

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة حسيبة بن بوعلي- الشلف
Université Hassiba Benbouali –Chlef
كلية الهندسة المدنية و المعمارية
Faculté de Génie Civil et d'Architecture
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie-civil



Mémoire de Master
Filière: Génie civil
Spécialité: structures

Présenté par

-El Mokretar Raouane

Thème

**Effet des dispositifs d'isolation sur le comportement sismique
des structures à contreventement constituée de voiles**

Soutenu le 28/06/2025, devant le jury composé de:

Mr. Achit-Henni	Grade	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Président
Dre. Djafar Henni	Grade	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Examinateur
Dr. El Hassar	Grade	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Encadrant

Promotion : 2024/2025

Remerciements

Au terme de ce travail, je tiens à remercier Dieu, le Tout-Puissant, qui m'a accordé la force, le courage et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail dans les meilleures conditions.

Ma reconnaissance va principalement à mon promoteur, le Docteur El Hassar Sidi Mohamed, qui m'a tant aidé et instruit par son savoir, son dévouement et ses précieux conseils. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

J'adresse également mes remerciements les plus chaleureux à tous les enseignants de la faculté de génie civil, pour la qualité de l'enseignement qu'ils m'ont dispensé tout au long de ma formation.

Mes vifs remerciements vont aussi aux membres du jury, pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail, en acceptant de l'évaluer et de l'enrichir par leurs remarques et suggestions.

Enfin, je remercie sincèrement toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce travail aux deux personnes qui ont la place la plus particulière dans mon cœur.

Vous avez tout sacrifié pour moi n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier.

Merci Maman,... Merci Papa...

À Hadil, ma chère sœur,
pour ton soutien inconditionnel et ta précieuse présence.
Tu as été une source de réconfort, de motivation et de sérénité tout au long de ce parcours.
Merci pour tes encouragements sincères et ton écoute bienveillante.

À Chams Eddine, Mohammed Alae Eddine et Nour El Islem,
Mes chers frères,
Merci pour votre présence rassurante, vos encouragements sincères.
Et votre confiance en moi, même dans le silence.

À tous mes amis et mes collègues,

À tous les professeurs, que ce soit du primaire, du moyen, du secondaire ou de l'enseignement supérieur.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Résumé:

Ce mémoire s'intéresse à l'effet des dispositifs d'isolation sismique sur le comportement des structures à contreventement constituées de voiles, notamment dans le contexte sismique algérien. À travers une étude comparative entre des structures à base fixe et des structures isolées, le travail s'appuie sur une modélisation détaillée via le logiciel ETABS, conformément aux exigences du RPA 2024.

Les résultats obtenus montrent que l'isolation à la base entraîne une augmentation significative de la période fondamentale, avec des taux d'allongement allant de 42% à plus de 270 %. Les efforts tranchants à la base ont été amplifiés de 44 % à plus de 117% de même que pour le déplacement en terrasse dans les structures rigide relativement au système d'isolation d'une part, et d'autre part les déplacements inter-étages et le déplacement en terrasse dans les structures souple relativement au système d'isolation ont été réduits, contribuant ainsi à une meilleure protection des éléments non structuraux. De plus, l'effet P-Delta est minimisé dans les structures isolées.

Ces résultats confirment l'efficacité des systèmes d'isolation, tels que les HDRB et LRB dans l'amélioration de la stabilité et la performance dynamique des bâtiments. Bien que leur coût est relativement élevé, les avantages en termes de réduction des dommages, de continuité d'exploitation et de sécurité des occupants justifient largement leur utilisation, en particulier pour les infrastructures sensibles.

Ce travail encourage ainsi l'intégration plus systématique de l'isolation sismique dans les projets de construction en Algérie, aussi bien pour les nouvelles structures que pour la réhabilitation de l'existant.

Mots clés :Isolation sismique –Sécurité parasismique – Dispositifs HDRB– Protection du bâtiment.

Abstract

This thesis focuses on the effect of seismic isolation devices on the behavior of structures using shear wall systems, particularly within the Algerian seismic context. Through a comparative study between fixed-base and base-isolated structures, the work is based on detailed modeling using ETABS software, in accordance with the requirements of the RPA 2024 code.

The results show that base isolation leads to a significant increase in the fundamental period, with elongation rates ranging from 42% to over 270%. Base shear forces increased by 44% to over 117% in rigid structures compared to the isolated system. However, in flexible structures, both inter-story drifts and roof displacements were reduced when isolation was applied, contributing to better protection of non-structural elements. Furthermore, the P-Delta effect was minimized in isolated structures.

These results confirm the effectiveness of isolation systems such as HDRB and LRB in enhancing the stability and dynamic performance of buildings. Although their initial cost is relatively high, the benefits in terms of damage reduction, operational continuity, and occupant safety clearly justify their use—especially for critical infrastructure.

This study thus supports the more systematic integration of seismic isolation in construction projects in Algeria, both for new structures and for the rehabilitation of existing ones.

Keywords:

Seismic isolation – Seismic safety – HDRB device – Building protection

ملخص

تهتم هذه المذكرة بدراسة تأثير أنظمة العزل الزلزالي على سلوك الهياكل الإنشائية ذات نظام مقاومة القوى الأفقية المكوّن من الجدران الحاملة (القصية)، وذلك في السياق الزلزالي الجزائري. من خلال دراسة مقارنة بين هياكل ذات قاعدة ثابتة وأخرى معزولة، يعتمد هذا العمل على نمذجة مفصلة باستخدام برنامج ETABS ، وفقاً لمتطلبات كود RPA 2024 .

تُظهر النتائج المتحصل عليها أن العزل عند القاعدة يؤدي إلى زيادة كبيرة في الدور الأساسي، حيث تراوحت نسب الزيادة بين 42% وأكثر من 270%. كما لوحظ ارتفاع في الجهود القصية عند القاعدة بنسبة تتراوح بين 44% وأكثر من 117%، وكذلك في الإزاحة على مستوى السقف بالنسبة للهياكل الصلبة بالمقارنة مع النظام المعزول، بينما سُجل انخفاض في الإزاحات بين الطوابق وفي إزاحة السقف في الهياكل المرنة عند استخدام العزل، مما يساهم في حماية أفضل للعناصر غير الإنشائية. علاوة على ذلك، تم تقليل تأثير P-Delta بشكل ملحوظ في الهياكل المعزولة.

تؤكد هذه النتائج فعالية أنظمة العزل مثل HDRB و LRB في تحسين استقرار المبانى وأدائها الديناميكي. وعلى الرغم من تكلفتها المرتفعة نسبياً، إلا أن مزاياها من حيث تقليل الأضرار، وضمان استمرارية التشغيل، وسلامة المستخدمين، تبرر استخدامها، خصوصاً في البنى التحتية الحساسة.

يشجع هذا العمل على دمج العزل الزلزالي بشكل منهجي أكثر في مشاريع البناء بالجزائر، سواء بالنسبة للهياكل الجديدة أو في إطار إعادة تأهيل المباني القائمة.

الكلمات المفتاحية: العزل الزلزالي - السلامة الزلزالية - أجهزة HDR - حماية المباني.

Table des matières

REMERCIEMENTS	II
DEDICACES.....	II
RÉSUME:.....	IV
ABSTRACT	V
ملخص	VI
LISTE DES FIGURES	XI
LISTE DES TABLEAUX	XII
INTRODUCTION GENERALE	1

Chapitre I: Recherche bibliographique sur les dispositifs d'isolation sismique

I.1 INTRODUCTION	5
I.2 PRINCIPES DE FONCTIONNEMENT DES APPAREILS D'ISOLATION SISMIQUE :	5
I.3 L'OBJET DES APPAREILS D'ISOLATION SISMIQUE	6
I.4 L'HISTORIQUE DES APPAREILS D'ISOLATION SISMIQUE :	6
I.5 L'UTILISATION DES APPAREILS D'ISOLATION DANS LE MONDE.....	8
I.6 LES DIFFERENTS SYSTEMES D'ISOLATION SISMIQUE :	14
I.6.1 SYSTEME A BASE D'ELASTOMERE	14
I.6.1.1 ISOLATEUR ELASTOMERIQUE A FAIBLE TAUX D'AMORTISSEMENT	14
I.6.1.2 L'ISOLATEUR ELASTOMERIQUE A FORT TAUX D'AMORTISSEMENT.....	15
I.6.1.3 L'ISOLATEUR ELASTOMERIQUE AVEC NOYAU DE PLOMB	16
I.6.2 SYSTEME A BASE DE GLISSEMENT.....	17
I.6.2.1 APPUIS A FRICTION	17
I.6.2.2 APPUI A PENDULE DE FRICTION	17
I.6.2.3 APPUIS A PENDULE GLISSANT	18
I.6.2.4 APPUIS A DEFORMATION ET GLISSEMENT	19
I.6.2.5 APPUIS A ROULEMENT	21
I.7 LES MODELES DE COMPORTEMENT DES ISOLATIONS SISMIQUE	21
I.7.1 MODELE LINEAIRE	22
I.7.2 MODELE VISCOELASTIQUE	23
I.7.3 MODELE BILINEAIRE	25
I.7.4 MODELE HYSTERETIQUE	26
I.8 LES MODELES SUR LE MARCHE	27
I.8.1 L'APPUI EN CAOUTCHOUC A HAUT AMORTISSEMENT	27

I.8.2	APPUI A NOYAU EN PLOMB (LRB - LEAD RUBBER BEARINGS)	28
I.8.3	LE SYSTEME A PENDULE DE FRICTION (FPS - FRICTION PENDULUM SYSTEM).....	28
I.8.4	APPUIS A POT (POT BEARINGS).....	28
I.8.5	APPUIS A GLISSEMENT (SLIDING BEARINGS)	29
I.8.6	AMORTISSEURS VISQUEUX (VISCOUS DAMPERS).....	29
I.8.7	ÉTUDE DE CAS EN ALGERIE :	34
I.9	LES AVANTAGES DE L'ISOLATION PARASISMIQUE	34
I.10	LES INCONVENIENTS DE L'ISOLATION PARASISMIQUE	35
I.11	CONCLUSION	36

Chapitre II: Aspects réglementaires des dispositifs d'isolation sismique

II.1	INTRODUCTION :	38
II.2	LES CONDITIONS OU CRITERES POUR L'EMPLOI DES APPAREILS D'ISOLATION	38
II.2.1	CRITERES DE CONFORMITE :	38
II.2.2	CONCEPTION DES BATIMENTS ISOLEES A LA BASE.....	39
II.2.3	DISPOSITIONS GENERALES CONCERNANT LES DISPOSITIFS D'ISOLATION	40
II.2.4	DEPLACEMENTS PAR RAPPORT AU SOL ET AUX CONSTRUCTIONS ENVIRONNANTES :	41
II.2.5	SURVEILLANCE ET INSPECTION DES STRUCTURES ISOLEES	41
II.3	REGLES DE CALCUL.....	42
II.4	PRINCIPE DE CALCUL ET DE MODELISATION DE LA STRUCTURE	42
II.4.1	SYSTEME A BASE FIXE :	42
II.4.1.1	METHODE STATIQUE EQUIVALENTE:	42
II.4.1.2	METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE	49
II.4.1.3	LA METHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE PAR ACCELEROGRAMMES	49
II.4.2	SYSTEME AVEC ISOLATION :	50
II.4.2.1	MODÉLISATION 3D STRUCTURE ET ISOLATEUR	50
II.4.2.2	METHODES D'ANALYSE.....	50
II.4.2.2.1	METHODE STATIQUE LINEAIRE EQUIVALENTE	50
II.4.2.2.2	METHODE STATIQUE EQUIVALENTE DITE SIMPLIFIEE.....	52
II.4.2.2.3	METHODE MODALE.....	54
II.4.2.2.4	METHODE MODALE SIMPLIFIEE	56
II.4.2.2.5	METHODE DYNAMIQUE TEMPORELLE PAR ACCELEROGRAMMES.....	56
II.5	MÉTHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT DES APPUIS PARASISMQUES	56
II.6	VERIFICATION DES CONDITIONS DE RESISTANCE ET DE STABILITE:.....	60
II.7	CONCLUSION :	60

Chapitre III: Présentation de la structure de référence et ses caractéristiques physique

III.1. INTRODUCTION :	63
III.2. PRESENTATION ET DESCRIPTION DE LA STRUCTURE DE REFERENCE :	63
III.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE :	65
III.4. CALCUL DYNAMIQUE :	71
III.4.1 STRUCTURE A BASE FIXE.....	71
III.4.1.1 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :	71
III.4.1.2 DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS.....	71
III.4.1.3 MODELISATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX	72
III.4.1.4 SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL :	72
III.4.1.5 VERIFICATION DES CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE.....	73
III.4.1.5.1 CLASSIFICATION DE SYSTEME DE CONTREVENTEMENT.....	73
III.4.1.5.2 LES PERIODES PROPRES DES VIBRATIONS ET PARTICIPATION MASSIQUE :	74
III.4.1.5.3 ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE :	75
III.4.1.5.4 LES EFFORTS TRANCHANTS SISMIQUES A LA BASE DE LA STRUCTURE :	76
III.4.1.5.5 VERIFICATION DE L’EFFORT NORMAL REDUIT SELON RPA 2024 :(ARTICLE 7.4.3)....	78
III.4.1.5.6 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGE : (ARTICLE 5.10.1)	78
III.4.1.5.7 VERIFICATION DE L’EFFET P-DELTA : (ARTICLE 5.9)	79
III.4.2 STRUCTURE A BASE ISOLEE :	80
III.4.2.1 DESCRIPTION ET DIMENSIONNEMENT DU SYSTEME D’ISOLATION :	80
III.4.2.2 VERIFICATION DES CONDITIONS DE RESISTANCE ET DE STABILITE:.....	83
III.4.2.3 SPECTRE DE RESPONSE ÉLASTIQUE HORIZONTAL	85
III.4.2.4 VERIFICATION DES CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE.....	85
III.4.2.4.1 LES PERIODES PROPRES DES VIBRATIONS ET PARTICIPATION MASSIQUE :	85
III.4.2.4.2 LES EFFORTS TRANCHANTS SISMIQUES A LA BASE DE LA STRUCTURE	86
III.4.2.4.3 VERIFICATION DE L’EFFORT NORMAL REDUIT SELON RPA 2024 :	87
III.4.2.4.4 DEPLACEMENT MAX AU NIVEAU DE LA TERRASSE.	87
III.4.2.4.5 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGE :	87
III.4.2.4.6 VERIFICATION DE L’EFFET P-DELTA : (ARTICLE 5.9)	88
III.5 CONCLUSION	89

Chapitre IV :Etude comparative de structures de différentes rigidités en absence et en présence des dispositifs d'isolation sismique

IV.1	INTRODUCTION.....	91
IV.2	ETUDE COMPARATIVE :.....	91
IV.2.1	LA PERIODE FONDAMENTALE :.....	92
IV.2.2	LA PARTICIPATION MASSIQUE ET NOMBRE DES MODES :.....	93
IV.2.3	L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE.....	94
IV.2.4	DEPLACEMENT MAX AU NIVEAU DE LA TERRASSE.....	95
IV.2.5	DEPLACEMENT INTER-ETAGE.....	96
IV.2.6	L'EFFET P- DELTA.....	102
IV.2.7	EFFORT NORMAL REDUIT POUR LES POTEAUX :.....	107
IV.2.8	CONCLUSION.....	108
	CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....	109
	BIBLIOGRAPHIE.....	112

Liste des figures

Figure I- 1: Décalage des périodes par l'effet des appuis parasismiques (Ettahri, 2019).....	5
Figure I- 2 : les pagodes bouddhistes.....	7
Figure I- 3: Caoutchouc Laminé.....	7
Figure I- 4: Isolateurs en caoutchouc à noyau de plomb.....	7
Figure I- 5: Isolateurs à friction.....	7
Figure I- 6: La tour Tokyo Skytree (Nippon.com, 2019).....	8
Figure I- 7: la technique millénaire du shinbashira-Des pagodes millénaires parasismiques (Nippon.com, 2019).....	9
Figure I- 8: Foothill Law & Justice Center (angelescontractor).....	10
Figure I- 9: Centre Accélérateur Linéaire de Stanford.....	10
Figure I- 10: Aéroport international de San Francisco.....	11
Figure I- 11:Plan de l'aéroport.....	11
Figure I- 12: l'hôpital Pierre Zobda-Quitman en Martinique.....	12
Figure I- 13: Schéma du réacteur expérimental Jules Horowitz (Cadarache, France) avec ses appuis parasismiques visibles dans la partie inférieure (Hadj. & Ouakil, 2019).....	12
Figure I- 14: La Grande Mosquée d'Alger.....	13
Figure I- 15: modèle d'appui à glissement utilise dans le projet de la grande mosquée d'ALGER (Khelladi, 2021).....	13
Figure I- 16: Appui Elastomérique (Ounis Hadj, 2014).....	14
Figure I- 17: Isolateur de caoutchouc à fort amortissement du bâtiment de réserve d'urgence de County Los Angeles.....	15
Figure I- 18: Isolateur de base en élastomère avec noyau de plomb (LRB).....	16
Figure I- 19: appui à glissement (Ounis Hadj, 2014).....	17
Figure I- 20: Système de pendule à friction (Aiken).....	18
Figure I- 21: Appuis à pendule glissant (Zayas, 1987).....	19
Figure I- 22: Appui utilisé par l'EDF (Guéraud, Noel-Leroux, Livolant, & Michalopoulos, 1985).....	20
Figure I- 23: Appui proposé par N.Mostaghel (N & M, 1987).....	20
Figure I- 24: Appuis à roulements (Ounis Hadj, 2014).....	21
Figure I- 25: Relation force-déplacement.....	22
Figure I- 26:relation entre le déplacement et la force modèle linéaire équivalent (Hamouche & Kadri, 2009).....	22
Figure I- 27: schéma représente le modèle de Maxwell.....	24
Figure I- 28: représentation schématique du modèle de Kelvin-voigt.....	25
Figure I- 29: La relation entre le déplacement et la force modèle bilinéaire équivalent (Zayas, 1987).....	26
Figure I- 30: Le modèle Bouc-Wen (Hamouche & Kadri, 2009).....	27
Figure I- 31: la fiche technique du LASTO®LRB Appui en caoutchouc à noyau en plomb (mageba, 2023).....	32
Figure I- 32 : Passage supérieur de Constantine (Algérie) (Mageba, Constantine Overpass (Algeria), 2014).....	34
Figure III- 1: Géométrie de la structure à étudiée.....	64
Figure III- 2: Sections des poutres adoptées.....	66
Figure III- 3: schéma de dimension de voile.....	70
Figure III- 4 : Spectre de réponse (sens x-x et y-y).....	73
Figure III- 5 : Schéma de l'instabilité par renversement d'un isolateur sismique soumis à une charge latérale.....	84

Liste des tableaux

Tableau II. 1: Conditions d'application de la methode statique equivalente.....	43
Tableau II. 2: Valeurs du coefficient d'accompagnement III, pour la charge d'exploitation Q; ψ	44
Tableau II. 3 :valeurs du coefficient CT	45
Tableau II. 4: Tableau des valeurs de la période (To)	46
Tableau II. 5: Definition des zones de sismicite et coefficient d'acceleration de zone	47
Tableau II. 6: Coefficients d' importance selon les groupe d' importance	47
Tableau II. 7: Valeurs du coefficient de comportement, R.....	47
Tableau II. 8: Valeurs des Pondérations Pq	47
Tableau II. 9: Valeurs des paramètres décrivant Les spectres de réponse élastique de Type I (Zones sismiques IV, V et VI)	55
Tableau II. 10: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type 2 (Zones sismiques I, II et III)	55
Tableau II. 11: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de Type I.....	55
Tableau II. 12: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de Type 2	55
Tableau II. 13: les facteurs d'amortissements BD et BM [A-16-C (UBC97)]	57
Tableau II. 14: Coefficient de proximité de la faille (N)	57
Tableau II. 15: Les constantes G, E, k	58
Tableau III . 1 : section des poteaux.....	79
Tableau III . 2: Tableau des Périodes et facteurs de participation massique	74
Tableau III . 3:Les trois premiers modes de vibration	74
Tableau III . 4: Tableau des valeurs de la période (To)	75
Tableau III . 5: Périodes caractéristiques (T1, T2)	76
Tableau III . 6: Coefficient d'accélération de zone (A)	76
Tableau III . 7: coefficient d'importance I.....	76
Tableau III . 8: Coefficient de R	77
Tableau III . 9: Vérification de l'effort normal réduit	78
Tableau III . 10 : Vérification des déplacements inter étage selon x.	79
Tableau III . 11: Vérification des déplacements inter étage selon y.	79
Tableau III . 12: Vérification de l'effet P-Delta selon x.	79
Tableau III . 13: Vérification de l'effet P-Delta selon y	80
Tableau III . 14: Tableau des Périodes et facteurs de participation massique	85
Tableau III . 15 : Représentation graphique des modes	86
Tableau III . 16 : Vérification de l'effort normal réduit	87
Tableau III . 17 : Vérification des déplacements au niveau de la terrasse.....	87
Tableau III . 18 : Vérification des déplacements suivant le sens X.....	87

Tableau III . 19: Vérification des déplacements inter étage selon y.....	88
Tableau III . 20: Vérification de l'effet P-Delta selon x.....	88
Tableau III . 21: Vérification de l'effet P-Delta selon y.....	88
Tableau IV . 1: Les périodes fondamentales	92
Tableau IV . 2 : la participation massique des trois premiers modes	93
Tableau IV . 3 : le nombre des modes nécessaires pour atteindre les 90%	93
Tableau IV . 4 : L'effort tranchant à la base.....	94
Tableau IV . 5 : Déplacement max au niveau de la terrasse.....	96
Tableau IV . 6 : Déplacement inter-étage : Pour R+2 (fixe-isolée).....	97
Tableau IV . 7 :Déplacement inter-étage pour R+4 (fixe-isolée)	97
Tableau IV . 8 :Déplacement inter-étage pour R+6 (fixe-isolée)	98
Tableau IV . 9 :Déplacement inter-étage pour R+8 (fixe-isolée)	99
Tableau IV . 10 :Déplacement inter-étage pour R+10 (fixe-isolée)	99
Tableau IV . 11: Déplacement inter-étage pour R+12 (fixe-isolée)	100
Tableau IV . 12 :L'effet P- Delta pour R+2 (fixe-isolée).....	102
Tableau IV . 13 :L'effet P- Delta pour R+4 (fixe-isolée).....	102
Tableau IV . 14:L'effet P- Delta pour R+6 (fixe-isolée).....	103
Tableau IV . 15:L'effet P- Delta pour R+8 (fixe-isolée).....	104
Tableau IV . 16:L'effet P- Delta pour R+10 (fixe-isolée).....	105
Tableau IV . 17:L'effet P- Delta pour R+12 (fixe-isolée).....	105
Tableau IV . 18 : Effort normal réduit Pour les poteaux	107

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Face à la vulnérabilité croissante des zones urbaines aux séismes, la protection des structures constitue aujourd'hui un enjeu majeur en génie civil. L'Algérie, traversée par plusieurs failles actives, connaît un risque sismique non négligeable, ce qui impose l'adoption de solutions innovantes pour assurer la sécurité des constructions et la résilience des infrastructures.

Parmi les stratégies développées pour atténuer les effets des séismes, les dispositifs d'isolation sismique à la base se sont imposés comme une solution technique efficace et éprouvée. En permettant de découpler la superstructure du mouvement du sol, ces systèmes réduisent significativement les efforts sismiques transmis à l'ouvrage. L'évolution des normes parasismiques, notamment le RPA 2024, souligne l'importance de leur intégration dans la conception des ouvrages sensibles ou stratégiques.

Le présent mémoire s'inscrit dans cette logique de modernisation des techniques de protection sismique. Il vise à étudier l'effet des dispositifs d'isolation sur le comportement dynamique des structures à contreventement constitué de voiles, à travers une approche comparative entre des structures à base fixe et des structures isolées. L'étude s'appuie sur la modélisation numérique, le cadre réglementaire algérien (RPA 2024), ainsi que sur une analyse des performances dynamiques des bâtiments.

Pour atteindre ces objectifs, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail suivant:

Le premier chapitre :

Est une recherche bibliographique sur les dispositifs d'isolation sismique, Il introduit les notions de base liées à cette technique, en expliquant son objectif, son évolution historique, et ses principes de fonctionnement. Il détaille également les principaux types d'isolateurs utilisés dans les structures parasismiques modernes, ainsi que leurs comportements mécaniques. Enfin, le chapitre met en avant des cas d'application dans différents pays, y compris l'Algérie, pour illustrer l'efficacité de cette technologie dans la réduction des effets sismiques.

Le deuxième chapitre :

Nous nous sommes intéressés aux exigences du règlement parasismique algérien RPA 2024, en détaillant les critères d'utilisation des systèmes d'isolation, les méthodes de calcul et les vérifications réglementaires et le dimensionnement des appuis parasismiques.

Le troisième chapitre :

Dans ce chapitre nous avons procédé à l'analyse statique et dynamique de la structure prise comme référence, tout en vérifiant les conditions de RPA2024 et en ayant recours au logiciel ETABS 9.7.0, comme nous avons déterminé l'ensemble des réponses dynamiques de la même structure mais dotée d'un système d'isolation.

Le dernier chapitre :

Nous avons mené une étude comparative sur des structures de différentes hauteurs (R+2, R+4, R+6, R+8, R+10, R+12), en analysant leur réponse dynamique avec et sans dispositifs d'isolation. Les paramètres comparés incluent :

- la période fondamentale et sa conformité aux limites du RPA 2024,
- la participation massique et le nombre de modes significatifs pour atteindre les 90%,
- l'effort tranchant à la base,
- le déplacement maximal au niveau de la terrasse,
- les déplacements inter-étages,
- l'effet P-Delta,
- et l'effort normal réduit.

Cette analyse permet d'évaluer l'impact de la rigidité structurelle sur l'efficacité des systèmes d'isolation et d'orienter les choix de conception pour une meilleure sécurité parasismique.

Chapitre I :

Recherche bibliographique sur les dispositifs
d'isolation sismique

I.1 Introduction

Face aux risques croissants liés aux tremblements de terre, de nouvelles solutions technologiques ont été développées pour renforcer la sécurité des bâtiments. Parmi ces solutions, l'utilisation de dispositifs d'isolation sismique, qui représente une avancée importante dans le domaine du génie parasismique. Ces dispositifs, appelés isolateurs, sont placés à la base des structures afin de découpler le mouvement du sol de celui du bâtiment. En limitant la transmission des forces sismiques, ils permettent de réduire significativement les déformations et les dommages subis par la structure lors d'un séisme.

I.2 Principes de fonctionnement des appareils d'isolation sismique :

Les dispositifs d'isolation sismique permettent de réduire les effets du séisme sur les superstructures des bâtiments, en les installant entre les fondations (infrastructure) et la superstructure, caractérisés par une grande flexibilité horizontale et une rigidité verticale élevée. Ces isolateurs permettent de découpler le mouvement du sol de celui de la superstructure, réduisant ainsi les forces transmises à cette dernière.

En filtrant les accélérations de haute fréquence, les dispositifs d'isolation sismique conduisent la superstructure à se déplacer de manière rigide avec peu de déformations. De plus, en augmentant la période de vibration du bâtiment pour s'éloigner de la fréquence dominante du séisme (comprise généralement entre 1 à 10 Hz soit une période comprise entre 1 et 0.1 secondes), les forces d'inertie seront réduites, ce qui entrainera une diminution des efforts engendrés et par conséquent les dommages occasionnés. Toutefois, cette augmentation de la période entraîne des déplacements plus importants au niveau de l'isolateur, nécessitant l'ajoute des dispositifs de dissipation d'énergie pour contrôler ces mouvements et assurer un équilibre entre la réduction des efforts et la stabilité de la structure. (Ben Mekki, 2006)

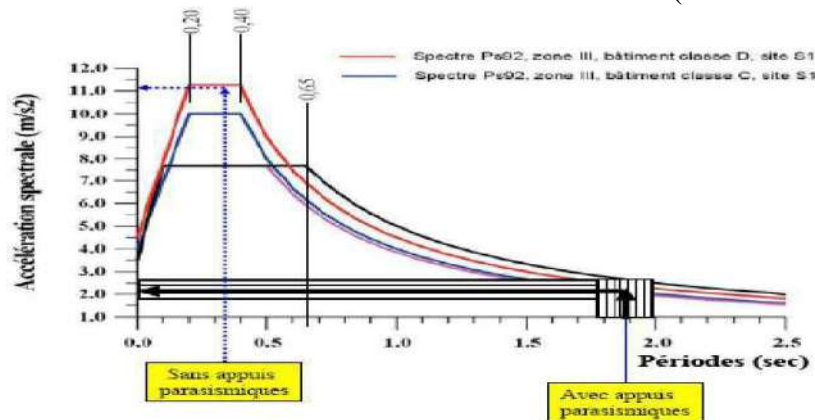


Figure I- 1: Décalage des périodes par l'effet des appuis parasismiques (Ettahri, 2019)

I.3 L'objet des appareils d'isolation sismique

L'un des principaux objectifs de ces systèmes est de garantir la sécurité des occupants des bâtiments et des usagers des infrastructures, notamment des ponts et des viaducs, en réduisant le risque d'effondrement ou de détérioration structurelle. En absorbant une partie de l'énergie sismique, ils permettent de prolonger la durée de vie des structures et d'éviter des coûts de réparation élevés après un séisme.

Ces dispositifs sont utilisés aussi bien dans de nouvelles structures que pour la réhabilitation de bâtiments et d'infrastructures existantes, particulièrement dans les zones à haut risque sismique. Leur mise en place vise à assurer la résilience des infrastructures stratégiques, telles que les hôpitaux, les centrales électriques, les ponts et les installations industrielles, afin de garantir leur bon fonctionnement même après un séisme majeur.

En somme, les dispositifs d'isolation sismique ont pour objet d'améliorer la sécurité des structures, de limiter les dommages matériels et d'assurer la continuité des services essentiels dans les régions exposées aux risques sismiques. (Assandra, 2010)

I.4 L'historique des appareils d'isolation sismique :

L'isolation sismique a évolué à travers plusieurs étapes marquantes, basées sur des observations empiriques et des avancées scientifiques. Avant le XVIIIe siècle, les civilisations antiques comme les Grecs et les Romains tentaient déjà de réduire l'impact des séismes en utilisant des techniques rudimentaires, comme des fondations flexibles ou l'utilisation de matériaux absorbant les vibrations. Au Japon, les pagodes bouddhistes, avec leur axe central oscillant, représentaient une première forme d'isolation sismique naturelle (Fig I-2). Toutefois, ce n'est qu'à la fin du XIXe siècle que des travaux scientifiques ont été menés pour comprendre et formaliser les principes de l'isolation sismique. En 1880, John Milne, un sismologue britannique travaillant au Japon, a introduit le concept du découplage entre la structure et le sol comme une solution potentielle pour réduire les effets des tremblements de terre. Ses recherches ont permis d'explorer l'utilisation de matériaux élastiques et d'étudier la dissipation d'énergie lors des secousses sismiques.

Au début du XXe siècle, entre 1900 et 1950, des progrès ont été réalisés avec l'introduction des premières bases flexibles en caoutchouc et en acier. Ces systèmes ont été principalement utilisés pour protéger les ponts et certains bâtiments industriels. Cependant, c'est dans les années 1950 que les premiers prototypes d'isolateurs sismiques ont vu le jour, avec l'expérimentation de matériaux comme le caoutchouc naturel et les métaux ductiles. En 1969, une avancée majeure a été réalisée avec l'introduction des appuis en caoutchouc laminés, qui associent des couches de caoutchouc (Fig I-3) et des plaques d'acier pour améliorer la flexibilité et la dissipation d'énergie.

L'essor des technologies modernes d'isolation sismique a débuté dans les années 1970. En 1975, les premiers bâtiments intégrant ces dispositifs ont été construits à Wellington, en Nouvelle-Zélande. Par la suite, dans les années 1980, les ingénieurs ont développé les isolateurs en caoutchouc à noyau de plomb (Lead Rubber Bearings, LRB), qui combinent la flexibilité du caoutchouc avec un noyau central en plomb permettant de dissiper efficacement l'énergie sismique (Fig. I-4). Dans les années 1990, une autre innovation majeure est apparue

avec le développement des isolateurs à friction (Friction Pendulum Bearings, FPB), qui utilisent un système de glissement contrôlé pour limiter la transmission des forces sismiques à la structure (Fig. I-5). Cette période a marqué le début de l'adoption généralisée de l'isolation sismique, notamment pour les infrastructures importantes et les bâtiments publics dans les régions à haut risque sismique.

Aujourd'hui, l'isolation sismique continue d'évoluer avec l'intégration de technologies avancées. Des isolateurs hybrides combinant plusieurs matériaux sont développés pour maximiser l'efficacité de la dissipation d'énergie. De plus, l'utilisation de capteurs intelligents et de matériaux adaptatifs permet d'améliorer en temps réel la réponse des structures aux secousses sismiques. L'évolution de cette technologie témoigne d'un progrès continu dans la protection des infrastructures face aux catastrophes naturelles. (Naeim, (1999))



Figure I- 2 : les pagodes bouddhistes



Figure I- 3: Caoutchouc Laminé

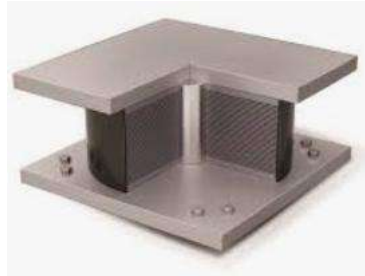


Figure I- 4: Isolateurs en caoutchouc à noyau de plomb



Figure I- 5: Isolateurs à friction

I.5 L'utilisation des appareils d'isolation dans le monde

a- au Japon

Le Japon, situé sur la ceinture de feu du Pacifique, est exposé à une intense activité sismique en raison de la collision entre les plaques tectoniques eurasienne, pacifique et philippine. Cette situation géologique provoque régulièrement de puissants tremblements de terre, représentant environ 20 % des séismes les plus violents enregistrés chaque année.

L'histoire du Japon est marquée par de nombreux tremblements de terre dévastateurs, dont le grand séisme de Kanto en 1923, l'un des plus destructeurs du pays. Ce tremblement de terre, d'une magnitude de 7,9 sur l'échelle de Richter, a ravagé Tokyo et Yokohama, causant la mort de plus de 140 000 personnes. Face à ces risques, le Japon a développé une conception rigoureuse de bâtiments parasismiques, intégrant des technologies avancées d'isolation et d'amortissement sismique pour protéger ses infrastructures et ses populations. Voici un exemple de structure innovante qui répondent à ces normes : (PlanRadar)

Tokyo Skytree :

La tour **Tokyo Skytree**, l'une des plus hautes tours du monde (634 mètres), est conçue pour être résistante aux tremblements de terre. Elle utilise des amortisseurs sismiques à la base, reliés à un pilier central capable d'absorber les secousses. Un système de pendule suspendu au sommet du pilier aide à réduire les oscillations lors des séismes. Des mécanismes d'amortissement supplémentaires sont également intégrés dans les étages supérieurs pour assurer la stabilité de la structure, rendant la tour extrêmement résistante aux tremblements de terre.



Figure I- 6: La tour Tokyo Skytree (Nippon.com, 2019)

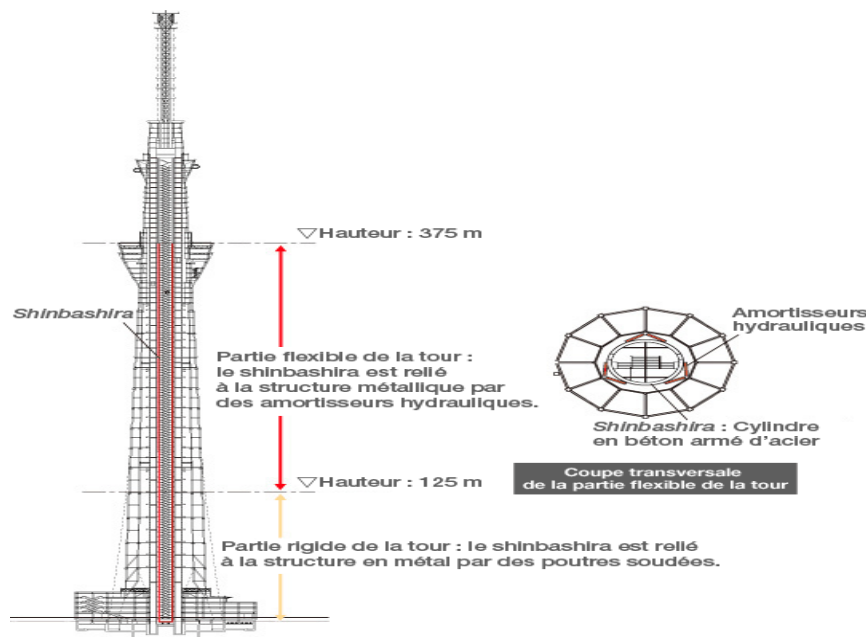


Figure I- 7: la technique millénaire du shinbashira-Des pagodes millénaires parasismiques (Nippon.com, 2019)

b- Aux Etats-Unis

Les États-Unis ont installé des technologies parasismiques sur environ 150 constructions, principalement des bâtiments publics stratégiques, comme les hôpitaux, casernes de pompiers, commissariats de police, et environ 300 à 400 ponts. Voici quelques exemples notables de ces installations :

I. Centre de la justice et de la loi de la communauté de Foot Hill à San Andreas, Rancho Cucamonga (1985) :

Le Centre de la justice et de la loi de la communauté de Foot Hill, situé à San Andreas, Rancho Cucamonga, représente une étape majeure dans l'histoire de l'isolation sismique. Construit en 1985, il est reconnu comme la première structure au monde à être entièrement équipée d'un système d'isolation sismique basé sur 98 appuis en caoutchouc naturel à haut taux d'amortissement (High Damping Rubber Bearings - HDRB).

Ces appuis en caoutchouc ont été spécialement conçus pour absorber une grande partie de l'énergie générée par les tremblements de terre, réduisant ainsi les forces transmises à la superstructure du bâtiment. Leur fonctionnement repose sur la flexibilité du caoutchouc naturel, qui permet un déplacement contrôlé, et sur des additifs intégrés au matériau afin d'augmenter l'amortissement viscoélastique. Grâce à cette technologie, le bâtiment est capable de dissiper une partie de l'énergie sismique, limitant ainsi les dommages structurels et garantissant la sécurité des occupants. (Hadji. & Ouakil, 2019)



Figure I- 8: Foothill Law & Justice Center (angelescontractor)

II. Centre Accélérateur Linéaire de Stanford (1987) :

En 1987, le Centre Accélérateur Linéaire de Stanford (SLAC) a été rénové pour intégrer une technologie avancée d'isolation sismique. Cette rénovation a marqué une étape clé dans l'application de l'isolation sismique aux infrastructures scientifiques critiques.

Le bâtiment a été équipé d'isolateurs de type appui en élastomère avec noyau de plomb (Lead Rubber Bearings - LRB), une innovation qui améliore considérablement la protection des structures contre les tremblements de terre. Ces isolateurs combinent plusieurs éléments pour offrir une meilleure performance :

- **Caoutchouc élastomère** : Il assure la flexibilité et permet à la structure de se déplacer horizontalement en cas de séisme.
- **Noyau en plomb** : Il joue un rôle essentiel dans la dissipation de l'énergie sismique en déformant plastiquement sous l'effet des secousses, réduisant ainsi l'intensité des vibrations transmises au bâtiment.
- **Plaques d'acier** : Elles renforcent l'ensemble et permettent un comportement stable et contrôlé de l'isolateur.



Figure I- 9: Centre Accélérateur Linéaire de Stanford

Grâce à cette rénovation, le SLAC a pu réduire significativement les forces sismiques transmises à la structure, assurant ainsi la protection des équipements de recherche sensibles. Ce projet a démontré l'efficacité des LRB et a favorisé leur adoption dans de nombreuses autres infrastructures stratégiques, notamment les hôpitaux, les ponts et les bâtiments gouvernementaux situés dans des zones à risque sismique élevé. (Hadji. & Ouakil, 2019)

III. Aéroport international de San Francisco (1998) :

En 1998, l'aéroport international de San Francisco (SFO) a inauguré un nouveau terminal international conçu avec une technologie d'isolation sismique avancée. Le bâtiment repose sur 272 isolateurs de type Friction Pendulum System (FPS). Ce système permet à la structure de glisser doucement sur une surface courbe lors d'un séisme, limitant ainsi les accélérations transmises à la superstructure. Cette technologie a été choisie pour protéger un bâtiment à forte fréquentation et d'une importance stratégique pour la région. (Hadji. & Ouakil, 2019)



Figure I- 10: Aéroport international de San Francisco

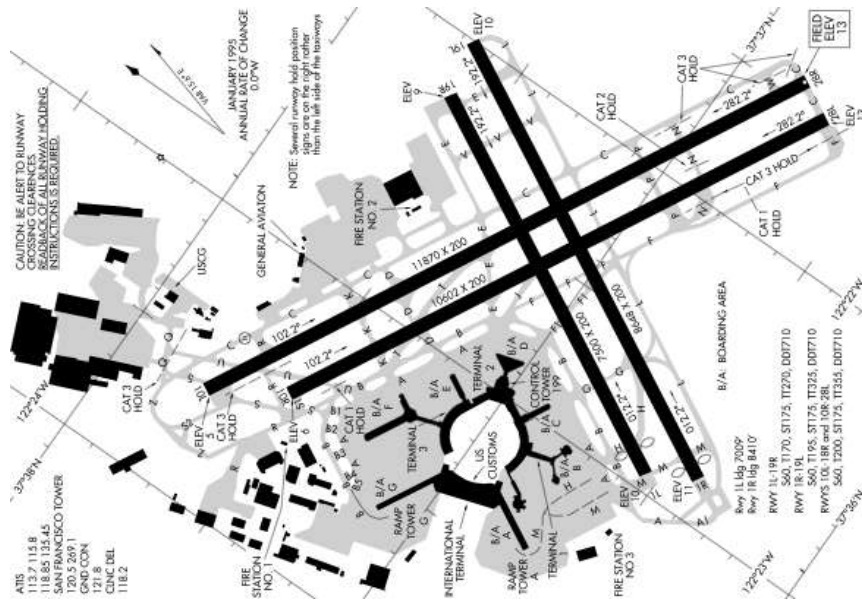


Figure I- 11: Plan de l'aéroport

c- En France

En France, les isolateurs sismiques ont été développés dans les années 1970 et appliqués aux ponts, bâtiments, hôpitaux et centrales nucléaires. Un exemple notable est l'hôpital Pierre Zobda-Quitman en Martinique, construit sur 283 isolateurs et 36 amortisseurs pour assurer une isolation à la base. Ce plateau médico-technique, inauguré en 2017, répond aux normes parasismiques les plus strictes et intègre des technologies de Haute Qualité Environnementale. Ces innovations garantissent la sécurité et la fonctionnalité des infrastructures essentielles après un séisme. (Hadji. & Ouakil, 2019)



Figure I- 12: l'hôpital Pierre Zobda-Quitman en Martinique

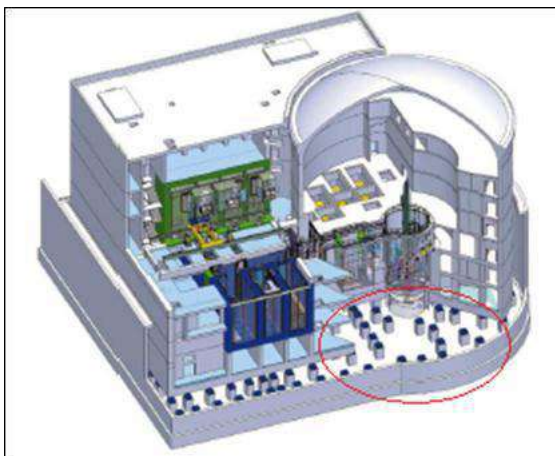


Figure I- 13: Schéma du réacteur expérimental Jules Horowitz (Cadarache, France) avec ses appuis parasismiques visibles dans la partie inférieure (Hadji. & Ouakil, 2019)

d- En Algérie

La Grande Mosquée d'Alger

La Grande Mosquée d'Alger est équipée d'un système parasismique avancé conçu pour résister à un séisme majeur. Ce dispositif comprend:

- **Des isolateurs et amortisseurs visqueux** absorbant jusqu'à 70 % de l'énergie des secousses.
- **Des fenêtres à cadre en acier** renforçant la stabilité de la structure.

Située dans une zone sismique active, la mosquée a nécessité sept ans de construction et un investissement de près de deux milliards de dollars pour garantir sa résistance aux tremblements de terre.

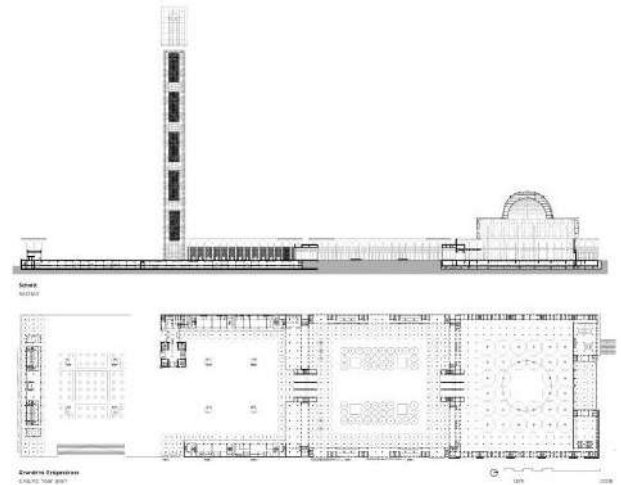


Figure I- 14: La Grande Mosquée d'Alger



Figure I- 15: modèle d'appui à glissement utilisé dans le projet de la grande mosquée d'ALGER (Khelladi, 2021)

I.6 Les différents systèmes d'isolation sismique :

Les isolateurs à la base sont des dispositifs caractérisés par une grande souplesse horizontale et une rigidité verticale, ils sont placés entre les fondations et la superstructure pour dissiper le maximum d'énergie. Il existe plusieurs types d'isolateurs à la base. Certains ont été déjà utilisés, d'autres sont restés au stade d'études théoriques ou d'essais. Parmi ces catégories et selon leur mode de fonctionnement on peut citer :

I.6.1 Système à base d'élastomère

I.6.1.1 Isolateur élastomérique à faible taux d'amortissement (LDRB - Low Damping Rubber Bearing)

L'isolateur élastomérique à faible taux d'amortissement (LDRB) est un dispositif d'isolation sismique conçu pour réduire l'impact des séismes sur les structures en allongeant leur période propre. Il est composé de couches alternées de caoutchouc naturel et de plaques en acier, offrant une grande flexibilité horizontale tout en maintenant une rigidité verticale suffisante pour supporter le poids du bâtiment. Lorsqu'un séisme se produit, l'isolateur permet des déplacements latéraux, réduisant ainsi la transmission des forces sismiques à la structure. Toutefois, son principal inconvénient est son faible taux d'amortissement, généralement entre 2 et 3 %, ce qui signifie qu'il dissipe peu d'énergie et peut laisser persister les oscillations après un séisme. Pour compenser cette limitation, le LDRB est souvent combiné avec des amortisseurs visqueux ou d'autres dispositifs comme les isolateurs à noyau de plomb (LRB) afin d'améliorer la dissipation d'énergie. Grâce à sa durabilité et sa capacité à absorber les mouvements du sol, il est couramment utilisé dans les bâtiments résidentiels, les ponts et les infrastructures essentielles situées en zones sismiques. (Ounis Hadj, 2014)

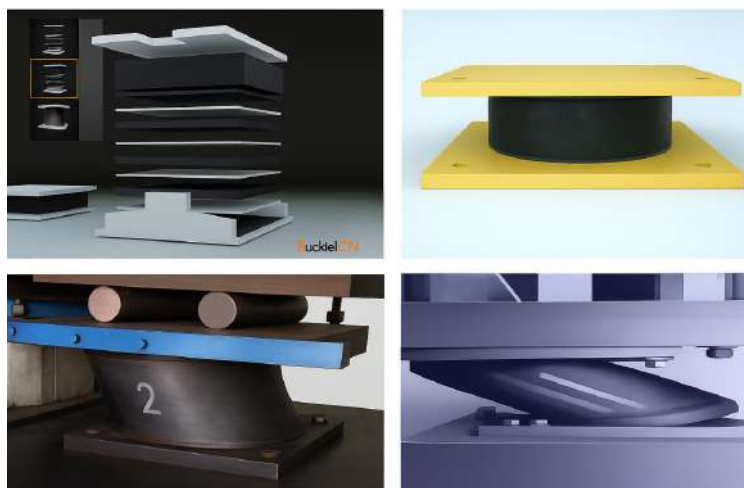


Figure I- 16: Appui Elastomérique (Ounis Hadj, 2014)

I.6.1.2 L'isolateur élastomérique à fort taux d'amortissement (HDRB, pour High Damping Rubber Bearing)

L'isolateur élastomérique à fort taux d'amortissement (HDRB) a été développé en 1982 par les chercheurs de l'Association pour la Recherche et les Producteurs de Caoutchouc en Malaisie (MRPRA), au Royaume-Uni, dans le but d'éliminer le besoin d'éléments d'amortissement supplémentaires. Ce matériau est constitué de caoutchouc naturel, enrichi d'un bloc de carbone ultra-fin, d'huiles, de résines et d'autres charges spécifiques pour améliorer ses propriétés. L'amortissement est ainsi augmenté, atteignant des niveaux critiques de 10 à 20% pour des déformations de cisaillement de 100%. L'énergie sismique est dissipée par un mécanisme de boucle d'hystérésis, où un composant spécial en caoutchouc absorbe l'énergie au cours des cycles de déformation horizontale.

Après un séisme, le caoutchouc présente d'excellentes propriétés de restitution, ramenant la structure à sa position initiale. Toutefois, l'isolateur HDRB est plus rigide lors des petites déformations et ses performances peuvent être moins efficaces lors de secousses courtes mais fréquentes. Dans ce cas, le système HDRB pourrait, paradoxalement, amplifier la réponse du bâtiment à ces événements sismiques. Cela peut devenir problématique, notamment pour les structures contenant des équipements sensibles, où une atténuation optimale des vibrations est essentielle. (Ounis Hadj, 2014)



Figure I- 17: Isolateur de caoutchouc à fort amortissement du bâtiment de réserve d'urgence de County Los Angeles (Creator, Aiken, Ian D. James M. Kelly Collection : NM0034. Courtesy of NISEE)

I.6.1.3 L'isolateur élastomérique avec noyau de plomb (LRB, *Lead Rubber Bearing*)

Est un système utilisé pour l'isolation sismique, développé en 1975 en Nouvelle-Zélande. Il est composé d'un appui en élastomère multicouche renforcé d'acier, avec un noyau de plomb inséré au centre. Ce noyau est pressé fermement entre des plaques d'acier, formant une clé, et permet de dissiper l'énergie sismique grâce à une déformation en cisaillement. Lors d'un tremblement de terre, l'appui en élastomère offre flexibilité et force de rappel, tandis que le plomb réduit les déplacements latéraux de la structure et assure un amortissement supplémentaire. (Kang, Kang, & Moon, 2003)

Le noyau de plomb est crucial pour offrir une dissipation d'énergie efficace, tout en permettant de limiter les forces d'inertie et les accélérations dans le bâtiment. Ce système est particulièrement utile dans les zones sismiques à forte activité ou pour les structures nécessitant une grande rigidité sous charges normales, telles que les ponts. Il combine plusieurs fonctions : rigidité sous charges de service, flexibilité sous charges sismiques et amortissement, ce qui le rend adapté à différents types de structures. L'amortissement visqueux généré par l'hystérésis peut atteindre des valeurs entre 15% et 35%, ce qui est efficace pour réduire les mouvements sismiques. Cependant, cette flexibilité peut induire des déplacements importants, notamment en cas de faible fréquence de mouvement du sol. L'amortissement est donc nécessaire pour maintenir ces déplacements dans des limites acceptables.



Figure I- 18: Isolateur de base en élastomère avec noyau de plomb (LRB) (Ounis Hadj, 2014)

I.6.2 Système à base de glissement

I.6.2.1 Appuis à friction

Système à Base de Glissement – Appuis à Friction

Les appuis à friction sont des isolateurs sismiques composés d'une interface en acier inoxydable et d'une surface en téflon. Grâce à un faible coefficient de friction (environ 10%), ils permettent aux structures de se déplacer librement, réduisant ainsi les efforts sismiques. Toutefois, ils ne possèdent pas de force de rappel, ce qui peut nécessiter des dispositifs supplémentaires pour recentrer la structure après un séisme.



Figure I- 19: appui à glissement (Ounis Hadj, 2014)

I.6.2.2 Appui à pendule de friction

Une autre méthode pour accroître la flexibilité d'une structure consiste à introduire une surface de glissement ou de frottement entre ses fondations et sa base. Dans ce type de système, la force de cisaillement transmise à la superstructure est limitée par la force de frottement statique, qui est déterminée par le produit du coefficient de frottement et du poids de la structure. En pratique, le coefficient de frottement est maintenu aussi stable que possible, car il joue un rôle clé dans la détermination du déclenchement du glissement.

Toutefois, ce coefficient doit être suffisamment élevé pour éviter tout mouvement involontaire sous l'effet des vents forts et des séismes de faible intensité. Un défi spécifique à ces structures coulissantes est la présence de déplacements résiduels après un séisme majeur. Pour résoudre ce problème, la surface de glissement est souvent conçue de manière concave, ce qui permet de générer une force de recentrage ramenant la structure à sa position initiale.

C'est le principe du système du pendule de frottement (FPS), qui repose sur une surface sphérique concave afin de contrôler les mouvements de la structure tout en assurant son recentrage après un tremblement de terre. Ce type de système d'isolation par glissement a été largement adopté pour la protection de centrales nucléaires, réservoirs d'eau pour incendie, grands réservoirs de stockage de produits chimiques et autres infrastructures vitales.

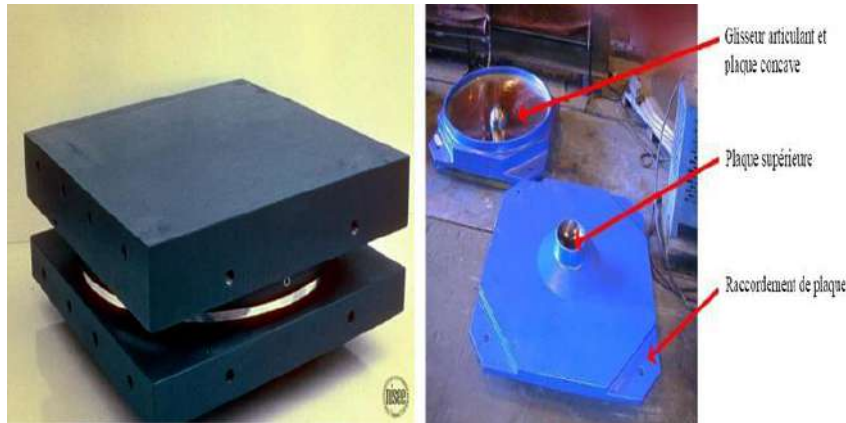


Figure I- 20: Système de pendule à friction (Aiken)

Le système du pendule de frottement (FPS) est une technologie d'isolation sismique innovante qui apporte des améliorations significatives en termes de résistance, durabilité, flexibilité, facilité d'installation et coût, tout en étant aussi compétitif que les systèmes traditionnels. De plus, cette approche offre des performances intrinsèques et des avantages supplémentaires qui n'étaient pas disponibles avec les méthodes précédentes. (Jangid, 2005)

Le principe du FPS repose sur un mécanisme pendulaire innovant, permettant au bâtiment de réagir aux secousses sismiques par des mouvements pendulaires de faible amplitude. L'amortissement par friction intégré au système absorbe efficacement l'énergie générée par un séisme, réduisant ainsi l'impact sur la structure. Cette technologie garantit une réponse sismique stable, prévisible et efficace, ce qui en fait une solution fiable pour la protection des infrastructures. (Zayas, 1987)

I.6.2.3 Appuis à pendule glissant

Cet appui, illustré dans la figure (I-21), a été conçu à l'Université de Berkeley en Californie. Il permet de réduire considérablement les sollicitations sismiques en permettant le glissement des interfaces. Une force de recentrage est générée par la gravité grâce à la forme concave de la surface de glissement, qui est une portion de sphère. Lorsque la rotule glissante se déplace loin du centre géométrique de l'isolateur, cela entraîne un mouvement global de la structure similaire à celui d'un pendule. Cet isolateur présente également l'avantage d'être relativement compact, avec une épaisseur faible comparée à celle d'un appui élastomère. Cependant, il peut être vulnérable aux chocs si le déplacement réel dépasse la valeur prévue lors de sa conception.



Figure I- 21: Appuis à pendule glissant (Zayas, 1987)

I.6.2.4 Appuis à Déformation et Glissement

Ce type d'appui est un système qui combine des plaques de glissement et des appuis à déformation pour protéger une structure, en particulier contre les effets des tremblements de terre. L'idée est de combiner les avantages des deux systèmes pour éviter les inconvénients, notamment lorsque les sols sont mous.

Au départ, le système se déforme latéralement grâce à l'élastomère, un matériau flexible. Quand la force de déformation dépasse la résistance due au frottement entre les plaques de glissement, ces dernières commencent à se déplacer. Ce phénomène se produit généralement lors de séismes de forte intensité, où la structure peut se déplacer de manière contrôlée.

Pendant un séisme violent, ce type d'appui s'avère très efficace, car il peut provoquer plusieurs glissements successifs, ce qui aide à diminuer les déplacements de la structure et à réduire les efforts exercés sur les fondations.

Voici quelques exemples spécifiques de ce type d'appui :

a) Appui utilisé par l'EDF

Cet appui, adopté par Electricité de France (EDF), combine un appui élastomère avec une interface en téflon et acier inoxydable. Ce système est principalement utilisé dans les centrales nucléaires. L'élastomère assure une bonne stabilité face aux forces, notamment celles du vent, tandis que le téflon permet un glissement facile pendant un séisme. L'inconvénient principal de ce système est qu'il n'a pas de mécanisme de recentrage pour revenir à la position initiale après un déplacement. Cela peut être problématique après des mouvements importants, car les déplacements peuvent s'accumuler. Ce système a été conçu dans les années 1970 et utilisé pour la première fois dans la centrale nucléaire de Koeberg, en Afrique du Sud.



Figure I- 22: Appui utilisé par l'EDF (Guéraud, Noel-Leroux, Livolant, & Michalopoulos, 1985)

b) Appui proposé par N. Mostaghel

Ce système est constitué de disques en acier inoxydable, recouverts de téflon pour réduire le frottement. Les disques sont interconnectés par des noyaux en caoutchouc, qui ne supportent pas de charges verticales, mais qui aident à répartir les déplacements. Lorsque les secousses sismiques génèrent des forces horizontales plus fortes que le frottement entre les disques, ces derniers glissent, permettant à la structure de se déplacer et d'absorber l'énergie du séisme.

Ce système est peu sensible à la fréquence des secousses sismiques, ce qui signifie qu'il reste efficace même pendant des séismes à longue période ou à fréquences variées. En ajoutant plus de disques, la vitesse de glissement peut être réduite, permettant ainsi un meilleur contrôle des mouvements (N & M, 1987)

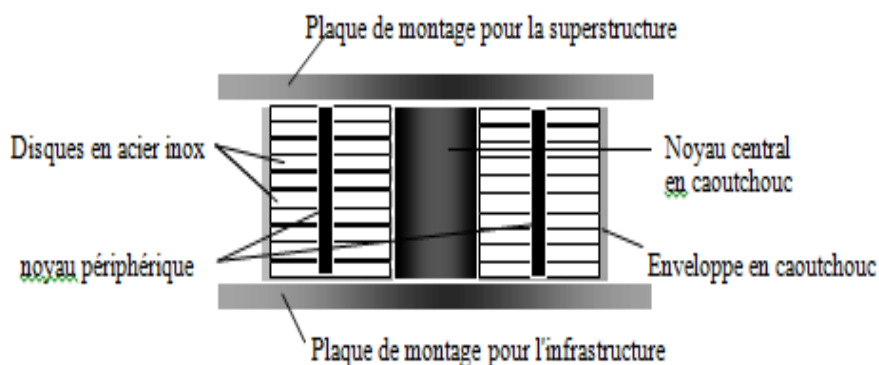


Figure I- 23: Appui proposé par N. Mostaghel (N & M, 1987)

c) Système combiné EERC

Ce système combine des appuis en élastomère et des éléments glissants en téflon et acier inoxydable. Les éléments en élastomère contrôlent la torsion de la structure pendant un séisme, tandis que les éléments glissants permettent de réduire les mouvements horizontaux. Ce système est particulièrement utile pour des structures nécessitant une protection sismique de grande échelle, comme des universités ou des hôpitaux. Les appuis en élastomère

absorbent l'énergie des secousses et préviennent les déplacements excessifs, tandis que les éléments glissants assurent un amortissement supplémentaire. Une version modifiée de ce système a été utilisée pour rénover plusieurs constructions.

1.6.2.5 Appuis à roulement

Les appuis à roulement, bien que plusieurs variantes aient été proposées, sont rarement utilisés en raison de leurs inconvénients. Ce système est constitué de deux plaques en acier (plates ou incurvées) séparées par des rouleaux. Selon la qualité du matériau des rouleaux ou des billes, la résistance du système peut être suffisante pour supporter les charges de service.

Pour permettre des mouvements dans deux directions, des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques sont utilisées. À chaque déplacement, les rouleaux provoquent un léger soulèvement de la structure, qui tend ensuite à revenir à sa position initiale. Un mécanisme de blocage contre les effets du vent, ainsi que des amortisseurs parasismiques, peuvent être intégrés.

Le principe de fonctionnement est presque identique à celui du système de pendule à glissement. Cependant, au lieu d'un glisseur articulé, une bille est placée entre deux surfaces concaves opposées. Le rayon de courbure de ces surfaces concaves est remplacé par le rayon de la bille adéquate, afin de réduire l'impact des forces sismiques.

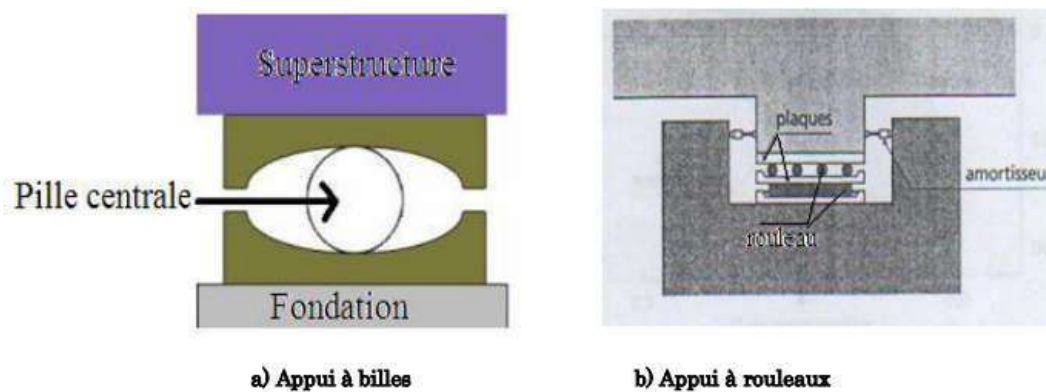


Figure I- 24: Appuis à roulements (Ounis Hadj, 2014)

1.7 Les modèles de comportement des isolations sismique

Habituellement, les systèmes d'isolation se caractérisent par un comportement viscoélastique pour lequel la force d'amortissement est proportionnelle à la vitesse, qu'il soit linéaire ou non. En général, tous les systèmes d'isolation peuvent être représentés par des modèles non linéaires, à l'exception des systèmes basés sur l'élastomère qui sont généralement décrits par des modèles linéaires viscoélastiques. Ainsi, le comportement est représenté par des cycles d'hystérésis pour lequel la force d'amortissement est proportionnelle au déplacement et de signe opposé à celui de la vitesse.

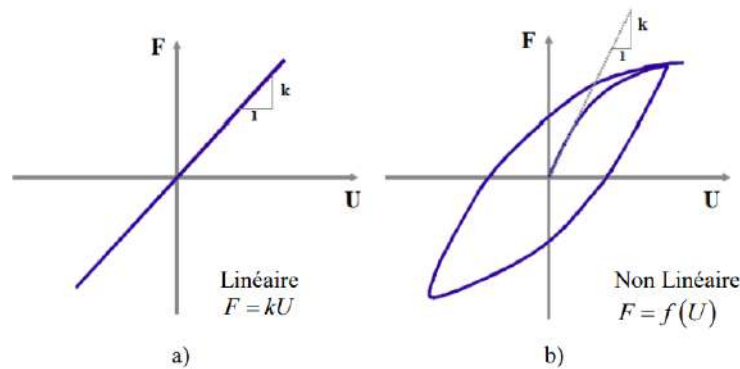


Figure I- 25: Relation force-déplacement

Voici quelques modèles courants :

1.7.1 Modèle Linéaire

Un modèle linéaire équivalent caractérisé par la rigidité élastique et l'amortissement visqueux effectif peut représenter l'isolation parasismique. L'équivalent de la rigidité élastique linéaire pour chaque cycle de chargement est calculé à partir du graphique expérimental obtenu en lien avec les forces et déformations de l'isolateur parasismique. Il est présenté comme suit :

$$K_{\text{eff}} = \frac{(F^+ - F^-)}{(\Delta^+ - \Delta^-)}$$

Où F^+ et F^- sont les forces positives et négatives ainsi Δ^+ et Δ^- et respectivement sont les déplacements, K_{eff} est la pente des valeurs de chargement et de déchargement de boucle d'hystérésis suivant les indications de la figure :

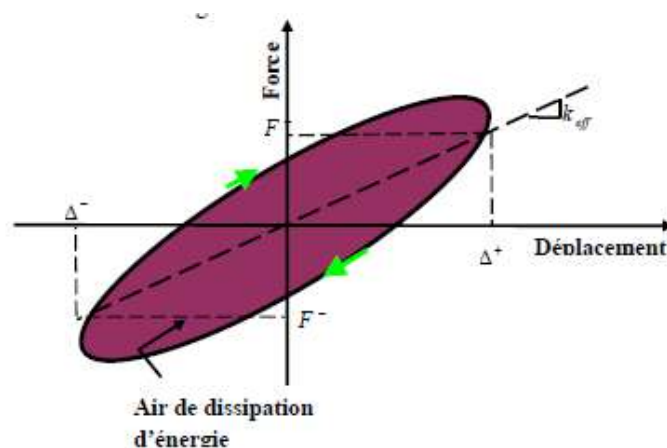


Figure I- 26: relation entre le déplacement et la force modèle linéaire équivalent (Hamouche & Kadri, 2009)

La constante d'amortissement visqueuse effective de l'isolation déterminée pour chaque cycle du chargement, est exprimée comme suit

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{2E_{\text{boucle}}}{\pi \times K_{\text{eff}} (|\Delta^+| - |\Delta^-|)^2}$$

Où E_{boucle} est la dissipation d'énergie selon des cycles du chargement. (Hamouche & Kadri, 2009)

Application aux Isolateurs Sismiques

Les isolateurs sismiques modélisés par une approche linéaire sont souvent constitués de matériaux élastomères ou de dispositifs à glissement sous faibles déplacements. Leurs caractéristiques principales sont :

- Une raideur constante dans la zone élastique,
- Une capacité de restitution de l'énergie sans perte,
- Une simplification des calculs analytiques. (Kelly & Holmes, 2001)

1.7.2 Modèle Viscoélastique

Le modèle viscoélastique est une approche utilisée pour représenter le comportement des isolateurs sismiques viscoélastiques, qui combinent à la fois des propriétés élastiques (capacité à stocker l'énergie) et visqueuses (capacité à dissiper l'énergie). Ce type de modèle est couramment utilisé pour les appuis en caoutchouc à fort amortissement (HDRB - High Damping Rubber Bearings) et les isolateurs viscoélastiques laminés.

Les modèles rhéologiques

De nombreux corps présentent des propriétés viscoélastiques, combinant à la fois des comportements visqueux et élastiques, ce qui permet de modéliser leur réponse mécanique à une sollicitation par des modèles rhéologiques. Ces modèles analogiques empiriques, en particulier dans le cadre de la viscoélasticité linéaire, reposent sur des arrangements en série et/ou en parallèle de ressorts, caractérisés par des coefficients d'élasticité (Ei), et d'amortisseurs, définis par des coefficients de viscosité (ηi), afin de représenter respectivement les composantes élastique et visqueuse d'un matériau. Bien que certains de ces modèles offrent une description performante et satisfaisante des courbes de caractérisation mécanique, leur mise en œuvre implique une complexité mathématique élevée. Pour surmonter cette difficulté, diverses lois de comportement ont été intégrées dans des logiciels de calcul par éléments finis, permettant ainsi une analyse plus aisée de la viscoélasticité. Par ailleurs, les fluides viscoélastiques peuvent également être modélisés à l'aide d'équivalents électriques, illustrant ainsi la polyvalence des approches analogiques dans ce domaine.

❖ Modélisation du Comportement Viscoélastique

Le comportement viscoélastique est souvent modélisé par l'association de ressorts (éléments élastiques) et d'amortisseurs (éléments visqueux).

➤ Modèle de Maxwell (Élément en Série)

Ce modèle décrit le comportement d'un matériau viscoélastique. Ce modèle fut proposé par James Clerk Maxwell en 1867. où σ est la contrainte, ε la déformation et $\dot{\varepsilon}$ la vitesse de déformation.

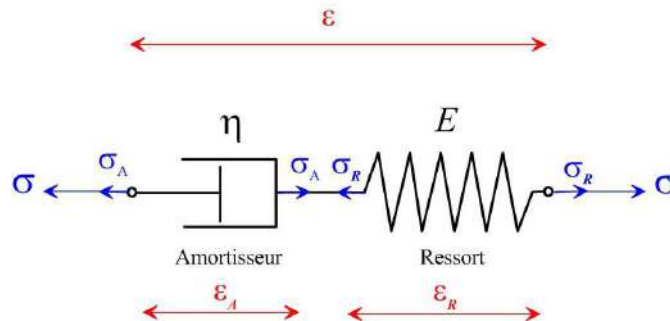


Figure I- 27: schéma représente le modèle de Maxwell

Le modèle de Maxwell est représenté par un amortisseur purement visqueux et un ressort hookéen mis en série comme l'indique le schéma ci-contre. Dans cette configuration, lorsqu'une contrainte axiale est appliquée, la contrainte totale σ et la déformation totale ε sont définies de la manière suivante :

$$\sigma = \sigma_A = \sigma_R$$

Avec :

$$\sigma_A = \eta \cdot \dot{\varepsilon} \quad , \quad \sigma_R = E \cdot \varepsilon$$

Et :

$$\varepsilon = \varepsilon_A + \varepsilon_R$$

Dérivons la déformation totale ε par rapport au temps :

$$\begin{aligned} \frac{d\varepsilon}{dt} &= \frac{d\varepsilon_A}{dt} + \frac{d\varepsilon_R}{dt} \\ &= \frac{\sigma}{\eta} + \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} \end{aligned}$$

En notant la dérivée temporelle par un point, l'équation précédente se réécrit :

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\sigma}{\eta} + \frac{\dot{\sigma}}{E}$$

En multipliant cette équation par η ,

$$\eta \cdot \dot{\varepsilon} = \sigma + \tau \cdot \dot{\sigma}$$

on a fait apparaître le taux de relaxation de Maxwell :

$$\tau = \frac{\eta}{E}$$

➤ Modèle de Kelvin-Voigt (Élément en Parallèle)

C'est un modèle de matériau viscoélastique, c'est-à-dire présentant à la fois des propriétés élastiques et visqueuses. Il sert notamment à décrire des solides viscoélastiques. Le modèle

de Kelvin-Voigt peut être représenté par un amortisseur purement visqueux et un ressort mis en parallèle comme l'indique le schéma ci-contre.

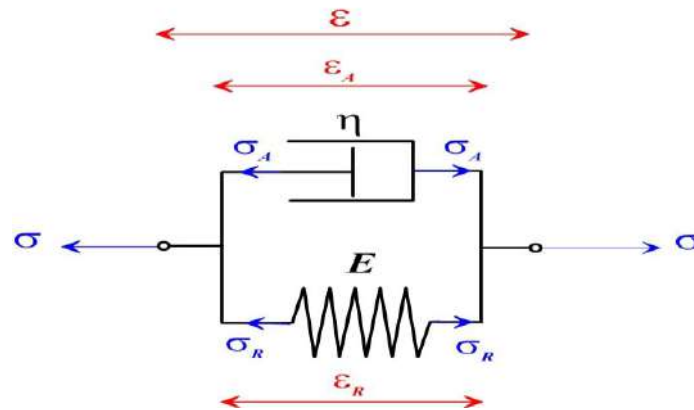


Figure I- 28: représentation schématique du modèle de Kelvin-voigt

Dans ce modèle en parallèle, la déformation totale est la même que celle de l'amortisseur et celle du ressort:

$$\varepsilon = \varepsilon_A = \varepsilon_R$$

Par ailleurs, la contrainte totale est la somme des contraintes du ressort et de l'amortisseur :

$$\sigma = \sigma_A + \sigma_R$$

Les contraintes de l'amortisseur et du ressort sont données respectivement par :

$$\sigma_A = \dot{\varepsilon} \cdot \eta$$

$$\sigma_R = E \cdot \varepsilon$$

E : module élastique associé au ressort

η : Coefficient de viscosité associé à l'amortisseur représentant un fluide newtonien.

1.7.3 Modèle Bilinéaire

On peut utiliser le modèle bilinéaire pour tous les systèmes d'isolation utilisés dans la pratique.

En fait, ce modèle bilinéaire décrit de manière approximative la boucle par hystérèse non linéaire définie par les propriétés des systèmes d'appui en barres de plomb, en caoutchouc naturel – amortissement intense et des systèmes à pendule de glissement. Il repose sur trois paramètres essentiels : la rigidité d'élastique K_u la rigidité latérale K_d et la force d'écoulement caractérisée par Q_d qui a une relation avec la force du barreau de plomb et le coefficient de frottement du système d'isolation de glissement

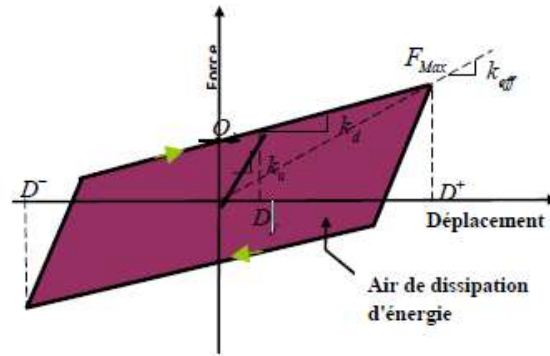


Figure I- 29: La relation entre le déplacement et la force modèle bilinéaire équivalent (Zayas, 1987)

Soit D le déplacement spécifique de modèle, la rigidité effective du système bilinéaire s'exprime comme suit :

$$K_{\text{eff}} = K_p + \frac{Q_d}{D} \quad D > D_y$$

Où D_y est le déplacement maximal de poste de déformation, et il est défini comme suit :

$$D_y = \frac{Q_d}{K_U - K_d}$$

La possibilité de dissipation d'énergie est représentée par l'amortissement effectif β_{eff} qui est exprimé par :

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{4Q(D - D_y)}{[2\pi \times K_{\text{eff}}(D^2)]} \quad (\text{F.Y.Cheng, 2008})$$

1.7.4 Modèle hystérétique

Le modèle hystérétique, en particulier le modèle Bouc-Wen, est largement utilisé pour simuler le comportement des isolateurs sismiques en raison de sa capacité à représenter divers types de comportements hystérétiques. Il décrit la relation force-déplacement et inclut des effets de mémoire, ce qui signifie que la réponse du système dépend de l'historique des charges appliquées. Le modèle Bouc-Wen utilise des paramètres ajustables pour contrôler l'amplitude de l'hystérésis, la forme de la boucle hystérétique et l'énergie dissipée. Ce modèle est particulièrement utile pour les isolateurs en élastomères frettés avec noyau de plomb (LRB), qui présentent une forte dissipation d'énergie lors des cycles de chargement-déchargement, améliorant ainsi la résistance sismique des structures. Bien que sa formulation mathématique puisse être complexe, le modèle hystérétique offre une flexibilité et une précision exceptionnelles pour représenter les comportements non linéaires des matériaux et des systèmes soumis à des cycles de chargement et de déchargement.

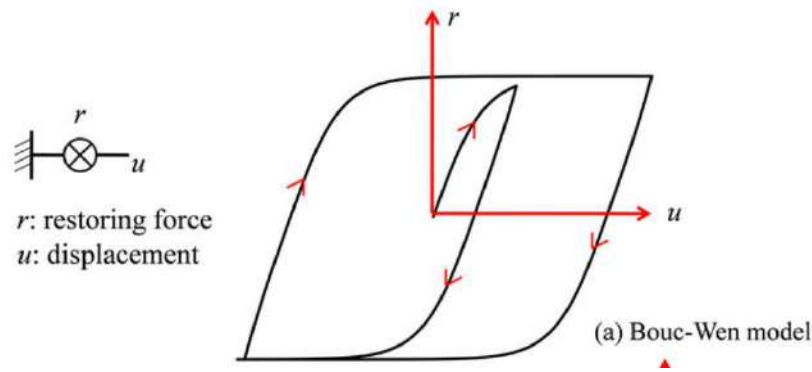


Figure I- 30: Le modèle Bouc-Wen (Hamouche & Kadri, 2009)

1.8 Les modèles sur le marché

L'Algérie, située dans une zone sismique active, a progressivement adopté des systèmes d'isolation sismique pour améliorer la sécurité et la résilience de ses infrastructures. Plusieurs technologies sont aujourd'hui disponibles sur le marché algérien, permettant de protéger efficacement les bâtiments, les ponts et d'autres structures critiques contre les effets destructeurs des tremblements de terre.

Ces systèmes d'isolation sont fournis par des entreprises de renommée internationale, spécialisées dans la conception et la fabrication de solutions parasismiques avancées. Parmi les principaux fournisseurs figurent Mageba (Suisse), Bridgestone (Japon), Earthquake Protection Systems (États-Unis), FIP Industriale (Italie) et Maurer SE (Allemagne). Ces fabricants proposent des technologies variées, adaptées aux exigences spécifiques des projets de construction en Algérie, tout en respectant les normes parasismiques locales, telles que les Règles Parasismiques Algériennes (RPA).

Voici un aperçu des principaux modèles de systèmes d'isolation sismique actuellement disponibles en Algérie :

1.8.1 l'appui en caoutchouc à haut amortissement (HDRB - High Damping Rubber Bearings)

Les HDRB sont largement utilisés en Algérie pour les bâtiments et les ponts, offrant une excellente résistance aux secousses sismiques. Parmi les principaux fournisseurs internationaux présents sur le marché algérien, Bridgestone (Japon) (Bridgestone, 2024), et Mageba (Suisse) (Mageba, Isolateurs parasismiques HDRB – Solutions pour bâtiments et infrastructures, 2023) proposent une gamme variée de ces dispositifs, avec des modèles adaptés aux normes des Règles Parasismiques Algériennes (RPA). En Algérie, certaines entreprises locales collaborent avec ces fournisseurs pour l'importation et l'installation des HDRB, bien que la fabrication locale soit encore limitée. Actuellement, des sociétés de construction comme Cosider Travaux Publics et ETRHB Haddad intègrent ces technologies dans leurs projets d'infrastructure. Cependant, le coût relativement élevé des HDRB reste un

frein à leur adoption massive, bien que certaines entreprises proposent des offres sur mesure pour des projets d'envergure

1.8.2 Appui à noyau en plomb (LRB - Lead Rubber Bearings)

Les LRB sont particulièrement adaptés aux zones fortement sismiques de l'Algérie, notamment dans des villes comme Alger, Bejaïa et Oran. Mageba (Suisse) et Bridgestone (Japon) sont les fournisseurs les plus actifs sur ce segment, proposant des solutions adaptées aux bâtiments gouvernementaux, aux hôpitaux et aux complexes industriels. Des entreprises locales comme ENGOA (Entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'Art) travaillent avec ces technologies pour les intégrer dans de nouveaux projets. Cependant, l'un des défis majeurs reste la dépendance aux importations, bien que des discussions soient en cours pour encourager le développement d'une production locale en partenariat avec des sociétés étrangères. (Mageba, Isolateurs parasismiques HDRB – Solutions pour bâtiments et infrastructures, 2023) (Bridgestone, 2024)

1.8.3 Le système à pendule de friction (FPS - Friction Pendulum System)

L'Algérie a commencé à intégrer les isolateurs FPS dans certains de ses projets d'infrastructure, notamment pour les ponts et hôpitaux situés en zones à risque sismique. Il repose sur un mécanisme de glissement sur une surface concave, permettant à la structure de se déplacer en douceur pendant un séisme, avant de retrouver sa position initiale. Earthquake Protection Systems (États-Unis) est l'un des principaux fournisseurs de cette technologie sur le marché algérien. Plusieurs entreprises de construction, notamment Infrarail et Algerian Bridges Company, ont exploré l'utilisation de ces isolateurs dans des projets récents, avec l'appui de bureaux d'études spécialisés comme Sofret Alger et CTPP (Centre Technique des Travaux Publics). Ces entreprises proposent des solutions clés en main, incluant l'étude, la fourniture et l'installation des FPS, bien que leur coût initial élevé reste un facteur limitant. (Bridges, 2020)

1.8.4 Appuis à pot (Pot Bearings)

Les appuis à pot sont parmi les plus couramment utilisés en Algérie, en particulier pour les ponts, viaducs et autoroutes. Les fournisseurs tels que Mageba (Suisse), Maurer SF (Allemagne) et FIP Industriale (Italie) sont les principaux acteurs fournissant ces dispositifs sur le marché algérien. Cosider Génie Civil et Saptia Algérie comptent parmi les entreprises de construction qui utilisent ces technologies pour leurs ouvrages d'art. Plusieurs bureaux d'études algériens proposent également des services de conception et d'installation d'appuis à pot, avec des offres compétitives en fonction de la taille et de la complexité des projets. Toutefois, l'entretien de ces appuis représente un défi, nécessitant des interventions techniques régulières pour assurer leur longévité. (Mageba, Isolateurs parasismiques HDRB – Solutions pour bâtiments et infrastructures, 2023)

1.8.5 Appuis à glissement (Sliding Bearings)

Les appuis à glissement gagnent en popularité en Algérie grâce à leur capacité à améliorer la stabilité des structures tout en réduisant les coûts d'entretien. Des entreprises comme Maurer SF (Allemagne), Mageba (Suisse) et FIP Industriale (Italie) offrent des modèles adaptés aux bâtiments et infrastructures de grande envergure. Plusieurs sociétés locales de travaux publics, notamment Gitra Algérie et BTPH International, collaborent avec ces fournisseurs pour intégrer ces technologies dans leurs projets. Le marché algérien voit également l'émergence de solutions plus abordables grâce à des accords avec des fabricants asiatiques, bien que la certification aux normes RPA soit un critère de sélection clé. (Mageba, Isolateurs parasismiques HDRB – Solutions pour bâtiments et infrastructures, 2023)

1.8.6 Amortisseurs visqueux (Viscous Dampers)

L'Algérie commence à voir l'introduction progressive des amortisseurs visqueux, notamment dans les projets de bâtiments à grande hauteur et de viaducs ferroviaires. FIP Industriale (Italie) et Mageba (Suisse) sont les principaux fournisseurs actifs sur le marché algérien, avec des partenariats établis avec des entreprises locales comme Etrhb Haddad et GCB (Génie Civil et Bâtiment, filiale de Sonatrach). Certains projets d'extension du métro d'Alger et des nouvelles lignes ferroviaires incluent ces technologies pour améliorer la résilience des infrastructures. Malgré leur efficacité, ces amortisseurs restent coûteux, et leur maintenance exige des interventions techniques spécialisées, souvent réalisées par les fournisseurs eux-mêmes dans le cadre de contrats de maintenance. (Mageba, Isolateurs parasismiques HDRB – Solutions pour bâtiments et infrastructures, 2023) (Infrarail, 2024)

- **Parmi les différents modèles disponibles sur le marché, nous avons retenu LASTO®LRB, dont voici les principales caractéristiques techniques (mageba, 2023)**

Isolateur en Caoutchouc à Fort Amortissement (LRB) de Mageba

À propos du Fournisseur :

Mageba est un leader mondial spécialisé dans la conception et la fabrication de dispositifs d'appui et d'isolation sismique. Présente en Algérie, l'entreprise offre des solutions innovantes adaptées aux besoins spécifiques des projets locaux, tout en respectant les normes internationales et régionales.

Description du Modèle :

L'isolateur à noyau de plomb de Mageba associe un caoutchouc haute performance à un noyau central en plomb, le tout renforcé par des inserts en acier. Ce dispositif est conçu pour absorber et dissiper efficacement l'énergie sismique, en participant à la réduction des forces dynamiques transmises à la structure. Il s'adresse particulièrement aux projets nécessitant une capacité de charge élevée et une marge de déplacement ample, tels que les bâtiments de grande hauteur ou les infrastructures stratégiques.

Principe de fonctionnement des LASTO®LRB

Le système LASTO®LRB repose sur une combinaison de couches élastomériques et d'un noyau central en plomb. Chaque élément joue un rôle spécifique :

- Le caoutchouc et les plaques d'acier : permettent la flexibilité horizontale nécessaire pour absorber les déplacements sismiques.
- Le noyau central en plomb : se déforme plastiquement lors d'un séisme, dissipant l'énergie sous forme de chaleur. Ce processus réduit les accélérations transmises à la structure et assure un recentrage automatique après le tremblement de terre.
- Encapsulation anti-corrosion : Les plaques d'acier sont complètement intégrées dans le matériau élastomérique, ce qui protège contre la corrosion et prolonge la durée de vie de l'isolateur.

Caractéristiques Techniques :

- Capacité de Charge Verticale :Jusqu'à 15 000 kN
- Déplacement Horizontal Maximal :Jusqu'à ± 400 mm
- Coefficient d'Amortissement :Jusqu'à 30% (grâce à la contribution du noyau en plomb)
- Durée de Vie :Conçu pour une performance sur plus de 50 ans avec entretien minimal
- Conditions de Service :Température de service typique : -25°C à $+50^{\circ}\text{C}$

Applications Typiques :

- Bâtiments Résidentiels et Commerciaux : Protection des structures pour assurer la sécurité des occupants et la continuité des opérations après un séisme.
- Infrastructures Stratégiques : Hôpitaux, centres de commandement, bâtiments gouvernementaux où la fonctionnalité post-sismique est critique.
- Ponts et Viaducs : Réduction des sollicitations sismiques sur les piles et les culées, augmentant ainsi la résilience de l'ouvrage.

Avantages Clés :

- Dissipation Efficace de l'Énergie : Le haut amortissement du caoutchouc permet de réduire l'accélération transmise à la structure.
- Réduction des Coûts de Construction : Possibilité de simplifier la conception sismique de la superstructure, entraînant des économies sur les matériaux et le renforcement.
- Maintenance Réduite : Les matériaux utilisés sont résistants à la corrosion et au vieillissement, ce qui diminue les besoins en entretien.
- Installation Facile : Conception compacte et modulaire facilitant le transport et l'installation sur site.
- Adaptabilité : Personnalisation possible en fonction des spécificités du projet, y compris la capacité de charge et les déplacements permis.

Conformité aux Normes :

- Normes Internationales : Conforme à l'EN 15129 et à l'Eurocode 8, garantissant une performance éprouvée selon les standards européens.
- Normes Algériennes : Respecte les exigences du RPA 2024, assurant une adéquation avec les réglementations locales en matière de construction parasismique.

Services Associés :

- Assistance Technique : Soutien dans le dimensionnement et l'intégration des isolateurs dans le projet, y compris des simulations et des analyses sismiques.
- Formation et Supervision : Sessions de formation pour les ingénieurs et le personnel de chantier, ainsi qu'une supervision lors de l'installation.
- Support Après-Vente : Inspections périodiques et conseils pour la maintenance afin de garantir la longévité du système.

Caractéristiques du produit

Principe

Les appuis mageba en caoutchouc LASTO®LRB avec noyau en plomb fonctionnent sur le principe de l'isolation de base et limitent la quantité d'énergie transférée du sol à la structure en cas de tremblement de terre. L'appui en caoutchouc et acier laminé est conçu pour supporter le poids de la structure et pour lui fournir une certaine élasticité lorsque la limite d'élasticité a été atteinte. Le caoutchouc permet l'isolation de la structure mais aussi son recentrage après un événement sismique. Le noyau en plomb se déforme plastiquement sous déformations de cisaillement, dissipant ainsi l'énergie sous forme de chaleur.

Propriétés

Les appuis LASTO®LRB sont composés de couches alternées de matériau élastomérique et de plaques d'acier vulcanisées et contiennent un noyau central en plomb. Ils fournissent un haut coefficient d'amortissement (jusqu'à 30%) grâce à la haute capacité d'absorption du noyau de plomb.

Les plaques de renforcement en acier sont complètement incorporées et scellées dans le matériau élastomérique et ainsi protégées contre la corrosion. Le caoutchouc est fixé par vulcanisation aux plaques de connexion supérieure et inférieure. Les appuis peuvent également être fournis avec des plaques d'ancrage, permettant ainsi un remplacement plus facile de l'appareil si des travaux de maintenance sont nécessaires.

Les appareils LASTO®LRB sont fabriqués à l'aide de caoutchouc naturel (NR) fournissant une haute résistance à l'usure mécanique.

Application

Les appuis en caoutchouc avec noyau en plomb peuvent être utilisés dans de nombreux domaines de la structure, grâce à leur simplicité et à leur fonction d'isolation et de dissipation contenue dans une seule unité compacte. Du point de vue de la protection sismique, il est très important de minimiser le transfert d'énergie sismique du sol à la superstructure et de limiter les déplacements horizontaux de l'appareil d'appui. Dans des conditions normales, les appuis en caoutchouc LASTO®LRB se comportent comme des appuis élastomériques habituels. Ceci est un avantage, en particulier dans le cas de structures devant être protégées sismiquement

et ne possédant qu'un espace limité pour les appuis, car toutes ces fonctions peuvent être combinées dans un seul appareil.

Les appuis LASTO®LRB sont largement utilisés lorsqu'il s'agit d'isolation sismique et ont prouvé leur efficacité lors de tremblements de terre à travers le monde entier. Le système de base des appuis LASTO®LRB a été l'objet de nombreuses recherches au cours des dernières décennies. Un modèle simple bilinéaire permet à l'ingénieur une simulation directe de l'appareil.

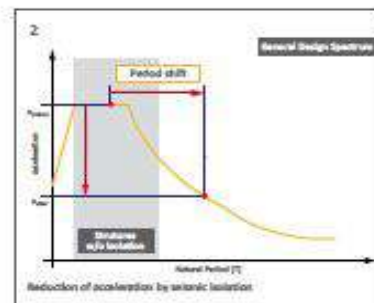
Isolation sismique

L'isolation sismique consiste à découpler la structure des mouvements du sol induits par un tremblement de terre, afin d'empêcher des dommages à la structure. Pour réaliser un tel découplage, différents appareils parasismiques – connus sous le nom d'isolateurs – sont installés de manière stratégique à divers emplacements de la structure, leur permettant ainsi de remplir leur tâche correctement lors d'un tremblement de terre.

Les isolateurs sismiques fournissent une flexibilité suffisante à la structure, afin que la période naturelle de la structure diffère le plus possible de la période naturelle du tremblement de terre. Cela empêche la structure d'entrer en résonance, ce qui pourrait mener à des dommages considérables de la structure.

Un système d'isolation sismique efficace doit remplir les fonctions principales suivantes :

- La performance sous charges de service, verticales et horizontales doit être aussi efficace que celle des appuis structuraux conventionnels
- Flexibilité horizontale suffisante pour atteindre la période naturelle cible de la structure isolée
- Capacité de recentrage après un tremblement de terre sévère afin que l'aptitude au service de la structure ne soit pas interrompue
- Diffuser suffisamment d'énergie pour contrôler les déplacements qui pourraient endommager les membres de la structure



1. Vue schématique d'un appareil LASTO®LRB
2. Principe de l'isolation sismique – réduction de l'accélération grâce au décalage de la période
3. Appareil LASTO®LRB prêt pour l'installation
4. Viaduc de Chillon, Suisse, mis à niveau grâce à des appuis LASTO®LRB

Figure I- 31: la fiche technique du LASTO®LRB Appui en caoutchouc à noyau en plomb (mageba, 2023)

Suite :

Propriétés et avantages

Matériaux

Les matériaux suivants sont utilisés pour la production des appuis LASTO[®]LRB mageba :

- Les plaques de renforcement et plaques inférieure et supérieure sont faites de tôle d'acier au carbone conforme à ASTM A36 ou A570.
- Caoutchouc naturel, type NR, classe 3 selon ASTM D4014-81.
- Plomb avec un degré de pureté minimum de 99.9%

Système d'ancrage

Les appareils LASTO[®]LRB sont équipés de plaques d'ancrage qui facilitent la connexion de l'appareil aux parties supérieure et inférieure de la structure en béton. Les appuis peuvent également être préparés pour une connexion avec des structures en acier.

Protection contre la corrosion

Les appareils LASTO[®]LRB sont équipés de plaques d'ancrage qui facilitent la connexion de l'appareil aux parties supérieure et inférieure de la structure en béton. Les appuis peuvent également être préparés pour une connexion avec des structures en acier.

Dimensions principales

Les appareils LASTO[®]LRB sont équipés de plaques d'ancrage qui facilitent la connexion de l'appareil aux parties supérieure et inférieure de la structure en

Avantages

- L'importante dissipation d'énergie durant les tremblements de terre permet d'optimiser la taille et le coût de la structure
- Les charges de service et sismiques sont transmises de manière combinée exigeant ainsi un espace minimal pour les appareils d'appui
- Solution efficace pour un large éventail de structures
- Solution efficace pour la réhabilitation et la mise à niveau des structures existantes
- La capacité de recentrage des appuis permet de maintenir l'aptitude au service de la structure après un séisme
- Technologie bien documentée et nombreux antécédents pour plusieurs applications dans monde entier

béton. Les appuis peuvent également être préparés pour une connexion avec des structures en acier.

Inspection et maintenance

Les appuis LASTO[®]LRB ne nécessitent pas d'entretien. L'état et la position des appuis doivent être inspectés régulièrement. Sur demande, les spécialistes de mageba peuvent mener de telles inspections et livrer les résultats dans un rapport technique détaillé.



1 Essai sur des appuis LASTO[®]LRB
2 Fabrication d'un appui LASTO[®]LRB

LASTO [®] LRB – d _{noy} = 400 mm										
D (mm)	t _p (mm)	H _p (mm)	N _{sv} (kN)	N _{ss} (kN)	F ₁ (kN)	F ₂ (kN)	K ₁ (kN/mm)	K _{eff} (kN/mm)	K _v (kN/mm)	ξ (%)
500	160	326	3600	1250	315	755	1.1	1.89	814	29
600	176	350	5950	2150	420	990	1.45	2.49	1346	28
700	192	374	8750	3450	515	1230	1.8	3.09	1991	28
800	208	398	10 950	5100	620	1500	2.17	3.73	2725	26
900	216	410	16 250	6750	690	1750	2.65	4.38	3658	26
1000	224	422	18 750	10 100	760	2030	3.16	5.07	4693	25

Note importante: ces tableaux sont destinés au dimensionnement préliminaire des isolateurs. Le dimensionnement final et les détails techniques sont définis complètement que lorsque tous les paramètres du projet sont considérés dans le dimensionnement final.

Légende

- | | | | |
|------------------|---|------------------|------------------------------------|
| d _{noy} | Déplacement sismique | F ₁ | Limite d'élasticité |
| D | Diamètre noyau de plomb | F ₂ | Force horizontale maximale (à dba) |
| t _p | Hauteur totale de plomb | K ₁ | Rigidité horizontale |
| H _p | Hauteur totale de l'appui | K _{eff} | Rigidité effective |
| N _{sv} | Charge maximale verticale de service | K _v | Rigidité verticale |
| N _{ss} | Charge maximale verticale due au séisme | ξ | Facteur d'amortissement |

I.8.7 Étude de Cas en Algérie :

Mageba a participé à plusieurs projets en Algérie, fournissant des isolateurs HDRB pour des bâtiments publics et des infrastructures critiques. Par exemple Le projet qui concerne le passage supérieur de Constantine, un ouvrage d'art réalisé en 2014 en Algérie. Dans le cadre de ce projet, l'entreprise mageba a fourni des appuis en pot, des appuis d'isolation sismique ainsi que des joints de dilatation, afin de garantir la sécurité et la durabilité de la structure. Ces dispositifs permettent d'absorber les mouvements du pont en cas de séisme et de compenser les variations thermiques ou les charges de circulation. Grâce à ces équipements de haute performance, le pont assure une excellente stabilité, même dans un environnement sismique exigeant.. (Mageba, Constantine Overpass (Algeria), 2014)



Figure I- 32 : Passage supérieur de Constantine (Algérie) (Mageba, Constantine Overpass (Algeria), 2014)

I.9 Les avantages de l'isolation parasismique

l'isolation parasismique présente plusieurs avantages notables :

- **Protection accrue** : Offre un niveau de protection supérieur aux exigences des normes parasismiques pour les structures à risque normal, permettant aux bâtiments de rester opérationnels même après de violents séismes.
- **Réduction des dommages** : Les équipements et éléments non structuraux subissent peu ou pas de dégâts, préservant ainsi l'intégrité intérieure du bâtiment.
- **Durabilité des isolateurs** : Après un séisme, les isolateurs restent intacts et fonctionnels, assurant une protection continue contre d'éventuelles répliques.
- **Conception simplifiée** : La réduction des charges sismiques permet de concevoir la structure en supposant un comportement élastique, ce qui est mieux maîtrisé et plus fiable que les calculs impliquant des déformations plastiques.
- **Atténuation des effets des formes complexes** : Les inconvénients associés à une forme dissymétrique ou complexe des structures sont restreints, car leur

comportement sur appuis dépend principalement de la répartition de la rigidité de ces derniers et non plus de celle du bâtiment.

- **Accélération moindre et déplacements réduits** : En raison de l'augmentation de la période et de l'amortissement, les accélérations sont moindres et les déplacements réduits.
- **Déplacements résiduels minimisés** : Grâce à la force de recentrage, les déplacements résiduels sont réduits.
- **Structure plus légère** : Comparée à une construction traditionnelle, la structure peut être plus légère.
- **Continuité des activités** : Les activités peuvent se poursuivre pendant et immédiatement après un tremblement de terre.
- **Renforcement minimal en restauration** : Un renforcement minimal est requis dans les projets de restauration.
- **Réutilisation des fondations existantes** : Dans les projets de remplacement de tablier de pont, les piles et les culées peuvent être réutilisées.
- **Fabrication sur mesure** : Les isolateurs peuvent être fabriqués sur mesure pour chaque projet.

1.10 Les inconvénients de l'isolation parasismique

L'isolation parasismique présente plusieurs inconvénients :

- **Conception des éléments connectés** : les éléments tels que les escaliers, les tuyauteries et les structures reliant le bâtiment à son environnement immédiat (réseaux, marches extérieures, etc.) doivent être conçus pour permettre les mouvements relatifs entre la superstructure et les fondations sans subir de dommages. Cette exigence est particulièrement cruciale pour les réseaux de gaz, de protection incendie et ceux transportant des fluides polluants.
- **Largeur des joints de dilatation** : les joints de séparation entre deux bâtiments doivent être suffisamment larges pour accueillir les déplacements des blocs, qui peuvent atteindre des amplitudes de plusieurs dizaines de centimètres.
- **Impact des modifications ultérieures** : toute modification future de la structure, des cloisons, des façades ou d'autres éléments lourds ou rigides ne doit pas altérer de manière significative le comportement dynamique initial du bâtiment, tel que considéré lors du dimensionnement des appuis, sous peine d'entraîner des coûts d'adaptation élevés.
- **Coût initial élevé** : L'installation de dispositifs d'isolation sismique représente un investissement supplémentaire par rapport aux conceptions traditionnelles. Les matériaux spécialisés et la complexité de la mise en œuvre peuvent augmenter les coûts de construction initiaux.
- **Entretien et surveillance** : Les isolateurs nécessitent une maintenance régulière pour garantir leur performance optimale tout au long de la durée de vie de la structure. Une

surveillance continue est essentielle pour détecter d'éventuels signes de dégradation ou de dysfonctionnement.

- **Sensibilité aux conditions environnementales :** Certains isolateurs, notamment ceux en élastomère, peuvent être affectés par des facteurs environnementaux tels que la température, l'humidité ou l'exposition aux rayons UV, ce qui peut altérer leurs propriétés mécaniques au fil du temps.
- **Complexité de l'installation :** La mise en place des isolateurs sismiques nécessite une planification minutieuse et une installation précise, ce qui peut prolonger la durée des travaux de construction et augmenter les coûts associés.
- **Performance variable selon l'intensité sismique :** Les isolateurs sont conçus pour des plages spécifiques d'intensité sismique. Lors de séismes très faibles, ils peuvent ne pas s'activer efficacement, tandis que lors de séismes extrêmement puissants, ils peuvent atteindre leurs limites de performance.
- **Disponibilité limitée et expertise requise :** Dans certaines régions, l'accès à des isolateurs sismiques de qualité et à des professionnels qualifiés pour leur conception et leur installation peut être restreint, limitant ainsi leur utilisation.

I.11 Conclusion

Ce chapitre a montré que l'isolation sismique est une solution efficace pour protéger les structures contre les séismes. Les dispositifs comme les HDRB, LRB et FPS offrent des performances adaptées à différents besoins. En Algérie, leur usage se développe grâce à la collaboration avec des fournisseurs internationaux, malgré certaines limites liées aux coûts et à l'importation. Ce chapitre constitue une base essentielle pour aborder l'aspect réglementaire et l'analyse technique dans les parties suivantes du mémoire

Chapitre II:

Aspects réglementaires des dispositifs
d'isolation sismique

II.1 Introduction :

L'utilisation des dispositifs d'isolation sismique ne repose pas uniquement sur des considérations techniques, mais nécessite également le respect de cadres réglementaires stricts. Ce chapitre présente les principales exigences réglementaires encadrant la conception, l'installation et l'entretien des systèmes d'isolation sismique, en se basant principalement sur les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 2024). Il met en évidence les critères de performance à respecter, les états limites à considérer, ainsi que les principes fondamentaux pour garantir la sécurité, la durabilité et l'efficacité des structures isolées.

II.2 Les conditions ou critères pour l'emploi des appareils d'isolation

II.2.1 Critères de conformité :

Pour se conformer aux exigences fondamentales, il conviendrait de définir de manière claire, les critères de performance souhaités pour la structure isolée correspondant aux deux niveaux d'alea sismique. Pour les ouvrages isolés à la base, les critères suivants doivent être adoptés :

1. État limite ultime (ELU)

visé à protéger la structure face à des séismes majeurs. Cet état garantit que l'intégrité structurelle est maintenue, même lors d'événements sismiques de forte intensité. Les conditions à respecter sont : (RPA, 2024)

-L'infrastructure doit rester dans le domaine élastique :

L'ensemble de l'infrastructure (fondations et parties de la superstructure) doit être maintenu dans son domaine élastique. Cela signifie que l'ouvrage ne doit pas subir de déformation plastique permanente sous les effets du séisme et de préserver son intégrité structurelle.

-Les réseaux vitaux doivent être dimensionnés pour supporter un déplacement relatif :

Les réseaux vitaux (installations électriques, réseau d'internet, canalisations d'eau et de gaz, ...etc.) doivent être capables de supporter les déplacements relatifs induits par l'isolation. Un coefficient de majoration, $\gamma_x = 1.3$, est utilisé pour garantir une marge de sécurité suffisante dans les calculs. Ce coefficient s'applique aux bâtiments et prend en compte les mouvements potentiellement importants causés par les dispositifs d'isolation.

-Fiabilité des dispositifs d'isolation et de leurs ancrages:

Pour assurer une résistance maximale, une fiabilité renforcée est exigée pour les dispositifs d'isolation sismique ainsi que pour leurs ancrages (liaisons avec la structure). Un coefficient de majoration $\gamma_x = 1.3$ est appliqué sur :

- Les déplacements : prévision de déplacements accrus en cas de séisme.
- Les réactions transmises : augmentation des efforts calculés pour prendre en compte les incertitudes liées à l'intensité du séisme et à la performance des appareils

2. État de limitation des dommages (ELD)

visé à protéger la structure et les équipements face aux séismes modérés. Cet état vise à limiter les dommages aux composantes structurelles et fonctionnelles afin que la structure reste pleinement utilisable après l'événement.

-Les réseaux vitaux doivent rester dans le domaine élastique :

Les réseaux vitaux doivent rester dans leur domaine élastique, c'est-à-dire ne subir ni rupture ni perte de fonctionnalité après un séisme. Cela garantit la continuité des services essentiels et évite des réparations coûteuses ou des interruptions prolongées.

-Respect des normes du chapitre 5 (RPA2024) sur les déplacements inter-étages :

Ce chapitre fixe des seuils pour les déformations entre les étages afin de :

- Prévenir les dégâts aux éléments non structurels (parois, fenêtres, équipements).
- Limiter le risque de torsion excessive de la structure, qui pourrait engendrer des dommages importants.

II.2.2 conception des bâtiments isolés à la base

La conception des bâtiments isolés à la base, selon le RPA 2024, repose sur plusieurs principes clés pour garantir une performance optimale face aux séismes : (RPA, 2024)

1. Simplicité de la Structure :

Une structure simple facilite l'analyse, la conception et la mise en œuvre des systèmes d'isolation. Les formes régulières et symétriques sont préférées pour éviter des comportements complexes et imprévisibles sous chargement sismique.

2. Régularité en Plan et en Élévation :

La régularité en plan (distribution uniforme des masses et des rigidités) et en élévation (hauteurs de niveaux uniformes) aide à assurer une réponse sismique uniforme et à éviter les concentrations de contraintes. Les irrégularités peuvent provoquer des effets de torsion non désirés et des points faibles dans la structure.

3. Résistance et Rigidité dans les Deux Directions :

La structure doit offrir une résistance et une rigidité adéquates dans les deux directions horizontales principales (X et Y). Ceci assure que la structure peut résister aux forces sismiques venant de différentes directions.

4. Résistance et Rigidité Vis-à-vis de la Torsion :

La résistance à la torsion est cruciale pour éviter les rotations excessives qui peuvent entraîner des dommages structurels. Cela implique une distribution symétrique des masses et des rigidités, ainsi que des systèmes d'isolation qui minimisent les effets de torsion.

5. Action des Diaphragmes au Niveau des Planchers :

Les diaphragmes (planchers rigides) jouent un rôle essentiel dans la répartition des forces horizontales (forces sismiques) vers les éléments verticaux de résistance (voiles,

ossatures, ...etc.). Ils aident également à maintenir l'intégrité de la structure en empêchant les déformations excessives entre les niveaux.

II.2.3 Dispositions générales concernant les dispositifs d'isolation

Les dispositifs d'isolation sismique doivent être conçus et installés en respectant plusieurs principes fondamentaux afin d'assurer leur efficacité et leur durabilité. (RPA, 2024)

1. Espace suffisant pour l'inspection, l'entretien et le remplacement :

Pour assurer le bon fonctionnement des dispositifs d'isolation sismique, tels que les isolateurs à noyau de plomb, viscoélastiques ou à fort amortissement, il est essentiel de prévoir un espace suffisant entre la superstructure et l'infrastructure. Cet espace doit permettre un accès aisé aux isolateurs afin de réaliser des inspections visuelles régulières et détecter d'éventuelles dégradations dues à l'usure ou à l'environnement. De plus, il doit être dimensionné de manière à faciliter l'utilisation d'équipements de maintenance, comme des vérins, des grues ou des plateformes de levage, pour retirer et remplacer les isolateurs défectueux sans compromettre la stabilité de la structure. Bien que ces dispositifs soient conçus pour durer plusieurs décennies, souvent plus de 50 ans, leur remplacement peut s'avérer nécessaire en cas de défaillance. Ainsi, une planification adéquate dès la conception permet d'optimiser la maintenance, de réduire les coûts et d'éviter des interruptions prolongées lors des interventions. (RPA, 2024) (Megnounif A. , 2025)

2. Protection contre les effets potentiellement dangereux :

Les dispositifs d'isolation sismique doivent être protégés contre divers effets potentiellement dangereux susceptibles d'altérer leurs performances au fil du temps. La protection contre l'incendie est primordiale, en particulier dans les bâtiments industriels ou stratégiques, où l'utilisation de matériaux ignifuges et de systèmes de protection passive permet de limiter les risques liés aux températures élevées pouvant dégrader les propriétés mécaniques des isolateurs. Par ailleurs, ces dispositifs doivent être préservés des attaques chimiques causées par des agents corrosifs présents dans l'air, le sol ou l'eau, tels que les sels, les acides ou les hydrocarbures. L'application de revêtements protecteurs ou l'utilisation de matériaux résistants aux produits chimiques est essentielle, notamment pour les ponts et les infrastructures industrielles. De plus, les isolateurs peuvent être exposés aux attaques biologiques, notamment dans les environnements humides où bactéries et champignons peuvent détériorer les matériaux. Pour prévenir ces effets, des solutions comme l'ajout d'agents antifongiques dans le caoutchouc permettent d'améliorer la durabilité des dispositifs d'isolation et d'assurer leur bon fonctionnement sur le long terme. (RPA, 2024) (Megnounif A. , 2025)

3. Matériaux conformes aux normes en vigueur :

Les matériaux utilisés pour la conception et la fabrication des dispositifs d'isolation sismique doivent strictement respecter les normes techniques internationales, telles que l'EN 15129, ainsi que les exigences du RPA 2024. Pour assurer une performance optimale, les propriétés mécaniques des matériaux doivent être adaptées aux sollicitations sismiques. Les isolateurs en caoutchouc à fort amortissement (HDRB) doivent posséder une composition spécifique garantissant élasticité, dissipation d'énergie et résistance à l'usure, tandis que les isolateurs à noyau de plomb (LRB) nécessitent un plomb d'une pureté suffisante pour assurer une

dissipation efficace de l'énergie sismique. De plus, les matériaux doivent être homologués et certifiés à travers des tests normalisés, incluant essais de compression, tests de vieillissement et simulations de cycles sismiques, garantissant ainsi leur fiabilité sur le long terme. Les fournisseurs sont tenus de fournir des rapports de conformité attestés par des laboratoires accrédités. Enfin, la compatibilité environnementale est un critère essentiel : les isolateurs doivent être conçus pour résister aux variations climatiques locales, sans altération de leurs performances, assurant ainsi une sécurité et une durabilité optimales des structures protégées. (Megnounif A. , 2025)

II.2.4 Déplacements par rapport au sol et aux constructions

environnantes :

Lors de la conception d'un bâtiment isolé à la base, il est impératif de prévoir un espace suffisant entre la superstructure isolée et le sol ou les constructions avoisinantes afin de permettre son déplacement libre dans toutes les directions en cas de séisme. Ce dégagement est essentiel pour éviter toute interaction indésirable entre le bâtiment et son environnement, ce qui pourrait compromettre l'efficacité du système d'isolation sismique. En effet, les isolateurs permettent des déplacements horizontaux contrôlés, et un espace insuffisant pourrait entraîner des entrechoquements avec les structures voisines ou le sol, augmentant ainsi le risque de dommages. La largeur de cet espace doit être déterminée en fonction du déplacement maximal attendu, prenant en compte la période propre du bâtiment, l'intensité du séisme de référence et les caractéristiques des isolateurs utilisés. Un dimensionnement adéquat garantit non seulement la protection du bâtiment, mais aussi celle de son environnement immédiat, assurant ainsi une meilleure résilience face aux séismes. (RPA, 2024)

II.2.5 Surveillance et inspection des structures isolées

Pour assurer la performance et la durabilité des structures isolées, il est essentiel de mettre en place un programme d'inspection, de surveillance et de maintenance des dispositifs d'isolation. Ce programme permet de détecter toute dégradation ou anomalie pouvant compromettre l'efficacité des isolateurs sismiques. En complément, un système d'instrumentation est recommandé afin de suivre en temps réel le comportement de l'ouvrage isolé, notamment pour les infrastructures critiques telles que les hôpitaux et les ponts. Ce suivi peut inclure des capteurs de déplacement, des accéléromètres et d'autres outils de mesure permettant d'analyser la réponse dynamique de la structure face aux séismes. Par ailleurs, tous les appareils d'isolation doivent être accompagnés d'une documentation technique complète comprenant les plans de conception, les spécifications techniques et les certificats de conformité aux normes en vigueur. Cette documentation garantit la traçabilité des équipements et facilite leur entretien ainsi que leur remplacement en cas de besoin. (RPA, 2024)

II.3 Règles de calcul

Quelle que soit la méthode de calcul adoptée, il est nécessaire d'entreprendre une analyse en utilisant la méthode statique équivalente. Celle-ci fixe, en effet, le niveau minimal de conception en termes de forces et de déplacements. De plus, elle est recommandée dans la conception préliminaire du système d'isolation et de la structure lorsque l'analyse dynamique est requise.

Action sismique:

- Les 02 composantes horizontales et la composante vertical (A_v) si elle est $> 0,25 g$.
- Utiliser les spectres élastiques horizontale et vertical (RPA2024).
- Pour bâtiments Gr 1A et autres bâtiments se trouvant à une distance < 15 Km de la faille, prévoir des spectres spécifiques au site en prenant en compte les effets proches de la source (Megnounif A. , 2025)

Coefficient de comportement :

La valeur du coefficient de comportement à prendre en considération dans les analyses est $R=1$. (Megnounif A. , 2025)

Propriétés du système d'isolation :

1. Valeurs plus défavorables atteintes et doivent refléter l'influence
 - De la vitesse de chargement
 - De l'amplitude de la charge verticale simultanée
 - De l'amplitude de la charge horizontale dans la direction transversale
 - De la température
 - De l'évolution des propriétés dans le temps
2. Valeur maximale de rigidité et valeur minimale d'amortissement et de frottement pour évaluer les accélérations et les forces d'inertie dues au séisme
3. Valeur minimale de rigidité et d'amortissement et de frottement pour évaluer les déplacements (RPA, 2024)

II.4 Principe de calcul et de modélisation de la structure

II.4.1 Système à base fixe :

1. la méthode statique équivalente
2. la méthode d'analyse modale spectrale
3. la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

II.4.1.1 Méthode statique équivalente:

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI) ;
- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau (4.1) du RPA24

Tableau II. 1: Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveau Et ≤ 11m	≤ 5 niveau Et ≤ 17m	≤ 7 niveau Et ≤ 23m	(*)
III et IV	≤ 2 niveau Et ≤ 8m	≤ 3 niveau Et ≤ 11m	≤ 5 niveau Et ≤ 11m	≤ 5niveau Et ≤ 17m
Nota: (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur				

a) Principe

Les forces réelles dynamiques, qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées, successivement, suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner, toutefois, que les forces et les déformations obtenues pour l'élément, à partir des méthodes d'analyse statiques, pour les charges de conception recommandées, sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure, sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

b) Modélisation

- Principe du plancher rigide. Dans chacune des 02 directions, modèle plan à 1 seul DDL (translation horizontale) et masses concentrées au centre de gravité des planchers, sous réserve que les systèmes de contreventement dans les 02 directions puissent être découplés.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique latérale.

c) Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale, V, appliquée a la base de la structure, doit être calculée

successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon RPA 2024 En. (4.1) :

$$V_{\text{statique équiv}} = \lambda \cdot \frac{S_{\text{ad}}}{g}(T_0) \cdot W_{\text{str}}$$

Avec :

$\frac{S_{\text{ad}}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85: & \text{si } T_0 \leq 2. T_2 \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal a la somme des poids W_i , calculés a chaque niveau « i »:

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i$$

Ou :

$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$ pour tout niveau i de la structure

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixés éventuellement, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

ψ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (II.2).

Tableau II. 2: Valeurs du coefficient d'accompagnement III, pour la charge d'exploitation $Q; \psi$

cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation , bureaux ou assimilés	0,30
2	Bâtiments recevant du public temporairement: Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés	01.00

	les, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

d) Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières:

I. La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ($T_{\text{empirique}}$) ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (T_{calcul})

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_N^{(3/4)}$$

Avec :

- $T_{\text{empirique}}$: [unité en s]: période fondamentale
- h_N [unité en m] : Hauteur du bâtiment mesurée depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (II.3).

Tableau II. 3 : valeurs du coefficient C_T

cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Ossatures en portique en acier, sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage	0.050
4	en maçonnerie	0.050

3. La valeur de T_0 peut être calculée avec la **formule de Rayleigh** ou une version simplifiée de cette formule :

a.
$$T_{\text{calcul}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum (W_i \delta_i^2)}{g \cdot \sum_i^f (f_i \delta_i)}}$$

T_{calcul} [en s]: période fondamentale

f_i [unité: S.I.]: système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition de V suivant la verticale.

g [unité: S.I.]: accélération de la pesanteur.

δ_i [unite: m] : flèches horizontales dues aux forces, f_i , calculées a partir d' un modèle élastique linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant a sa rigidité.

W_i [unite: SJ.] : poids calcule a chaque niveau (i)

b. : Version simplifiée de la formule de Rayleigh:

$$T_{calcul} = 2 \cdot \sqrt{\delta_N}$$

avec:

- T_{calcul} [unite: s]: période fondamentale
- δ_N [unite: m] : flèche horizontale, au sommet du bâtiment, due aux forces latérales.

Les valeurs de « T » calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées empiriquement de plus de 30%

La valeur maximale de la période fondamentale, a utiliser dans la méthode statique équivalente, est alors égale a (1.3 $T_{Empirique}$).

Le Tableau ci-dessous donne les valeurs de la période, (T_0), a utiliser dans la formule de calcul de l' effort tranchant a la base V.

Tableau II. 4: Tableau des valeurs de la période (T_0)

Cas	Période a utiliser
$T_{calcul} < 1,3 \cdot T_{Empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{dynamique} \geq 1,3 \cdot T_{Empirique}$	$T_0 = 1,3 \cdot T_{Empirique}$

Spectre de calcul :

a. L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul horizontal suivant :

$$\frac{Sad}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_2} \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] & si: T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T}{T_2} \right] & si: T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & si: T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

ou:

$\frac{Sad}{g}(T)$: spectre de calcul normalise par rapport a la valeur de l'accélération de la pesanteur

R: coefficient de comportement de la structure

Q_F : facteur de qualité

b. Pour la composante verticale de l'action sismique, le spectre de calcul est donné par les expressions suivantes :

$$\frac{S_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{2.5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right]^\alpha & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot \left[2,5 \frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right)^\alpha \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

e) Critères de classification

A: Coefficient d'accélération de référence de zone

Tableau II. 5: Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone

Zone	Niveau	A
0	Très faible	/
I	Faible	0,07
II	Faible a moyen	0,10
III	Moyen	0,15
IV	Moyen a élève	0,20
V	Elevé	0,25
VI	Elevé	0,30

I: Coefficient d'importance

Tableau II. 6: Coefficients d'importance selon les groupe d'importance

importance	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1.10	0.80

R: Coefficient de comportement global de la structure

Tableau II. 7: Valeurs du coefficient de comportement, R

		Système de contreventement	R
Béton armé	1	Système à ossature	5,5(a)
	2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5,5(a)
	3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage maçonnerie rigide	3,5(a)
	4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4,5(b)
	5	Système de contreventement constitué par des voiles	4,5(b)
	6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3,0(b)
...

QF : Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Tableau II. 8: Valeurs des Pondérations P_q

cat	Critère q	P _q	
		observe	Non observe
(a)	1. Régularité en plan	0	0,05
	2. Régularité en élévation	0	0,20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage. La structure doit comporter	0	0,20

	au moins 02niveaux 4. Conditions minimales sur les travées. La structure doit présenter, à chaque niveau, au minimum 03 travées.	0	0,10
(b)	1. Régularité en plan 2. Régularité en élévation 3. Redondance en plan Chaque étage, en plan, au moins 04 files de voiles dans la direction des forces latérales. Condition valable uniquement les systèmes de contreventement (4) et (5)	0 0 0	0,05 0,20 0,05

f) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base, V , doit être distribuée sur la hauteur de la structure

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Avec $F_t = 0.07 T_0 \cdot V \leq 0.25V$ pour $T_0 \geq 0.7s$

$F_t = 0$ pour $T_0 \leq 0.7s$

La partie restante de V , soit $(V - F_t)$, doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant

Eqn:

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i h_i}{\sum_{h=k}^n W_j h_j}$$

OU:

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux planchers i et j , respectivement

g) Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Dans le cas de planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux proportionnellement à leurs rigidités relatives.

II.4.1.2 Méthode d'analyse modale spectrale

a) Principe de la méthode

Dans cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation :

- La méthode constitue la base du calcul sismique des structures dans le cas de structures particulières (là où les méthodes statiques équivalentes ne peuvent pas être appliquées).
- Pour les structures régulières en plan avec des planchers rigides, utiliser un modèle plan, encastré à la base avec concentration des masses au centre de gravité des planches à 01 SDDL en translation horizontale et ceci dans chacune des 02 directions de calcul.
- Pour les structures irrégulières en plan (risque de torsion) avec planchers rigides, prévoir modèle 3D à masses concentrées au CDG à 03 DDL (02 translations horizontales et 01 rotation)
- Structures à planchers flexibles (Régulières ou non), modèle 3D à plusieurs DDL par plancher(Le plus exacte).
- Déformabilité du sol à prendre en compte en cas de nécessité.
- Le modèle du bâtiment doit représenter fidèlement les distributions de rigidités et des masses pour prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul.

c) Résultante des forces sismiques de calcul

V_t obtenue par combinaison des valeurs modales $> 80\%$ de V_{MSE} pour (Empirique)

Cas où $V_t \leq 0,80 V_{MSE}$

Augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans un rapport $0,8 V_{MSE}/V_t$

II.4.1.3 la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes est une approche avancée d'évaluation sismique permettant de simuler la réponse réelle d'une structure face à un séisme. Contrairement aux méthodes statiques, cette méthode repose sur l'intégration directe des équations du mouvement dans le domaine temporel, à l'aide de signaux d'accélération du sol appelés *accélérogrammes*.

Ces accélérogrammes peuvent être :

- Réels, issus d'enregistrements de séismes passés,
- Simulés, à partir de modèles numériques de la source sismique,
- Ou synthétiques, créés pour représenter des mouvements caractéristiques d'un site.

Le RPA impose l'utilisation d'au moins 7 accélérogrammes. Leur moyenne spectrale doit être au moins égale à 90 % du spectre de réponse cible dans la plage de période $[0.2T_1 \text{ à } 2T_1]$, où T_1 est la période fondamentale de la structure. De plus, aucun accélérogramme individuel ne doit être inférieur à 50 % du spectre cible dans cette plage. L'accélération spectrale à période nulle (période $T = 0$) de chaque accélérogramme doit être supérieure ou égale à l'accélération sismique de site (A.I.S.), déterminée selon le zonage sismique et la classification du sol.

L'application de cette méthode est strictement encadrée. elle ne peut être utilisée que par un personnel qualifié, capable de justifier plusieurs éléments essentiels:

1. Le choix des accélérogrammes utilisés comme séismes de calcul,
2. Les modèles de comportement des matériaux et des structures,
3. La méthode de traitement et d'interprétation des résultats,
4. Et les critères de sécurité vérifiés dans l'analyse.

Cette méthode est généralement utilisée dans des projets complexes ou sensibles, ou lorsque les autres méthodes (statique ou modale) ne sont pas suffisantes. Elle offre une analyse plus précise et plus fidèle à la réalité du comportement sismique.

II.4.2 Système avec isolation :

II.4.2.1 Modélisation 3D structure et isolateur

- Analyse en termes d'accélération de forces d'inertie et de déplacements.
- Effet de torsion et des excentricités accidentelles (RPA) à considérer
- Modélisation en 3D (Structure et isolateurs).
- Calcul des déplacements, accélérations et forces de la superstructure (3D)
- Calcul des déformations et sollicitations ultimes induites dans les isolateurs (3D)

II.4.2.2 Méthodes d'analyse

Les méthodes d'analyses suivantes sont applicables :

1. La méthode statique linéaire équivalente
2. La méthode statique équivalente dite simplifiée
3. La méthode modale
4. La méthode modale simplifiée
5. La méthode dynamique temporelle par accélérogrammes

II.4.2.2.1 Méthode statique linéaire équivalente

le système d'isolation peut être représenté :

- par un modèle viscoélastique linéaire équivalent lorsqu'il est constitué de dispositifs de type appuis en élastomère fretté ;
- ou par un modèle hystérétique bilinéaire équivalent lorsqu'il est composé de dispositifs présentant un comportement élasto-plastique.

Lorsqu'un modèle linéaire équivalent est adopté, il convient d'utiliser la rigidité effective de chaque unité d'isolation, définie comme la rigidité sécante évaluée au déplacement de calcul total d_{db} . La rigidité effective globale du système d'isolation, notée K_{eff} , est obtenue par la somme des rigidités effectives des différentes unités d'isolation.

dans le cas où un modèle linéaire équivalent est utilisé, la dissipation d'énergie du système d'isolation doit être représentée par un amortissement visqueux équivalent, désigné par "amortissement effectif" (ξ_{eff}). Cette dissipation d'énergie dans les dispositifs

d'isolation doit être évaluée à partir de l'énergie effectivement dissipée de manière cyclique, à une fréquence située dans l'intervalle des fréquences naturelles des modes considérés. Pour les modes supérieurs, situés en dehors de cet intervalle, l'amortissement modal appliqué à l'ensemble de la structure doit correspondre à celui d'une superstructure reposant sur une base fixe.

Lorsque la rigidité effective ou l'amortissement effectif de certaines unités d'isolation varie en fonction du déplacement de calcul d_{dc} , une procédure itérative doit être mise en œuvre. Celle-ci doit être poursuivie jusqu'à ce que l'écart entre la valeur supposée et la valeur obtenue de d_{dc} soit inférieur ou égal à 5 % de la valeur supposée.

Le comportement du système d'isolation peut être assimilé à un modèle linéaire équivalent si l'ensemble des conditions suivantes est satisfait :

- La rigidité effective du système d'isolation, est supérieure ou égale à 50 % de la rigidité effective mesurée pour un déplacement égal à $0,2 d_{dc}$;
- Le taux d'amortissement effectif n'excède pas 30 % ;
- Les relations force/déplacement du système d'isolation ne présentent pas de variation supérieure à 10 % en fonction de la vitesse de chargement ou des charges verticales appliquées.

Le système d'isolation doit être dimensionné en tenant compte de ses limites de rigidité supérieure et inférieure, notées ($K_{eff,max}$ et $K_{eff,min}$), de manière à garantir une force de rappel – appelée force de recentrage – correspondant au déplacement de calcul d_{dc} , Cette force de recentrage, notée $F_R(d = d_{dc})$ doit être au minimum égale à 2,5 % de la charge gravitaire totale W_g , augmentée de la force de rappel correspondant à un déplacement égal à 50 % de d_{dc} , selon l'expression suivante :

$$F_R(d = d_{dc}) \geq 0.025W_g + F_R(d = 0.5d_{dc})$$

Avec

$F_R(d=d_{dc})$: Force de recentrage à $d=d_{dc}$

W_g : Charges gravitationnelle

$F_R(d=0.5d_{dc})$: Force de rappel à 50% du déplacement maximal

Lorsque le système d'isolation est modélisé selon un comportement linéaire équivalent et que l'action sismique est représentée à l'aide du spectre de réponse élastique, il est impératif d'appliquer une correction d'amortissement afin d'ajuster la réponse spectrale à l'amortissement réel du système. selon l'équation suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

où :

- η est le facteur de correction de l'amortissement,
- ξ est le taux d'amortissement effectif exprimé en pourcentage .

II.4.2.2.2 Méthode statique équivalente dite simplifiée

1. La méthode d'analyse linéaire simplifiée considère deux translations dynamiques horizontales et superpose les effets statiques de la torsion. Elle suppose que la superstructure est un solide rigide en translation au-dessus du système d'isolation. La période de translation effective est alors :

$$T_{\text{eff}} = 2.\pi.\sqrt{\frac{M}{K_{\text{eff}}}}$$

avec:

- M : masse de la superstructure ;
 - K_{eff} : rigidité horizontale effective du système d'isolation
2. Le mouvement de torsion autour de l'axe vertical peut être négligé dans l'évaluation de la rigidité horizontale effective et dans l'analyse linéaire simplifiée si, dans chacune des deux directions principales, l'excentricité totale (y compris l'excentricité accidentelle) entre le centre de rigidité du système d'isolation et la projection verticale du centre de gravité de la superstructure, ne dépasse pas 7.5 % de la longueur de la superstructure transversalement a la direction horizontale considérée. Ceci est une condition requise pour l'application de la méthode d'analyse linéaire simplifiée.
 3. La méthode simplifiée peut être appliquée a des systèmes d'isolation ayant un comportement linéaire équivalent amorti, s'ils respectent également toutes les conditions suivantes :
 - a) la distance entre le site a la faille potentiellement active, la plus proche avec une magnitude $M_w \geq 6.5$, est supérieure a 15 km ;
 - b) la plus grande dimension de la superstructure en plan n'est pas supérieure a 50 m ;
 - c) l'infrastructure est suffisamment rigide pour réduire au minimum les effets des déplacements différentiels du sol ;
 - d) tous les dispositifs sont situés au-dessus des éléments de l'infrastructure qui supportent les charges verticales ;
 - e) la période effective T_{eff} respecte la condition suivante :

$$3.T_f \leq T_{\text{eff}} \leq 3s$$

ou: T_f est la période fondamentale de la superstructure supposée fixée a sa base (estimée au moyen d'une expression simplifiée).

4. Dans les bâtiments, il convient de respecter toutes les conditions suivantes pour pouvoir utiliser la méthode simplifiée applicable aux systèmes d'isolation ayant un comportement linéaire équivalent amorti :
 - il convient que le système de contreventement de la superstructure soit régulièrement et symétriquement dispose le long des deux axes de la structure en plan
 - il convient que la rotation de balancement a la base de l'infrastructure soit négligeable
 - il convient que le rapport entre la rigidité verticale et la rigidité horizontale du système d'isolation respecte la condition suivante :

$$\sqrt{\frac{K_V}{K_{\text{eff}}}} \geq 150$$

- il convient que la période fondamentale dans la direction verticale, T_v , ne soit pas supérieure à 0.1 s, avec :

$$T_v = 2.\pi. \sqrt{\frac{M}{K_v}}$$

5. Il convient de calculer le déplacement du centre de rigidité due à l'action sismique dans chaque direction horizontale au moyen de l'expression suivante :

$$d_{dc} = \frac{M.S_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff, min}}$$

ou: $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$ est l'accélération spectrale définie au § 3.3.1 du RPA2024, en tenant compte de la valeur appropriée de l'amortissement effectif ξ_{eff} calculé au moyen de l'expression suivante :

$$\xi_{eff} = \frac{1 Air_{hysteresis}}{4\pi Air_{plastique}}$$

6. Il convient de calculer les forces horizontales appliquées à chaque niveau de la superstructure dans chaque direction horizontale, au moyen de l'expression suivante :

$$f_j = m_j.S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$$

ou: m_j est la masse au niveau j .

7. Le système de forces considéré dans l'alinéa (6) induit des effets de torsion dus à la combinaison des excentricités naturelles et accidentelles.
8. Si la condition énoncée dans l'alinéa (2) du présent paragraphe, concernant la non prise en compte du mouvement de torsion autour de l'axe vertical, est respectée, les effets de torsion, dans les unités d'isolation individuelles, peuvent être pris en compte en amplifiant, dans chaque direction, les effets de l'action définis dans les alinéas (5) et (6) du présent paragraphe par un coefficient δ_i donné (pour l'action dans la direction x) par :

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} \cdot y_i$$

ou:

- y est la direction horizontale transversalement à la direction x considérée ;
- (x_i, y_i) sont les coordonnées de l'unité d'isolation i par rapport au centre de rigidité effectif;
- $e_{tot,y}$ est l'excentricité totale dans la direction y ;
- r_y est le rayon de torsion du système d'isolation dans la direction y , donné par l'expression suivante :

$$\Gamma_y = \frac{\sum (x_i^2 \cdot K_{yi} + y_i^2 \cdot K_{xi})}{\sum K_i}$$

ou: K_{xi} et K_{yi} sont, respectivement, les rigidités effectives d'une unité i donnée dans les directions x et y .

II.4.2.2.3 Méthode modale

Si le comportement des dispositifs d'isolation peut être considéré comme linéaire équivalent mais que toutes les conditions de "Méthode statique équivalente dite simplifiée" (2), (3) et, le cas échéant, (4) ne sont pas remplies, une analyse modale peut être effectuée.

Spectre de réponse élastique:

a) Spectre de réponse élastique horizontal

Selon Le RPA 2024 l'action sismique est représentée par le spectre de réponse élastique

horizontal suivant :

$$\frac{S_{ae}}{g}(T) = \begin{cases} A. I. S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_2} \cdot (2,5\eta - 1) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A. I. S. [2,5\eta] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A. I. S. [2,5\eta] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A. I. S. [2,5\eta] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

ou:

$\frac{S_{ae}}{g}(T)$: spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g;

η : facteur de correction de l'amortissement.

Avec
$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

ou: ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

b) Spectre de réponse élastique vertical

La composante verticale de l'action sismique doit être représentée par un spectre de réponse

élastique, $\frac{S_{ve}}{g}(T)$, donné par

$$\frac{S_{ae}}{g}(T) = \begin{cases} A. I. S. \left[1 + \frac{T}{T_2} \cdot (2,5\eta - 1) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A. I. S. [2,5\eta] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A. I. S. [2,5\eta] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right]^\alpha & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A. I. S. [2,5\eta] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right]^\alpha & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Les valeurs des périodes T_1 et T_2 et du coefficient de site, S, qui décrivent la forme du spectre de réponse élastique dépendent du niveau de sismicité et de la classe de sol.

i. Spectre de réponse élastique horizontal :

- type 1(zone IV,V,VI):

Tableau II. 9: Valeurs des paramètres décrivant Les spectres de réponse élastique de Type I (Zones sismiques IV, V et VI)

Site	S	T ₁ (S)	T ₂ (S)	T ₃ (S)
S1	1.00	0.10	0.40	2.0
S2	1.20	0.10	0.50	2.0
S3	1.30	0.15	0.60	2.0
S4	1.35	0.15	0.70	2.0

- type 2(zone I,II,III):

Tableau II. 10: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type 2 (Zones sismiques I, II et III)

Site	S	T ₁ (S)	T ₂ (S)	T ₃ (S)
S1	1.00	0.05	0.25	1.20
S2	1.30	0.05	0.30	1.20
S3	1.55	0.10	0.40	1.20
S4	1.88	0.10	0.50	1.20

ii. Spectre de réponse élastique vertical

- type 1(zone IV,V,VI):

Tableau II. 11: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de Type I

site	A _v /A	T ₁ (S)	T ₂ (S)	T ₃ (S)	α
S1	0.90	0.05	0.20	1.0	0.6
S2	0.90	0.05	0.30	1.0	0.6
S3	0.90	0.05	0.40	1.0	0.6
S4	0.90	0.05	0.50	1.0	0.6

- type 2 (zone I,II,III):

Tableau II. 12: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de Type 2

site	A _v /A	T ₁ (S)	T ₂ (S)	T ₃ (S)	α
S1	0.55	0.05	0.15	1.0	0.8
S2	0.55	0.05	0.20	1.0	0.8
S3	0.55	0.05	0.30	1.0	0.8
S4	0.55	0.05	0.40	1.0	0.8

II.4.2.2.4 Méthode modale simplifiée

- Faire une analyse modale si les conditions des méthodes simplifiées ne sont pas remplies.
- Sinon, on peut utiliser la méthode modale simplifiée sous certaines conditions.
- Prise en compte des déplacements horizontaux et du mouvement de torsion et en supposant que les infrastructures et les superstructures ont un comportement rigide.
- Prendre dans ce cas, l'excentricité totale de la masse de la superstructure.
- Il faut donc, calculer les déplacements à chaque point de la structure en combinant les déplacements de translation et de rotation.
- Valable aussi pour le calcul de K_{eff} de chaque isolateur
- Pour la vérification des isolateurs et des infrastructures et superstructures, prendre en compte les forces d'inertie et les moments.

II.4.2.2.5 Méthode dynamique temporelle par accélogrammes

- MDTA: la seule appliquée pour les structures isolées par des dissipateurs visqueux.
- Analyse pas-à-pas en utilisant des accélogrammes, reflétant les conditions du site et calés à l'accélération maximale probable.
- Analyse temporelle non linéaire : En cas de non utilisation du modèle linéaire équivalent. Modélisation non linéaire des isolateurs.
- Appliquer la MDTA quand le taux d'amortissement relatif à la dissipation est $>$ à 15%. (Megnounif A. , 2025)

II.5 Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques

a) Calcul des déplacements

Les deux déplacements de conception de base du système d'isolation à calculer sont D_D et D_M correspondants aux niveaux DBE et MCE respectivement. Ces déplacements sont calculés au centre de rigidité du système d'isolation selon UBC-97 article (14.7.3) en utilisant les formules suivantes: (UBC97, 1997)

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C T_D}{B_D}$$

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

Avec :

D_D : Déplacement minimal de conception.

g : Accélération de la pesanteur

T_D : La période de conception du système d'isolation (T_D) est choisie de telle façon qu'elle soit supérieure à 3 fois T_0 (T_0 : est la période de la structure encastree).

B_D et B_M : ont des coefficients reliés aux amortissements effectifs ,selon le tableau (II.13)

Tableau II. 13: les facteurs d'amortissements BD et BM (UBC97, 1997)

Amortissement effectif β (%)	Facteur B_D ou B_M
≤ 2	0,8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
>50	2.0

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

$$C=Z N S_I$$

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

N : Coefficient dépendant de la proximité de la faille active. Ces valeurs sont données par le tableau (tableau 16.T selon UBC-97) (Tableau II.13) :

Tableau II. 14: Coefficient de proximité de la faille (N)

Distance à la faille	Magnitude MCE		
	≥ 8.0	$=7.0$	≤ 6.0
$\geq 15\text{Km}$	1.0	1.0	1.0
$=10\text{Km}$	1.2	1.0	1.0
$\leq 5\text{Km}$	1.5	1.3	1.1

S_I : Coefficient caractérisant le type de sol.

b) La détermination de la rigidité horizontale effective k_{eff} :

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

$$K_{eff} = \frac{W}{g} \left(\frac{2\pi}{T_D} \right)^2$$

W :La charge verticale supportée par l'appui le plus chargé

c) Calculer la hauteur totale du caoutchouc (t_r) par la formule suivante :

$$T_r = D_D / \gamma_{max}$$

d) Calculer la surface A de l'appui et l'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc :

1. Choisir le facteur de forme S qui doit vérifier la condition suivante

$$\frac{K_v}{K_h} = \frac{E(1+2kS^2)}{G} \geq 400 \quad \text{pour } S > 10$$

Où :

K_v :La rigidité verticale effective de l'appui.

K_h :La rigidité horizontale effective de l'appui.

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

$$E_c = E (1+2 k S^2)$$

Le choix des propriétés matérielles (E, G, K) sont reliées à la qualité du caoutchouc selon le tableau(II.15):

Tableau II. 15: Les constantes G, E, k

Qualité du caoutchouc IRHD	E (N /cm ²)	G (N/cm ²)	K
30	92	30	0.93
35	118	37	0.89
40	150	45	0.85
45	180	54	0.80
50	220	64	0.73
55	325	81	0.64
60	445	106	0.57
65	585	137	0.54
70	753	173	0.53
75	940	222	0.52

2. Déterminer la section de l'appui A_0 par la formule suivante

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

Où :

σ_c :La contrainte admissible.

P_u :La combinaison des charges verticales G et Q à l'ELU.

3. Détermination de la section A_1 à partir de la contrainte de cisaillement :

$$\gamma_c = 6.s .\epsilon_c = 6.s . \frac{P_u}{E_c A_1} \leq \frac{\epsilon_b}{3}$$

avec :

ϵ_b : l'allongement du caoutchouc à la rupture, il est limité à $\epsilon_b / 3$.

ϵ_c : Déformation verticale de compression donnée par : $\epsilon_c = \frac{P_u}{E_c A_1}$

4. Détermination de A_2 à partir de la fatigue vis-à-vis du cisaillement :

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

$$A_{re} = L(B - \Delta_s)$$

Calcul de Δ_s (Eurocode8, 2005) :

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

Avec :

$$\begin{cases} \Delta_{Ex} = \gamma_x \cdot D_M \text{ et } \Delta_{Ey} = \gamma_y \cdot D_M \\ \gamma_x = \frac{0.8}{\sqrt{a_x}} \quad \text{et} \quad \gamma_y = \frac{0.8}{\sqrt{a_y}} \end{cases}$$

Et :

$$\begin{cases} a_x = \frac{S_{gx}}{g} = \frac{0.478 \cdot g}{g} = 0.478 \\ a_y = \frac{S_{gy}}{g} = \frac{0.478 \cdot g}{g} = 0.478 \end{cases}$$

S_{gx} : accélération du sol maximale pour la composante longitudinale.

S_{gy} : accélération du sol maximale pour la composante transversale.

Où :

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

Δ_s : Le déplacement horizontal de conception de l'appui

5. La section A de l'appui est le maximum des valeurs calculées : $A = \max (A_0, A_1, A_2)$
6. Déterminer les dimensions de l'appui à partir de la section calculée A.

e) Calcul de l'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc et N nombre de couches :

a. L'utilisation du facteur de forme :

Le facteur de forme est donné par :

$$S = \text{Zone chargée} / \text{Zone Non-Chargée}$$

Qui est une mesure sans dimension du ratio d'une seule couche d'élastomère.

Pour un plateau carré de cote a et d'épaisseur t nous avons pour facteur de forme :

$$S = a / 4t$$

D'où : $t = a / 4S$

1- Nombre de couche :

$$N = tr / t$$

f) L'épaisseur d'une seule frète t_s des plaques métalliques :

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

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

$F_s = 0.6 F_y \Rightarrow F_y$: la limite d'élasticité des frettes (274.4 MN/m^2)

g) la hauteur totale h égale à :

$$h = tr + N_{\text{frette}} \times t_s + 2 \times 0.025$$

N_{frette} : nombre de frettes (couches de renforcement)

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

II.6 Vérification des conditions de résistance et de stabilité:

L'appui calculé doit satisfaire les conditions suivantes :

- La résistance au cisaillement sous la charge verticale P_u :

$$\gamma_c = 6 \cdot s \cdot \frac{P_u}{E_c A} \leq \frac{\varepsilon_b}{3}$$

- La stabilité au flambement :

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A_0} \leq \sigma_{cr} = \frac{G S L}{\sqrt{6} t_r}$$

σ_{cr} : la contrainte critique du flambement.

- La résistance au cisaillement sous séisme:

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

γ_{sc} : Cisaillement dû à la compression

γ_{eq} : Cisaillement dû au séisme

γ_{sr} : Cisaillement dû à la rotation

- 1- γ_{sc} : Cisaillement dû à la compression

$$\gamma_{sc} = 6 \cdot s \cdot \frac{P_u'}{E_c A}$$

avec : P_u' : Charge sous G, Q et E.

- 2- γ_{eq} : Cisaillement dû au séisme

$$\gamma_{eq} = \frac{D_D}{t_r} = \frac{0.075}{0.05} = 1.5$$

- 3- γ_{sr} : Cisaillement dû à la rotation

$$\gamma_{sr} = \frac{12 D_D e}{B^2 + L^2}$$

e : l'excentricité théorique + 5 % d'excentricité accidentelle

B et L : dimensions en plan de la structure

- Vérifier que $D_D \leq \delta_{rot-out}$

avec

$\delta_{rot-out}$: déplacement limite au-delà duquel l'isolateur risque de sortir de son logement ou d'atteindre un comportement non linéaire excessif ou instable (perte de contact, basculement,

ou rupture mécanique). $\delta_{rot-out} = \frac{P_u' L}{P_u' + K_{eff} h}$

II.7 Conclusion :

Ce chapitre a permis de mettre en lumière les différentes exigences réglementaires encadrant l'emploi des dispositifs d'isolation sismique. L'application rigoureuse des normes, notamment celles du RPA 2024, permet d'assurer non seulement la sécurité des bâtiments en cas de séisme, mais aussi leur bon fonctionnement après l'événement. En intégrant ces

prescriptions dès la phase de conception, les ingénieurs peuvent optimiser l'efficacité des systèmes d'isolation tout en répondant aux exigences de fiabilité, de maintenance et de durabilité imposées par la réglementation.

Chapitre III:

Présentation de la structure de référence et ses caractéristiques physique

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre on étudiera la structure d'un bâtiment d'habitation composé d'un rez-de-chaussée et de 4 étages, on s'intéressera au pré-dimensionnement de ces éléments structuraux.

Le pré-dimensionnement, est une étape importante dans la conception de toute structure, elle sert à établir les dimensions des différents éléments, dont le but de doter la structure en résistance, stabilité, durabilité et ductilité suffisantes. Après détermination de toutes les charges permanentes et d'exploitation, le pré-dimensionnement s'effectuera toute en respectant les règlements en vigueur notamment "**le C.B.A 93 et le RPA 2024**"

L'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres et de ses réponses. Une telle étude peu s'avérer très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes d'analyse statique et dynamique.

Le but ce chapitre est de présenter notre structure de référence pour laquelle toutes les vérifications des conditions et des critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA 2024 seront faite.

III.2. Présentation et description de la structure de référence :

La structure étudiée est un bâtiment en (R+4) en béton armé, symétrique, compacte et régulière en plan et en élévation, sans aucun décrochement, ne comportant aucun élément secondaire (balcon, acrotère, escalier...etc.) excepté les murs et cloisons. Le système de contreventement est assuré par une ossature et des voiles (structure mixte), avec remplissage en maçonnerie rigide. Le bâtiment sera implanté dans une zone sismique **V** soit une sismicité élevée selon la classification du règlement parasismique algérien (RPA, 2024)

Elle comporte 5 travées dans la direction X et 5 travées dans la direction Y, avec une longueur et une largeur identique (de forme carrée) et une hauteur de chaque étage identique soit 3,06 m, la section des poteaux est constante sur tous les niveaux, et nous avons des voiles d'une section (250x20) cm² aux coins de la structure et ainsi constante sur tous les niveaux, toutes les poutres principales et secondaires ont la même section à chaque niveau. Les planchers seront en plancher en corps creux de (16+4) cm prenant appuis sur les poutres, la terrasse est chargée identiquement comme les étages courants, le poids de l'acrotère n'est pas introduit.

Le bâtiment est destiné à habitation, soit le groupe d'usage 2, implanté sur un sol de fondation supposé être rocheux (sol de type S1) selon le règlement parasismique algérien.

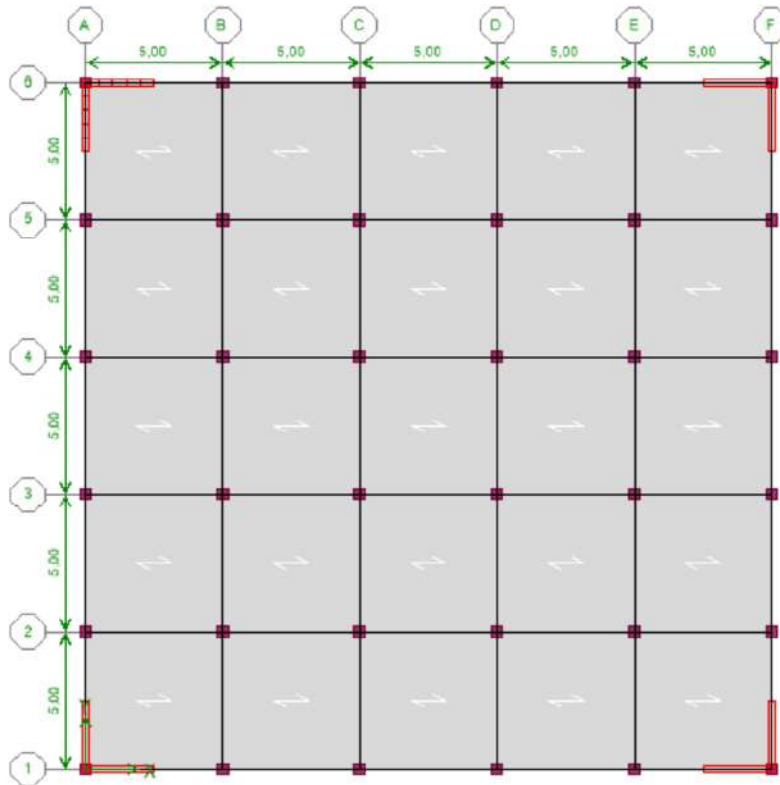
Les caractéristiques des matériaux initialement considérés sont, 25 MPa pour la résistance à la compression du béton f_{c28} , et 500 MPa pour la limite d'élasticité des armatures principales et 400 MPa pour la limite d'élasticité des armatures transversales. Les données géométriques nécessaires (voir Figure III.1) sont les suivantes :

III.2.1. Dimensions en plan :

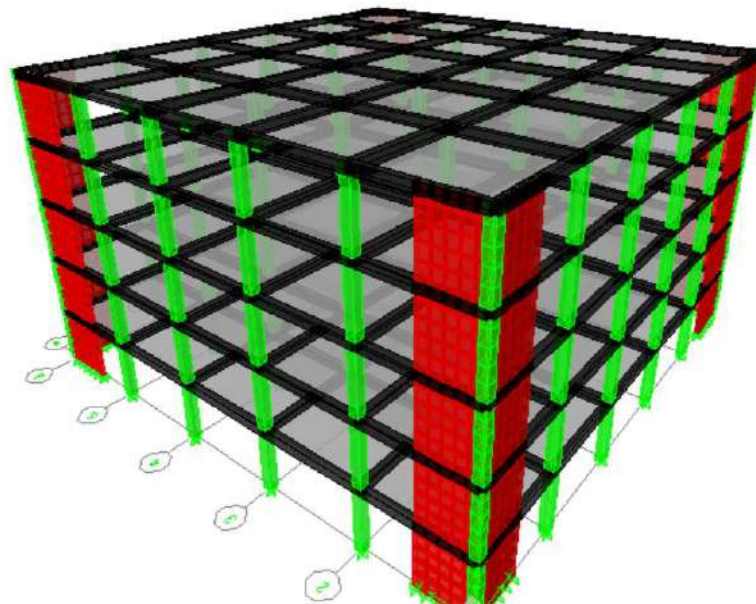
- La largeur totale du bâtiment est de : 25 m.
- La longueur totale du bâtiment est de : 25 m.

III.2.2. Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC : 3,06 m.
- Hauteur de l'étage courant : 3,06 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 15,3m.



1. Vu en plan de la structure



2. Vu en 3D de la structure

Figure III- 1: Géométrie de la structure à étudiée.

III.3. Pré-dimensionnement de la structure :

III.3.1 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres de notre structure sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires, elles acheminent les charges et les surcharges provenant des planchers aux poteaux.

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules données par le CBA93 et vérifiées par la suite selon le (RPA, 2024)

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, deux types de poutres sont à distinguer:

a) Les poutres principales :

1. La hauteur de la poutre est déterminée par l'expression suivante :

D'après le CBA93 :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : L : portée maximale de la poutre entre nu des poteaux.

h : hauteur de la section.

Nous avons, $L_{\max} = 500$ cm, Donc :

$$\begin{cases} \frac{500-40}{15} \leq h \leq \frac{500-40}{10} \\ 30,66 \leq h \leq 46 \end{cases}$$

On prend : $h=40$ cm

2. La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée comme suit :

D'après le CBA93 :

$$0,3h \leq b \leq 0,4h$$

b : largeur de la section.

Donc :

$$\begin{cases} 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,4 \times 40 \\ 12 \leq b \leq 16 \end{cases} \text{ on prend : } b=30\text{cm}$$

Pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40)\text{cm}^2$

3. Vérification des exigences du RPA 2024 (article 7.5) :

$b \geq 25\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 25\text{cm} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

$h/b \leq 4 \Rightarrow 1,33 \leq 4 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

$b_{\max} \leq (1.5h+b_c) \Rightarrow b_{\max} \leq 100 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

b) Les poutres secondaires :

1. **Le rôle des poutres secondaires ou bien les chainages est de chaîner les poteaux, leurs section sera aussi prise égale à (30x40) cm².**

Les sections adoptées pour les poutres principales et secondaires sont présentées dans la figure III.2:

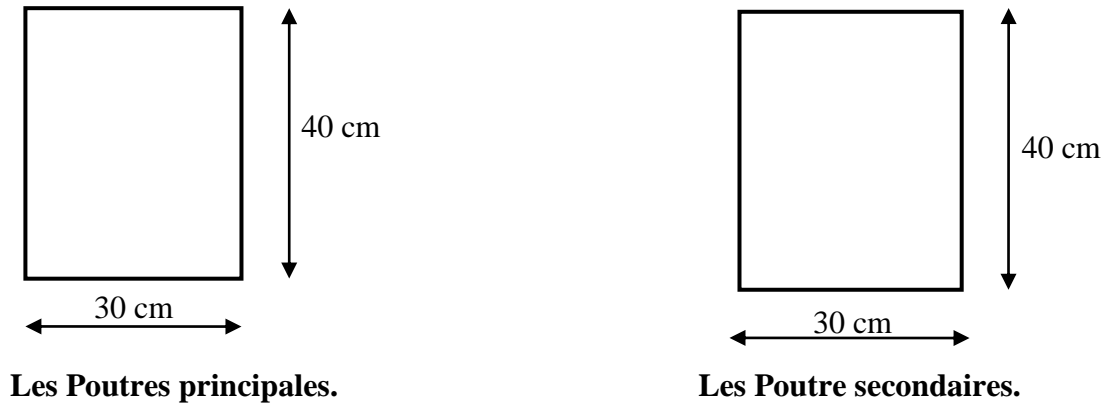


Figure III- 2: Sections des poutres adoptées

III.3.2.Pré-dimensionnées des poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges des poutres et chainages aux fondations, leurs pré-dimensionnement se fait par la vérification de la capacité portante d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU (1.35G+1,5Q).

Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité. D'après le CBA 93 l'article B.8.4.1 , l'effort normal N_u agissant sur un poteau doit être au plus égale à la valeur N_{ultime} suivante :

$$N_u \leq N_{ultime} = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

- A.1.Les charges sur le poteau le plus sollicité :

- Surface afférente :

$$S = \frac{(5+5)}{2} \times \frac{(5+5)}{2} = 25,00 \text{ m}^2.$$

- La surface d'un poteau:

$$(0,4 \times 0,4) = 0,16 \text{ m}^2.$$

- La surface des poutres principales et secondaires :

$$(0,3 \times (5 - 0,4)) = 1,38 \text{ m}^2.$$

$$(0,3 \times (5 - 0,4)) = 1,38 \text{ m}^2.$$

- La surface de plancher :

$$25 - (0,16 + 1,38 + 1,38) = 22,08 \text{ m}^2.$$

- Poids du plancher Terrasse :
 $5,47 \times 22,08 = 120,77 \text{ KN.}$

- Poids du plancher étage courant:
 $(5,47 \times 22,08) \times 4 = 483,11 \text{ KN.}$

- Poids des poutres principales :
 $(0,30 \times 0,40 \times (5 - 0.4) \times 25) \times 5 = 69 \text{ KN.}$

- Poids des poutres secondaires :
 $(0,30 \times 0,40 \times (5 - 0.4) \times 25) \times 5 = 69 \text{ KN.}$

- Poids des poteaux :
 $(0,4 \times 0,4 \times 3.06 \times 25) \times 5 = 61,2 \text{ KN}$

$$G_{\text{totale}} = \sum P = 803,08 \text{ KN.}$$

• A.2. Dégression des charges :

Sous terrasse Q_0 .

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Dans le cas d'une surcharge d'exploitation identique pour tous les planchers le coefficient de réduction ne doit pas descendre au-delà de 0.5.

$$\sum_0 = S_0$$

$$\sum_1 = S_0 + S$$

$$\sum_2 = S_0 + 1,9S$$

$$\sum_3 = S_0 + 2,7S$$

$$\sum_4 = S_0 + 3,4S$$

$$\sum_n = S_0 + \frac{3+n}{2n} S \quad n \geq 5.$$

$$\sum_0 = 25 \times 1,5$$

$$Q_0 = 37,5 \text{ KN.}$$

$$\sum_1 = 37,5 + (1,5 \times 25) = 75 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = 75 \text{ KN.}$$

$$\sum_2 = 37,5 + 1,9 \times (1,5 \times 25) = 108,75 \text{ KN.}$$

$$Q_2 = 108,75 \text{ KN.}$$

$$\sum_3 = 37,5 + 2,7 \times (1,5 \times 25) = 138,75 \text{ KN.}$$

$$Q_3 = 138,75 \text{ KN.}$$

$$\Sigma 4 = 37,5 + 3,4 \times (1,5 \times 25) = 165 \text{ KN.}$$

$$Q_4 = 165 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } Q_{\text{totale}} = 165 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} G_{\text{totale}} = 803,08 \text{ KN.} \\ Q_{\text{totale}} = 165 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$N_u = (1,35G + 1,5Q)$$

$$N_u = (1,35 \times 803,08 + 1,5 \times 165) = 1331,658 \text{ KN}$$

B. Pré dimensionnement des poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les critères suivants:

* Critère de résistance et de stabilité des formes (C.B.A 93 – D.T.R B.C 2.41).

* Les conditions d’après le R.P.A 2024 - DTR B.C 2.48.

Donc, l’effort normal ultime N_u agissant sur un poteau soumis à une compression centrée doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_{\text{ultime}} = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

$$B_r = (b_1 - 0,02)(h_1 - 0,02) \text{m}^2 = (0,4 - 0,02)(0,4 - 0,02) \text{m}^2 = 0,144 \text{ m}^2$$

$$A : \frac{A}{B_r} = 1\% = 0,01$$

$$\text{d'où } A = 0,144 / 100 = 0,00144 \text{ m}^2$$

A: Section d’acier comprimé prise en compte dans le calcul.

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

F_e : Limite d’élasticité de l’acier utilisé.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier.

$$\gamma_b = 1,50 \quad \gamma_s = 1,15$$

α : coefficient dépendant de l’élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = \frac{0,85}{\left(1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right)} \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50. \end{cases}$$

$$\lambda: \text{L'élancement du poteau considéré : } \lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

S : aire total de la section du poteau

l_0 : longueur libre = H

la section des poteaux est carrée :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,06 \Rightarrow L_f = 2,14 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$I = b_1 \times h_1^3 / 12 = 0,40^4 / 12 = 0,002133 \text{ m}^4$$

$$S = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0,002133}{0,16}} = 0,115 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,14}{0,115} = 18,608 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left(1 + 0,2 \left(\frac{18,608}{35}\right)^2\right)} = 0,80$$

D'après le même article la valeur de α sera divisé par 1.10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$\alpha = 0,80 / 1,1 = 0,727$$

Alors :

$$N_{\text{ultime}} = 0,727 \left(\frac{0,1444 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 0,001444 \frac{500}{1,15} \right) = 2400,48 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ultime}} = 2400,48 \text{ KN}$$

$$N_u = 1331,658 \text{ KN} < N_{\text{ultime}} = 2400,48 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

Alors on adopte : **(40×40) cm²**.

C. Vérification selon les conditions de RPA 2024 d'après article 7.4.1:

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Poteaux carrés **ZONE V** :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \{A\} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots \{B\} \text{ avec } h_e \text{ la hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \dots\dots\dots \{C\} \end{cases}$$

Tableau III . 1 : section des poteaux

					Vérification selon RPA 2024		
Niveau	(a, b)	h _e (m)	h _e /20cm	a/b	{A}	{B}	{C}
Tous	(40,40)	3,06	15,3	1	c.v	c.v	c.v

III.3.3. Les voiles:

A. Définition et Pré-dimensionnement des voiles :

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) et donnée selon les règles parasismiques algériennes (version 2024). D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm et elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le RPA 2024(article 7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition:

$L \geq \max (\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m)$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

$$b_w \geq \max (15 \text{ cm}; \frac{h_e}{20})$$

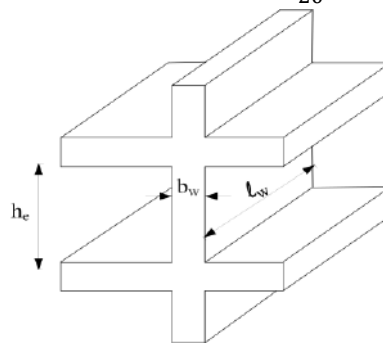


Figure III- 3: schéma de dimension de voile

Avec

L: Longueur du voile.

e: Epaisseur du voile.

h_e: hauteur d'étage.

Pour RDC et Étage courant :

h_e = 3,06 m

On a $e \geq \frac{306}{20} \Rightarrow e = 15,3cm$

On adopte e =20cm

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être: $L_{\min} \geq \max(\frac{he}{3}, 4b_w, 1m)$. donc

$L_{\min} = 102\text{cm}$.

On adopte $L=250\text{cm} \geq \frac{he}{3} = 102\text{ cm}$C'est vérifié

III.4. Calcul dynamique :

III.4.1 Structure a base fixe

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux presque impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations (calcul par élément finit), qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

III.4.1.1 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ces forces peuvent être déterminées par deux méthodes qui sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.

1. La méthode statique équivalente.

Cette méthode consiste à remplacer toutes les forces dynamiques réelles qui apparaissent pendant un séisme par un système de forces fictives statiques dont les effets sont considérés comme équivalents. Les forces sismiques équivalentes seront considérées comme appliquées simultanément selon les deux directions orthogonales que le projecteur sélectionnera.

2. La méthode spectrale modale.

Avec cette méthode, les effets maximaux causés par les forces sismiques sur la structure sont recherchés pour chaque mode de vibration ; ces effets sont représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

III.4.1.2 Description du logiciel ETABS.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en

vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI .etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

III.4.1.3 Modélisation des éléments structuraux

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis à l'aide du logiciel ETABS, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse modale spectrale...etc.).

Les poteaux et les poutres sont modélisés en utilisant des éléments finis linéaires de type «frame » disponibles dans la bibliothèque du logiciel (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres). Des éléments finis surfaciques de type « Slab » sont utilisés pour la modélisation des planchers (corps creux et dalles pleines) ainsi que escaliers (volée + palier) et le reste des éléments sont introduit comme un chargement.

Les planchers utilisés sont nervurés et considérés infiniment rigides dans leur plan (diaphragmes horizontaux rigides) par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option « diaphragme » disponible dans le logiciel. Cette considération permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques.

III.4.1.4 Spectre de réponse de calcul :

Selon Le RPA 2024 l'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_2} \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

ou:

$\frac{S_a}{g}(T)$: spectre de calcul normalise par rapport a la valeur de l'accélération de la pesanteur g;

R: coefficient de comportement de la structure ;

Q_F : facteur de qualité.

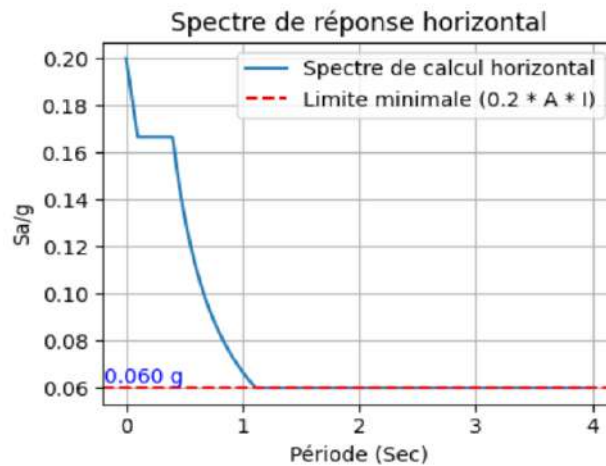


Figure III- 4 : Spectre de réponse (sens x-x et y-y)

- Les effets de la composante verticale ne sont pas pris en compte dans les calculs car

$$A_v \cdot I \cdot g < 0.25 \cdot g$$

Avec: $A_v I = 0,225$

III.4.1.5 Vérification des caractéristiques dynamique de la structure

III.4.1.5.1 Classification de système de contreventement

L'objectif de la classification des systèmes de contreventement est de leur attribuer une valeur du coefficient de comportement, appelée "R", Cette classification dépend de la capacité des systèmes à dissiper l'énergie lors d'un séisme.

Le coefficient R est choisi en fonction du type de matériaux, du type de construction, de la capacité de la structure à redistribuer les efforts, et de la déformation possible des éléments hors domaine élastique.

Pour pouvoir classer notre système de contreventement, nous allons évaluer le rapport des réactions horizontales sous la force dynamique E_x , pour toute la structure puis pour les voiles seulement :

D'après les résultats obtenus selon ETABS, les réactions sont comme suit :

$$F = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

- Réactions Voiles+poteaux (Toute la structure) :

$$F = \sqrt{2544,08^2 + 840,92^2} = 2679,456 \text{ KN}$$

- Réactions des voiles :

$$F = \sqrt{2187,8^2 + 824,87^2} = 2338,135 \text{ KN}$$

- Rapport des réactions en % = $\frac{2338,135}{2679,456} \times 100 = 87\%$
 $87\% > 65\%$

Donc c'est un Système de contreventement constitué par des **voiles**.

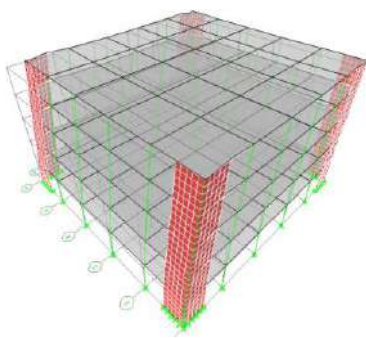
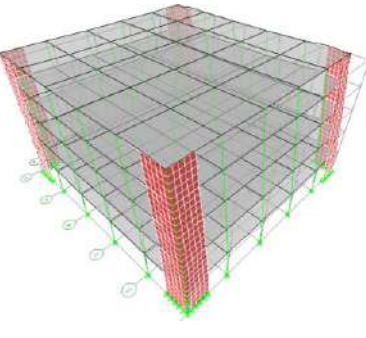
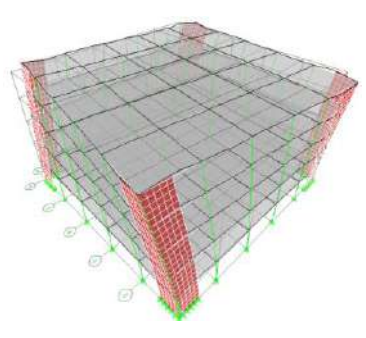
Alors on prend R= 4,5

III.4.1.5.2 Les périodes propres des vibrations et participation massique :

Tableau III . 2: Tableau des Périodes et facteurs de participation massique

Mode	Périodes	UX	UY	Σ UX	Σ UY
1	0,471687	73,1417	0	73,1417	0
2	0,471687	0	73,1417	73,1417	73,1417
3	0,289364	0	0	73,1417	73,1417
4	0,115501	18,446	0,0049	91,5877	73,1466
5	0,115501	0,0049	18,446	91,5927	91,5927
6	0,067668	0	0	91,5927	91,5927
7	0,053497	5,4115	0,4729	97,0041	92,0656
8	0,053497	0,4729	5,4115	97,4771	97,4771
9	0,034942	0,7373	1,3166	98,2144	98,7937
10	0,034942	1,3166	0,7373	99,531	99,531
11	0,031771	0	0	99,531	99,531
12	0,027836	0,0187	0,4503	99,5497	99,9813
13	0,017485	0	0	100	100

Tableau III . 3: Les trois premiers modes de vibration

Mode 1 : Translation sens X T ₁ : 0.471 s	Mode 2 : Translation sens Y T ₁ : 0.471S	Mode3 : Torsion T3=0.289 s
		

- **Interprétation des résultats définis dans le tableau ci –dessus :**
 1. Le premier mode est un mode de translation suivant l’axe (x-x).
 2. Le deuxième mode est un mode de translation suivant l’axe (y-y).
 3. Le troisième mode est un mode de torsion.
 4. Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus est égale à au moins 90% de la masse totale de la structure.

Direction xx : 4 modes (91,5808 % de la masse sismique de la structure) ⇒ **Condition Vérifiée.**

Direction yy:5 modes (91,5808% de la masse sismique de la structure) ⇒ **Condition Vérifiée.**

III.4.1.5.3 Estimation de la période fondamentale de la structure :

D’après l’article 4.2.4 RPA 2024 la valeur de la période fondamentale(T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La période empirique est calculée suivant la formule suivante :

$$T = C_T h_N^{(3/4)}$$

Avec :

$$h_N = 15.3m ; C_T = 0,05$$

Donc
$$T = 0,05 \times 15,3^{(3/4)} = \mathbf{0,38 \text{ s}}$$

D’après le RPA 2024 Art : 4.2.4, la valeurs de T fondamentale calculée à partir de la méthode numérique (résultats de l’ETABS) ne doit pas dépasser celle empirique de plus de 30%.

Le Tableau (III.4) donne les valeurs de la période (T₀), à utiliser dans la formule de calcul de l’effort tranchant a la base V.

Tableau III . 4: Tableau des valeurs de la période (T₀)

Cas	Période a utiliser
$T_{calcul} < 1,3.T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{dynamique} \geq 1,3.T_{empirique}$	$T_0 = 1,3.T_{empirique}$

$$T_{dynamique} < 1,3.T_{empirique}$$

$T_{dynamique}$:(calculée par logiciel ETABS V9.7.0)

$$T_{dynamique} = 0.471 < 1,3.T_{empirique} = 1.3 \times 0.38 = 0.494 \text{ s} \dots \mathbf{Condition\ Vérifiée}$$

Alors
$$T_0 = 0,471 \text{ Secondes.}$$

III.4.1.5.4 Les efforts tranchants sismiques à la base de la structure :

a : Méthode statique équivalente :

$$V_{\text{statique équiv}} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W_{\text{str}}$$

Avec :

λ : Coefficient de correction (page 79)

$$\lambda = \begin{cases} 0,85: & \text{si } T_0 \leq 2 \cdot T_2 \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{. autrement} \end{cases}$$

Périodes caractéristiques du sol :

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site sont déterminées dans le tableau (III.5) pour le spectre de type 1 du RPA 2024.

Tableau III . 5: Périodes caractéristiques (T1, T2)

Site	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)
catégorie S ₁	0,10	0,40	2

Donc $\lambda = 0,85$.

$S_{ad}/g(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0
(avec : A=0,25; I=1; S= 1; R= 4,5; Qf = 1)

Coefficient d'accélération de zone (A) :

Il est donné par le tableau (3.2) du RPA 2024, en fonction de la zone sismique (niveau de sismicité).

Tableau III . 6: Coefficient d'accélération de zone (A)

Zone	Niveau de sismicite	Coefficient (A)
V	Elevée	0,25

Coefficient d'importance I:

Les valeurs du coefficient d'importance I, pour le groupe d'importance 2 est donne dans le Tableau (3.10) du RPA 2024

Tableau III . 7: coefficient d'importance I

le groupe d'importance	coefficient d'importance I
2	1

Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur est donnée par le tableau (3.18) du RPA 2024, en fonction du système de contreventement.

Tableau III . 8: Coefficient de R

Système de contreventement	Coefficient (R)
Système de contreventement constitué par des voiles.	4,5

Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité selon le tableau (3.19) du RPA 2024 est de catégorie (b) et en fonction de :

1. La régularité en plan
2. La régularité en élévation
3. La redondance en plan

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^3 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non et sa valeur est donnée au tableau 3.19 du RPA 2024.

$$P_q = 0$$

$$Q = 1 + 0 \Rightarrow Q = 1$$

Donc
$$T_2 \leq T_0 < T_3$$

$$0,4 \leq 0,471 < 2$$

Donc
$$\frac{S_a}{g}(T_0) = A. I. S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T_0} \right] = 0,25.1.1. 2,5. \frac{1}{4,5} \cdot \frac{0,4}{0,471} = 0,118$$

Le poids de la structure :

Combinaison de calcul du poids total : $W_T = \sum_{i=1}^n W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixés éventuellement, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

ψ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.2) du RPA 2024.

On a un bâtiment à usage d'habitation donc $\psi = 0,30$

$W = 26742,32$ KN (calculé par logiciel ETABS V9.7.0)

$$V_{\text{statique équiv}} = 0,85 \cdot 0,118 \cdot 26742,32 = 2682,255 \text{ KN}$$

$$0,80 V_{\text{statique équiv}} = 2145,80 \text{ KN}$$

b : Méthode d'analyse modale spectrale :**Sous Ex :**

$$V_{\text{tx calculé}} = \sqrt{F_1^2 + F_2^2} = \sqrt{2359,77^2 + 0^2} = 2359,77 \text{ KN}$$

$$V_{\text{tx calculé}} > 0,80 V_{\text{statique équiv}} \text{ ----- Pas de Majoration}$$

Sous Ey :

$$V_{\text{ty calculé}} = \sqrt{F_1^2 + F_2^2} = \sqrt{0^2 + 2359,77^2} = 2359,77 \text{ KN KN}$$

$V_{ty \text{ calculé}} > 0.80 V_{\text{statique équiv}}$ ----- Pas de Majoration

III.4.1.5.5 Vérification de l'effort normal réduit selon RPA 2024 :(article 7.4.3)

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

Pour les poteaux
$$v = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0,35 \text{ (RPA2024 art .7.4.3).}$$

Où

v : l'effort normal réduit

N_d : l'effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

B_c : la section brute de l'élément.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau III . 9: Vérification de l'effort normal réduit

catégorie	Section (cm ²)	N_d	B_c (m ²)	F_{c28} (KPa)	$B_c \times f_{c28}$ (KN)	v	vérification
poteaux	40×40	952,25	0,1600	25000	4000	0,238	$v < 0,35$ C.V

À la suite des résultats ci-dessus, nous concluons qu'il n'y a pas de poteau présentant un risque de rupture à l'effort normal de compression sous des charges dynamiques.

III.4.1.5.6 Vérification des déplacements inter étage : (article 5.10.1)

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau ci-dessous

Le RPA99/2024 préconise que les déplacements relatifs d'étages ne doivent pas dépasser les $0,0150h_e$ où h_e est la hauteur libre d'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule (article 4.5.2) définie par le RPA99/2024 comme suit :

$$\delta_K = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{eK}$$

Où

δ_{eK} :le déplacement élastique dû aux forces sismiques (Statique équiv. ou bien modale spectrale) par rapport à la base.

δ_K : le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure par rapport à la base.

Le déplacement au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est défini par :

$$\Delta_K = (\delta_K - \delta_{K-1}) \quad (\text{Déplacement relatif})$$

R est le coefficient de comportement ($R= 4,5$).

Après analyse des résultats, on obtient le tableau ci-dessus :

Déplacement des nœuds suivant le sens X :**Tableau III . 10 :** Vérification des déplacements inter étage selon x.

Niveau	$\delta_{eK(x)}$ (cm)	R. $\delta_{eK(x)}$ (cm)	Δ_K (cm)	1.5% he (cm)	$\Delta_K \leq 0,0150 \cdot he$
Etage 4	0,88	3,96	0,9	4,59	c. v
Etage3	0,68	3,06	0,945	4,59	c. v
Etage2	0,47	2,115	0,945	4,59	c. v
Etage1	0,26	1,17	0,765	4,59	c. v
RDC	0,09	0,405	0,405	4,59	c. v

Déplacement des nœuds suivant le sens Y :**Tableau III . 11:** Vérification des déplacements inter étage selon y.

Niveau	$\delta_{eK(y)}$ (cm)	R. $\delta_{eK(y)}$ (cm)	Δ_K (cm)	1.5% he (cm)	$\Delta_K \leq 0,0150 \cdot he$
Etage 4	0,88	3,96	0,9	4,59	c. v
Etage3	0,68	3,06	0,945	4,59	c. v
Etage2	0,47	2,115	0,945	4,59	c. v
Etage1	0,26	1,17	0,765	4,59	c. v
RDC	0,09	0,405	0,405	4,59	c. v

III.4.1.5.7 Vérification de l'effet P-Delta : (article 5.9)

Il faut calculer le coefficient $\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times H_K}$ et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

- Si. $\theta_K < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$.
- Si. $\theta_K > 0,20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$$P_K = \sum_{i=K}^n G_i + \psi Q_i$$

- V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.
- Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.
- h_K : hauteur de l'étage 'K'

DIRECTION X**Tableau III . 12:** Vérification de l'effet P-Delta selon x.

Etage	P_K	Δ_K	V_K	h (m)	θ_k	Vérification
Etage 4	4975,01888	0,009	881,71	3,06	0,017	CV
Etage3	10323,4848	0,00945	1484,82	3,06	0,021	CV
Etage2	15671,9508	0,00945	1913,43	3,06	0,025	CV
Etage1	21020,4167	0,00765	2202,9	3,06	0,024	CV
RDC	26368,8827	0,00405	2359,77	3,06	0,015	CV

DIRECTION Y**Tableau III . 13:** Vérification de l'effet P-Delta selon y

Etage	P_K	Δ_K	V_K	h (m)	θ_k	Vérification
RDC	4975,01888	0,009	881,71	3,06	0,017	CV
Etage 1	10323,4848	0,00945	1484,82	3,06	0,021	CV
Etage 2	15671,9508	0,00945	1913,43	3,06	0,025	CV
Etage 3	21020,4167	0,00765	2202,9	3,06	0,024	CV
Etage 4	26368,8827	0,00405	2359,77	3,06	0,015	CV

On constate que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieure à 0,1.

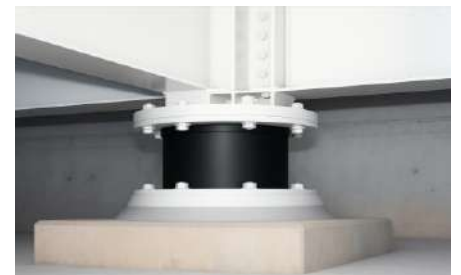
Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

III.4.2 Structure à base isolée :**III.4.2.1 Description et dimensionnement du système d'isolation :**

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

1- Le HDRB (fort d'amortissement)

Le système d'isolation consiste donc en 52 appuis placés de façon concentrique sous Chaque poteaux et voiles, Chaque appui doit être calculé sous la charge qui lui revient, à cause de la régularité de la structure en plan et en élévation ainsi que la symétrie du chargement, on va calculera les dimensions de l'appui pour le poteau le plus chargé verticalement.

**2- La détermination du déplacement horizontale de conception :**

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C T_D}{B_D}$$

La période de conception du système d'isolation (T_D) est choisie de telle façon qu'elle soit supérieure à 3 fois T_0 (T_0 : est la période de la structure encastree).

$$T_D \geq 3 \times T_0 = 3 \times 0.47 = 1.41 \text{ s} \quad \text{Nous allons prendre } T_D = 1.5 \text{ s}$$

Nous allons aussi prendre : $\gamma_{\max} = 1.5$

On choisit un $\xi_{\text{eff}} = 20\%$, soit $B_D = 1.5$ selon UBC-97

$$C = Z N S_I$$

$Z = 0.3$ (zone 3 selon UBC-97 équivalent à zone V)

$N = 1$ (distance à la faille ≥ 15 Km)

$S_I = 1$ (sol rocheux)

$$C=0.3 \times 1 \times 1 = 0.3$$

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C T_D}{B_D} = \frac{\left(\frac{9.81}{4\pi^2}\right) 0.3 \cdot 1.5}{1.5} = 0.075 \text{ m}$$

3- La détermination de la rigidité horizontale effective k_{eff} :

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

$$K_{eff} = \frac{W}{g} \left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2$$

La charge verticale W supportée par l'appui le plus chargé est égale à 961.06 KN.

$$K_{eff} = \frac{961.06}{9.81} \left(\frac{2 \times 3.14}{1.5}\right)^2 = 1718.93 \text{ KN/m}$$

4- Le calcul de la hauteur totale du caoutchouc t_r de l'appui :

$$T_r = D_D / \gamma_{max} = 0.075 / 1.5 = 0.05 \text{ m}$$

5- Calcul de la surface A :

a. Le choix du facteur de forme S :

$$\frac{K_v}{K_h} = \frac{E_c(1+2kS^2)}{G} \geq 400 \quad \text{pour } S > 10$$

$$\Leftrightarrow \frac{K_v}{K_h} = \frac{4450(1+2 \cdot 0.57 \cdot S^2)}{1060} \geq 400 \quad \text{d'où le facteur de forme } S \geq 9.09$$

On prendra : $S = 12$

Le choix des propriétés matérielles (E, G, K) selon le tableau(II.15):

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

$$E = 4450 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 1060 \text{ KN/m}^2$$

$$K = 0.57$$

$$E_c = E(1+2kS^2) = 4450(1+2 \cdot 0.57 \cdot 12^2) = 734\,962 \text{ KN/m}^2$$

b. Détermination de la section A_0 :

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

avec P_u : La combinaison des charges à l'E.L.U $\rightarrow P_u = 1499.34 \text{ KN}$

$$A_0 \geq \frac{P_u}{7.84}$$

$$\Leftrightarrow A_0 \geq \frac{1499.34}{7.84} = 0.1912 \text{ m}^2$$

Ce qui correspond à un carré de 43,73 cm de côté.

c. Détermination de la section A_1 à partir de la contrainte de cisaillement :

$$\gamma_c = 6.S .\varepsilon_c = 6 . s . \frac{P_u}{E_c A_1} \leq \frac{\varepsilon_b}{3}$$

d'où :

$$\Rightarrow A_1 \geq \frac{3 . 6 . S . P_u}{\varepsilon_c . E_c} = \frac{3 . 6 . 12 . 1499,34}{5 . 734962}$$

$$\Rightarrow A_1 \geq 0,0881 \text{ m}^2$$

Ce qui correspond à un carré de 29,86 cm de côté.

d. Détermination de A_2 à partir de la fatigue vis-à-vis du cisaillement :

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

$$A_{rc} = L(B - \Delta_s)$$

Calcul de Δ_s (article 7.5.2.2 Eurocode8) :

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

Avec :

$$\begin{cases} \Delta_{Ex} = \gamma_x D_M \text{ et } \Delta_{Ey} = \gamma_y D_M \\ \gamma_x = \frac{0,8}{\sqrt{a_x}} \text{ et } \gamma_y = \frac{0,8}{\sqrt{a_y}} \end{cases}$$

$$\text{Et : } \begin{cases} a_x = \frac{S_{gx}}{g} = \frac{0,478 . g}{g} = 0,478 \\ a_y = \frac{S_{gy}}{g} = \frac{0,478 . g}{g} = 0,478 \end{cases}$$

$$\gamma_x = \frac{0,8}{\sqrt{a_x}} = \frac{0,8}{\sqrt{0,478}} = 1,157 \quad \gamma_y = \frac{0,8}{\sqrt{a_y}} = \frac{0,8}{\sqrt{0,478}} = 1,157$$

-Le déplacement maximum du système d'isolation, D_M , dans la direction la plus critique de la réponse horizontale sera calculée selon la formule :

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4 \pi^2}\right) C_{vm} T_M}{B_M} = \frac{\left(\frac{9,81}{4 \pi^2}\right) 0,24 . 2,5}{1,5} = 0,099 \text{ m}$$

$$\Delta_{Ex} = \gamma_x D_M = 1,157 \times 0,099 = 0,114 \text{ m}$$

$$\Delta_{Ey} = \gamma_y D_M = 1,157 \times 0,099 = 0,114 \text{ m}$$

$$\Delta_s^2 = \Delta_{Ex}^2 + \Delta_{Ey}^2 = 0,026 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \Delta_s = 0,161 \text{ m}$$

Nous posons $L = B = 0,45 \text{ m}$, d'où :

$$A_2 = A_{rc} = L(B - \Delta_s) = 0,45 (0,45 - 0,161) = 0,130 \text{ m}^2$$

6- Choisir la section A de l'appui :

$$A = \max (A_0, A_1, A_2) = \max (0,1912, 0,0821, 0,130)$$

$$A = 0.1912 \text{ m}^2$$

⇒ Soit un carré de $(0.45 \times 0.45) \text{ m}^2$

7- Calcul de l'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc et N nombre de couches :

1- L'utilisation du facteur de forme :

$$S = a / 4t$$

D'où : $t = a / 4 S \Rightarrow t = 0.30 / 4 \times 12 = 0.00625$

2- Nombre de couche :

$N = tr / t = 0.05 / 0.00625 = 8$ Nombre de couche $N=8$

8- L'épaisseur d'une seule frète t_s des plaques métalliques :

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

$F_s = (274.4 \text{ MN/m}^2)$

$t_s \geq \frac{2(0.00625 + 0.00625)1499.34}{0.2025 \times 0.6 \times 274400} = 0.00122 \text{ m} = 1.22 \text{ mm} \geq 2 \text{ mm}$ Condition non vérifiée

⇒ Nous prenons $t_s = 2 \text{ mm}$

9- la hauteur totale h égale à :

$h = tr + N_{\text{frette}} \times t_s + 2 \times 0.025 = 0.05 + 7 \times 0.002 + 2 \times 0.025 = 0.114 \text{ m}$

III.4.2.2 Vérification des conditions de résistance et de stabilité:

L'appui calculé doit satisfaire les conditions suivantes :

- La résistance au cisaillement sous la charge verticale P_u :

$$\gamma_c = 6 \cdot S \cdot \frac{P_u}{E_c A} \leq \frac{\epsilon_b}{3}$$

$\gamma_c = 6 \cdot 12 \cdot \frac{1499.34}{734962 \times 0.2025} \leq \frac{5}{3} \Rightarrow 0.725 \leq 1.66$ Condition vérifiée

- La stabilité au flambement :

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A_0} \leq \sigma_{cr} = \frac{G S L}{\sqrt{6} t_r}$$

σ_{cr} : la contrainte critique du flambement.

$\sigma_c = \frac{1499.34}{0.2025} = 7404.15 \leq \frac{1060 \times 12 \times 0.45}{\sqrt{6} \times 0.05} = 46745.61 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée

- La résistance au cisaillement sous séisme:

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

γ_{sc} : Cisaillement dû à la compression

γ_{eq} : Cisaillement dû au séisme

γ_{sr} : Cisaillement dû à la rotation

1. γ_{sc} : Cisaillement dû à la compression

$$\gamma_{sc} = 6 \cdot s \cdot \frac{P_u'}{E_c A}$$

avec : P_u' : Charge sous G, Q et E.

$$\gamma_{sc} = 6 \cdot 12 \cdot \frac{961,06}{734962 \cdot 0,2025} = 0,465$$

2. γ_{eq} : Cisaillement dû au séisme

$$\gamma_{eq} = \frac{D_D}{t_r} = \frac{0,075}{0,05} = 1,5$$

3. γ_{sr} : Cisaillement dû à la rotation

$$\gamma_{sr} = \frac{12 D_D e}{B^2 + L^2}$$

$$\gamma_{sr} = \frac{12 \cdot 0,075 \cdot 0,05 \cdot 25}{25^2 + 25^2} = 0,0009$$

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} = 0,465 + 1,5 + 0,0009 = 1,9659 \leq 0,75 \times 5 = 3,75 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérifier que $D_D \leq \delta_{rot-out}$

$$\text{avec} \quad \delta_{rot-out} = \frac{P_u' L}{P_u' + K_{eff} h} = \frac{961,06 \times 0,45}{961,06 + 1718,93(0,05 + 7 \times 0,002)} = 0,403 \text{ m}$$

$$D_D = 0,075 \text{ m} < 0,403 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

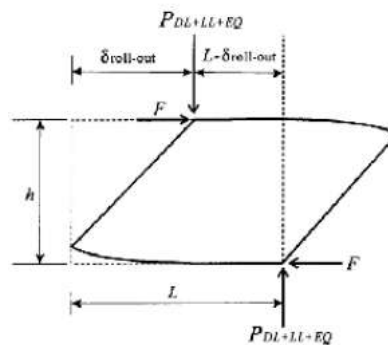


Figure III- 5 : Schéma de l'instabilité par renversement d'un isolateur sismique soumis à une charge latérale

Les dimensions géométriques de l'appareil d'isolation en élastomère fretté sont :

- Les dimensions en plan de l'appui = $(0,45 \times 0,45) \text{ m}^2$
- La hauteur totale h de l'appui = 0,114 m
- Le nombre de couches de caoutchouc $N_c = 8$ couches
- L'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc = 0,00625 m
- Le nombre de couches d'acier $N_s = 7$ couches.

- L'épaisseur t_s d'une seule couche d'acier = 2 mm

Les caractéristiques mécaniques de l'appui sont :

- La rigidité effective horizontale : $K_{\text{eff}} = 1718.93 \text{ KN/m}$
- La rigidité effective verticale : $K_{\text{eff}} = 1191837,95 \text{ KN/m}$
- Le coefficient d'amortissement effectif : $\xi_{\text{eff}} = 20\%$

III.4.2.3 Spectre de response élastique horizontal

Selon Le RPA 2024 l'action sismique horizontal est représentée par le spectre de réponse élastique horizontal suivant :

$$\frac{S_{ae}}{g}(T) = \begin{cases} A. I. S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_2} \cdot (2,5\eta - 1) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A. I. S. [2,5\eta] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A. I. S. [2,5\eta] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A. I. S. [2,5\eta] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

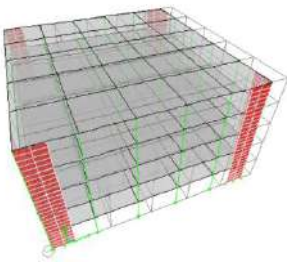
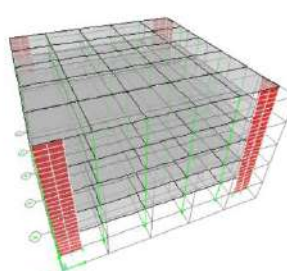
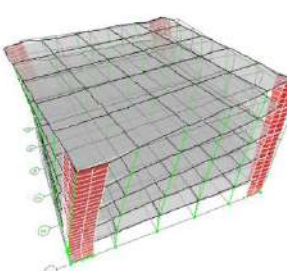
III.4.2.4 Vérification des caractéristiques dynamique de la structure

III.4.2.4.1 Les périodes propres des vibrations et participation massique :

Tableau III . 14: Tableau des Périodes et facteurs de participation massique

Mode	Périodes	UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	1,177497	99,473	0,0013	99,473	0,0013
2	1,177497	0,0013	99,473	99,4743	99,4743
3	0,292761	0	0	99,4743	99,4743
4	0,249205	0,3378	0,1802	99,8121	99,6545
5	0,249205	0,1802	0,3378	99,9923	99,9923
6	0,075713	0,0009	0,0052	99,9933	99,9976
7	0,075713	0,0052	0,0009	99,9985	99,9985
8	0,071018	0	0	99,9985	99,9985

Tableau III . 15 : Représentation graphique des modes

Mode 1 : translation(sens X) T= 1,17 s	Mode 2 : translation(sensY) T= 1,17 s	Mode 3 : torsion T= 0,29 s
		

Commentaire :

- la période fondamentale a augmenté d'environ 148,4 % entre la structure à base fixe et celle à base isolée. Cela montre que la structure a été volontairement assouplie grâce à l'isolateur, ce qui traduit un passage clair d'un comportement rigide vers un comportement souple, avec tous les effets dynamiques que cela implique.
- La participation massique du premier mode:
Elle a augmenté d'environ 36 % entre la structure à base fixe et celle à base isolée. Cette forte augmentation signifie que le premier mode est predominant et le seul mode envisageable et que la structure se déplace en un seul bloc rigide relativement à sa base flexible.
- Le nombre de modes nécessaires pour atteindre les 90% :
En remarque que la structure a base isolée a besoin de juste 2 modes pour dépasser les 90 % dans les deux directions. Alors que la structure à base fixe a besoin de 5 modes pour atteindre 90 % de participation dans les deux directions. Cela montre bien l'efficacité de l'isolation sismique dans l'élimination des modes locaux et l'obtention des réponses dynamiques sur la base de quelques modes dominants à basse fréquence.

III.4.2.4.2 Les efforts tranchants sismiques à la base de la structure**Méthode d'analyse modale spectrale :****Sous Ex :**

$$V_{tx \text{ calculé}} = \sqrt{F_1^2 + F_2^2} = \sqrt{4306,41^2 + 0^2} = 4306,41 \text{KN}$$

$$V_{tx \text{ calculé}} = 4306,41 \text{KN}$$

Sous Ey :

$$V_{ty \text{ calculé}} = \sqrt{F_1^2 + F_2^2} = \sqrt{0^2 + 4306,41^2} = 4306,41 \text{KN}$$

$$V_{ty \text{ calculé}} = 4306,41 \text{KN.}$$

Commentaire :

Contrairement à ce que nous attendions l'effort tranchant recensé sur la structure isolée 4306,41 kN est plus important, soit de 82,5%, que celui sur la structure à base fixe 2359,77

kN, car il est évident qu'une structure plus souple est moins sujette à la force dynamique. Quoiqu'ici, le spectre introduit n'est pas le même, pour la structure à base isolée c'est un spectre élastique alors que celui de la structure à base fixe est un spectre de calcul dit réduit, réduit par l'introduction du coefficient de comportement R et du coefficient de qualité Q_f .

III.4.2.4.3 Vérification de l'effort normal réduit selon RPA 2024 :

Tableau III . 16 : Vérification de l'effort normal réduit

catégorie	Section (cm ²)	N _d	B _C (m ²)	F _{c28} (KPa)	B _c ×f _{c28} (KN)	v	vérification
poteaux	40×40	952,33	0,1600	25000	4000	0,238	v<0,35 C.V

Commentaire :

L'effort normal réduit est environ 24.6 % plus élevé dans la structure isolée que celui de la structure à base fixe, cette augmentation s'explique par le fait de l'augmentation de la force dynamique.

III.4.2.4.4 Déplacement max au niveau de la terrasse.

Tableau III . 17 : Vérification des déplacements au niveau de la terrasse.

structure	$\delta_{eK(X)}$ (cm)	R. $\delta_{eK(X)}$ (cm)	1.5% ht (cm)	$\Delta_K \leq 0,0150. ht$
fixe	0,88	3,96	22,95	CV
isolée	6,12	6,12	22,95	CV

Commentaire :

Le déplacement maximal de la structure à base isolée est d'environ 54.6 % plus grand que celui de la structure à base fixe. Cela s'explique, par le fait du déplacement relativement important des appareils d'isolation à la base.

III.4.2.4.5 Vérification des déplacements inter étage :

Déplacement des nœuds suivant le sens X :

Tableau III . 18 : Vérification des déplacements suivant le sens X

Niveau	$\delta_{eK(X)}$ (cm)	R. $\delta_{eK(X)}$ (cm)	Δ_K (cm)	1.5% h _e (cm)	$\Delta_K \leq 0,0150. h_e$
Etage 4	6,12	6,12	0,26	4,59	CV
Etage3	5,86	5,86	0,29	4,59	CV
Etage2	5,57	5,57	0,3	4,59	CV
Etage1	5,27	5,27	0,26	4,59	CV
RDC	5,01	5,01	0,15	4,59	CV
base	4,86	4,86	4,86	D _M =9,9cm	CV

Déplacement des nœuds suivant le sens Y :**Tableau III . 19:** Vérification des déplacements inter étage selon y.

Niveau	$\delta_{eK(y)}$ (cm)	R. $\delta_{eK(y)}$ (cm)	Δ_K (cm)	1.5% he (cm)	$\Delta_K \leq 0,0150 \cdot he$
Etage 4	6,12	6,12	0,26	4,59	CV
Etage3	5,86	5,86	0,29	4,59	CV
Etage2	5,57	5,57	0,3	4,59	CV
Etage1	5,27	5,27	0,26	4,59	CV
RDC	5,01	5,01	0,15	4,59	CV
base	4,86	4,86	4,86	$D_M=9,9\text{cm}$	CV

Commentaire :

Les déplacements relatifs inter-étages enregistrés dans la structure isolée sont fortement réduit comparativement à ceux de la structure à base fixe, soit entre 62 % et 72 %.

Cela s'explique par le fait que la structure à base isolée se déplace en bloc (dans toute sa totalité) et y a peu de déplacement interne (relatif).

III.4.2.4.6 Vérification de l'effet P-Delta : (article 5.9)**DIRECTION X****Tableau III . 20:** Vérification de l'effet P-Delta selon x.

Etage	P_K	$\Delta_{K(m)}$	V_K	h (m)	θ_k	Vérification
Etage 4	4975,019	0,0026	917,24	3,06	0,005	CV
Etage3	10323,485	0,0029	1828,41	3,06	0,005	CV
Etage2	15671,951	0,0030	2676,39	3,06	0,006	CV
Etage1	21020,417	0,0026	3478,68	3,06	0,005	CV
RDC	26368,883	0,0015	4253,73	3,06	0,003	CV

DIRECTION Y**Tableau III . 21:** Vérification de l'effet P-Delta selon y.

Etage	P_K	Δ_K	V_K	h (m)	θ_k	Vérification
RDC	4975,019	0,0026	917,24	3,06	0,005	CV
Etage 1	10323,485	0,0029	1828,41	3,06	0,005	CV
Etage 2	15671,951	0,0030	2676,39	3,06	0,006	CV
Etage 3	21020,417	0,0026	3478,68	3,06	0,005	CV
Etage 4	26368,883	0,0015	4253,73	3,06	0,003	CV

Commentaire :

L'effet P- Δ enregistré dans la structure isolée est fortement réduit comparativement à celui de la structure à base fixe, soit entre 70 % et 80 %.

Cela s'explique par le fait que la structure à base isolée se déplace en bloc (dans toute sa totalité) et y a peu de déplacement interne (relatif) donc moins d'effet de seconde ordre.

La base isolée améliore la stabilité globale, en réduisant les effets secondaires dus aux déplacements.

III.5 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude comparative du comportement sismique d'une structure à base fixe et d'une structure isolée. À travers le pré-dimensionnement, la modélisation numérique sous ETABS, ainsi que l'analyse des résultats obtenus (période fondamentale, efforts tranchants, déplacements, effets de second ordre,...etc.), il a été clairement démontré que l'isolation à la base améliore significativement la réponse de la structure face aux sollicitations sismiques.

L'augmentation de la période fondamentale permet un décalage hors de la plage de résonance, réduisant ainsi les accélérations transmises. Les résultats ont montré une diminution importante des déplacements inter-étages et des efforts P- Δ , traduisant une meilleure stabilité et une réponse plus contrôlée. En revanche, les déplacements absolus au niveau de la base augmentent, ce qui est inhérent à la nature même du système isolé.

En somme, cette analyse met en évidence l'intérêt majeur de l'isolation sismique dans la protection des structures, en particulier dans les zones à aléa élevé. Elle constitue une solution fiable et performante, capable de préserver l'intégrité des bâtiments tout en assurant la sécurité des occupants.

Chapitre IV:

Etude comparative des structures de
différentes rigidités en absence et en
présence des dispositifs d'isolation
sismique

IV.1 Introduction

Cette étude porte sur une analyse comparative du comportement sismique structures à contreventement constituées de voiles de différentes hauteurs, en considérant deux cas : avec et sans dispositifs d'isolation sismique à la base.

L'objectif est d'évaluer l'impact de la rigidité structurelle et de la présence d'isolateurs sur la réponse dynamique des bâtiments. Pour cela, chaque structure est modélisée numériquement, et soumise à une analyse spectrale conformément aux exigences du RPA 2024.

Les comparaisons portent principalement sur :

- la période fondamentale en précisant ceux qui respectent la limite imposée par la période empirique du RPA 2024.
- la participation massique dans les 2 directions orthogonales.
- le nombre de modes nécessaires pour atteindre les 90% de participation massique.
- L'évaluation de l'effort tranchant à la base en utilisant la méthode modale spectrale.
- Déplacement maximal au niveau de la terrasse,
- Déplacement inter-étage.
- L'effet P- Delta.
- L'effort normal réduit.

Tous cela en précisant ceux qui respectent la limite imposée par le RPA 2024.

Pour l'appareil d'isolation en gardera celui dimensionner en chapitre 03 soit pour une structure en R+4.

Les résultats obtenus permettront de mieux comprendre l'effet de l'isolation sismique en fonction de la rigidité latérale du bâtiment, et d'orienter les choix de conception pour améliorer la sécurité sismique des structures.

IV.2 Etude comparative :

On s'intéressera en premier lieu, au comportement global de la structure, pour cela on modélisera des structures en R+2, R+6, R+8, R+10 et R+12 à base fixe et base isolée.

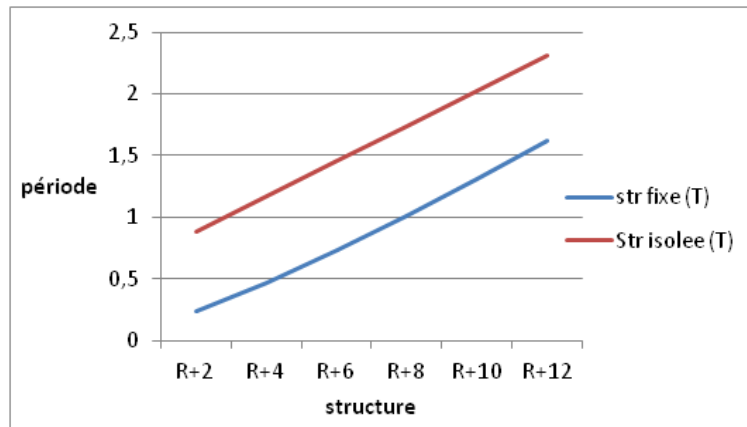
IV.2.1 la période fondamentale :

Le tableau suivant donne les périodes propres pour chaque structure à base fixe et isolée, tout en précisant l'allongement de la période et la valeur de la limite imposée par la période empirique du RPA, $T_{\text{dynamique}} < 1,3.T_{\text{empirique}}$

Tableau IV . 1: Les périodes fondamentales

Str.	Rigidité latérale str. à base fixe [KN/m ²]	Période fondamentale		Taux d'allongement de la période	1,3.T _{empirique}	T _{dynamique} < 1,3.T _{empirique}	
		Type de structure				Base fixe	Base isolée
		A base fixe	A base isolée				
R+2	496 277,92	0,237	0,879	270,8 %	0,342	CV	CNV
R+4	176 522,50	0,471	1,170	148,4 %	0,501	CV	CNV
R+6	96 362,32	0,733	1,456	98,6 %	0,646	CNV	CNV
R+8	63 492,06	1,015	1,735	70,9 %	0,781	CNV	CNV
R+10	46 511,62	1,311	2,021	54,1 %	0,907	CNV	CNV
R+12	35 909,86	1,619	2,315	42,9 %	1,263	CNV	CNV

Remarque : Rigidité des 52 appareils d'isolation= 52 x 1718,93 = 89 384.36 KN/m²



Graphe VI . 1 : Évolution de la période fondamentale en fonction de la hauteur pour les structures fixes et isolées

Commentaires :

Nous constatons en premier lieu qu'une partie des structures choisies ont des périodes inférieures à la limite imposée par le RPA et que l'autre partie ont des périodes supérieures ce qui nous donnera un aperçu global.

D'après ce 1^{er} tableau on constate que les taux d'allongement de la période sont plus importants pour les structures rigides que souples. Pour la structure en R+6 dont la rigidité latérale est relativement équivalente à celle du système d'isolation, la période de celle isolée est d'environ le double de celle fixe. Pour la structure en R+2 dont la rigidité latérale est relativement 5,5 fois celle du système d'isolation, la période de celle isolée est d'environ 4

fois celle fixe. Pour la structure en R+12 dont la rigidité latérale représente moins de la moitié de celle du système d'isolation, la période de celle isolée est d'environ celle fixe 1.5 fois. Nous pouvons dire que pour les structures dont la rigidité latérale est supérieure à celle du système d'isolation, leurs périodes sont amplifiées de plus que le double, alors que ceux dont la rigidité latérale est inférieure à celle du système d'isolation, leurs périodes sont amplifiées de moins que le double.

IV.2.2 la participation massique et nombre des modes :

La participation massique des trois premiers modes pour les structures de hauteurs variées (R+2 à R+12), selon les directions X et Y

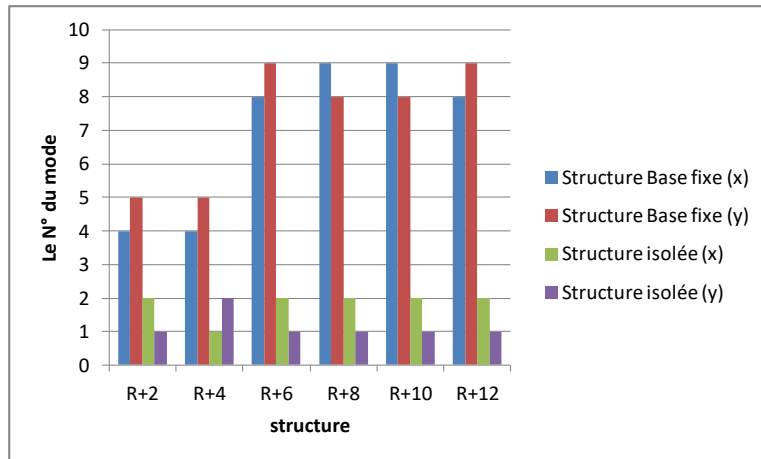
Tableau IV . 2 : la participation massique des trois premiers modes

Str.	Mode	R+2	R+4	R+6	R+8	R+10	R+12
Base fixe	1	77,601 _x	73,142 _x	72,107 _x	72,012 _y	72,196 _y	72,453
	2	77,601 _y	73,142 _y	72,107 _y	72,012 _x	72,196 _x	72,453
	3	0	0	0	0	0	0
Isolée	1	99,9044 _y	99,473 _x	98,587 _y	97,326 _y	95,820 _y	94,010 _y
	2	99,9044 _x	99,473 _y	98,587 _x	97,326 _x	95,820 _x	94,010 _x
	3	0	0	0	0	0	0

Le tableau 4.3 indique le nombre de modes propres nécessaires pour atteindre un taux de participation massique cumulé supérieur ou égal à 90 % en direction X et Y.

Tableau IV . 3 : le nombre des modes nécessaires pour atteindre les 90%

Structure	Structure à Base fixe		Structure isolée	
	Direction x	Direction y	Direction x	Direction y
R+2	4	5	2	1
R+4	4	5	1	2
R+6	8	9	2	1
R+8	9	8	2	1
R+10	9	8	2	1
R+12	8	9	2	1



Graph VI.2 : le nombre des modes nécessaires pour atteindre les 90% en fonction du type de base et de la direction selon la hauteur de la structure

Commentaires :

D'après le 2^{ème} et le 3^{ème} tableaux donnant la participation massique des trois premiers modes et le nombre de modes nécessaire pour atteindre les 90% de participation. On constate que les structures à base isolées ont besoin de juste 2 modes pour dépasser les 90 % dans les deux directions. Alors que les structures à base fixe ont besoin de plus de modes pour atteindre 90 % de participation et plus la structure est souple (nombre de niveau important) plus elle nécessite de modes.

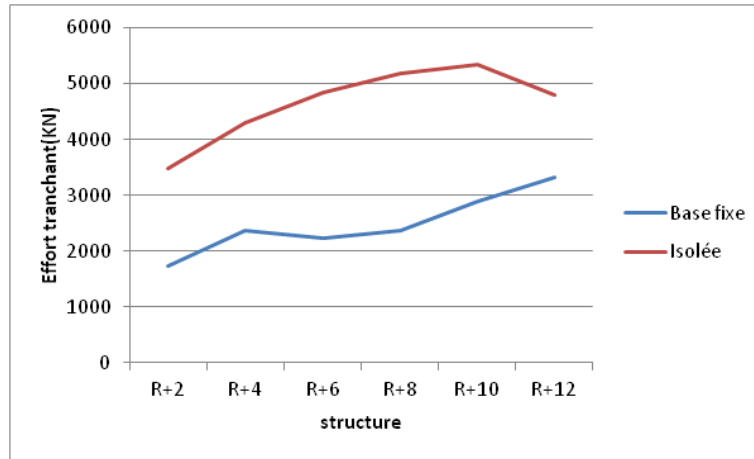
Cela montre bien l'efficacité de l'isolation sismique dans l'élimination des modes locaux et l'obtention des réponses dynamiques sur la base des 2 premiers modes fondamentaux seulement. D'ordre général, plus la structure est rigide plus la participation est importante, qu'elle soit fixe la structure ou bien isolée.

IV.2.3 L'effort tranchant à la base

Le tableau 4.4 présente l'effort tranchant à la base obtenu par la méthode modale spectrale (KN) calculé pour différentes structures (R+2 à R+12)

Tableau IV.4 : L'effort tranchant à la base

Structure	R+2	R+4	R+6	R+8	R+10	R+12
Base fixe	1740,79	2359,77	2222,80	2378,77	2879,89	3324,53
Isolée	3472,28	4306,41	4841,74	5178,54	5331,84	4790,05



Graph VI . 3 : Évolution de l'effort tranchant à la base selon le nombre de niveau comparaison entre base fixe et base isolée

Commentaires :

Nous constatons en premier lieu que la variation de l'effort tranchant à la base des structures à base fixe n'est pas proportionnelle au nombre de niveaux, autrement dit à la masse de la structure, cela s'explique par le fait que plus la structure est souple plus la valeur de l'accélération spectrale est faible, excepté la structure en R+2, toutes les autres structures ont une période fondamentale comprise entre T_2 et T_3 soit la partie décroissante du spectre de calcul.

La même constatation pourra être faite pour les structures à bases isolées, car toutes les structures excepté la structure en R+12, ont une période fondamentale comprise entre T_2 et T_3 soit la partie décroissante du spectre élastique.

Nous observons aussi que les efforts tranchants recensés sur les structures isolées sont plus importants, que ceux sur les structures à base fixe, soit de 99,5 % , 82,5%, 117,8 % , 117,7 % , 85,1% et 44,1 % respectivement, car il est évident qu'une structure plus souple est moins sujette à la force dynamique. Quoiqu'ici, le spectre introduit n'est pas le même, pour les structures à bases isolées c'est un spectre élastique alors que celui des structures à bases fixes est un spectre de calcul dit réduit, réduit par l'introduction du coefficient de comportement R et du coefficient de qualité Q_f .

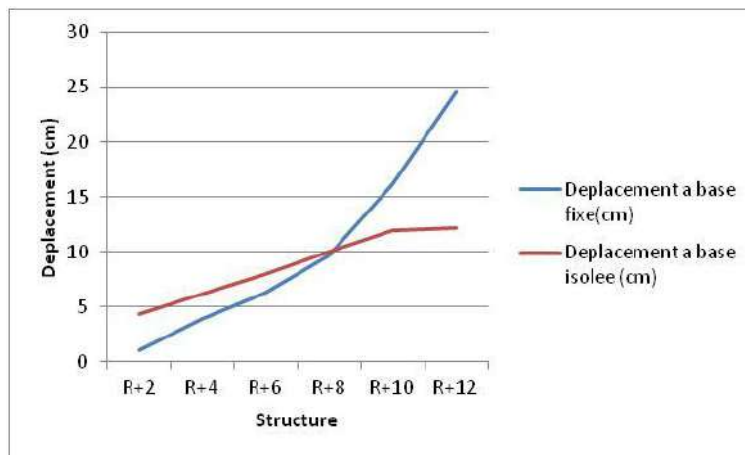
IV.2.4 Déplacement max au niveau de la terrasse

Le tableau4.5 présente les déplacements horizontaux maximaux au niveau de la terrasse pour les différentes structures.

La limite imposée par le RPA est : $\Delta_K \leq 0,0150 . ht$

Tableau IV . 5 : Déplacement max au niveau de la terrasse

Structure	Déplacement à base fixe(cm)	Déplacement à base isolée (cm)	0,015. ht (cm)	$\Delta_K \leq 0,0150. ht$	
				fixe	isolée
R+2	1,12	4,32	13,77	CV	CV
R+4	3,96	6,12	22,95	CV	CV
R+6	6,25	8,01	32,13	CV	CV
R+8	9,72	9,98	41,31	CV	CV
R+10	16,15	11,91	50,49	CV	CV
R+12	24,57	12,21	59,67	CV	CV



Graph VI . 4 : Évolution du déplacement maximal en terrasse selon le type de base et la hauteur de la structure

Commentaires :

Nous constatons en premier lieu que les déplacements enregistrés au niveau des terrasses sont proportionnels au nombre des niveaux, qu'elle soit fixe ou isolée, cette proportionnalité n'est pas la même, elle est plus prononcée pour les structures à base fixe qu'isolée, avec une augmentation de 285,7%, 54,5%, 28,1%, 2,6 % puis une diminution de 26,25% et 50,3 % respectivement. Toutefois, ces déplacements restent au-dessous de la limite autorisée.

Nous pouvons dire que lorsque la rigidité de la structure est plus importante que celle du système d'isolation les déplacements tendent vers une augmentation, alors que lorsque la rigidité de la structure est moins importante que celle du système d'isolation les déplacements tendent vers une diminution.

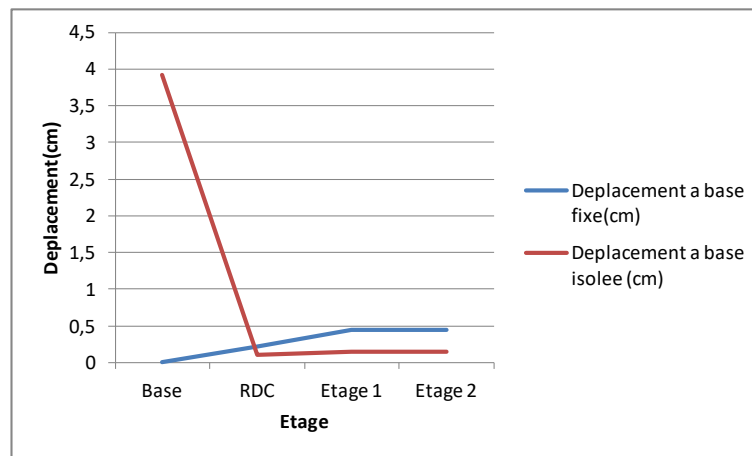
IV.2.5 Déplacement inter-étage

Les tableaux ci-dessous présentent les déplacements inter-étages pour chaque niveau pour différentes structures à base fixe et isolée.

La limite imposée par le RPA est : $\Delta_K \leq 0,0150. h_e$

Tableau IV . 6 : Déplacement inter-étage : Pour R+2 (fixe-isolée)

Etage	Déplacement à base fixe(cm)	Déplacement à base isolée (cm)	0,0150 . he (cm)	$\Delta_K \leq 0,0150. ht$	
				fixe	isolée
Etage 2	0,45	0,15	4,59	CV	CV
Etage 1	0,45	0,15	4,59	CV	CV
RDC	0,225	0,1	4,59	CV	CV
Base	0	3,92	$D_M = 9,9\text{cm}$	CV	CV

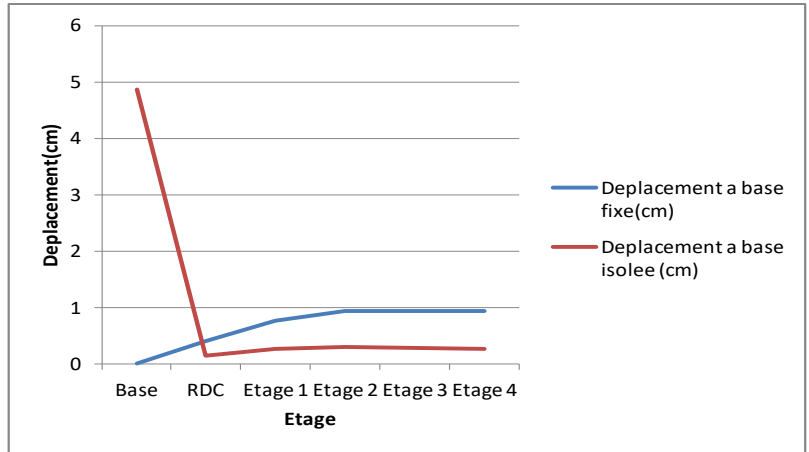


Graph VI . 5 : évolution de déplacement par étage – pour R+2 , comparaison entre base fixe et base isolée

Tableau IV . 7 :Déplacement inter-étage pour R+4 (fixe-isolée)

Etage	Déplacement à base fixe(cm)	Déplacement à base isolée (cm)	0,0150 . he (cm)	$\Delta_K \leq 0,015. ht$	
				fixe	isolée
Etage 4	0,945	0,26	4,59	CV	CV
Etage 3	0,945	0,29	4,59	CV	CV
Etage 2	0,945	0,3	4,59	CV	CV
Etage 1	0,765	0,26	4,59	CV	CV
RDC	0,405	0,15	4,59	CV	CV
Base	0	4,86	$D_M = 9,9\text{cm}$	CV	CV

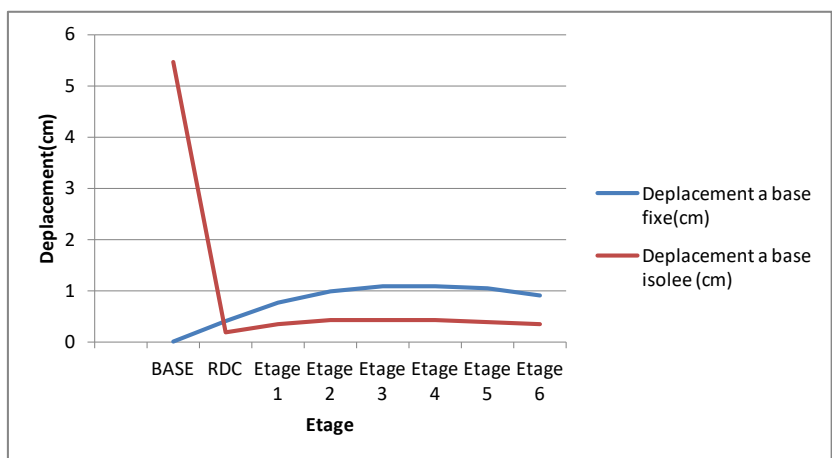
4 Etude comparative de structures de différentes rigidités en absence et en présence des dispositifs d'isolation sismique



Graph VI. 6: évolution de déplacement par étage – pour R+4 , comparaison entre base fixe et base isolée

Tableau IV . 8 :Déplacement inter-étage pour R+6 (fixe-isolée)

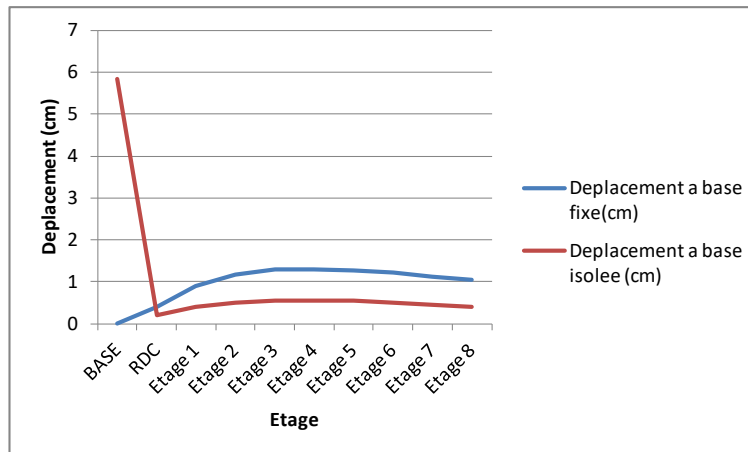
Etage	Déplacement a base fixe(cm)	Déplacement a base isolee (cm)	0,0150 . he (cm)	$\Delta_K \leq 0,0150. ht$	
				fixe	isolee
Etage 6	0,9	0,35	4,59	CV	CV
Etage 5	1,035	0,39	4,59	CV	CV
Etage 4	1,08	0,43	4,59	CV	CV
Etage 3	1,08	0,43	4,59	CV	CV
Etage 2	0,99	0,42	4,59	CV	CV
Etage 1	0,765	0,34	4,59	CV	CV
RDC	0,405	0,19	4,59	CV	CV
BASE	0	5,46	$D_M = 9,9cm$	CV	CV



Graph VI. 7: évolution de déplacement par étage – pour R+6 , comparaison entre base fixe et base isolée

Tableau IV . 9 :Déplacement inter-étage pour R+8 (fixe-isolée)

Etage	Déplacement a base fixe(cm)	Déplacement a base isolée (cm)	0,0150 . he (cm)	$\Delta_K \leq 0,0150. ht$	
				fixe	isolée
Etage 8	1,035	0,41	4,59	CV	CV
Etage 7	1,125	0,45	4,59	CV	CV
Etage 6	1,215	0,49	4,59	CV	CV
Etage 5	1,26	0,54	4,59	CV	CV
Etage 4	1,305	0,56	4,59	CV	CV
Etage 3	1,305	0,56	4,59	CV	CV
Etage 2	1,17	0,51	4,59	CV	CV
Etage 1	0,9	0,41	4,59	CV	CV
RDC	0,405	0,21	4,59	CV	CV
BASE	0	5,84	$D_M=9,9cm$	CV	CV

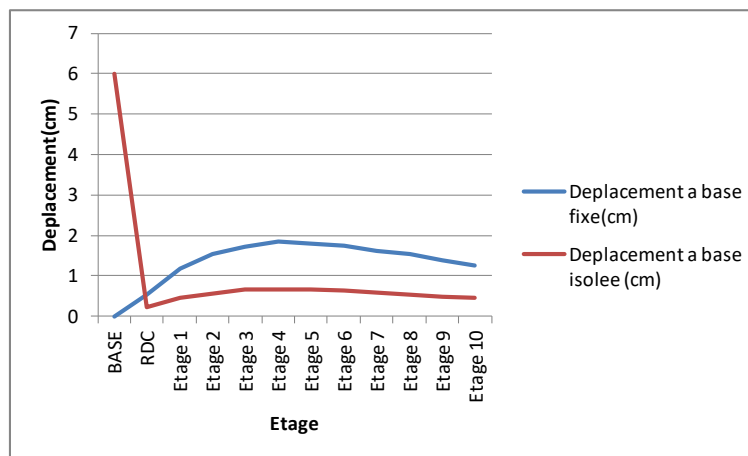


Graphe VI . 8: évolution de déplacement par étage – pour R+8 ,comparaison entre base fixe et base isolée

Tableau IV . 10 :Déplacement inter-étage pour R+10 (fixe-isolée)

Etage	Déplacement a base fixe(cm)	Déplacement a base isolée (cm)	0,0150 . he (cm)	$\Delta_K \leq 0,0150. ht$	
				fixe	isolée
Etage 10	1,26	0,45	4,59	CV	CV
Etage 9	1,395	0,48	4,59	CV	CV
Etage 8	1,53	0,53	4,59	CV	CV
Etage 7	1,62	0,59	4,59	CV	CV

Etage 6	1,755	0,63	4,59	CV	CV
Etage 5	1,8	0,65	4,59	CV	CV
Etage 4	1,845	0,67	4,59	CV	CV
Etage 3	1,71	0,65	4,59	CV	CV
Etage 2	1,53	0,57	4,59	CV	CV
Etage 1	1,17	0,45	4,59	CV	CV
RDC	0,54	0,23	4,59	CV	CV
BASE	0	6,01	$D_M=9,9\text{cm}$	CV	CV



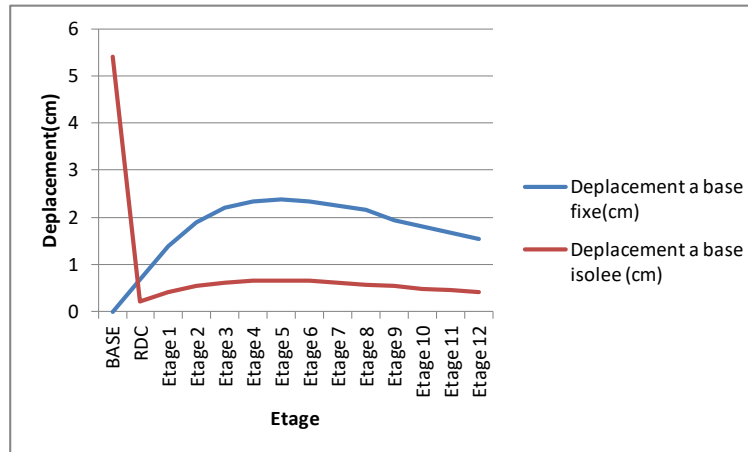
Graph VI . 9: évolution de déplacement par étage – pour R+10 ,comparaison entre base fixe et base isolée.

Tableau IV . 11: Déplacement inter-étage pour R+12 (fixe-isolée)

Etage	Déplacement a base fixe(m)	Déplacement a base isolée (m)	0,0150 . he (m)	$\Delta_K \leq 0,0150 . ht$	
				fixe	isolée
Etage 12	1,53	0,41	4,59	CV	CV
Etage 11	1,665	0,45	4,59	CV	CV
Etage 10	1,8	0,48	4,59	CV	CV
Etage 9	1,935	0,54	4,59	CV	CV
Etage 8	2,16	0,57	4,59	CV	CV
Etage 7	2,25	0,62	4,59	CV	CV
Etage 6	2,34	0,65	4,59	CV	CV
Etage 5	2,385	0,65	4,59	CV	CV
Etage 4	2,34	0,65	4,59	CV	CV
Etage 3	2,205	0,62	4,59	CV	CV

4 Etude comparative de structures de différentes rigidités en absence et en présence des dispositifs d'isolation sismique

Etage 2	1,89	0,54	4,59	CV	CV
Etage 1	1,395	0,42	4,59	CV	CV
RDC	0,675	0,21	4,59	CV	CV
BASE	0	5,4	$D_M=9,9\text{cm}$	CV	CV



Graphe VI . 10: évolution de déplacement par étage – pour R+12 ,comparaison entre base fixe et base isolée

Commentaires :

Nous constatons en premier lieu que les déplacements relatifs enregistrés au niveau des différentes structures à base fixe sont largement supérieurs à ceux enregistrés au niveau des structures à base isolées. Cela s'explique par le fait que les structures à bases isolées se déplacent en bloc (dans toute sa totalité) et y a peu de déplacement interne (relatif).

Toutefois, la structure qu'elle soit fixe ou isolée prendra la même allure. D'ordre général, tous les déplacements relatifs restent en dessous de la limites autorisées.

D'autre part, la déformation des appareils d'isolation est proportionnelle avec l'importance de l'effort tranchant à la base.

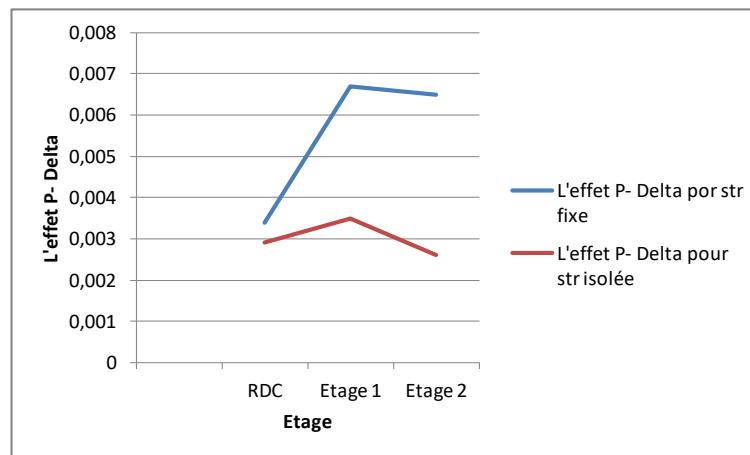
IV.2.6 L'effet P- Delta.

Les tableaux ci-dessous présentent L'effet P- Delta pour chaque niveau pour différentes structures à base fixe et isolée.

La limite imposée par le RPA est : $\theta_K < 0,10$

Tableau IV . 12 :L'effet P- Delta pour R+2 (fixe-isolée)

Etage	L'effet P- Delta pour str fixe	L'effet P- Delta pour str isolée	$\theta_K < 0,10$	
			fixe	isolee
Etage 2	0,0065	0,0026	CV	CV
Etage 1	0,0067	0,0035	CV	CV
RDC	0,0034	0,0029	CV	CV

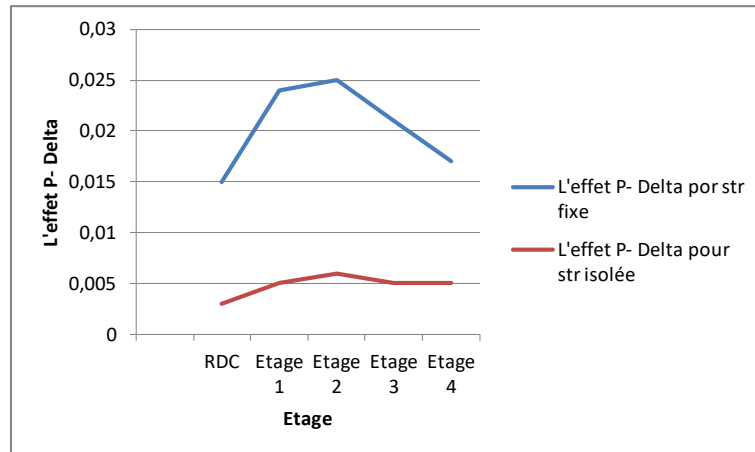


Graphe VI . 11 : évolution de L'effet P- Delta pour R+2, comparaison entre base fixe et base isolée

Tableau IV . 13 :L'effet P- Delta pour R+4 (fixe-isolée)

Etage	L'effet P- Delta por str fixe	L'effet P- Delta pour str isolée	$\theta_K < 0,10$	
			fixe	isolee
Etage 4	0,017	0,005	CV	CV
Etage 3	0,021	0,005	CV	CV
Etage 2	0,025	0,006	CV	CV
Etage 1	0,024	0,005	CV	CV
RDC	0,015	0,003	CV	CV

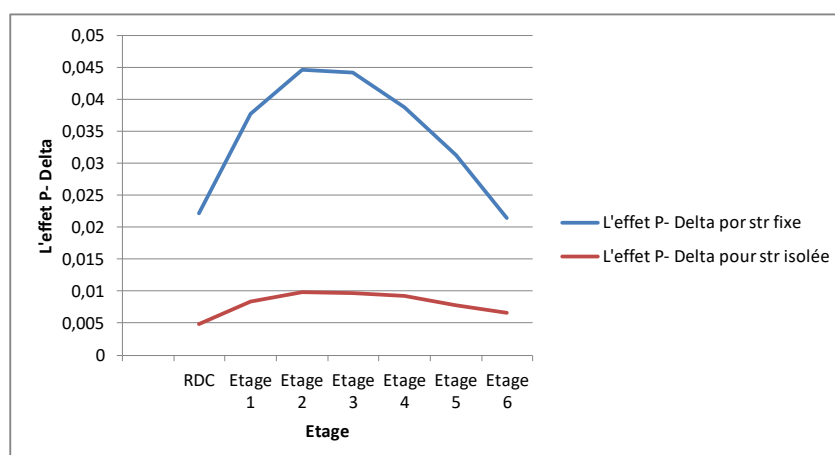
4 Etude comparative de structures de différentes rigidités en absence et en présence des dispositifs d'isolation sismique



Graph VI . 12: évolution de L'effet P- Delta pour R+4, comparaison entre base fixe et base isolée

Tableau IV . 14: L'effet P- Delta pour R+6 (fixe-isolée)

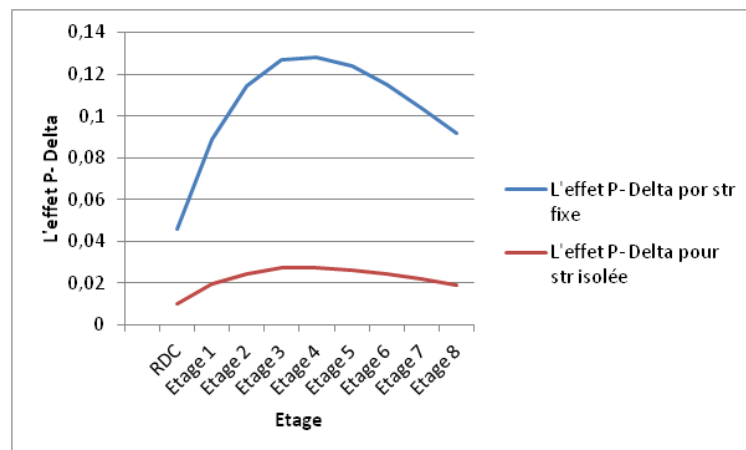
Etage	L'effet P- Delta por str fixe	L'effet P- Delta pour str isolée	$\theta_K < 0,10$	
			fixe	isolee
Etage 6	0,0214	0,0066	CV	CV
Etage 5	0,0312	0,0078	CV	CV
Etage 4	0,0387	0,0092	CV	CV
Etage 3	0,0441	0,0097	CV	CV
Etage 2	0,0446	0,0099	CV	CV
Etage 1	0,0377	0,0083	CV	CV
RDC	0,0221	0,0048	CV	CV



Graph VI . 13: évolution de L'effet P- Delta pour R+6, comparaison entre base fixe et base isolée

Tableau IV . 15:L'effet P- Delta pour R+8 (fixe-isolée)

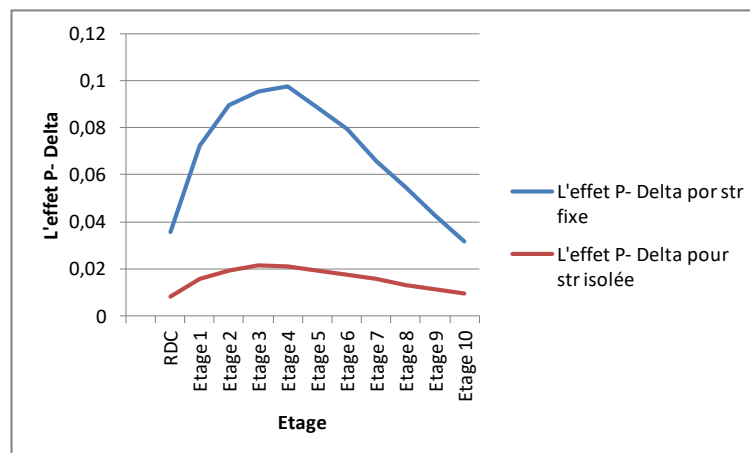
Etage	L'effet P- Delta por str fixe	L'effet P- Delta pour str isolée	$\theta_K < 0,10$	
			fixe	isolée
Etage 8	0,0266	0,0083	CV	CV
Etage 7	0,0363	0,0097	CV	CV
Etage 6	0,0470	0,0113	CV	CV
Etage 5	0,0564	0,0132	CV	CV
Etage 4	0,0649	0,0145	CV	CV
Etage 3	0,0701	0,0153	CV	CV
Etage 2	0,0668	0,0146	CV	CV
Etage 1	0,0547	0,0121	CV	CV
RDC	0,0266	0,0064	CV	CV



Graph VI . 14: évolution de L'effet P- Delta pour R+8, comparaison entre base fixe et base isolée

Tableau IV . 16:L'effet P- Delta pour R+10 (fixe-isolée)

Etage	L'effet P- Delta por str fixe	L'effet P- Delta pour str isolée	$\theta_K < 0,10$	
			fixe	isolée
Etage 10	0,0319	0,0098	CV	CV
Etage 9	0,0426	0,0112	CV	CV
Etage 8	0,0546	0,0131	CV	CV
Etage 7	0,0659	0,0156	CV	CV
Etage 6	0,0796	0,0177	CV	CV
Etage 5	0,0889	0,0193	CV	CV
Etage 4	0,0974	0,0210	CV	CV
Etage 3	0,0952	0,0213	CV	CV
Etage 2	0,0896	0,0194	CV	CV
Etage 1	0,0725	0,0158	CV	CV
RDC	0,0358	0,0083	CV	CV



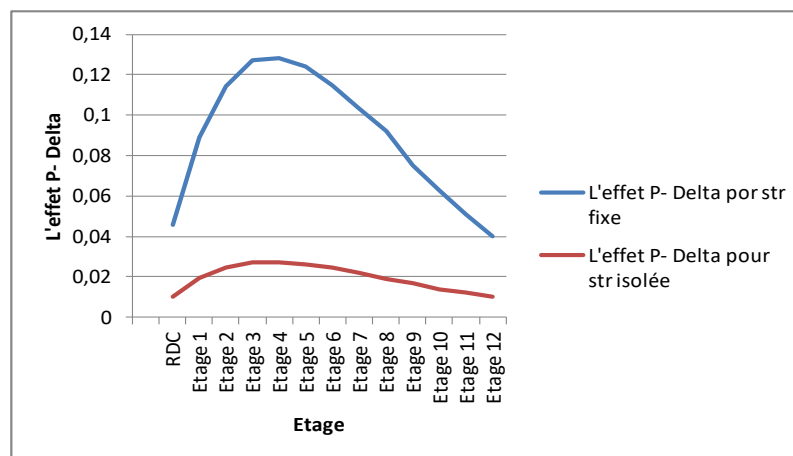
Graphe VI . 15: évolution de L'effet P- Delta pour R+10, comparaison entre base fixe et base isolée

Tableau IV . 17:L'effet P- Delta pour R+12 (fixe-isolée)

Etage	L'effet P- Delta por str fixe	L'effet P- Delta pour str isolée	$\theta_K < 0,10$	
			fixe	isolée
Etage 12	0,0402	0,0102	CV	CV
Etage 11	0,0511	0,0120	CV	CV
Etage 10	0,0629	0,0138	CV	CV
Etage 9	0,0752	0,0166	CV	CV

4 Etude comparative de structures de différentes rigidités en absence et en présence des dispositifs d'isolation sismique

Etage 8	0,0919	0,0188	CV	CV
Etage 7	0,1034	0,0219	CNV	CV
Etage 6	0,1149	0,0245	CNV	CV
Etage 5	0,1241	0,0259	CNV	CV
Etage 4	0,1283	0,0273	CNV	CV
Etage 3	0,1270	0,0272	CNV	CV
Etage 2	0,1144	0,0245	CNV	CV
Etage 1	0,0890	0,0196	CV	CV
RDC	0,0459	0,0100	CV	CV



Graphe VI . 16: évolution de L'effet P- Delta pour R+12, comparaison entre base fixe et base isolée

Commentaires :

L'effet $P-\Delta$ enregistré dans les structures isolée est fortement réduit comparativement à ceux des structures à base fixe, cela s'explique par le fait que la structure à base isolée se déplace en bloc (dans toute sa totalité) et y a peu de déplacement interne (relatif) donc moins d'effet de seconde ordre.

La base isolée améliore la stabilité globale, en réduisant les effets secondaires dus aux déplacements.

IV.2.7 Effort normal réduit Pour les poteaux :

Le tableau suivant présente la répartition de l'effort normal réduit N_d dans les poteaux pour différentes structures (de R+2 à R+12) de base : fixe et isolée. La vérification est effectuée par rapport à la limite réglementaire définie par $N_d \max \leq 0.35 \times 0.40 \times 0.40 \times 25000 = 1400$ KN conformément aux recommandations du RPA.

Tableau IV . 18 : Effort normal réduit Pour les poteaux

Niveau	R+2		R+4		R+6		R+8		R+10		R+12	
	Fixe	Isolée	Fixe	Isolée	Fixe	Isolée	Fixe	Isolée	Fixe	Isolée	Fixe	Isolée
12											190,74	190,83
11											379,49	379,61
10									191,15	198,11	568,44	568,61
9									381,13	381,35	757,47	757,66
8							191,13	191,21	571,17	571,49	946,53	946,77
7							381,75	381,94	754	761,64	1135,70	1135,97
6					190,85	190,85	572,32	572,58	951,31	951,72	1324,99	1325,28
5					381,62	381,67	762,87	763,20	1141,41	1141,92	1514,39	1514,71
4			190,51	190,53	572,26	572,35	953,37	953,74	1331,52	1332,06	1703,92	1704,25
3			381,12	381,14	762,86	762,96	1143,82	1144,21	1521,66	1522,21	1893,53	1893,91
2 ^{ème}	195,66	195,97	576,03	571,62	953,34	953,43	1334,14	1334,57	1711,79	1712,33	2083,35	2083,67
1 ^{er}	387,32	387,84	767,83	762,07	1143,73	1143,81	1524,51	1524,87	1901,94	1902,47	2273,26	2273,57
RDC	580,85	581,49	952,25	952,33	1333,89	1333,9	1714,63	1714,93	2091,97	2092,44	2463,16	2463,44

Les cellules en vert l'effort normal réduit ne dépasse pas la limite

Les cellules en rouge l'effort normal réduit dépasse la limite

Commentaires :

Nous constatons en premier lieu que les efforts normaux réduits dans les différentes structures, qu'elles soient fixe ou isolée est identiques.

Donc, nous pouvons dire que l'emploi des appareils d'isolation n'a aucun effet sur les efforts développés au niveaux des poteaux.

IV.2.8 Conclusion

L'étude comparative menée dans ce chapitre sur des structures à contreventement constituées de voiles de différents niveaux, avec et sans isolation sismique, a permis de confirmer l'influence significative de la rigidité latérale en présence de l'isolation sur la réponse dynamique des bâtiments. Il ressort clairement que l'isolation à la base entraîne une augmentation de la période fondamentale, ce qui réduit les efforts sismiques transmis à la superstructure. Les déplacements inter-étages ainsi que les effets P-Delta sont significativement réduits dans les structures isolées. En revanche, les efforts tranchants à la base sont amplifiés et l'effort normal réduit reste peu affecté par l'isolation. Ces résultats démontrent l'efficacité des dispositifs d'isolation pour améliorer la stabilité et la sécurité des bâtiments en zones sismiques élevées.

Conclusions et perspectives

Conclusions et perspectives

Traditionnellement, la conception parasismique repose sur le renforcement des structures afin de les rendre capables de résister aux charges induites par un séisme. Cependant, cette approche présente des limites en termes de performance et de durabilité. Face à ces défis, l'isolation sismique est apparue comme une solution innovante et performante.

À l'issue de cette étude, il ressort que l'isolation sismique constitue une avancée déterminante dans la conception des structures en zones à fort aléa sismique. En modifiant la période fondamentale de la structure et en dissipant une partie de l'énergie sismique, les dispositifs d'isolation permettent une nette réduction des efforts sismiques, des déplacements inter-étages et des contraintes dynamiques, tout en assurant une meilleure sécurité pour les occupants.

La comparaison entre les structures à base fixe et celles à base isolée de différentes rigidités a mis en évidence les avantages notables de l'isolation, notamment une augmentation significative de la période fondamentale et une réduction des déplacements relatifs et globaux. Ces résultats confirment que l'emploi de système d'isolation offre des performances mécaniques supérieures et une meilleure protection parasismique.

Toutefois, l'intégration de ces systèmes nécessite une maîtrise rigoureuse des critères de dimensionnement, une conformité stricte aux règlements techniques et un surcoût initial. Ainsi, leur usage doit être réservé en priorité aux structures critiques ou à usage vital, en tenant compte des conditions locales du site.

Les principaux résultats peuvent être résumés comme suit:

- L'isolation à la base entraîne une augmentation notable de la période fondamentale, améliorant ainsi le comportement dynamique global de la structure.
- Les déplacements inter-étages sont réduits de manière significative dans les structures isolées, contribuant à une meilleure stabilité.
- Le déplacement au niveau de la terrasse augmente avec le nombre d'étages, mais cette augmentation est plus forte dans les structures à base fixe. Dans les structures isolées, les déplacements deviennent plus faibles lorsque la structure est plus souple que le système d'isolation,
- L'effet P-Delta est atténué de manière importante dans les structures isolées, ce qui réduit les risques d'instabilité globale.
- L'effort tranchant à la base est légèrement plus élevé dans les structures isolées, mais reste dans des limites acceptables .
- L'effort normal réduit sur les poteaux reste équivalent dans les deux cas, ce qui signifie que les contraintes verticales ne sont pas impactées négativement par l'isolation.

En perspective, Dans le prolongement de ce travail, plusieurs axes de recherche peuvent être explorés. Il serait intéressant d'étudier l'effet des dispositifs d'isolation sur d'autres types de structures, notamment celles en charpente métallique ou mixtes. Par ailleurs, la prise en compte du comportement non linéaire des matériaux et des isolateurs permettrait de raffiner les modélisations. Enfin, une analyse coûts-bénéfices intégrant les données économiques algériennes permettrait de déterminer les conditions optimales d'intégration de l'isolation sismique dans les projets courants de construction et de réhabilitation.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

Aiken, I. *James M. Kelly Collection: NM0034* «National Information Service for Earthquake Engineering (NISEE) », UC Berkeley.

Assandra, D. (2010). « *Étude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques (Thèse de doctorat)* » Université de Montréal.

BAEL 91 révisé 99, A. (1999). « *AEL 91 révisé 99 – Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites* » paris: Association Française de Normalisation.

Ben Mekki, O. (2006). « *Amortissement semi-actif des structures flexibles (Thèse de doctorat)* » Roma: École Nationale des Ponts et Chaussées & Università degli Studi di Roma, "Tor Vergata".

Bridges, A. (2020). « *Utilisation des isolateurs FPS dans les ouvrages d'art en zones sismiques* » Récupéré sur Algerian Bridges Company.: <https://bridges-30.com/>

Bridgestone. (2024). « *présentation officielle des isolateurs sismiques à caoutchouc laminé, dont les HDRB* » Récupéré sur Bridgestone Corporation : https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/

Ettahri, S. (2019). « *Étude comparative de la structure RDC+5 étages avec et sans système d'isolation (Mémoire de master)* » Médéa: Université Dr. Yahia Farès.

Eurocode8. (2005). « *EN 1998 2:2005+A2:2011 Eurocode 8 – Seismic design of bridges: Section 7.5.2.2 – Stiffness in vertical direction* » Brussels: European Committee for Standardization (CEN).

F.Y.Cheng, H. (2008). « *Smart structures innovative systems for seismic reponse control* » New York: Taylor & Francis group London New York.

Guéraud, R., Noel-Leroux, J.-P., Livolant, M., & Michalopoulos, A. P. (1985). « *Seismic isolation using sliding elastomer bearing pads* » Nuclear Engineering and Design , 363–377.

HADDAD, S. E. (s.d.). Récupéré sur SARL ETHB HADDAD: <https://ethbhaddad.com/>

Hadji. & Ouakil, M. (2019). « *L'effet de l'appui parasismique sur la réponse d'un bâtiment (Mémoire de master)* » Bouira: Université de Bouira.

Hamouche, S., & Kadri, M. (2009). « *Modélisation et étude de l'isolation sismique des constructions* » Béjaia: Université Abderrahmane Mira Béjaia.

Inc., A. C. (s.d.). « *Foothill Law & Justice Center* » Récupéré sur Angeles Contractor: <https://angelescontractor.com/portfolio-item/foothill-law-justice-center/>

Infrarail. (2024, mai). « *Le groupe public de construction ferroviaire et ses filiales* » Récupéré sur Infrarail: <https://www.fipmec.it/en/>

Jangid, R. S. (2005). « *Optimum friction pendulum system for near fault motions* » *Engineering Structures* , 349–359.

Kang, B. S., Kang, G. J., & Moon, B. Y. (2003). « *hole and lead plug effect on fiber reinforced elastomeric isolator for seismic isolation* » *Journal of Materials Processing Technology* , 592–597.

Kelly, T. E., & Holmes, S. E. (2001). « *Base isolation of structures: Design guidelines* » Holmes Consulting Group Ltd.

Khelladi, M. (2021). « *Conception d'un nouveau système d'isolation sismique à la base (Thèse de doctorat)* » Blida: conception d'un nouveau système d'isolation, Thèse de doctorat.

Mageba. (2014). « *Constantine Overpass (Algeria)* » Récupéré sur Mageba: https://www.mageba-group.com/ae/data/docs/fr_AE/3939/Refseeht-Constantine-Overpass-ch-en.pdf?v=1.1

Mageba. (2023). « *Isolateurs parasismiques HDRB – Solutions pour bâtiments et infrastructures* » Récupéré sur mageba-group: www.mageba-group.com

Mageba. (2023). « *LASTO®LRB lead rubber bearings – Seismic protection devices [Catalogue technique]* » Récupéré sur mageba group: www.mageba-group.com

Megnounif, A. (2024). « *Règles parasismiques algériennes (RPA 2024) — Partie II : Méthodes de calcul et justifications, Chapitre 17C* » Telemcen,ALGERIA.

Megnounif, A. (2025). « *RPA 2024 – Chapitre 18G : Isolation sismique à la base* » TELEMCCEN,ALGER.

N, M., & M, K. (1987). « *Dynamics of resilient friction base* » *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* , 397-390.

Naeim, F. &. ((1999). « *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice* » John Wiley & Sons.

Nippon.com. (2019, mars 4). « *Le Japon est-il prêt pour le prochain grand séisme ?* » Récupéré sur Nippon.com: <https://www.nippon.com/fr/views/b01101/>

Ounis Hadj, M. (2014). « *Conception parasismique des ouvrages de génie civil en zone à forte sismicité* » Batna: Université Batna 2.

PlanRadar. (s.d.). « *Construction parasismique : apprendre du Japon* » Récupéré sur planradar: <https://www.planradar.com/fr/construction-parasismique/>

RPA. (2024). « *D.T.R. – B.C. 2.48 : Règles parasismiques algériennes (RPA 2024)* » ALGER: Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.

UBC97. (1997). « *Uniform Building Code – Volume 2: Structural Engineering Design Provisions – Section A-16-C: Base Isolation Design* » Whittier, CA.: International Conference of Building Officials.

Zayas, V. L. (1987). « *The FPS Earthquake Resisting System* » California: Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.