l'étage m s'exprime comme suit :

$$m_m \ddot{u}_m + c_m (\dot{u}_m - \dot{u}_{m-1}) - c_{m+1} (\dot{u}_{m+1} - \dot{u}_m) + k_m (u_m - u_{m-1}) - k_{m+1} (u_{m+1} - u_m) = 0 \quad (2.54)$$

Où m_m est la masse à l'étage m ; c_{m+1} et c_m sont le coefficient d'amortissement entre l'étage $m + 1$ et m , et entre l'étage m et $m - 1$, respectivement ; k_{m+1} et k_m sont désignés comme la rigidité de l'étage, entre l'étage $m + 1$ et m , et entre l'étage $m - 1$ et m , respectivement ; u_{m+1} , u_m , et u_{m-1} représentent le mouvement à l'étage $m + 1$, m et $m - 1$.

Au niveau immédiatement supérieur au système d'isolation dénommé étage 1, en considérant le mouvement au sol x_g , qui est simplifié à partir de $x_g(t)$, l'équation du mouvement peut être écrite :

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_1 (\dot{u}_1 - \dot{x}_g) - c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_1 (u_1 - x_g) - k_2 (u_2 - u_1) = 0 \quad (2.55)$$

Où m_1 est la masse à l'étage 1 ; c_2 et k_2 sont le coefficient d'amortissement et la rigidité de l'étage entre l'étage 2 et 1, respectivement ; c_1 et k_1 sont désignés respectivement comme coefficient

d'amortissement et rigidité du système d'isolation ; u_2 et u_1 représentent le mouvement à l'étage 2 et 1. Introduisant le déplacement relatif entre chaque étage et le mouvement du sol exprimé en termes de $x_m = u_m - x_g$, les équations (2.53), (2.54), (2.55) deviennent :

$$m_n \ddot{u}_n + c_n(\dot{x}_n - \dot{x}_n - 1) - k_n(x_n - x_n - 1) = -m_n \ddot{x}_g \quad (2.53a)$$

$$m_m \ddot{x}_m + c_m(\dot{x}_m - \dot{x}_{m-1}) - c_{m+1}(\dot{x}_{m+1} - \dot{x}_m) + k_m(x_m - x_{m-1}) - k_{m+1}(x_{m+1} - x_m) = -m_m \ddot{x}_g \quad (2.54a)$$

$$m_1 \ddot{x}_1 + c_1 \dot{x}_1 - c_2(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_1 x_1 - k_2(x_2 - x_1) = -m_m \ddot{x}_g \quad (2.55a)$$

Les équations (2.53a), (2.54a), (2.55a) forment des équations de mouvement à plusieurs degrés de liberté (MDOF). Ces équations peuvent être exprimées en notations matricielles et exprimées symboliquement comme ci-dessous :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -\ddot{x}_g[M]\{1\} \quad (2.56)$$

Où la matrice de masse, $[M]$ la matrice d'amortissement, $[C]$ et la rigidité structurelle, $[K]$ se présentent sous les formes suivantes :

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & m_2 & 0 & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & \\ & & & m_m & \cdots & 0 & 0 \\ \text{sym.} & & & & \ddots & m_{n-1} & m_n \end{bmatrix} \quad (2.56a)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 & 0 & 0 \\ & c_2 + c_3 & 0 & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & \\ & & & c_m + c_{m+1} & \cdots & 0 & 0 \\ \text{sym.} & & & & \ddots & c_{n-1} + c_n & -c_n \\ & & & & & & c_n \end{bmatrix} \quad (2.56b)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 \\ & k_2 + k_3 & 0 & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & \\ & & & k_m + k_{m+1} & \cdots & 0 & 0 \\ \text{sym} & & & & \ddots & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ & & & & & & k_n \end{bmatrix} \quad (2.56c)$$

Dans l'équation (2.56) $\{1\}$ est un vecteur unitaire $1 \times n$, $\{x\}$, $\{\dot{x}\}$ et $\{\ddot{x}\}$ présentent le vecteur de déplacement relatif, la vectrice vitesse et le vecteur d'accélération de la structure sismiquement isolée :

$$\{x\}^T = \{x_1 \quad x_2 \quad \dots \quad x_m \quad \dots \quad x_{n-1} \quad x_n\} \quad (2.57)$$

$$\{\dot{x}\}^T = \{\dot{x}_1 \quad \dot{x}_2 \quad \dots \quad \dot{x}_m \quad \dots \quad \dot{x}_{n-1} \quad \dot{x}_n\} \quad (2.57a)$$

$$\{\ddot{x}\}^T = \{\ddot{x}_1 \quad \ddot{x}_2 \quad \dots \quad \ddot{x}_m \quad \dots \quad \ddot{x}_{n-1} \quad \ddot{x}_n\} \quad (2.57b)$$

Soit le vecteur de déplacement relatif exprimé en termes de vecteur de réponse généralisé, $\{x\}$.

L'équation (2.57) devient :

$$\{x\} = [\Phi]\{\dot{x}\} \quad (2.58)$$

Où $[\Phi]$ est la matrice modale comme indiqué ci-dessous :

$$[\Phi] = \begin{bmatrix} \Phi_{1,1} & \Phi_{1,2} & \dots & \Phi_{1,m} & \dots & \Phi_{1,n-1} & \Phi_{1,n} \\ \Phi_{2,1} & \Phi_{2,2} & \dots & \Phi_{2,m} & \dots & \Phi_{2,n-1} & \Phi_{2,n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \Phi_{m,1} & \Phi_{m,2} & \dots & \Phi_{m,m} & \dots & \Phi_{m,n-1} & \Phi_{m,n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \Phi_{n-1,1} & \Phi_{n-1,2} & \dots & \Phi_{n-1,m} & \dots & \Phi_{n-1,n-1} & \Phi_{n-1,n} \\ \Phi_{n,1} & \Phi_{n,2} & \dots & \Phi_{n,m} & \dots & \Phi_{n,n-1} & \Phi_{n,n} \end{bmatrix}$$

Les dérivées successives de l'équation (2.58) entraînent :

$$[M][\Phi]\{\ddot{x}'\} + [C][\Phi]\{\dot{x}'\} + [K][\Phi]\{x'\} = -\ddot{x}_g [M]\{1\} \quad (2.59)$$

En multipliant et en divisant les deux côtés de l'équation (2.59) par $[\Phi]^T$ et $[\Phi]^T[M][\Phi]$,

Respectivement, l'équation de mouvement devient :

$$\{\ddot{x}'\} + \frac{[\Phi]^T[C][\Phi]}{[\Phi]^T[M][\Phi]}\{\dot{x}'\} + \frac{[\Phi]^T[K][\Phi]}{[\Phi]^T[M][\Phi]}\{x'\} = -\frac{[\Phi]^T[M]\{1\}}{[\Phi]^T[M][\Phi]}\ddot{x}_g \quad (2.59a)$$

Détermination du taux d'amortissement à chaque mode :

$$\beta_m = c_m / 2\omega_m m_m, m = 1, \dots, n, \text{ Après}$$

$$\frac{[\Phi]^T [C] [[\Phi]]}{[\Phi]^T [M] [[\Phi]]} = \begin{bmatrix} 2\beta_1\omega_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 2\beta_2\omega_2 & 0 & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & \\ & & & 2\beta_m\omega_m & \cdots & 0 \\ & & & & \ddots & \\ \text{sym.} & & & & & 2\beta_{n-1}\omega_{n-1} & 0 \\ & & & & & & 2\beta_n\omega_n \end{bmatrix} = 2\beta\omega \quad (2.60)$$

Où $2\beta\omega$ est une matrice diagonale $n \times n$. Notez que pour plus de simplicité, β et ω sont utilisés pour présenter respectivement β_m et ω_m . Théoriquement, $[\Phi]^T [C] [\Phi] ([\Phi]^T [M] [[\Phi]])^{-1}$ ne peut pas être découpé dans une matrice diagonale $[2\beta\omega]$ puisque l'amortissement du système d'isolation est supérieur à celui de la structure au-dessus de l'interface d'isolation. Cependant, les effets d'amortissement couplés, qui existent au niveau des composantes non diagonales de la matrice, se sont révélés petits et $[\Phi]^T [C] [\Phi] ([\Phi]^T [M] [[\Phi]])^{-1}$ négligeable pour la plupart des structures [12]. Par conséquent, en supposant que les ratios d'amortissement peuvent être découplés, comme le montre l'équation (2.60), ils ne perdront pas la précision analytique de l'étude du comportement de l'ensemble du système. Si des dispositifs d'amortissement sont ajoutés au système d'isolation, les effets d'amortissement couplés ne peuvent pas être négligés et l'analyse modale complexe doit être utilisée pour trouver les solutions [12]. Une rigidité diagonale $[\omega^2]$, est également obtenue sur la base des propriétés de la structure :

$$\frac{[\Phi]^T [K] [[\Phi]]}{[\Phi]^T [M] [[\Phi]]} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & \omega_2^2 & 0 & 0 & 0 \\ & & \ddots & \vdots & \\ & & & \omega_m^2 & \cdots & 0 & 0 \\ & & & & \ddots & \\ \text{sym.} & & & & & \omega_{n-1}^2 & 0 \\ & & & & & & \omega_1^2 \end{bmatrix} = [\omega^2] \quad (2.60a)$$

À droite de l'équation (2.59a), un facteur de participation, est défini ci-dessous :

$$\Gamma = \frac{[\Phi]^T [M] \{1\}}{[\Phi]^T [M] [[\Phi]]} \quad (2.60b)$$

Le facteur de participation peut être écrit comme suit : $\{1 \dots m \dots n\}^T$, où m représente le facteur de participation en mode M . En s'appuyant sur les conditions orthogonales présentées dans les équations 2.60, 2.60a et 2.60b, l'équation 2.59a est découplée et est exprimée comme suit :

$$\{\ddot{x}'\} + [2\beta\omega] \{\dot{x}'\} + \omega^2 \{x'\} = -\Gamma \ddot{x}_g \quad (2.61)$$

L'équation (2.61) est similaire à l'équation (2.45) pour l'équation du mouvement à un degré de liberté, mais elle consiste en n équations indépendantes et peut être résolue séparément pour chaque mode de vibration :

$$\ddot{x}'_m + 2\beta_m\omega_m\dot{x}'_m + \omega_m^2x'_m = -\Gamma\ddot{x}_g = -\frac{[\Phi]_m^T[M]\{1\}}{[\Phi]_m^T[M][\Phi]_m}\ddot{x}_g \quad (2.61a)$$

Où $[\Phi]_m^T = \{\Phi_{1,m} \dots \Phi_{m,m} \dots \Phi_{n,m}\}$. Application de l'intégration de Duhamel, la solution de l'équation (2.61a) est obtenue pour chaque niveau de la structure sismique.

$$\dot{x}'_m(t) = -\frac{1}{\bar{\omega}_m}\Gamma_m \int_0^t \ddot{x}_g(\tau)e^{-\beta_m\omega_m(t-\tau)}\sin\bar{\omega}_m'(t-\tau)d\tau \quad m = 1, \dots, n \quad (2.62)$$

Où $\bar{\omega}_m = \omega_m\sqrt{1-\beta_m^2}$ est la pulsation amortie au nième mode. L'expression de $\sqrt{1-\beta_m^2}$ est négligeable pour la plupart des structures isolées sismiquement sans dispositifs d'amortissement. Ainsi $\bar{\omega}_m \approx \omega_m$, et l'équation (2.62) sont simplifiées :

$$\dot{x}'_m(t) = -\frac{1}{\omega_m}\Gamma_m \int_0^t \ddot{x}_g(\tau)e^{-\beta_m\omega_m(t-\tau)}\sin\omega_m'(t-\tau)d\tau \quad m = 1, \dots, n \quad (2.62a)$$

Une fois que le vecteur de réponse généralisé, $\{x'\}$ est calculé à partir de l'équation (2.62a), le vecteur de déplacement relatif, $\{x\}$ peut être déterminé à partir de l'équation (2.58). Le vecteur vitesse $\{\dot{x}\}$, et le vecteur d'accélération $\{\ddot{x}\}$ sont également facilement dérivés comme suit :

$$\{\dot{x}\} = [\Phi]\{\dot{x}'\} \quad (2.63)$$

$$\{\ddot{x}\} = [\Phi]\{\ddot{x}'\} \quad (2.63a)$$

La procédure présentée ci-dessus, appelée méthode de superposition du déplacement modal, est utilisée pour les structures à base fixe et a également démontré son applicabilité à la plupart des structures sismiques isolées a plusieurs degré de liberté, dont les taux d'amortissement des isolateurs sont inférieurs à 20% [12].

II.5. Méthodes de calcul des constructions isolées

Selon le code américain UBC 97 (Uniform Building Code), les constructions isolées peuvent être analysées et calculées suivant trois méthodes suivantes ;

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse dynamique par spectre de réponse (réponse Spectrum analyses).
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (Time History Analysis).

II.5.1.Méthode statique équivalente

Cette méthode est applicable pour les structures satisfaisant aux conditions suivantes [13] :

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

II.5.1.1. Déplacements latéraux minimaux

II.5.1.1.1. Déplacement de conception

Le système d'isolation doit être conçu et construit pour résister à des déplacements sismiques latéraux minimaux agissant dans la direction de chacun des axes horizontaux principaux de la structure, conformément à la formule [15] :

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D} \quad (2.64)$$

C_{VD} : Coefficient sismique.

N_V : Coefficient dépendant de la proximité de la faille active (tableau II.2).

Tableau II.1. Coefficient sismique C_{VD}

Type de sol	Facteurs de zone sismique				
	Z=0.075	Z =0.15	Z =0.2	Z =0.3	Z= 0.40
S_A	0,06	0,12	0,16	0,24	0,32 N_V
S_B	0,08	0,15	0,2	0,3	0,4 N_V
S_C	0,13	0,25	0,32	0,45	0,56 N_V
S_D	0,18	0,32	0,40	0,54	0,64 N_V
S_E	0,26	0,50	0,64	0,84	0,96 N_V

Tableau II.2. Coefficient de proximité de la faille N_V .

Distance à la faille	Magnitude d'un Séisme maximum considéré		
	≥ 8.0	= 7.0	≤ 6.0
≥ 15 Km	1.0	1.0	1.0
= 10 Km	1.2	1.0	1.0
≤ 5 Km	1.5	1.3	1.1

T_D : Période effective de la structure isolé due au déplacement de conception dans le sens considérée présenté dans la formule 2.65.

B_D : Coefficient numérique lié à l'amortissement effectif du système d'isolation due au déplacement de conception voir le tableau ci-dessous.

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

Amortissement effectif β_D ou β_M (% de l'amortissement critique)	Les facteurs B_D et B_M
$\leq 2\%$	0.8
5%	1.0
10%	1.2
20%	1.5
30%	1.7
40%	1.9
50%	2.0

Avec

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\sum E_D}{k_{Dmax} D_D^2} \right] \quad (2.65)$$

$\sum E_D$: L'énergie totale dissipée dans le système d'isolation par cycle due au déplacement de conception, qui doit être considérée comme la somme de l'énergie dissipée à un cycle complet dans toutes les unités d'isolateur mesurées.

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\sum E_M}{k_{Dmax} D_M^2} \right] \quad (2.66)$$

$\sum E_M$: L'énergie totale dissipée dans le système d'isolation par cycle due au déplacement maximal, qui doit être considérée comme la somme de l'énergie dissipée à un cycle complet dans toutes les unités d'isolateur mesurées.

II.5.1.1.2. Période effective dû au déplacement de conception

La période effective de la structure isolée au déplacement de conception T_D doit être déterminée en utilisant les caractéristiques de déformation du système d'isolement conformément à la formule [15] :

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin} g}} \quad (2.67)$$

W : Et le poids total de la structure au-dessus de l'interface d'isolation.

k_{Dmin} = rigidité effective minimale en (kN / mm) du système d'isolation due au déplacement de conception dans la direction horizontale considérée.

II.5.1.1.3. Déplacement maximum

Le déplacement maximal du système d'isolation dans la direction la plus critique de la réponse horizontale doit être calculé conformément à la formule [15] :

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M} \quad (2.68)$$

C_{VM} : Coefficient sismique.

Tableau II.4. Coefficient sismique C_{VM}

Type de sol	L'intensité maximum capable de tremblement de terre $M_M Z_{N_V}$				
	$M_M Z_{N_V}$ =0.075	$M_M Z_{N_V}$ =0.15	$M_M Z_{N_V}$ =0.2	$M_M Z_{N_V}$ =0.3	$M_M Z_{N_V}$ ≥ 0.40
S_A	0,06	0,12	0,16	0,24	0,8 $M_M Z_{N_V}$
S_B	0,08	0,15	0,2	0,3	1,0 $M_M Z_{N_V}$
S_C	0,13	0,25	0,32	0,45	1,4 $M_M Z_{N_V}$
S_D	0,18	0,32	0,40	0,54	1,6 $M_M Z_{N_V}$
S_E	0,26	0,50	0,64	0,84	2,4 $M_M Z_{N_V}$

M_M : Coefficient de réponse au séisme capable maximum. Il est en fonction d'intensité de tremblement de terre de conception Z_{N_V} . Il est donné selon l'UBC97 (chapitre 16, sous chapitre 4, Tableau A-16-D) comme ci-après :

Tableau II.5. Coefficient de réponse au séisme capable maximum M_M .

Z_{N_V}	0,075	0,15	0,20	0,30	0,40	≥0,50
M_M	2,67	2,0	1,75	1,5	1,25	1,20

Z : Coefficient de zone sismique.

Tableau II.6. Coefficient de zone sismique Z .

Zone	I	IIA	IIB	III	IV
Z	0.075	0,15	0,2	0,3	0,4

N_V : Coefficient dépendant de la proximité de la faille active voir le (Tableau II.2)

B_M : Coefficient numérique lié à l'amortissement effectif du système d'isolation due au déplacement maximal présenter dans le tableau 2.1 ont calculons la valeur de β_M à partir de la formule (2.66).

II.5.1.1.4. Période effective au déplacement maximum

La période effective de la structure isolée au déplacement maximal T_M doit être déterminée à l'aide des caractéristiques de déformation du système d'isolation, conformément à la formule [15] :

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Mmin}g}} \quad (2.69)$$

k_{Mmin} : Rigidité effective minimale en (kN/mm) du système d'isolation due au déplacement maximal dans la direction horizontale considérée.

II.5.1.1.5. Déplacements total

Le déplacement total de conception D_{TD} et le déplacement maximal total des éléments du système d'isolation D_{TM} doivent comprendre un déplacement supplémentaire dû à la torsion réelle et accidentelle calculée en tenant compte de la répartition spatiale de la rigidité latérale du système d'isolation excentricité de masse [15].

Le déplacement total de conception D_{TD} et du déplacement maximum total d'éléments d'un système d'isolation D_{TM} , avec une distribution spatiale uniforme de la rigidité latérale ne doit pas être considérée comme inférieure à celle prescrite par les formules :

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (2.70)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (2.71)$$

y : C'est la distance entre le centre de rigidité du système d'isolation et l'élément de structure désigné, perpendiculaire à la direction de la force.

Le déplacement total de conception D_{TD} et le déplacement maximal total D_{TM} , peuvent être considérés comme inférieurs à la valeur prescrite par les formules (2-70) et (2-71), mais pas moins de 1,1 fois le D_D et 1,1 fois le D_M respectivement, à condition que le calcul montre que le système d'isolation est configuré pour résister à la torsion en conséquence [15].

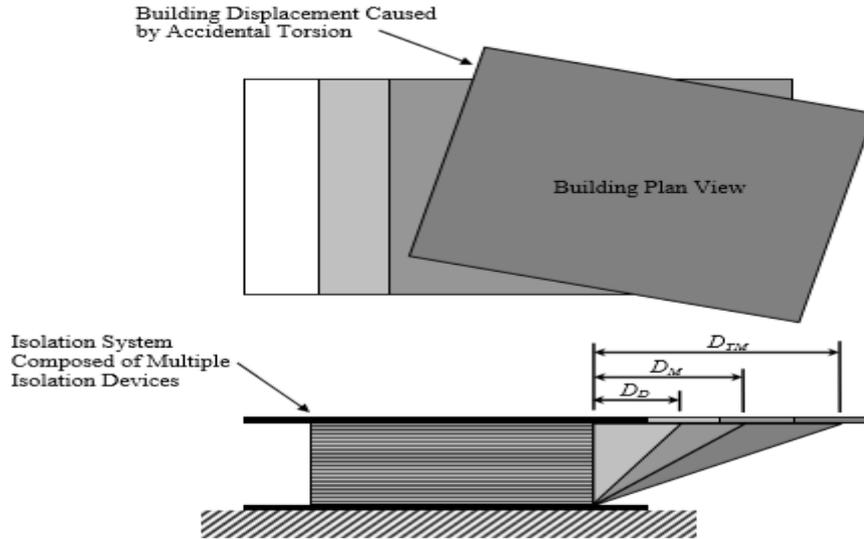


Figure II.11. Déplacements de conception maximum et minimum pour un système d'isolation [8]

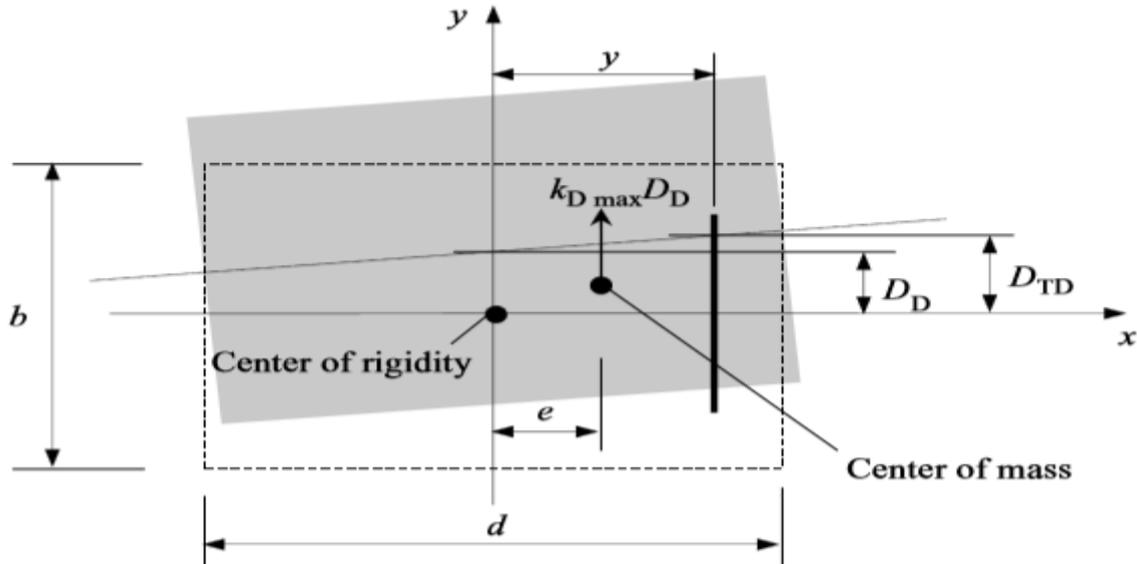


Figure II.12. Dimensions en plan pour la détermination du déplacement total [12]

La rigidité en torsion du système d'isolation $k_{torsion}$ peut être exprimée en termes de rigidité effective maximale k_{Dmax} [12];

$$k_{torsion} = \frac{b^2 + d^2}{12} k_{Dmax} \quad (2.72)$$

Au déplacement de conception, la force sismique agissant sur le centre de la rigidité du système d'isolation est $k_{eff}D_D$. La rotation du système d'isolation γ est calculée comme suit [12] :

$$\gamma = \frac{k_{Dmax}D_De}{(b^2 + d^2/12)k_{Dmax}} = \frac{12D_De}{b^2 + d^2} \quad (2.73)$$

II.5.1.2. Forces latérales minimales

II.5.1.2.1. Système d'isolation et éléments structuraux au niveau ou en dessous du système d'isolation

Le système d'isolation, les fondations et tous les éléments structuraux situés sous le système d'isolation doivent être conçus et construits pour résister à une force sismique latérale minimale V_b en utilisant toutes les dispositions appropriées pour une structure non isolée [15] :

$$V_b = k_{Dmax} D_D \quad (2.74)$$

k_{Dmax} : Rigidité maximale (KN/mm) du système d'isolation correspondant au déplacement minimal.

II.5.1.2.2. Éléments structuraux au-dessus du système d'isolation

La structure au-dessus du système d'isolation doit être conçue et construite pour résister à une force de cisaillement minimale V_s en utilisant toutes les dispositions appropriées pour une structure non isolée où [15] :

$$V_s = \frac{k_{Dmax} D_D}{R_1} \quad (2.75)$$

R_1 : Facteur de comportement qui dépend du système de contreventement.

II.5.1.2.3. Limites sur V_s

L'ASCE 7 exige en outre que la valeur de V_s soit vérifiée pour qu'elle ne soit pas inférieure aux conditions suivantes [8] :

- ❖ La force latérale calculée pour une structure de base fixe avec la même masse W , et la même période d'isolement T_D .
- ❖ Le cisaillement à la base produit par la charge de vent de conception pondérée.
- ❖ La force latérale pour activer complètement le système d'isolation est multiplié par un facteur de 1,5.

La limite de la condition 1 est de s'assurer que la structure est conçue pour des forces non inférieures à celles induites dans la structure lorsqu'elle agit de manière similaire à une structure de base fixe pour les modes dynamiques au-delà du mode d'isolation. La deuxième condition est de garantir que la superstructure est conçue pour résister à des charges non inférieures aux charges de vent de conception qui ne sont pas significatives pour activer le système d'isolation. En outre, la troisième condition est de fournir une force de conception minimale pouvant survenir dans la superstructure lorsque le système d'isolation est simplement activé initialement et comme facteur de sécurité en cas de retard de l'activation dans le système d'isolation [8].

II.5.1.2.4. Distribution verticale de la force sismique et limitation de déplacement inter étage

La force totale doit être répartie sur la hauteur de la structure au-dessus de l'interface d'isolation conformément à la formule [15] :

$$F_x = \frac{V_s h_x w_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (2.76)$$

Avec w_x : Poids du niveau x

h_x : hauteur du niveau x

w_x : Poids du niveau i

h_x : hauteur du niveau i

Le déplacement inter étage δ_i et limité par la condition suivante :

$$\frac{C_d \delta_i}{I} \leq 0.015 h_{si} \quad (2.77)$$

Avec I : C'est un facteur qui dépend de Catégorie d'occupation du bâtiment présenter dans le tableau.

C_d : est un facteur d'amplification de déflexion.

h_{si} : est la hauteur d'étage à chaque niveau i .

Tableau II.7. Facteur d'importance

Catégorie d'occupation du bâtiment	I
- Installations essentielles IV	1.5
- Risque substantiel pour la vie humaine III	1.25
- Faible risque pour la vie humaine I	
- Autres bâtiments non spécifiés dans les catégories d'occupation I, III, IV- II	1.0

Tableau II.8. Les coefficients R, R_I, C_d

Système de contreventement	Ω_0	R	R_I	C_d
Systèmes de murs porteurs	- voiles en béton armé	2,5	5	1.875
	- Murs en maçonnerie renforcée	2,5	5	1.875
Systèmes en charpente métallique	- Cadres en acier spécial concentriques	2	6	2
	- Murs spéciaux en béton armée	2.5	6	2
Systèmes à ossature	- ossature en acier spéciale	3	8	2
	- ossature en béton armé	3	8	2

II.5.1.2.5. La méthode de Calcul de k_{Dmax} , k_{Mmax} et k_{Dmin} Et k_{Mmin}

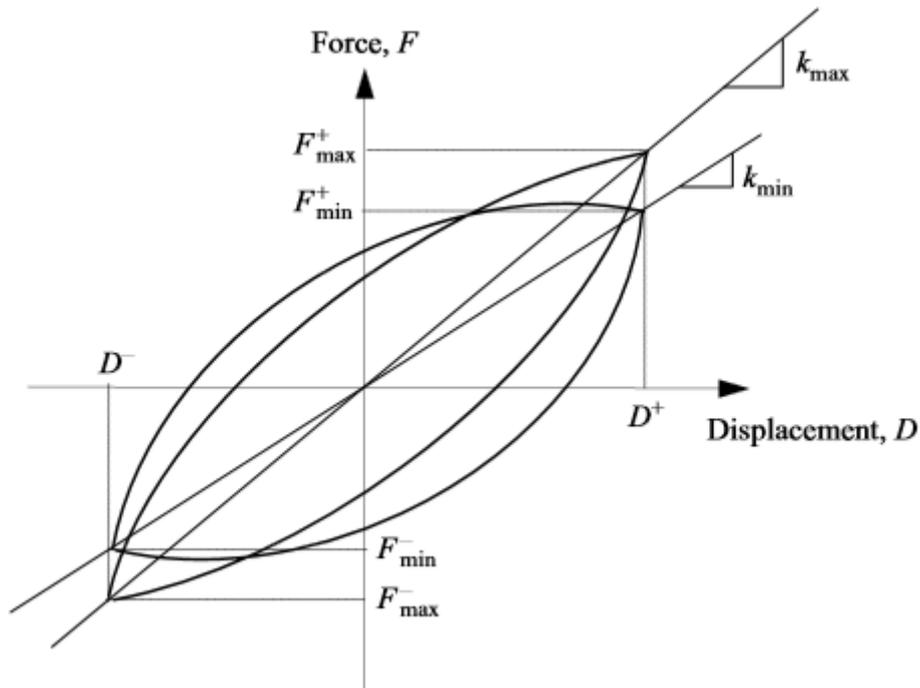


Figure II.13. Définition de la rigidité effective k_{max} et k_{min}

$$k_{Dmax} = \frac{\sum |F_D^+|_{max} + \sum |F_D^-|_{max}}{2D_D} \quad (2.78)$$

$$k_{Dmin} = \frac{\sum |F_D^+|_{min} + \sum |F_D^-|_{min}}{2D_D} \quad (2.79)$$

Avec

$\sum |F_D^+|_{max}$ Et $\sum |F_D^-|_{max}$: c'est la somme de la force latérale maximal en valeur absolue due au déplacement de conception D_D .

$\sum |F_D^+|_{min}$ Et $\sum |F_D^-|_{min}$: c'est la somme de la force latérale minimal en valeur absolue due au déplacement de conception D_D .

$$k_{Mmin} = \frac{\sum |F_M^+|_{min} + \sum |F_M^-|_{min}}{2D_M} \quad (2.80)$$

$$k_{Mmax} = \frac{\sum |F_M^+|_{max} + \sum |F_M^-|_{max}}{2D_M} \quad (2.81)$$

$\sum |F_M^-|_{min}$ Et $\sum |F_M^+|_{min}$: sont les sommes de la force latérale absolue minimale due au déplacement maximal positif et négatif.

$\sum |F_M^-|_{max}$ Et $\sum |F_M^+|_{max}$: sont les sommes de la force latérale absolue maximal due au déplacement maximal positif et négatif.

II.5.2. Procédure de réponse dynamique

Deux types d'analyses dynamiques sont utilisés ; l'analyse par spectre de réponse et l'analyse par accélérogramme. Et elle est applicable pour tous les cas en particulier dans le cas où la méthode statique n'est pas applicable.

II.5.2.1. Déplacements latéraux

Pour cette méthode l'ASCE 7-05 spécifie que le déplacement total de conception D_{TD} et déplacement total maximal des éléments du système d'isolation D_{TM} doivent être prise comme suite :

$$D_{TD} = \frac{D_D}{\sqrt{1 + (T/T_D)^2}} \left[1 + y \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (2.82)$$

$$D_{TM} = \frac{D_M}{\sqrt{1 + (T/T_M)^2}} \left[1 + y \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (2.83)$$

Avec T : est la période de la structure à base fixe au-dessus du système d'isolation

Le déplacement total de l'analyse dynamique ne doit pas être inférieur à 90% de la valeur D_{TD} déterminé par l'équation 2.82, et le déplacement total maximal doit pas être inférieur à 80% de D_{TM} comme spécifié par l'équation 2.83 [12].

II.5.2.2. calcul des forces latérales

Pour la conception du système d'isolation, les éléments structurels situés en dessous du système d'isolation et les fondations, les forces déterminées par l'analyse dynamique ne doivent pas être réduites et ne doivent pas être inférieures à 90% de V_b déterminer à partir de l'équation (2.74).

Pour la conception des éléments structurels au-dessus du système d'isolation, les forces issues de l'analyse dynamique peuvent être réduites d'un facteur R_l . Si la superstructure est régulière, la force réduite ne doit pas être inférieure à 80% de V_s déterminée à partir de l'équation (2.75) pour l'analyse du spectre de réponse et à 60% de V_s pour l'analyse par accélérogramme. Pour la superstructure irrégulière, la force réduite doit être la même que pour l'analyse par spectre de réponse et ne doit pas être inférieure à 80% de V_s pour l'analyse par accélérogramme. Les forces issues de l'analyse dynamique doivent être augmentées ou réduites si elles sont inférieures à la limite inférieure, comme indiqué ci-dessus [12].

II.5.2.3. Déplacements inter étages

Le déplacement inter étage est vérifié en fonction de l'équation (2.77). Ce déplacement est limité par $0.015h_{sx}$ pour l'analyse par spectre de réponse, et $0.02h_{sx}$ pour l'analyse par accélérogramme.

L'effet $P-\Delta$ pour la superstructure au-dessus du système d'isolation soumis à un séisme maximum considéré sera pris en compte si le déplacement inter étage est atteint la limite $0.01/R_I$.

II.6. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de savoir qu'avant l'utilisation des appuis parasismique, il faut faire une étude précise pour assurer leur durabilité et fiabilité quel que soit durant ou bien après un séisme. Si pour cela nous sommes obligés de respecter tous les procédures déjà vue.

Descente des charges et pré dimensionnement

III.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99/Version2003 et du BAEL 91 modifié 99. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

III.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est un bâtiment à usage d'habitation composé d'un RDC plus dix étages avec une terrasse inaccessible, l'étage courant contient quatre appartements.

III.2.1 Caractéristiques géométriques

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- Longueur totale du bâtiment : 26,90 m.
- Largeur totale du bâtiment : 19,05 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 33,66 m.
- Hauteur du RDC : 3,06 m.
- Hauteur d'étage : 3,06 m.

III.2.2 Caractéristiques des matériaux

- La masse volumique de béton armé : 25 Kn/m^3 .
- La résistance à la compression du béton à 28 jours f_{c28} : 25 MPa.
- La résistance à la traction du béton f_{t28} : 2,1 MPa.
- Le module d'élasticité instantané E_{ij} : 32000 MPa

III.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires

III.3.1. Les planchers

Les planchers, quel que soit leur nature, ils servent à déterminer les niveaux ou les étages d'un bâtiment. Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Dans notre cas, nous optons pour les Planchers à corps creux qui sont constitués : d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé (figure 3.1).

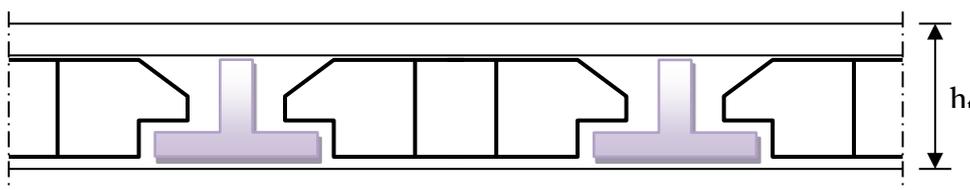


Figure III.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

L'épaisseur du plancher (e) est déterminée à partir de la condition de la flèche

$$h_t \geq \min (L_{x\max}, L_{y\max}) / 22.5.$$

L : distance maximale entre nus d'appuis, selon le sens de disposition des poutrelles :

$$L_{x\max} = 4,5 \text{ m} \Rightarrow e \geq 20\text{cm}$$

- Donc on prend : $e = (20+4) \text{ cm}$

Avec : 20cm \rightarrow corps creux.

4 cm \rightarrow la dalle de compression.

III.3.2. L'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade (figure 3.2). Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

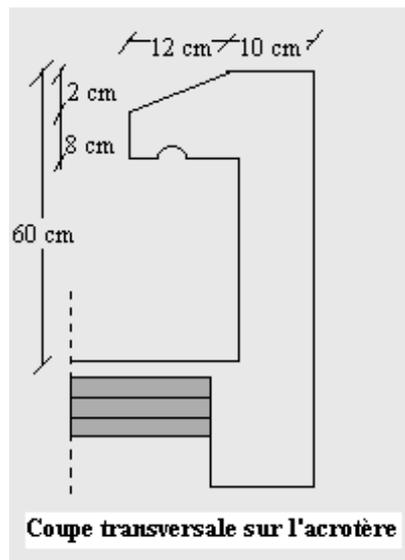


Figure III.2. Coupe transversale de l'acrotère

III.3.3. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier se compose par un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche s'appelle le giron (g). On désigne par (h) la hauteur d'une marche. Les escaliers sont simplement appuyés à leurs deux extrémités notre ouvrage comporte un escalier de type « droit » à deux volées.

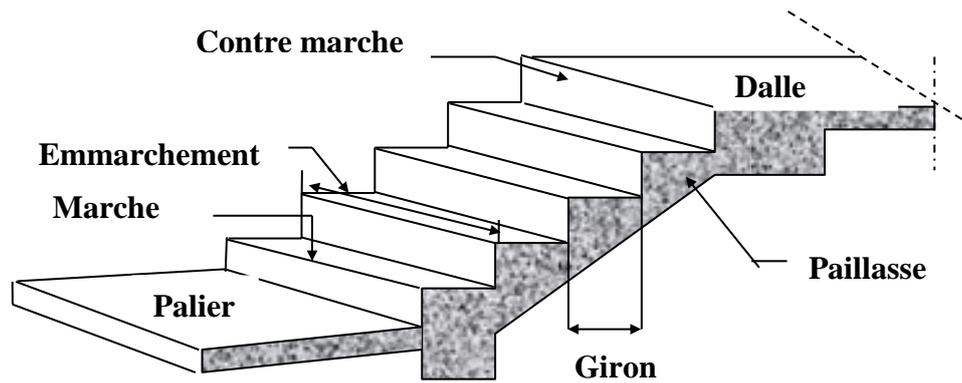


Figure III.3. Les escaliers.

❖ Caractéristiques techniques

Un escalier est caractérisé par :

- g : largeur de marche (giron).
- h : hauteur de la contre marche.
- n : nombre de marche.
- L : largeur la volée.

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante

$$16.5 \leq h \leq 17.5$$

- hauteur de la marche : $h=17\text{cm}$.
- En pratique on prend : $g=30\text{cm}$.
- Hauteur d'étage : $H=3.06$.
- Détermination du nombre de marches : $n=H/h=306/17=18$ marches (9+9).
- Hauteur de la paillasse : $H'=0,17*9=1.53 \Rightarrow H'=1.53$.
- détermination de la longueur projetée de la paillasse : $L=g(n-1)=2.40\text{m}$.
- détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$.
- détermination de la largeur de la paillasse : $L_p=H'/\sin \alpha=2.85\text{m}$.
- détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L_p/30 \leq e \leq L_p/20 \Rightarrow e=14\text{ cm}$.
- l'épaisseur du palier : $e=14\text{cm}$.

III.4. Prédimensionnement des éléments porteurs principaux

III.4.1. Les poutres

La section de la poutre est déterminée par :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section

III.4.1.1. Poutres principale

L=4,8

❖ Détermination de la hauteur « h »

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm} \text{ donc on prend: } h = 45 \text{ cm}$$

❖ Détermination de la largeur « b »

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

Donc on prend (h*b) = (45x30) cm²

III.4.1.2. Poutres secondaire

L=5,10

❖ Détermination de la hauteur « h »

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

Donc on prend : h = 45cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \text{ on prend } (h*b) = (45x30) \text{ cm}$$

Ces dimensions doivent respecter l'article 7.5.1 [16] qui se présente

Comme suit :

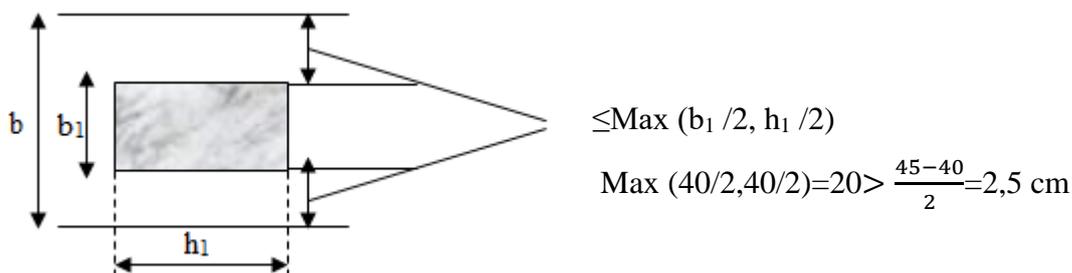
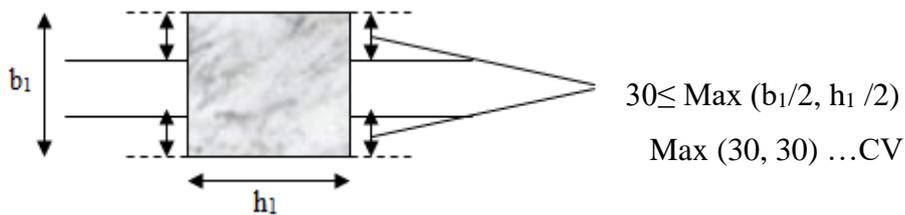


Figure III.4. Dimension à respecter pour les poutres

Comme nous avons les mêmes dimensions pour les poutres principales est secondaires :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Leftrightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

$$h/b \leq 4 \Leftrightarrow 45/30 = 1,5 > 4 \dots \text{CV}$$

III.4.2. Les poteaux

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du BAEL préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de « 1 cm » sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

Le pré dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités (de rive, d'angle et de centre). On utilise un calcul basé sur la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Pour cela, on suit les étapes suivantes :

- ❖ On considère le poteau le plus sollicité (central, de rive et d'angle).
- ❖ On calcule la surface reprise par le poteau.
- ❖ On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.
- ❖ On amènera le calcul à L'ELU (BAEL 99) et la vérification d'après (RPA99/V2003).

$$B_r \geq \frac{k\beta N_u}{\frac{\theta f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85 f_{ed}}{100}}$$

Tel que :

Br : la section réduite de poteau et $B_r = (a - 2 \text{ cm}) \times (b - 2 \text{ cm})$

Nu : l'effort normal ultime $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$\left\{ \begin{array}{l} K = 1.10 \dots \text{si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.} \\ K = 1.20 \text{ et } \dots \text{ Si plus de la majorité des charges.} \\ K = 1 \text{ pour les autres cas } \dots f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{ij} \text{ est appliquée avant 28 jours.} \\ \text{Dans notre cas on a } k = 1 \end{array} \right.$

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

f_{c28} : résistance à la compression de béton $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

Avec

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

θ : Est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\begin{cases} \theta = 1 : T > 24h \dots \text{c'est notre cas} \\ \theta = 0.9 : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 : T < 1h \end{cases}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1 * 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\text{- si } \lambda \leq 50 \Rightarrow \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$\text{- si } 50 < \lambda < 70 \Rightarrow \beta = 0,60 * \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

$$\text{Avec : } \lambda = l_f \sqrt{12} / a$$

- a : le plus petit coté

- l_f : la longueur de flambement qui égale à $0,7l$

Le calcul se fait en compression centrée. On fixe l'élanement mécanique forfaitairement à :

$\lambda = 35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance) d'après le BAEL on aura :

D'où: $\beta = 1 + 0,2 = 1,2$

$$B_r \geq \frac{1 * 1,2 * N_u * 10^{-3}}{\frac{1 * 14,2}{0,9} + \frac{0,85 * 348}{100}}$$

$$B_r \geq 0,64 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$$

II.5. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- ❖ Les charges permanentes (G).
- ❖ Les surcharges d'exploitation (Q).

II.5.1. Plancher terrasse

La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales. (Figure 2.7).

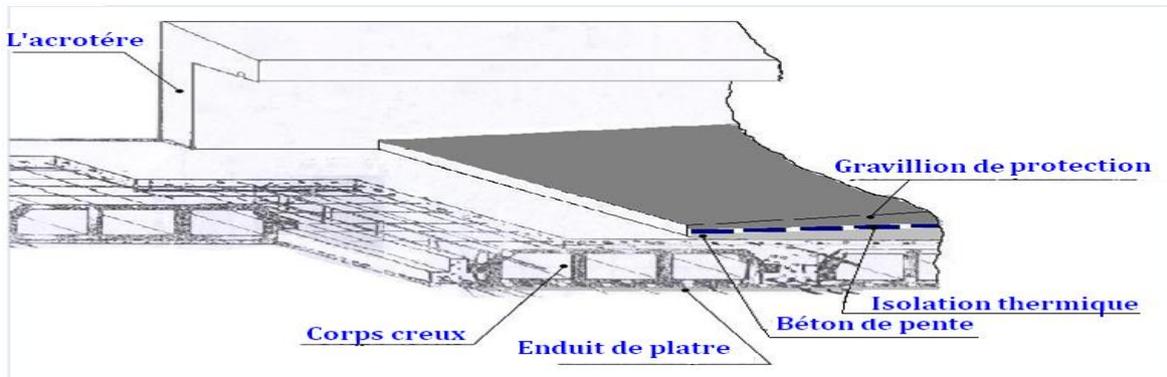


Figure III.5. Plancher terrasse corps creux.

Tableau III.1. Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Protection en gravillon	5	1700	85
Étanchéité multicouche	/	/	12
Forme de pente papier kraft (2feuilles).	10	2000	200
Isolation thermique	4	400	16
Dalle de compression + corps creux	20 + 4	2850	684
Enduit plâtre	2	1000	20
$G = 10,67 \text{ kN/m}^2$			

❖ Charge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/m}^2$

III.5.2. Planchers des étages courants

Comme précisé précédemment, les planchers des étages courants sont en corps creux.

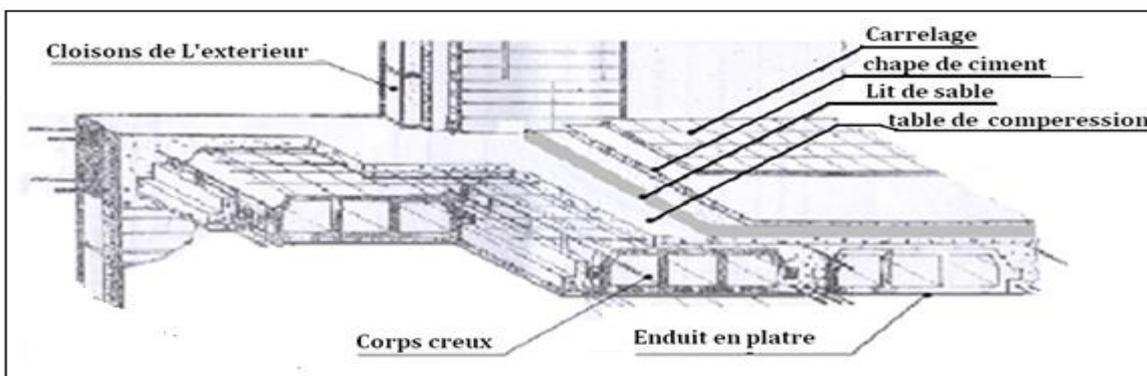


Figure III.6. Composition du plancher d'étage courant.

Tableau III.2. Charge permanente du plancher d'étage courant.

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle de compression +corps creux	20+4	2850	684
Enduit plâtre	2	1000	20
cloison de distribution	10	900	90
$G = 9,10\text{kN/m}^2$			

❖ **Charge d'exploitation** : Pour les étages courant $Q = 1,50\text{kN/m}^2$.

Tableau III.3. Charge permanente du mur extérieur

Matériau	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Enduit extérieur	2	2000	40
Brique creuse	10	900	90
L'âme de l'aire	5	/	/
Brique creuse	10	900	90
Enduit en plâtre	2	1000	20
$G = 2,40\text{kN/m}^2$			

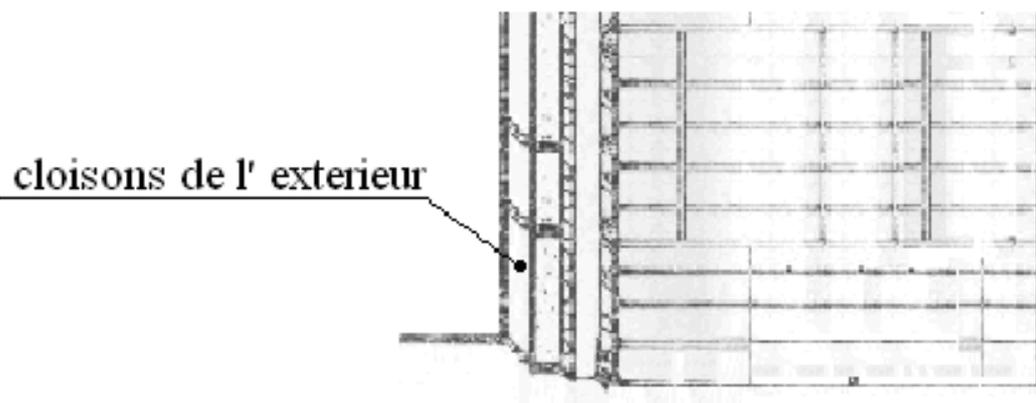


Figure III.7. Remplissage en double paroi

Tableau III.4. Charge permanente du mur intérieur

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (Kg/m ³)	Poids surfacique (Kg/m ²)
Enduit en plâtre	2	1000	20
Briques creuses	10	/	90
Revêtement de ciment	2	2000	40
$G = 1,50\text{kN/m}^2$			

III.5.3. Charges et surcharges au niveau des balcons**Tableau III.5.** Évaluation des charges permanentes de balcon

Matériau	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en B A	15	2500	375
Enduit en ciment	2	2000	40
$G = 5,60\text{kN/m}^2$			

❖ Charge d'exploitation : $Q=3,5 \text{ KN/m}^2$

III.5.4. Charges et surcharges au niveau des escaliers**Tableau III.6.** Charge permanente du palier.

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	14	2500	350
Enduit de ciment	3	1000	30
$G = 4,96\text{kN/m}^2$			

❖ Charge d'exploitation : pour le palier $Q = 2,50\text{kN/m}^2$

Tableau III.7. Charge permanente au niveau de la volée

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	/	/	100
Marche	h=17	2000	213
Paillasse	14	2500	350
Enduit en ciment	3	1000	30
Gardes corps	/	/	90
G = 8,63kN/m ²			

❖ Charge d'exploitation : pour la volée Q = 2,50 kN/m²

Tableau III.8. Charge permanente pour l'acrotère

La masse volumique [kg/m ³]	Surface de l'acrotère [m ²]	Charge permanente de l'acrotère [kN/ml]
2500	S = [(0.1*0.60)+(0.02*0.12)/2+ (0.08*0.12)] S=0.071	G =1,71

❖ Charge d'exploitation : pour l'acrotère Q = 1,00 k N/m²

III.6. Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 »

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂ ..., Q_n : Les charges d'exploitation des planchers courants.

Tableau III.9. Dégression des charges d'exploitations

Niveau des planchers	Charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation (KN/m ²)
T	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1
P10	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
P9	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P8	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P7	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
P6	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
P5	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
P4	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)$	8,45
P3	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	9,28
P2	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0+0,66(Q_1+\dots+Q_9)$	9,9
P1	Q ₁₀	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	11,25
RDC	Q ₁₁	$\Sigma_{11}=Q_{10}+Q_{11}$	13,75

III.7. Calcul de la surface d'influence pour le poteau le plus sollicité

III.7.1. Poteau centrale

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante

❖ Charge Permanente

$$N_G = G \times S$$

G : charge Permanente.

S : surface offerte majorée.

❖ Charge d'exploitation

$$N_Q = Q \times S$$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression de charge)

S : surface offerte majorée.

❖ Calcul de la charge limite ultime N_{ul}

$$N_{ul} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$Br = 0,64 N_{ul} \text{ (cm}^2\text{)}.$$

❖ Détermination de la section

- Pour une section carrée :

$$B_r = (a - 0,02)^2 \text{ d'où : } a = b = \sqrt{B_r + 2} \text{ (en cm).}$$

$$S = (4,45 * 4,5) = 20,03 \text{ m}^2$$

Remarque :

- On majore la surface reprise par le poteau intérieur par un coefficient de majoration égale à (1,1).

$$S_{\text{majoré}} = 17,43 * 1,1 = 22,03 \text{ m}^2$$

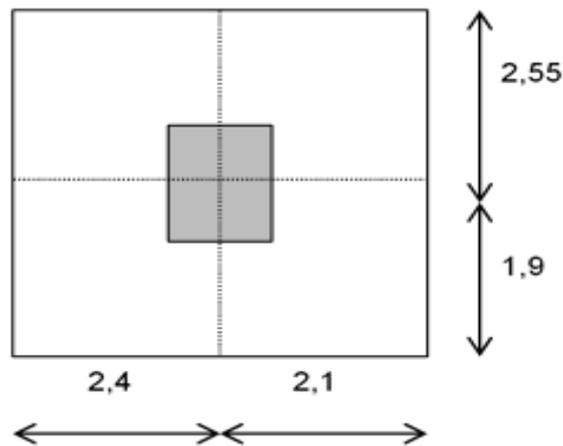


Figure III.8. La surface du poteau le plus sollicité

Tableau III.10. Décente de charge et section des poteaux

Niveau	G [kN/m ²]	G _{cum} [kN/m]	Q [kN/m]	G _{maj} [kN/m ²]	N _u [kN/m]	N _{u maj} [kN/m ²]	N _u x S [kN]	Br [cm ²]	(a = b)Cm
Terrasse	10,67	10,67	1	10,67	17,35	19,08	420,33	/	/
10	9,10	19,77	2,5	21,75	33,11	36,42	802,33	513,49	24,66
9	9,10	28,87	3,85	31,75	48,64	53,50	1178,6	754,3	29,46
8	9,10	37,97	5,05	41,77	63,96	70,35	1549,81	991,88	33,49
7	9,10	47,07	6,1	51,77	79,04	86,94	1915,28	1225,7	37
6	9,10	56,17	7	61,78	93,9	103,29	2275,47	1456,3	40,16
5	9,10	65,27	7,75	71,79	108,64	119,5	2632,58	1684,8	43,05
4	9,10	74,37	8,45	81,8	123,12	135,43	2983,52	1909,4	45,7
3	9,10	83,47	9,28	91,81	137,86	151,64	3340,6	2138	48,24
2	9,10	92,57	9,9	101,83	152,32	167,66	3693,55	2363,8	50,62
1	9,10	101,67	11,25	111,84	167,86	184,46	4063,65	2600,7	51
RDC	9,10	110,77	13,75	121,85	185,12	203,63	4486,06	2871,0	55,58

Tableau III.11. Les dimensions des poteaux prises en considération

Niveaux	RDC, 1 ^{ere} , 2 ^{eme}	3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme}	6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme}	9 ^{eme} , 10 ^{eme}
Poteau	(60*60) cm ²	(55*55) cm ²	(50*50) cm ²	(40*40) cm ²

❖ Vérification vis-à-vis RPA2003

Selon l'article 7.4.1 [16], les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes

- Min (b, h) \geq 30cm en zone III

- Min (b, h) \geq $h_e/20$

- RDC et étage corant 1 et 2:

Min (60, 60) \geq 30cm

Min (60, 60) \geq $h_e/20 = (3,06 - 0,45)/20 = 13.05$ cm

- Etages courant 3 et 4,5:

Min (55, 55) \geq 30cm

Min (55, 55) \geq $h_e/20 = (3,06 - 0,45)/20 = 13.05$ cm

- Etages 6 et 7,8:

Min (50, 50) \geq 30cm

Min(50, 50) \geq $h_e/20 = (3,06 - 0,45)/20 = 13.05$ cm

- Etages 9 et 10:

Min (40, 40) \geq 30cm

Min(40, 40) \geq $h_e/20 = (3,06 - 0,45)/20 = 13.05$ cm

❖ Vérification au flambement

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$.

On a

$l_f = 0,7l_0$ (l_0 : la hauteur de poteau).

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ (i : rayon de giration)

$i = \sqrt{I/B}$

Tableau III.12. Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement

Niveau	La section	L_f (m)	I (m)	λ (m)	$\lambda \leq 50$
RDC, 1ere et 2 ^{eme} étage	60*60	2,14	0,173	12,37	vérifié
3 ^{eme} , 4eme, 5eme étage	55*55	2,14	0.158	13,54	vérifié
, 6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	50*50	2,14	0.144	14,86	Vérifiée
, 9 ^{eme} , 10 ^{eme} étage	40*40	2,14	0.115	18,61	Vérifiée

Etude comparative de la structure avec et sans le système d'isolation

IV.1. Introduction

La modélisation des systèmes d'isolation par les ordinateurs a initialement évolué à partir de modèles à un degré de liberté qui supposaient simplement une structure rigide au-dessus du système d'isolation et ne prenaient en compte que la non-linéarité des unités d'isolateur. Cependant, avec l'amélioration des technologies informatiques et la diminution du temps de traitement informatique, les systèmes d'isolation ont pu être incorporés dans des programmes informatiques pour deux ou trois analyses structurelles en trois dimensions. Entre-temps, l'invention des ordinateurs personnels à grande vitesse et la réduction des prix du matériel informatique ont conduit à développer de puissants programmes informatiques pour analyser et concevoir des structures complexes en tenant compte du comportement non linéaire des isolateurs et de la structure [12].

Avec d'autres programmes informatiques populaires, SAP2000 et ETABS ont été reconnus comme des programmes fiables pour analyser et concevoir des structures isolées à la base. Les deux programmes sont capables d'effectuer une analyse statique équivalente, une analyse du spectre de réponse, une analyse par accélérogramme linéaires et non linéaires, mais chaque programme possède également ses propres caractéristiques [12].

Dans ce chapitre on va exploiter les informations abordées dans les deux premiers chapitres de notre mémoire pour la modélisation des appuis parasismiques dans le logiciel ETABS ainsi que leur influence sur le comportement dynamique de notre structure. Une comparaison sera faite entre deux modèles ; à savoir, un modèle à base fixe et l'autre avec appuis du type HDR.

IV.2. Modélisation des appuis parasismiques dans ETABS

ETABS est composé de deux types d'éléments de liaison : ISOLATOR1 est généralement utilisé pour modéliser des appuis de type élastomère et ISOLATOR2 est considéré pour les appuis à pendule par frottement. Pour ISOLATOR1, la rigidité effective k_{eff} et l'amortissement effectif β_{eff} d'un appui le long des deux directions principales de la superstructure doivent être l'entrée pour l'analyse par spectre de réponse et l'analyse par accélérogramme [12].

IV.3. Description de l'excitation sismique

Comme on a vu dans ce chapitre II, il y a deux méthodes d'analyse ; statique et dynamique. Cette dernière contient deux types d'analyse, l'une par spectre de réponse et l'autre par accélérogramme. Dans notre travail de mémoire de Master, on va utiliser l'accélérogramme du séisme de 21 Mai 2003 à Boumerdès enregistré par la station de Keddara 1 avec un PGA de 0,33g

(Fig. 4.1) ; un enregistrement supposé similaire à un autre enregistré aux Etats Unis dans la zone sismique de degré 3.

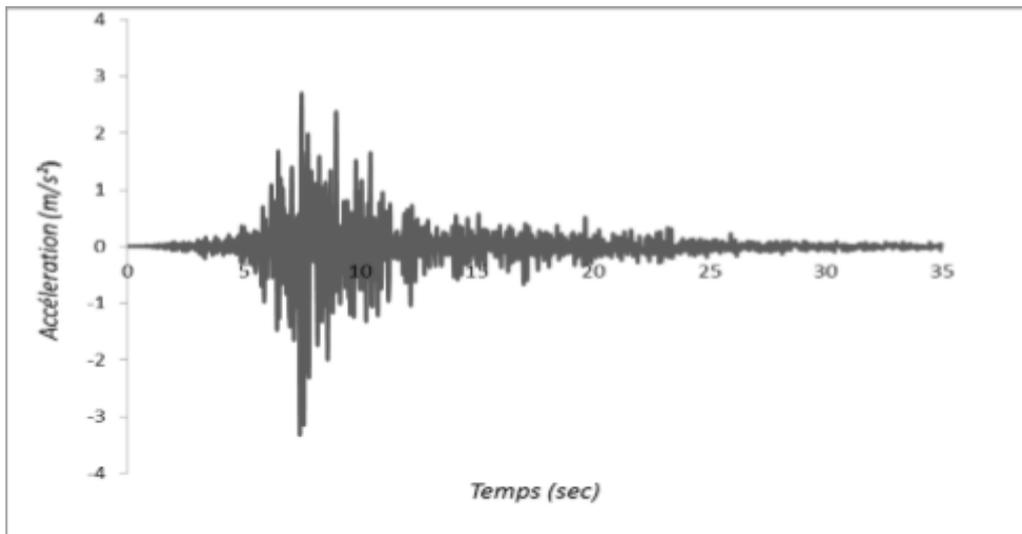


Figure IV.1. Accélérogramme du séisme de Boumerdès le 21 mai 2003 avec un PGA = 0,33 g enregistré par la station de Keddara 2 (accélérogramme au substratum).

IV.4. Description du système d'isolation

Dans le premier chapitre on a présenté plusieurs type d'isolateurs, l'un parmi ces types qu'on va l'utiliser est celui à élastomère a haut amortissement dont les caractéristiques géométriques sont représentés dans la figure (4.2).

Cette technique consiste à mettre des appuis parasismiques au-dessous de chaque poteau où les calculs qui concerne l'appui sont représentés dans L'annexe A.1.

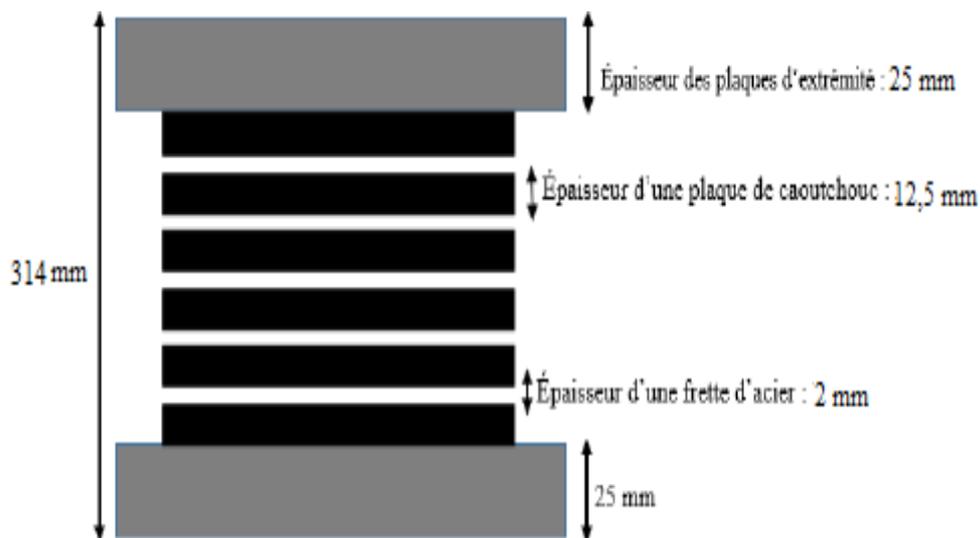


Figure IV.2. Les caractéristiques de l'appui HDRB a utilisé dans la structure

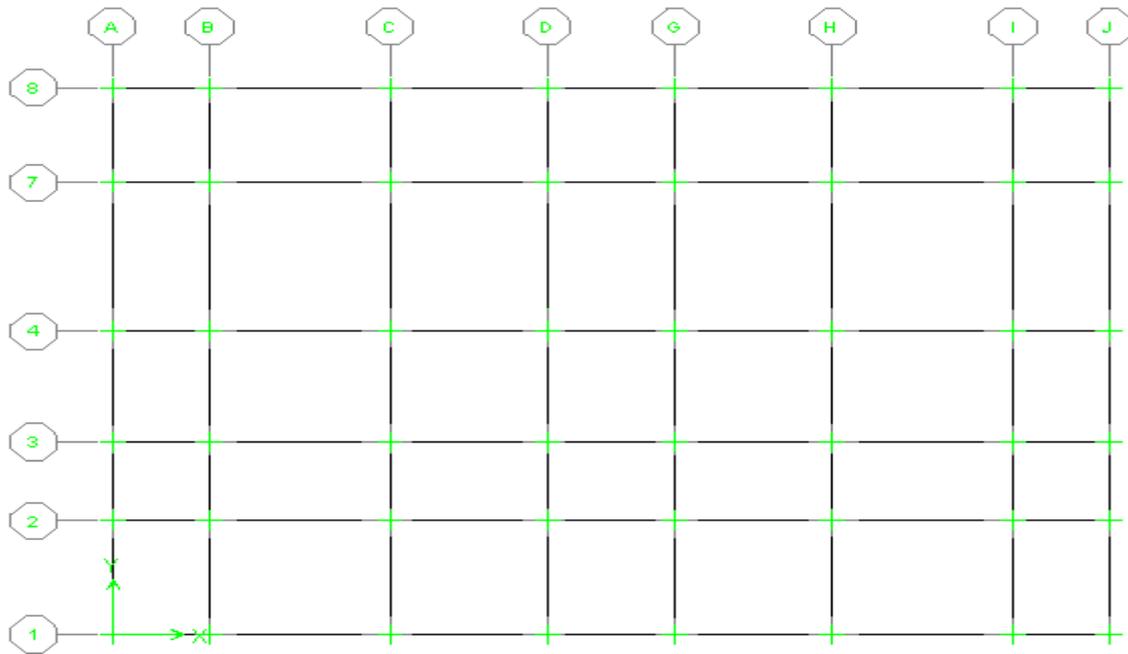


Figure IV.3. l'emplacement des appuis parasismiques

IV.5.Comparaison des résultats

IV.5.1.Périodes et pulsation

Le tableau ci-dessous représente les périodes et les pulsations de notre bâtiment dans les deux cas, à savoir, bâtiment à base fixe et le même bâtiment avec des isolateurs.

Tableau IV.1. Les périodes et les pulsations de la structure à base fixe et isolée.

Mode	Bâtiment isolé				Bâtiment a base fixe			
	Période	pulsation	SumUX	SumUY	Période	pulsation	SumUX	SumUY
1	2,849773	2,203684	98,6846	0,016	1,283888	4,8913924	76,7396	0,0023
2	2,838206	2,212665	98,7009	99,0317	1,262358	4,974817	76,742	77,2648
3	2,614639	2,401861	98,9587	99,0324	1,173211	5,3528308	76,7668	77,2672
4	0,683347	9,19006	99,9263	99,0325	0,434806	14,443223	87,9081	77,2672
5	0,671733	9,348953	99,9263	99,9296	0,429779	14,612161	87,9082	88,028
6	0,615893	10,19658	99,9264	99,9296	0,401066	15,658271	87,9121	88,028
7	0,328913	19,09319	99,9832	99,9296	0,250322	25,087687	92,0798	88,0632
8	0,325904	19,26948	99,9832	99,9833	0,249711	25,149072	92,1158	92,1505
9	0,305043	20,58726	99,9832	99,9833	0,232927	26,961237	92,116	92,1505
10	0,211955	29,62893	99,9943	99,9835	0,169487	37,052989	92,2169	94,5296
11	0,211588	29,68032	99,9945	99,9944	0,16923	37,10926	94,6264	94,6293
12	0,197249	31,83793	99,9945	99,9944	0,157705	39,821185	94,6268	94,6294

Ont vas représenter les valeurs des périodes précédentes dans un histogramme illustré dans la figure ci-dessous :

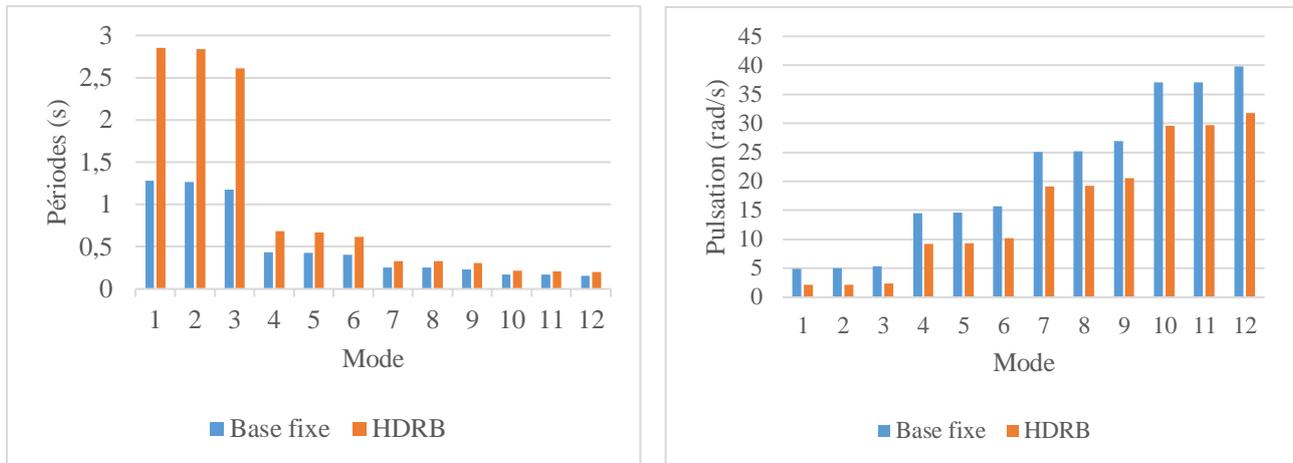


Figure IV.4. Comparaison des périodes et pulsations pour les deux modèles

D'après le (tableau IV.2) et la (Figure IV.6) nous constatons les remarques suivantes :

- ❖ Une augmentation du mode fondamental de la structure isolée d'un pourcentage de 54,95%. Cette augmentation de la période fondamentale est due à la flexibilité du système d'isolation, ce qui rend la structure plus souple en comparaison avec celle à base fixe.
- ❖ On remarque aussi que pour le modèle à base fixe, les facteurs de participation modale dépassent les 90% dans le sens des x et des y au huitième mode. Ceci est interprété par le fait que la structure réagit jusqu'au huitième mode. Par contre pour le modèle à base isolé, on constate que la structure réagit par le premier mode. Cela témoigne que les autres modes sont négligeables (une structure à un seul degré de liberté).

IV.5.2. Les déplacements

IV.5.2.1. Déplacement des étages

Le tableau suivant représente les déplacements totaux maximaux des étages dans les deux sens principaux de la structure

Tableau IV.2. Les déplacements des étages dans les deux modèles selon les deux sens X et Y

Niveau	Base fixe		Base isolé	
	Déplacement (cm)		Déplacement (cm)	
	UX	UY	UX	UY
11	4,7847	4,4956	6,83	6,91
10	4,6015	4,3252	6,58	6,66
9	4,2997	4,0424	6,23	6,33
8	3,9796	3,7407	5,93	6,02
7	3,6081	3,484	5,62	5,66
6	3,2068	3,1466	5,32	5,3
5	2,7773	2,6951	4,97	4,97
4	2,2824	2,1576	4,54	4,56
3	1,6817	1,5964	4,07	4,1
2	1,0225	0,9745	3,63	3,68
1	0,3689	0,3533	3,26	3,32
Base	0	0	3,01	3,07

Il est clair que les valeurs les plus élevées sont constatées pour le bâtiment à base isolée comparativement à celui à base fixe.

IV.5.2.2. Déplacement maximal du dernier niveau :

Les figures suivantes montrent une comparaison entre les déplacements des derniers niveaux des deux modèles dans les deux directions X et Y :

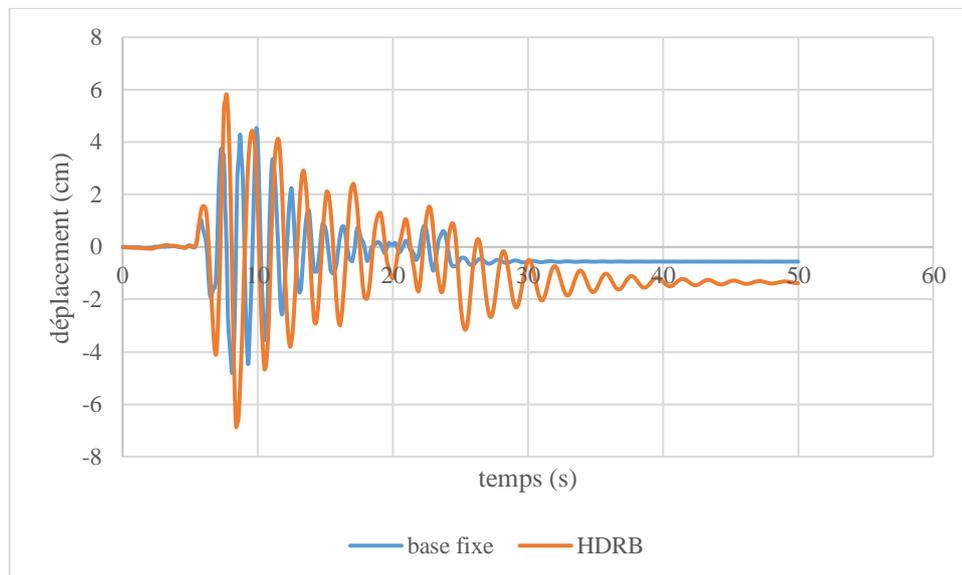


Figure IV.5. Comparaison de déplacement du dernier niveau par rapport à l'axe X

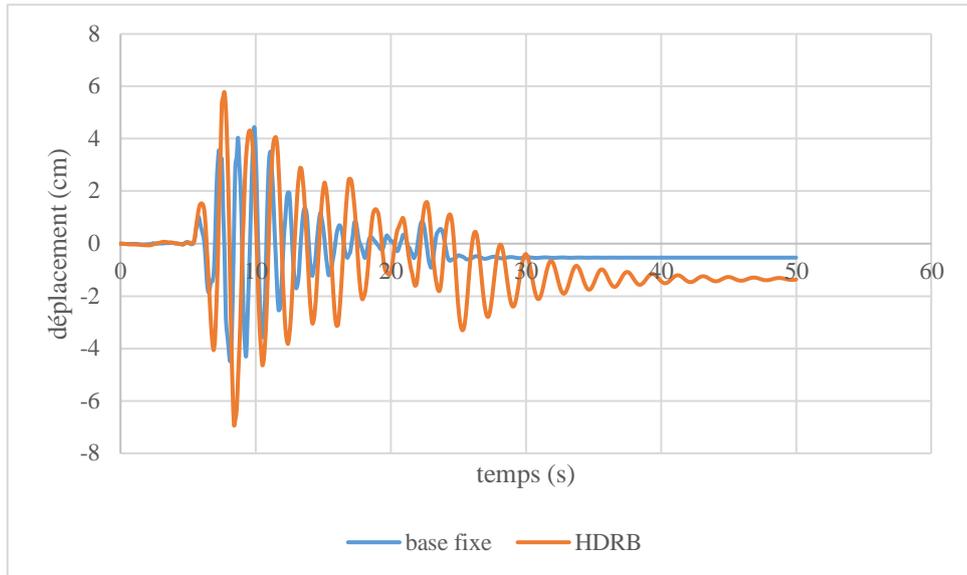


Figure IV.6. Comparaison de déplacement du dernier niveau par rapport à l'axe Y

Les figures (IV.7) et (IV.8) montrent que le déplacement du dernier niveau du bâtiment à base fixe est inférieur à celui à base isolée avec un pourcentage de 29,88 % et 35,11% dans le sens x et y, respectivement. Une autre constatation est que la structure isolée reste en oscillations après le séisme (après 25 seconds), par contre celle a base fixe revient directement à sa position initiale. Ceci est causé par la flexibilité de l'isolateur sismique.

IV.5.2.3. Déplacement maximal a la base du bâtiment

Les figures suivantes montrent les déplacements à la base de la structure isolée dans les deux sens :

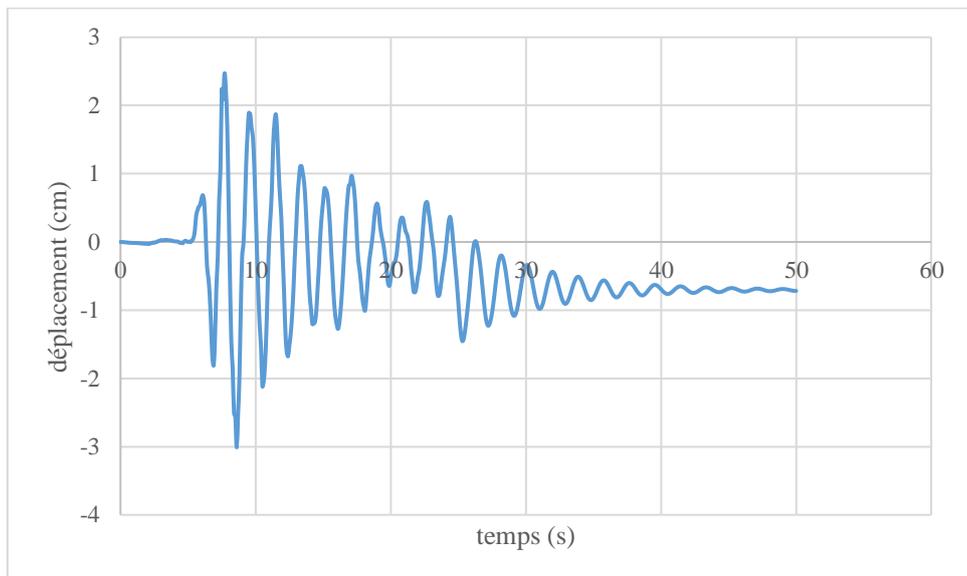


Figure IV.7. Le déplacement à la base d'une structure isolé dans le sens X

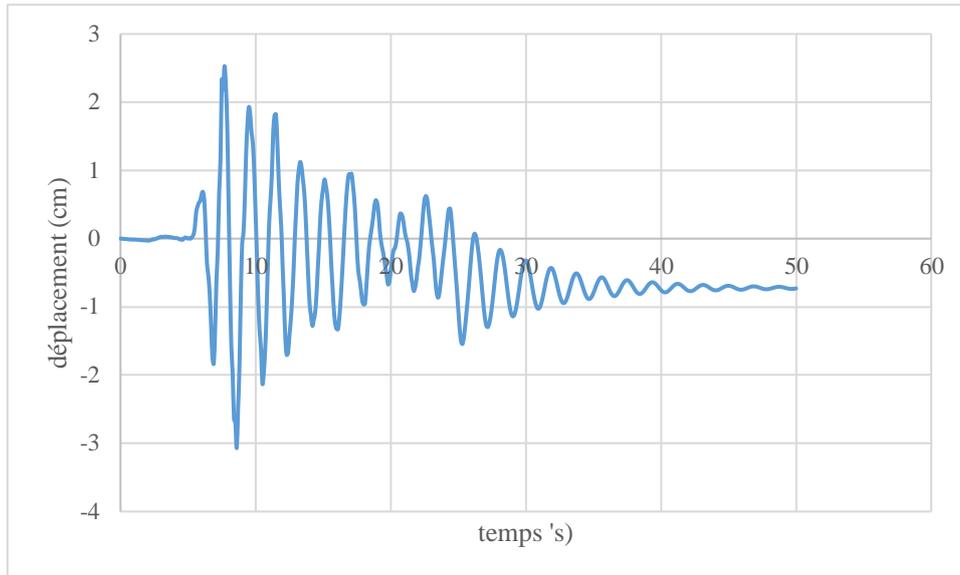


Figure IV.8. Le déplacement à la base d'une structure isolé dans le sens Y

Les figures (IV.9) et (IV.10) montrent qu'à la fin de l'excitation sismique, la structure exhibe un pic dans sa réponse en déplacement. Ceci est interprété par le passage d'une oscillation forcée à une oscillation libre de la structure et la faible rigidité d'isolateur par rapport à une base fixe.

IV.5.3. Accélération du dernier niveau

Les deux figures ci-dessous désignent les accélérations dans les deux axes principaux des deux modèles de la structure :

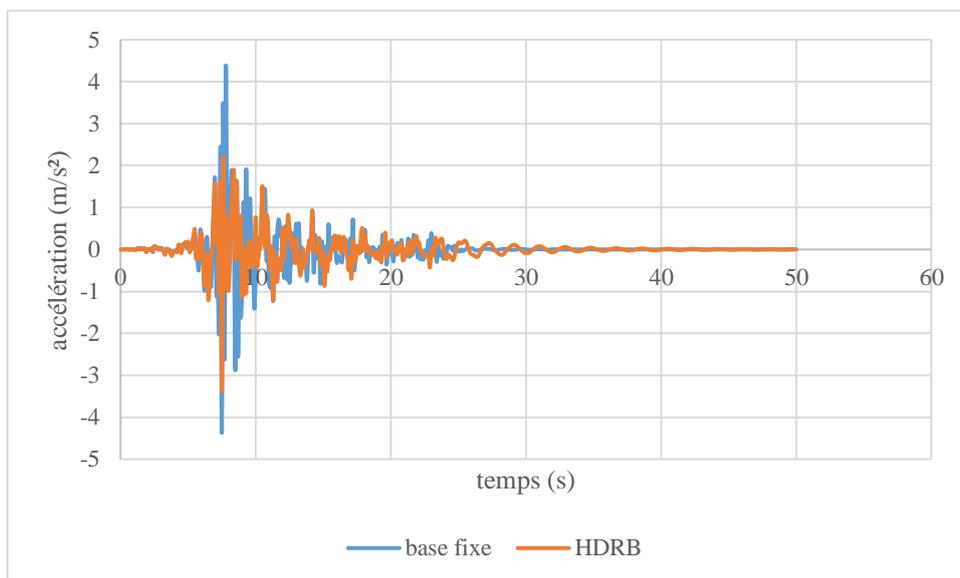


Figure IV.9. Comparaison de l'accélération suivant l'axe X.

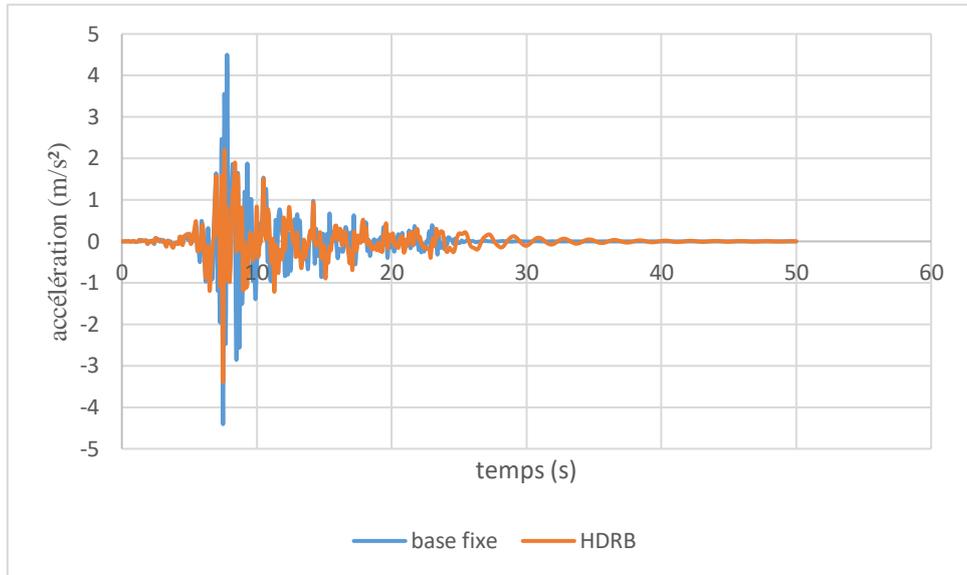


Figure IV.10. Comparaison de l'accélération suivant l'axe Y.

Les figures (IV.13) et (IV.14) dévoilent que l'accélération du dernier niveau de la structure à base fixe est supérieure à celle à base isolé par HDRB (de l'ordre de 25%). Ceci est interprété par la différence dans la période fondamentale des deux structures ; une structure à base fixe est plus rigide que celle à base isolé supposée souple.

IV.5.4. Les efforts tranchants à la base :

Les figures (IV.15 et IV.16) montrent une comparaison entre les efforts tranchants à la base pour les deux modèles dans les deux directions (X, Y).

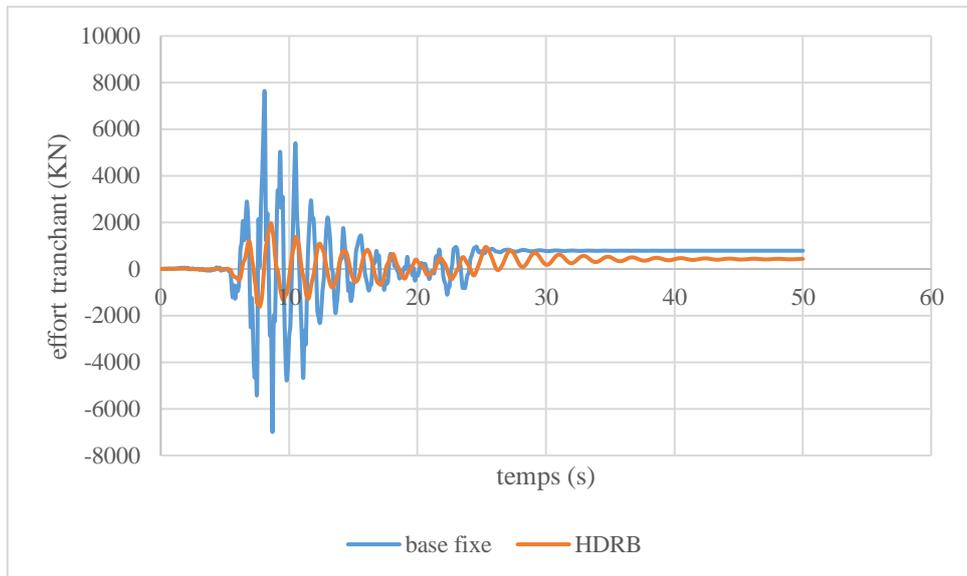


Figure IV.11. Comparaison des efforts tranchants à la base pour les deux modèles dans la direction X.

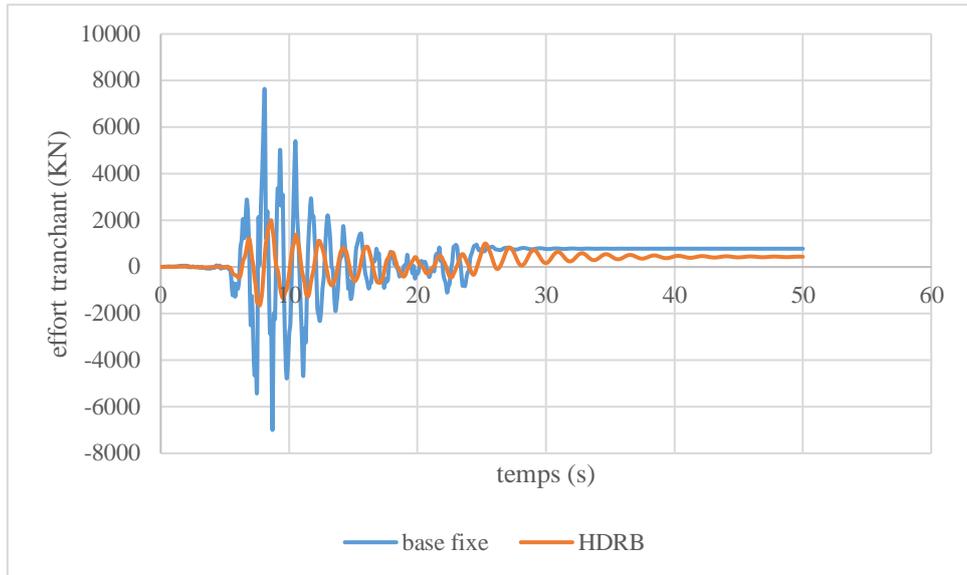


Figure IV.12. Comparaison des efforts tranchants à la base pour les deux modèles dans la direction Y.

Les figures (IV.15) et (IV.16) montrent une réduction importante de l'effort tranchant à la base de la structure par HDRB (de l'ordre de 74 %) grâce à la réduction des mouvements du sol transmis à la superstructure. Ce qui dévoile l'utilité et l'importance de l'utilisation des appuis parasismiques. Cette diminution de l'effort tranchant à la base apporte un gain dans le dimensionnement et le ferrailage de la structure, ce qui compense les frais des isolateurs.

IV.5.5. Les moments à la base

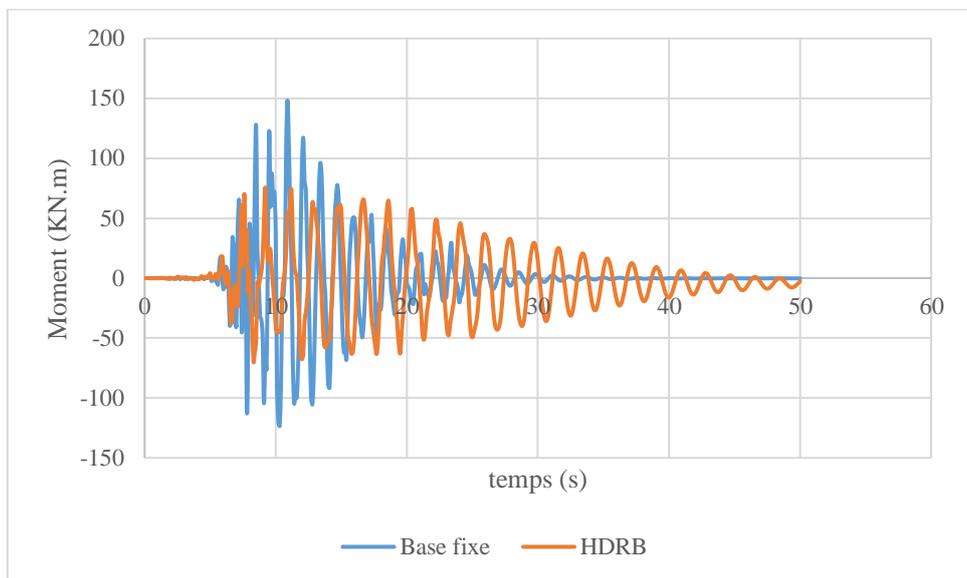


Figure IV.13. Comparaison des Moments à la base pour les deux modèles dans la direction X.

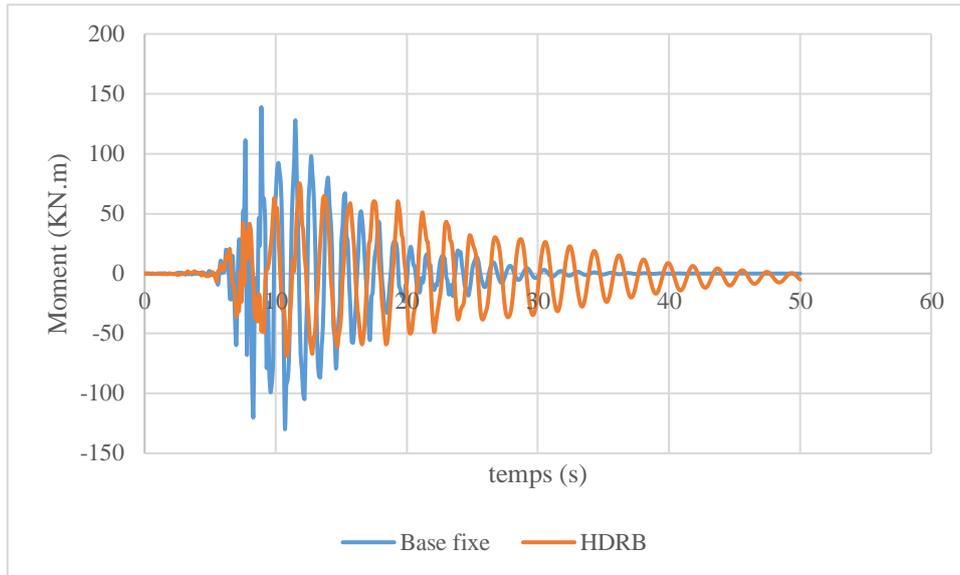


Figure IV.14. Comparaison des Moments à la base pour les deux modèles dans la direction Y.

Les figures (IV.17) et (IV.18) montrent aussi une réduction importante du moment de flexion maximum à la base de la structure par HDRB (de l'ordre de 50 %). Cette diminution du moment de flexion apporte un autre gain dans le dimensionnement et le ferrailage de la structure, ce qui compense les frais des isolateurs.

IV.6. Conclusion

Dans cette partie du travail, on a analysé la contribution des appuis parasismiques à la réponse des structures. D'après les résultats obtenus, on peut conclure les résultats suivants :

- Une augmentation remarquable des périodes d'une structure isolée par rapport à celle a base fixe.
- Les déplacements totales de la structure isolé est considérables qu'aux déplacements relative de la structure a base fixe.
- Une diminution remarquable des accélérations dans la structure isolée.
- L'efficacité du système d'isolation dans la réduction des moments et des efforts tranchant à la base.
- Le coût élevé des isolateurs est compensé par le gain dans le dimensionnement et le ferrailage de ce type de structures.

Conclusion générale

Réduire le coût d'une construction neuve ou celui du renforcement d'un bâti existant peut être atteint grâce à des solutions technologiques telles que l'isolation à la base par appuis parasismiques. L'isolation sismique des structures est caractérisée par l'abaissement de la fréquence fondamentale. Il en résulte une diminution des efforts induits par le séisme mais au prix d'un déplacement important des appuis. Pour diminuer les déplacements et pour essayer de diminuer encore plus les efforts on ajoute des dispositifs qui dissipent de l'énergie. Cette dissipation peut être effectuée avec de l'amortissement visqueux ou par l'hystérésis de la loi de comportement Force-Déplacement de l'appui parasismique (appuis à élastomère avec noyau de plomb, barres en acier plastifiant, appuis à élastomère à fort amortissement, appuis de frottement en téflon, etc.).

L'objectif principal de ce mémoire est de savoir l'influence de la technique d'isolation sismique sur la réponse dynamique d'une structure en béton armé et ça grâce à une étude comparative entre deux structures une a base fixe et l'autre isolé avec un appuis de type élastomère à fort amortissement (HDR). Cette étude comparative faite pour les deux modèles de la structure nous a permis de toucher l'influence de l'isolation sismique sur la structure ou on peut mettre en évidence les conclusions suivantes :

- ❖ L'isolateur capte les déformations et filtre les accélérations de sorte que la superstructure isolée se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations.
- ❖ Le déplacement au sommet et à la base de la structure isolée est plus important par rapport au déplacement de la structure encadrée.
- ❖ Les accélérations de la structure isolée sont moins importantes par rapport aux accélérations de la structure encadrée.
- ❖ Une réduction importante de l'effort tranchant à la base et une diminution du moment de renversement.
- ❖ Ce type d'appui nécessite pas un amortisseur pour minimiser les déplacements et sa grâce à son amortissement élevé.
- ❖ La réponse dynamique de la structure isolée est régie par le premier mode. Par conséquent, la contribution des modes supérieurs dans le mouvement global est complètement négligeable.

L'évolution dans le domaine du génie parasismique devrait être suivie par une adoption de cette nouvelle technique dans les futurs règlements parasismiques Algériens.

Enfin, la technique d'isolation a montré son efficacité dans la réduction des effets causés par le séisme et donne une performance sismique supérieure pour des structures nouvelles et existantes.

Références bibliographiques

- [1] : Wang, Yen-Po, janvier 2002 (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.
- [2]: Necdet Torunbalci, Aout 2004, (Seismic Isolation And Energy Dissipating Systems In Earthquake Resistant Design) 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- [3] : Adamou Saidou, Mai 2012 (Etude du comportement en compression-cisaillement d'isolateurs sismiques en caoutchouc) université de Sherbrooke Canada.
- [4] : Appuis parasismiques, GOODCO Z-TECH un produit de Canam-pont.
- [5]: Maria Rosaria Marsico (seismic isolation and energy dissipation: Theoretical basis and applications) università degli studi di Napoli Federico II.
- [6] : Djellouli Lynda 2012 (Modélisation de système d'isolation parasismique pour le contrôle de la réponse dynamique des structures) université de Biskra.
- [7] : Gaël Bondonet, 1997 (Elaboration d'un isolateur à la base original pour les ponts et viaducs au canada) thèse en vue de l'obtention du diplôme de philosophie doctor université de Montréal.
- [8]: Jessica Irène Wiles, 2008(An overview of the technology and design of base isolated buildings in high seismic regions in the United States) Kansas state university Manhattan, Kansas.
- [9] : Alexis Maret, le 12 septembre 2016 (Étude du comportement thermodynamique d'appuis isolateurs sismiques sous chargements cycliques à basses températures) Ecole de technologie supérieure université du Québec canada.
- [10] : Cassandra Dion, 2010 (Etude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques) université de Montréal
- [11] : F. Paradis, J-F Martel, P. Dandois et Y. Maltais (Conception parasismique d'un pont courbe à l'aide d'isolateur sismique dans l'échangeur) Québec, Canada.
- [12]: Franklin Y. Cheng & Hongping Jiang & Kangyu Lou, (Innovative systems for seismic response control) 2008.
- [13] : Achour Farida (2004) (Influence des isolateurs sismiques sur la réponse dynamique des Publics(Algérie).
- [14] : Benayad Karim, 2013 (Comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base), Mémoire de magistère en Génie civil, université de Tlemcen (Algérie Bâtiments) Mémoire de magistère en Génie civil, Ecole Nationale des Travaux.
- [15]: Uniform building code (UBC97) page (2-407 jusqu'à 2-4014).
- [16] : RPA99V2003, Règlement parasismique algérienne.
- [17] : BAEL, Béton armé aux Etas limite 91 modifié 99.

- [18]: Susan Paul, Dr. T. Sundararajan, Prof. Basil Sabu (seismic performance and economic feasibility of structures by optimal positioning of combined base isolation systems) Avril 2017.
- [19] : centre national de recherche appliquée en génie parasismique (CGS) (Conception et Analyse Statique et Dynamique des Structures Sur Appuis Parasismiques) Mars 2006
- [20] : Benahmed Nouria & Lasri Soumia, 2016 (effet des isolateurs de base sur la réponse dynamique d'un bâtiment) université de Tlemcen.

Annexe

A.1. Dimensionnement de l'appui parasismique HDRB

❖ Données :

$T_D=2,5s$	$Z=0,3$	$\beta = 20\%$
------------	---------	----------------

- $T_D > 3 * T$ [12]

Avec T et la période propre de la structure qui d'après RPA égale à $C_t h_n^{0,75}$

$$h = 0,05 * (33,66^{0,75}) = 0,7 s$$

$$T_D > 3 * 0,7 = 2,1 s$$

- classe du sol : le sol est du type S_E (site meuble)

- la faille sismique est à 20 Km

- D'après le (tableau II.2) le coefficient de proximité de faille $N_v=1$

- On a donc $Z N_v=0,3$ ce qui donne que $M_M=1,5$ (voir tableau II.5)

- D'après le (tableau II.1) pour $Z=0,3$ et le sol de classe S_E on trouve : $C_{VD}=0,84$

- la contrainte de cisaillement maximale est prise $\gamma_{max} = 150\%$ et l'amortissement effective $\beta_{eff} = 20\%$.

- A partir du (tableau II.3) on obtient $B_D = 1,5$ et $B_M = 1,5$

❖ Calcule minimale des rigidités effective [18]

$$k_{eff} = \frac{4\pi^2 w}{T_D^2 g} \Rightarrow k_{eff} = \frac{4 * 3,14^2 * 77713,23}{2,5^2 * 9,81} = 49987,94 \text{ KN/m}$$

w: Le poids total de la structure

La rigidité par un isolateur est égale à

$$k_{eff} = \frac{49987,94}{48} = 1041,42 \text{ KN/m}$$

❖ Calcule de déplacement de conception D_D :

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D} \Rightarrow D_D = \frac{\left(\frac{9,81}{4 * 3,14^2}\right) 0,84 * 2,5}{1,5} = 0,35 m$$

❖ Calcule d'épaisseur des couches de caoutchouc t_r [19]

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_{max}} \Rightarrow t_r = \frac{0,35}{1,5} = 0,23m$$

- ❖ Calcul de section de l'appui A

$$K_H = \frac{GA}{t_r} \Rightarrow A = \frac{K_H t_r}{G}$$

Ou G est le module de cisaillement de l'élastomère

Qualité du caoutchouc IRHD $\pm 2 : 60 \rightarrow E=445 \text{ N/cm}^2$ et $G=106 \text{ N/cm}^2$, $K=0,57$ (voir annexe A.2)

$$\Rightarrow A = \frac{1041,42 * 0,23}{1060} = 0,23 \text{ m}^2$$

On suppose que la section de l'appui est carré ce qui signifie : $a=\sqrt{A} = \sqrt{0,24} = 0,48$

On prend : $a=0,5m$

- ❖ Calcul de l'énergie dissipée par cycle E_D

$$E_D = 2\pi k_{eff} D_D^2 \beta \rightarrow E_D = 2 * 3,14 * 1041,42 * 0,35^2 * 0,20 = 160,23 \text{ KN.m}$$

- ❖ La résistance caractéristique

$$Q = \frac{E_D}{4D_D} \rightarrow Q = \frac{160,23}{4 * 0,35} = 114,45 \text{ KN}$$

- ❖ Calcul de la rigidité post-élastique

$$k_{eff} = k_p + \frac{Q}{D} \rightarrow k_p = k_{eff} - \frac{Q}{D} = 1041,42 - \frac{114,45}{0,35} \rightarrow k_p = 714,42 \text{ KN/m}$$

- ❖ Calcul de la rigidité élastique

Nous avons le rapport $\frac{k_e}{k_p}$ varie entre 3 à 5 donc $k_e = 5k_p \rightarrow k_e = 3572,1 \text{ KN/m}$

- ❖ Calcul de la force de limite élastique F_y

$$F_y = k_e D_y$$

$$\text{Avec } D_y = \frac{Q}{(k_e - k_p)} \rightarrow D_y = \frac{114,45}{(3572,1 - 714,42)} = 0,04m$$

D'où

$$F_y = 3572,1 * 0,04 = 142,88 \text{ KN}$$

- ❖ Calcul de l'épaisseur de caoutchouc qui sépare deux frettes d'acier t_c [20]

$$t_c = \frac{a}{4S} \rightarrow t_c = \frac{500}{4 * 10} = 12,5mm$$

S:Un facteur de forme prise égale à 10 [17].

- ❖ Calcul du nombre des frettes d'acier n_a [20]

$$n_a = \frac{t_r}{t_c} - 1 \rightarrow n_a = \frac{230}{12,5} - 1 = 17,4$$

- On prend 17 frètes d'acier

❖ Calcul de la hauteur totale de l'appui HDRB [20]

$$h_t = 2t_e + t_a n_a + t_r$$

Avec

t_e : L'épaisseur des plaques d'extrémité qui égale à 25 mm

t_a : L'épaisseur des frettes d'acier égale à 2 mm

D'où

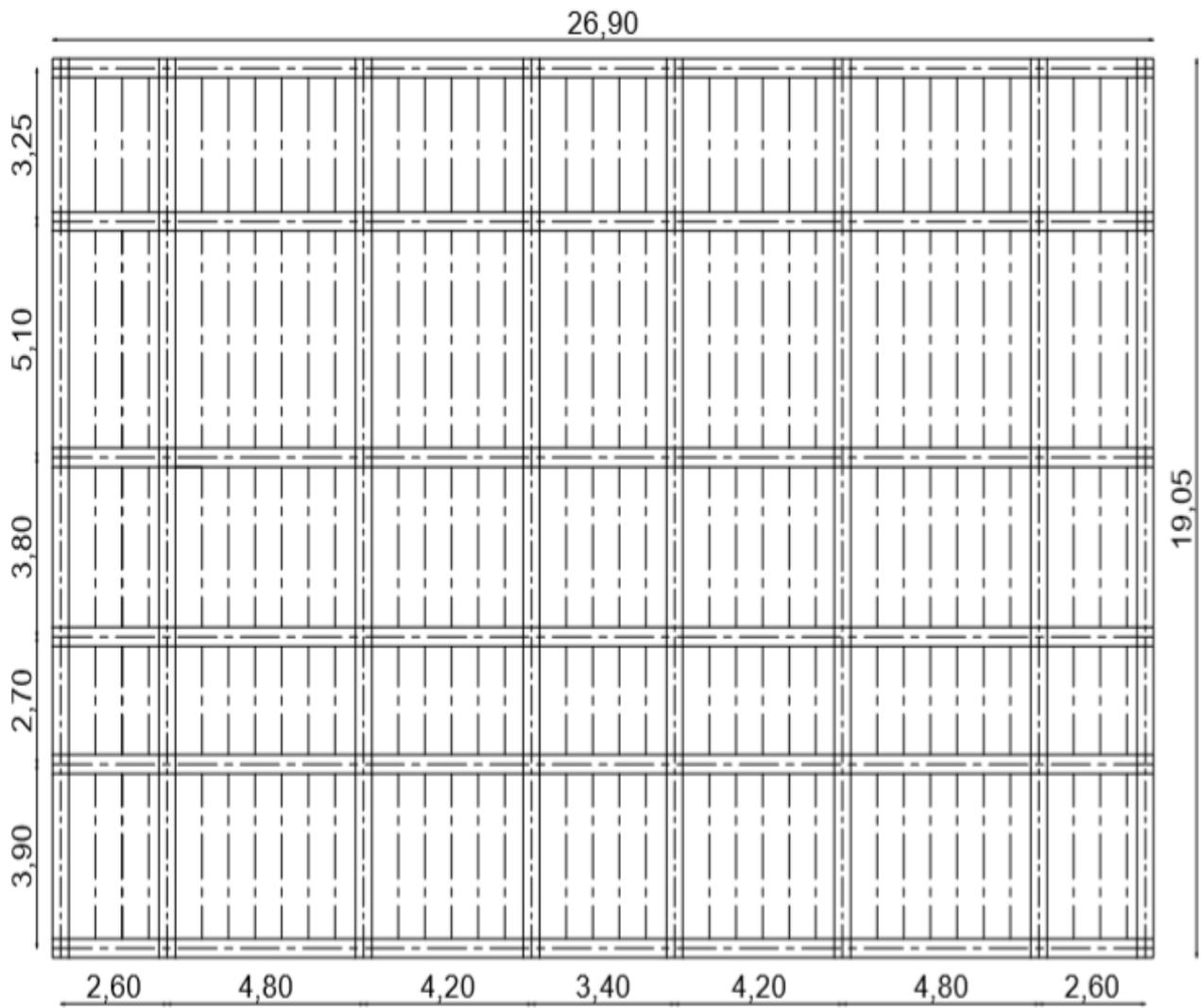
$$h_t = 2 * 25 + 2 * 17 + 230 \rightarrow h_t = 314 \text{ mm}$$

❖ Calcul de la rigidité effective verticale [18]

$$\frac{k_{veff}}{k_{heff}} = 500 \Rightarrow k_{veff} = 500 * k_{heff} = 500 * 1041,42 \Rightarrow k_{veff} = 520710 \text{ KN/m}$$

A.2. Les propriétés des caoutchoucs [20]

Qualité du caoutchouc	Le module d'élasticité E (N/cm ²)	Le module de cisaillement G (N/cm ²)	Le poids volumique (KN/m ³)
30	92	30	0,93
35	118	37	0,89
40	150	45	0,85
45	180	54	0,8
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

A.3. Le plan de coffrage

Chapitre I

Généralités sur les appuis parasismiques

Chapitre II

La théorie d'isolation sismique

Chapitre III

Descente des charges et pré dimensionnement.

Chapitre VI

Etude comparative de la structure avec et sans le système
d'isolation

Introduction générale

Conclusion générale

Annexe
