



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère De L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب

Université d'Ain-Temouchent - Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Travaux Publics

Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master
Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

**Conception et Simulation Numérique des Systèmes d'Isolation
Sismique à la Base Selon les Nouvelles Règles Parasismiques
Algériennes (RPA2024)**

PRESENTE PAR:

ADEL BOUMECHRA.

AKIL MEDDAH.

Soutenu le 27 Juin 2026

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

PRESIDENT : Pr. TAHAR BERRAHBAH Amina.

EXAMINATEUR : Dr. MOUSSE Ouahiba.

ENCADREUR : Dr. DERBAL Rachid et Dr. BENMANSOUR Nassima.

INVITE : BENNACEUR Sidi Mohamed

ANNEE UNIVERSITAIRE : 2025/2026.

I. Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mes encadrants académiques les Professeurs Rachid Derbal et Bennacer Sidi Mohamed et Saïd abdelrahmen et Hakim Kaddour, pour leur accompagnement, leurs conseils précieux et leur disponibilité tout au long de ce travail.

Je remercie également l'ingénieur Mostapha Zaid du CTC, pour son encadrement lors de mon stage de Licence 3, ainsi que toute l'équipe du CTC pour leur accueil et leur expérience enrichissante.

Mes sincères remerciements vont également au bureau d'études LAPO Mahi, ainsi qu'à Mr Mahi Khalil et Hicham, pour leur encadrement lors de mon stage de mémoire et leur aide précieuse dans la réalisation de ce travail.

Enfin, je remercie toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce projet

II. Dédicace

Je remercie Dieu Tout-Puissant de m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce travail à ma très chère mère Abbes Khadîdja, qui a été mon plus grand soutien, ma force et ma source d'amour inconditionnel tout au long de mon parcours.

À la mémoire de mon cher père Abdelkader Boumechera, que Dieu lui accorde Sa miséricorde et l'accueille dans Son vaste paradis. Son souvenir reste pour moi une source permanente de motivation et de courage.

À ma sœur, à mes oncles, à mon grand-père et à toute ma famille, pour leur soutien, leurs encouragements et leur présence constante durant mes études.

À mes amis et collègues, qui ont partagé avec moi les moments de difficulté comme ceux de réussite.

Boumechera Adel

III. Dédicace

Je remercie Dieu Tout-Puissant de m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce travail à ma très chère mère, Mme Meddah, qui a été tout au long de mon parcours mon plus grand soutien, ma source de réconfort, de courage et d'amour inconditionnel.

À mon cher père, M. Meddah, qui est toujours présent à mes côtés, je rends hommage pour ses sacrifices, ses conseils, son soutien indéfectible et l'affection précieuse qu'il m'a toujours témoignée. Sa présence constitue pour moi une source constante de motivation et de fierté.

À ma sœur, à mes oncles, à mon grand-père et à toute ma famille, j'exprime ma profonde gratitude pour leur soutien, leurs encouragements et leur présence bienveillante tout au long de mes études.

À mes amis et collègues, qui ont partagé avec moi les moments de difficulté comme ceux de réussite, je présente mes sincères remerciements.

Meddah Akil

IV. Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude comparative du comportement sismique de structures en béton armé, avec et sans isolation sismique à la base, conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024). L'objectif principal est d'évaluer l'efficacité des systèmes d'isolation en particulier les isolateurs à Haut Amortissement en Caoutchouc (HDRB) et le système à Pendule à Friction (FPS) dans la réduction des forces sismiques transmises à la superstructure.

Une revue bibliographique approfondie est d'abord présentée, suivie d'une analyse des effets des séismes sur les constructions en génie civil dans le contexte algérien. Le règlement parasismique algérien RPA 2024 est ensuite détaillé, notamment ses exigences relatives à l'isolation sismique. Un bâtiment R+9 avec sous-sol, situé en zone sismique élevée, est retenu comme cas d'étude.

Les analyses sismiques sont conduites sous le logiciel ETABS, selon la méthode modale spectrale. Les résultats montrent que l'isolation par HDRB réduit l'effort tranchant à la base de 54 %, les accélérations au sommet de 89 % et permet des économies de ferraillage allant jusqu'à 50 % sur les petites sections. Ces conclusions confirment la pertinence de l'isolation sismique à la base dans le contexte parasismique algérien.

Mots-clés : *Séismes, Isolation sismique à la base, RPA 2024, HDRB, FPS, ETABS, Béton armé, Analyse modale spectrale.*

V. Abstract

This thesis presents a comparative study of the seismic behavior of reinforced concrete structures, with and without base isolation systems, in accordance with the Algerian Seismic Regulation (RPA 2024). The primary objective is to evaluate the efficiency of isolation systems particularly High-Damping Rubber Bearings (HDRB) and Friction Pendulum Systems (FPS) in reducing seismic forces transmitted to the superstructure.

A comprehensive literature review is first presented, followed by an analysis of earthquake effects on civil engineering structures within the Algerian context. The RPA 2024 seismic regulation is then detailed, with emphasis on base isolation requirements. A R+9 building with basement, located in a high seismicity zone, is selected as the case study.

Seismic analyses are performed using Etabs software, based on the modal response spectrum method. Results demonstrate that HDRB isolation reduces base shear forces by 54%, roof accelerations by 89%, and enables reinforcement savings of up to 50% for small column sections. These findings confirm the relevance of base isolation in the Algerian seismic context.

Keywords: *Earthquakes, Base isolation, RPA 2024, HDRB, FPS, ETABS, Reinforced concrete, Modal spectral analysis.*

VI. ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة مقارنة للسلوك الزلزالي للمنشآت الخرسانية المسلحة، مع وبدون اعتماد أنظمة العزل يهدف هذا العمل إلى تقييم فعالية (RPA 2024) الزلزالي في القاعدة، وفقاً لأحكام النظام الجزائري لمقاومة الزلازل ، في تقليل (FPS) ونظام البندول الاحتكاكي (HDRB) تقنيات العزل الزلزالي، لا سيما عوازل المطاط عالي الإخماد . التأثيرات الزلزالية المنقولة إلى البنية الفوقية وتحسين الأداء الديناميكي للمنشآت

في البداية، تم تقديم مراجعة بليوغرافية شاملة حول مفهوم الزلازل، سلوك المنشآت تحت الأحمال الزلزالية، ومبادئ العزل الزلزالي، مع إبراز تطور هذا المجال في السياقين الدولي والجزائري. بعد ذلك، تم تحليل الإطار التنظيمي لـ مع التركيز على المتطلبات الخاصة بتصميم المنشآت المعزولة زلزالياً RPA 2024

، يقع في منطقة ذات (R+9) تمثلت الدراسة التطبيقية في مبنى خرسانة مسلحة مكوّن من طابق أرضي وتسعة طوابق ، بالاعتماد على طريقة التحليل ETABS نشاط زلزالي مرتفع. أنجزت النمذجة والتحليلات العددية باستخدام برنامج الطيفي المودي

مكّن من تقليص قوة القص القاعدية بنسبة 54%، وخفض HDRB أظهرت النتائج أن استخدام نظام العزل بواسطة التسارع في قمة المنشأ بنسبة 89%، مع تحقيق اقتصاد في كميات التسليح وصل إلى 50%. كما بيّنت المقارنة أن يساهمان بفعالية في تحسين الاستجابة الزلزالية وتقليل الأضرار المحتملة FPS و HDRB نظامي

تؤكد هذه الدراسة أن اعتماد تقنيات العزل الزلزالي يمثل حلاً واعدًا وفعالاً لتعزيز سلامة المنشآت الخرسانية المسلحة في الجزائر، خاصة بالمناطق ذات الخطورة الزلزالية العالية

:الكلمات المفتاحية

الزلازل، العزل الزلزالي في القاعدة، الخرسانة المسلحة، التحليل الطيفي المودي، المباني عالية الارتفاع، العوازل ، القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل(FPS) ، نظام البندول الاحتكاكي(HDRB) المطاطية عالية التخميد ETABS، السلوك الزلزالي، (RPA2024)

VII. SOMMAIRE

Section	Page
Remerciements	
Dédicaces	
Résumé / Abstract / ملخص	
Introduction Générale	8
CHAPITRE 1 : ÉTAT DE L'ART ET REVUE BIBLIOGRAPHIQUE	10
1.1 Introduction	11
1.2 État de l'Art sur l'Isolation Sismique à la Base	12
1.2.1 Étude de l'Isolation Sismique — Minaret de la Grande Mosquée d'Alger	12
1.2.2 Analyse Comparative — Structure à Base Fixe et Isolée par FPS	13
1.2.3 Analyse comparative — Structure hôtelière isolée à la base	13
1.2.4 Étude comparative — Bâtiment d'habitation isolé par FPS et LRB	13
1.2.5 Dimensionnement et analyse sismique d'appuis FPS sur deux structures	14
1.3 Synthèse et positionnement de l'étude	15
1.4 Conclusion	15
CHAPITRE 2 : L'EFFET DES SÉISMES SUR LES CONSTRUCTIONS EN GÉNIE CIVIL	16
2.1 Introduction	17
2.2 Les Séismes : Nature et Mécanismes	18
2.2.1 Origine et classification des séismes	18
2.2.2 Mesure de l'intensité sismique	19
2.2.3 Propagation des ondes sismiques	19
2.3 Réponse Dynamique des Structures aux Séismes	20
2.3.1 Chargement sismique et forces d'inertie	20
2.3.2 Spectre de réponse sismique	20
2.3.3 Modes propres et analyse modale	21
2.3.4 Effets de site et amplification locale	21
2.4 Comportement et Dommages des Constructions sous Séismes	22
2.4.1 Mécanismes de dommages structuraux	22
2.4.2 Dommages non structuraux	23
2.4.3 Facteurs de vulnérabilité des constructions algériennes	24

Section	Page
2.4.4 Contexte Sismique de l'Algérie	25
CHAPITRE 3 : PRÉSENTATION DU RPA 2024	27
3.1 Introduction	28
3.2 Historique du RPA	28
3.3 Organisation et Structure du RPA 2024	29
3.3.1 Classification des Zones Sismiques	30
3.3.2 État limite ultime (ELU)	30
3.4 Méthodes d'Analyse Sismique	36
3.4.1 Méthode Statique Équivalente	36
3.4.2 Méthode d'Analyse Modale Spectrale	39
3.4.3 Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes	40
CHAPITRE 4 : ISOLATION SISMIQUE À LA BASE	41
4.1 Introduction	43
4.2 Historique de l'Isolation Sismique	43
4.3 Principes générales et Objectifs de l'Isolation Sismique	44
4.4 Types d'Isolateurs Sismiques (HDRB, LRB, FPS...)	45
4.5 Dispositions Générales — Dispositifs d'Isolation	47
4.6 Surveillance et Inspection des Structures Isolées	48
4.7 Règles de Calcul pour les Structures Isolées	49
4.8 Méthodes d'Analyse pour les Structures Isolées	49
4.9 Aspects Réglementaires des Dispositifs d'Isolation Sismique	49
4.10 Comportement Global d'une Structure Isolée	49
4.11 Avantages et Limites de l'Isolation Sismique	50
CHAPITRE 5 : PRÉSENTATION DU CAS D'ÉTUDE	51
5.1 Description de l'Ouvrage — Caractéristiques Géométriques	52
5.2 Codes, Normes et Logiciels de Calcul	53
5.3 Caractéristiques des Matériaux (Béton, Acier, Sol)	54
5.4 Combinaisons de Calcul — États Limites	58
5.5 Descente de Charges (Planchers, Escalier, Balcon)	60
5.6 Pré-dimensionnement des Éléments Structuraux	61
CHAPITRE 6 : ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE ENCASTRÉE À LA	67

Section	Page
BASE	
6.1 Introduction	68
6.2 Classification du Site et Paramètres Sismiques	68
6.3 Facteur de Qualité Q	69
6.4 Poids Total de la Structure W	69
6.5 Force Sismique Totale — Méthode Statique Équivalente	69
CHAPITRE 7 : MODÉLISATION — STRUCTURE FIXE ET 2 TYPES D'ISOLATEURS	70
7.1 Introduction	71
7.2 Vues de la Structure (ETABS)	72
7.3 Descente de Charges (G, Q)	74
7.4–7.9 Modélisation des Éléments Structuraux	74
7.10–7.11 Modélisation des Isolateurs HDRB et FPS	77
CHAPITRE 8 : ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE ISOLÉE À LA BASE	78
8.1.2 Dimensionnement des Appuis HDRB	78
8.1.3 Dimensionnement des Appuis FPS	85
8.1.3 Système Hybride — Couplage FPS & HDRB	87
8.2.1 Introduction	89
8.2.2 Déplacements Inter-Étages	89
8.2.3 Période Fondamentale	91
8.2.4 Effort Tranchant à la Base / Participation Massique	93
8.2.5 Accélération par Niveau	97
8.2.6 Moment Fléchissant	99
Conclusion Générale	108
Références Bibliographiques	113

VIII. LISTE DES TABLEAUX

Référence	Titre du Tableau	Page
Tableau 1.1	Résultats du mémoire n°1 — Minaret (Encastré / Isolé / Contreventé)	12
Tableau 1.2	Résultats du mémoire n°2 — Bâtiment R+8+SS (Base fixe vs FPS)	13
Tableau 1.3	Résultats du mémoire n°3 — Hôpital structure rigide (Base fixe vs FPS)	13
Tableau 1.4	Résultats du mémoire n°4 — Bâtiment hôtelier (Encastré sans/avec voile / Isolé)	13
Tableau 1.5	Résultats du mémoire n°5 — Bâtiment R+2 (Encastré vs Isolé LRB/FPS)	13
Tableau 1.6	Résultats du mémoire n°6 — Structure 01 forme barre R+5 (Encastré vs FPS)	14
Tableau 1.7	Résultats du mémoire n°7 — Structure 02 forme en L R+4 (Encastré vs FPS)	14
Tableau 3.1	Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone	30
Tableau 3.2	Conditions d'application de la méthode statique équivalente	36
Tableau 3.3	Valeurs du coefficient de pondération ψ pour la charge d'exploitation	37
Tableau 3.4	Valeurs du coefficient CT	38
Tableau 3.5	Détermination de la période T_0 à utiliser dans les calculs	38
Tableau 4.1	Conditions requises de la Méthode Statique Linéaire Équivalente	49
Tableau 5.1	Données Géométriques du Bâtiment	52
Tableau 5.2	Paramètres Géotechniques du Site	57
Tableau 5.3	Composante verticale de l'action sismique	58
Tableau 5.4	Groupe d'importance	59
Tableau 5.5	Plancher Corps Creux — Étage Courant (descente de charges)	60
Tableau 5.6	Plancher Dalle Pleine — Étage Courant (descente de charges)	60
Tableau 5.7	Plancher Balcon — Étage Courant (descente de charges)	60
Tableau 5.8	Plancher Corps Creux — Terrasse (descente de charges)	60

Référence	Titre du Tableau	Page
Tableau 5.9	Plancher Dalle Pleine — Terrasse (descente de charges)	61
Tableau 5.10	Plancher Balcon — Terrasse (descente de charges)	61
Tableau 5.11	Escalier — Descente de Charges	61
Tableau 5.12	Charge d'exploitation	63
Tableau 5.13	Vérification des Poteaux — Contrainte Normalisée	64
Tableau 6.1	Paramètres Sismiques de Conception (RPA 2024)	68
Tableau 6.2	Classification des sites	68
Tableau 6.3	Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique (type 1 et 2)	68
Tableau 6.4	Coefficient d'accélération	68
Tableau 6.5	Facteur de qualité	68
Tableau 6.6	Coefficient de comportement global de la structure	68
Tableau 6.7	Poids total de la structure W	69
Tableau 6.8	Coefficient λ	69
Tableau 6.9	Coefficient CT	69
Tableau 6.10	Spectre de réponse élastique	69
Tableau 6.11	Action sismique	70
Tableau 6.12	Vérification des Poteaux — Contrainte Normalisée	70
Tableau 8.1	Données de Calcul HDRB	78
Tableau 8.2	Facteur de zone sismique	78
Tableau 8.3	Coefficient z	79
Tableau 8.4	Intensité maximum capable de tremblement de terre	79
Tableau 8.5	MM (magnitude de moment)	80
Tableau 8.6	Proximité de la faille active	80
Tableau 8.7	Résultats de calcul HDRB	84
Tableau 8.8	Données des calculs FPS	85
Tableau 8.9	Résultats des calculs FPS	87
Tableau 8.10	Configurations de Couplage FPS–HDRB	88
Tableau 8.11	Déplacements inter-étages (m) selon les trois configurations structurales	89
Tableau 8.12	Synthèse des réductions de drift par rapport à la structure encastrée	90

Référence	Titre du Tableau	Page
Tableau 8.13	Périodes fondamentales et allongements relatifs	91
Tableau 8.14	Efforts tranchants à la base et réductions par rapport à la structure encastrée	93
Tableau 8.15	Participation massique cumulée par mode (HDRB, Encastré, FPS)	94
Tableau 8.16	Synthèse : mode d'atteinte du seuil de 90 % de participation massique	95
Tableau 8.17	Accélérations par niveau (m/s^2) selon les trois configurations	97
Tableau 8.18	Synthèse des réductions d'accélération au sommet	98
Tableau 8.19	Moments fléchissant par niveau ($KN \cdot m$) selon les trois configurations	99
Tableau 8.20	Périodes fondamentales Mode 1 des quatre types de couplage	100
Tableau 8.21	Moments fléchissant ($KN \cdot m$) des quatre configurations de couplage	102
Tableau 8.22	Efforts tranchants à la base (KN) des quatre configurations de couplage	104
Tableau 8.23	Déplacements inter-étages (m) des quatre configurations de couplage	105
Tableau 8.24	Ferraillage des poteaux (cm^2) par section et par configuration	106
Tableau 8.25	Réduction du ferraillage (%) par rapport à la structure encastrée	106
Tableau Général	Synthèse comparative des performances par critère	112

IX. LISTE DES FIGURES

Référence	Titre de la Figure	Page
Figure 3.5	Formule du spectre — domaine 1 (facteur η)	38
Figure 3.6	Période de translation effective	38
Figure 3.7	Période fondamentale verticale	39
Figure 3.8	Déplacement du centre de la rigidité	40
Figure 3.9	Formule de la période effective du système isolé	40
Figure 3.10	Formule de l'amortissement effectif ξ_{eff}	40
Figure 4.1	Structure isolée à la base — principe de fonctionnement	43
Figure 4.2	Appui en élastomère fretté	45
Figure 4.3	Comparaison schématique des appuis HDRB et LRB	46
Figure 4.4	L'appui en pendule glissant (FPS)	47
Figure 4.1	Formule du facteur de correction de l'amortissement η (RPA 2024)	49
Figure 4.2	Formule de la période effective T_{eff} et condition sur K_{eff} , min	49
Figure 5.1	Schéma de l'ancrage des fondations	57
Figure 4.2	Classification sismique des wilayas d'Algérie	59
Figure 4.3	Section des poutres principale et secondaire	63
Figure 5.4	Loi de dégression des charges d'exploitation	63
Figure 4.5	Schéma du plancher corps creux (20+5) cm	65
Figure 5.6	Schéma de l'escalier	66
Figure 7.1	Vue 3D de la structure modélisée sur ETABS	72
Figure 7.2	Vues en plan : sous-sol (niv. 0.00) et étage courant (niv. 3.06–30.6)	72
Figure 7.3	Vues en plan : terrasse (niv. 33.66 m) et locale technique (niv. 36.72 m)	72
Figure 7.4	Vues en élévation XZ et YZ de la structure	72
Figure 7.5	Vues en élévation XY et 3D de la structure	72
Figure 7.6	Matériaux Béton (ETABS)	72
Figure 7.7	Modélisation des combinaisons d'actions sur ETABS	72
Figure 7.8	Modélisation des charges permanentes sur ETABS	74
Figure 7.9	Modélisation des charges d'exploitation sur ETABS	74
Figure 7.10	Modélisation des poutres principale et secondaire sur ETABS	74
Figure 7.11	Modélisation des planchers sur ETABS	74
Figure 7.12	Modélisation des voiles sur ETABS	74
Figure 7.13	Modélisation des balcons sur ETABS	74

Référence	Titre de la Figure	Page
Figure 7.14	Modélisation des escaliers sur ETABS	76
Figure 7.15	Modélisation des diaphragmes sur ETABS	77
Figure 7.16	Modélisation des isolateurs HDRB sur ETABS	77
Figure 7.17	Modélisation des isolateurs HDRB sur ETABS (détail)	77
Figure 7.18	Modélisation des isolateurs FPS sur ETABS	77
Figure 7.19	Modélisation des isolateurs FPS sur ETABS (détail)	78
Figure 8.1	Diagramme drift X : Encastré vs FPS vs HDRB	90
Figure 8.2	Diagramme drift Y : Encastré vs FPS vs HDRB	90
Figure 4.3	Comparaison des périodes fondamentales	92
Figure 8.4	Comparaison des efforts tranchants à la base : Encastré, FPS, HDRB	93
Figure 8.5	Participation massique cumulée Sum UX : comparaison des trois structures	95
Figure 8.6	Participation massique cumulée Sum UY : comparaison des trois structures	95
Figure 8.7	Profil d'accélération X par niveau : Encastré, FPS, HDRB	97
Figure 8.8	Profil d'accélération Y par niveau : Encastré, FPS, HDRB	98
Figure 8.9	Diagramme des moments fléchissant Mx : Encastré vs FPS vs HDRB	100
Figure 8.10	Diagramme des moments fléchissant My : Encastré vs FPS vs HDRB	100
Figure 8.11	Comparaison des périodes fondamentales : HDRB, FPS, FPS-Out, FPS-In	100
Figure 8.12	Diagramme des moments Mx : quatre types de couplage comparés	102
Figure 8.13	Diagramme des moments My : quatre types de couplage comparés	103
Figure 8.14	Efforts tranchants Ex et Ey : comparaison des quatre types de couplage	104
Figure 8.15	Déplacements inter-étages X : comparaison HDRB, FPS, FPS-Out, FPS-In	106

X. LISTE DES FORMULES

Référence	Description de la Formule	Page
Formule 2.1	Équation différentielle du mouvement	20
Formule 3.1	La force sismique totale V	37
Formule 3.2	Le poids sismique total du bâtiment W	37
Formule 3.3	Période fondamentale estimée T	38
Formule 3.4	Rigidité effective	38
Formule 3.5	Force de recentrage	38
Formule 4.3	Période de translation effective	49
Formule 4.4	Condition de la période effective	49
Formule 5.1	Résistance caractéristique du béton à la compression f_{ck}	54
Formule 5.2	Résistance caractéristique du béton à la traction f_{ctk}	54
Formule 5.3	Module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij}	54
Formule 5.4	Module de déformation longitudinale différé du béton E_{vj}	54
Formule 5.5	Raideur de sol k_s	56
Formule 5.5	État Limite Ultime — combinaison d'actions	58
Formule 5.7	État Limite de Service — combinaison d'actions	58
Formule 5.8	Composantes horizontales de l'action sismique	58
Formule 5.9	Composante verticale de l'action sismique	58
Formule 6.1	Facteur de qualité	68
Formule 6.2	Spectre de Réponse de Calcul $S_d(T)$	69
Formule 6.3	Facteur de qualité Q (second calcul)	69
Formule 6.4	Poids Total de la Structure W	69
Formule 6.5	Force Sismique Totale	69
Formule 6.5	Période Fondamentale Estimée	69
Formule 8.1	Valeurs minimales des rigidités effectives $K_D, \min$	78
Formule 8.2	Valeurs minimales des rigidités effectives $K_{M,\min}$	78
Formule 8.3	Déplacement de conception DD	78
Formule 8.4	Déplacement maximal DM	79
Formule 8.5	Coefficients sismiques C_{vd} et C_{vs}	80
Formule 8.6	Déplacement total de conception DT, D	80

Référence	Description de la Formule	Page
Formule 8.7	Déplacement total de conception DT, M	80
Formule 8.8	Épaisseur des couches de caoutchouc tr	81
Formule 8.9	Rigidité effective Keff	81
Formule 8.10	Section de l'appui A	81
Formule 8.11	Énergie dissipée par cycle EDC	82
Formule 8.12	Résistance caractéristique Q (amortissement)	82
Formule 8.13	Rigidité post-élastique K2	82
Formule 8.14	Force limite élastique Fy	82
Formule 8.15	Déplacement à la plastification Dy	83
Formule 8.16	Pulsation propre ωH	83
Formule 8.17	Période TH de l'isolateur HDRB	83
Formule 8.18	Facteur de forme S	83
Formule 8.19	Épaisseur de caoutchouc d'une couche ti	84
Formule 8.20	Nombre des frettes d'acier na	84
Formule 8.21	Hauteur totale de l'appui HDRB H_tot	84
Formule 8.22	Rayon de la surface sphérique R (FPS)	85
Formule 8.23	Déplacement DD (FPS)	85
Formule 8.24	Rigidité effective Keff (FPS)	86
Formule 8.25	Rigidité horizontale KH (FPS)	86
Formule 8.26	Coefficient d'amortissement ξ_{eff} (FPS)	86
Formule 8.27	Déplacement vertical de l'appui FPS	86

XI. NOTATIONS ET SYMBOLES

γ_b : coefficient de sécurité du béton γ_s : coefficient de sécurité de l'acier δ : espacements de cadres

ε : déformation relative

η : coefficient de fissuration λ : élancement géométrique ρ : masse volumique

LRB: lead rubber bearing

FPS: la friction pendule sliding

Hdrrb: (high damping rubber bearing)

LDRB : (low damping rubber bearings)

tmd : (tuned mass damper) ;

d_d : déplacement minimale conception.

d_m : déplacement maximal.

g : accélération de la pesanteur c : coefficient sismique **Z**:Coefficient de zone sismique

S1:Coefficient caractérisant le type de sol

T_D, T_M : sont les périodes effectives de la structure isolée $K_{D,min}$; $K_{M,min}$: Les valeurs minimales de rigidités effectives δ_v : Le déplacement vertical de l'appui

m : la masse de la structure. β : facteur d'amortissement. **D** : déplacement horizontal.

K_{eff} : rigidité effective de l'isolateur.

d : diamètre de l'isolateur. **Dy** : déplacement de rupture. **T** : période effective.

R : rayon de courbure.

μ : Coefficient de frottement.

Z : coefficient de zone sismique.

N : coefficient dépendant de la proximité de faille active.

S1 : coefficient caractérisant le type de sol.

D_{TM} : déplacement total maximum.

C_{VD} , **C_{VM}** : coefficient sismique.

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

T_M : période en seconde de la structure isolée correspondant au déplacement maximum.

K_{D,min} : rigidité minimale de système de l'isolation correspondant au déplacement minimum.

K_{M,max}: rigidité maximale de système de l'isolation correspondant au

déplacement Maximum.

W : poids total de la structure.

e : excentricité.

V_b : la force sismique.

B : largeur de l'appui.

B_r : section réduite du poteau.

d : hauteur utile.

E : charge sismique.

d : facteur d'amplification dynamique

ELU : état limite ultime

ELS : état limite service

ELA : état limite accidentelle

Fc28 : effort de compression a 28 jours

FE : limite d'élasticité de l'acier

G : charges permanentes

K : coefficient de raideur du sol

L : longueur d'un élément

L : largeur d'un élément

LF : longueur de flambement

M : moment exercé sur un élément

mser : moment service

n : effort normal exercée sur un élément

nu : effort ultime

nser : effort service

pp : poids propre du béton

q : charges d'exploitations

qx ; qy : facteurs de qualité suivant x et y

r : coefficient de comportement

t1 ; t2 : températures minimale et maximale respectivement

w : poids d'un élément

y : position de l'axe neutre

α : angle.

γ : poids volumique

Introduction Générale

Introduction Générale

- **Contexte et problématique :**

L'Algérie, pays situé à la jonction des plaques tectoniques africaine et eurasiennne, est soumise à un risque sismique considérable, particulièrement dans sa partie nord. Les catastrophes sismiques qui ont marqué l'histoire du pays : le séisme d'El Asnam en 1980 ($M_w = 7,3$) et celui de Boumerdes en 2003 ($M_w = 6,8$) ont laissé des milles de victimes et des dommages matériels considérables, rappelant avec force la vulnérabilité du parc bâti algérien face à l'aléa sismique.

Face à cette réalité, l'ingénierie parasismique a connu un essor remarquable, aboutissant à des approches innovantes capables d'offrir un niveau de protection largement supérieur aux méthodes conventionnelles de résistance avec ductilité. Parmi ces approches, l'isolation sismique à la base s'est imposée comme la technique la plus mature et la plus efficace pour protéger les structures et plus particulièrement leur contenu contre les effets destructeurs des séismes.

L'isolation sismique à la base repose sur un principe simple et élégant : interposer entre la structure et son support des dispositifs de faible rigidité horizontale appelés isolateurs qui permettent de découpler dynamiquement la superstructure du mouvement du sol. Ce découplage allonge artificielle la période fondamentale de la structure, la faisant sortir de la zone d'amplification du spectre sismique, et réduit ainsi de manière drastique les forces et accélérations transmises au bâtiment.

Dans ce contexte, le Règlement Parasismique Algérien a connu une évolution significative avec la publication du RPA 2024, version actualisée intégrant les dernières avancées scientifiques et les retours d'expérience issus des séismes récents. Pour la première fois, ce règlement consacre un chapitre entier (Chapitre XI RPA 2024) aux structures isolées à la base, offrant ainsi un cadre réglementaire explicite pour la conception et le dimensionnement de ces systèmes en Algérie.

Le présent mémoire s'inscrit dans cette dynamique et se propose d'étudier de manière comparative le comportement sismique d'une structure en béton armé (R+9 avec sous-sol) dans deux configurations : encastrée à la base, selon la conception conventionnelle, et isolée à la base, par deux types d'isolateurs — les appareils à Haut Amortissement en

Caoutchouc (HDRB) et le système à Pendule à Friction (FPS). Toutes les analyses sont conduites conformément aux prescriptions du RPA 2024.

- **Problématique**

La question centrale qui sous-tend ce travail est la suivante : dans quelle mesure l'isolation sismique à la base, appliquée à un bâtiment ordinaire en béton armé situé en zone sismique élevée en Algérie, permet-elle de réduire les forces sismiques, les déplacements structuraux et les accélérations de plancher par rapport à une conception conventionnelle encastree, et quelles implications cela a-t-il sur le dimensionnement des éléments structuraux ?

- **Objectifs du Mémoire**

- Établir un état de l'art approfondi sur l'isolation sismique à la base et ses applications dans le contexte algérien.
- Analyser les mécanismes d'interaction séisme-structure et les pathologies sismiques des constructions en génie civil.
- Présenter et analyser les principales dispositions du RPA 2024 relatives à l'isolation sismique à la base.
- Modéliser et analyser sismiquement un bâtiment représentatif en configuration encastree et en configuration isolée.
- Comparer quantitativement les performances des systèmes HDRB et FPS, ainsi que différentes configurations de couplage.
- Évaluer l'impact de l'isolation sismique sur le dimensionnement des armatures des éléments porteurs.

- **Organisation du Mémoire**

Ce mémoire est structuré en six chapitres dont la logique suit la progression naturelle d'une étude d'ingénierie parasismique :

- Le Chapitre I présente un état de l'art et une revue bibliographique sur l'isolation sismique à la base, fondé sur Cinq projets de fin d'études récents portant sur des structures algériennes représentatives.

- Le Chapitre II traite des effets des séismes sur les constructions en génie civil, depuis la sismologie fondamentale jusqu'aux dommages structuraux et non structuraux observés lors des séismes algériens.
- Le Chapitre III est consacré à la présentation détaillée du RPA 2024, avec un focus particulier sur les méthodes de calcul et les exigences relatives à l'isolation sismique à la base.
- Le Chapitre IV présente le cas d'étude : description du bâtiment, caractéristiques des matériaux, données géotechniques, chargements et paramètres sismiques de calcul.
- Le Chapitre V développe l'analyse sismique de la structure encastree à la base selon la méthode modale spectrale du RPA 2024.
- Le Chapitre VI présente l'analyse sismique de la structure isolée à la base, la comparaison des systèmes d'isolation, l'étude du couplage des isolateurs et l'analyse comparative du ferrailage.
- Le mémoire se clôt par une conclusion générale synthétisant les principaux enseignements de l'étude et ouvrant des perspectives de recherche.

CHAPITRE 1

**ÉTAT DE L'ART EN MATIERE D'ISOLATION SISMIQUE
A LA BASE DES STRUCTURES**

1.1 Introduction

Les tremblements de terre constituent l'une des catastrophes naturelles les plus meurtrières et destructrices à l'échelle mondiale. L'Algérie, pays à sismicité élevée, a subi au cours de son histoire des séismes dévastateurs notamment celui d'El Asnam (1980, $M_w = 7.3$) et celui de Boumerdès-Zemmouri (2003, $M = 6.8$) qui ont mis en évidence la nécessité d'améliorer les techniques de protection parasismique des structures.

Face à cette réalité, l'ingénierie parasismique a connu un développement considérable, aboutissant à des solutions innovantes telles que l'isolation sismique à la base. Ce chapitre présente un état de l'art sur cette technique, en s'appuyant sur les résultats de cinq mémoires de fin d'études récents qui ont traité ce sujet sous des angles complémentaire

1.2 État de l'Art sur l'Isolation Sismique à la Base

1.2.1 Étude de l'Isolation Sismique Appliquée au Minaret de la Grande Mosquée d'Alger

-ABDELKADER Kheira et BENSAID Bachir (2017-2018) ont étudié l'effet de l'isolation sismique à la base sur une structure très élancée le minaret de la Grande Mosquée d'Alger (≈ 265 m, 41 niveaux) conformément aux règles parasismiques RPA99 version 2003 et UBC 97, en comparant trois configurations structurales : encastree, isolée à la base et contreventée par système de triangulation amortie en X.

Pour mener cette étude, les auteurs ont procédé comme suit :

- Modélisation 3D du minaret sous le logiciel SAP2000.
- Analyse sismique par la méthode modale spectrale selon le RPA99/2003 (100 modes considérés pour $K \geq 3\sqrt{N} = 19,20$ avec $N = 41$ niveaux).
- Développement de deux modèles optimisés : structure isolée à la base et structure contreventée avec système de triangulation amortie, dimensionnés selon l'UBC 97.
- Étude comparative des périodes fondamentales, efforts tranchants à la base, moments fléchissant et déplacements de niveaux.

Les résultats ont montré que :

Tableau 1.1 : tableau de résultats du mémoire n°1

Paramètre	Encastré	Isolé à la base	Contreventé amorti en X
Période fondamentale (s)	3,24	4,10 (+21%)	5,68 (+43%)
Effort tranchant V_x (KN)	27 102	21 543 (-20%)	15 899 (-57%)
Effort tranchant V_y (KN)	27 132	21 546 (-20%)	15 952 (-57%)
Moment max – 11 ^e niveau (KN·m)	2 305	$\approx -20\%$	$\approx -20\%$
Déplacement isolateur (cm)	—	6,5	—

-Les résultats ont également montré que le pic des moments fléchissant est localisé au 11^{ème} niveau, soit à environ 74 m de hauteur, pour les trois configurations. L'isolation à la base augmente le déplacement à l'interface de 6,5 cm, tandis que le contreventement amorti en X génère des déplacements supérieurs à ceux de la structure encastree en raison de la modification de rigidité globale.

Il a été conclu que le système de contreventement amorti en X présente la meilleure performance parasismique pour une structure élancée de ce type, avec une réduction des efforts tranchants à la base de l'ordre de 57 %, contre 20 % pour l'isolation à la base seule. L'isolation sismique reste néanmoins une solution efficace pour l'allongement de la période propre et la réduction des efforts transmis.

1.2.2 Analyse Comparative du Comportement Sismique d'une Structure à Base Fixe et Isolée par Système FPS

LAZREG ABDELHADI et TOUATI MOHAMED (2023-2024) ont étudié l'effet de l'isolation sismique à la base, conformément aux règles parasismiques UBC 97, EC8 et RPA99/2003. Ils ont étudié deux bâtiments : un bâtiment élancé (R+8 + sous-sol) et un hôpital (structure rigide). Pour chacun, ils ont comparé le comportement sismique en base fixe et en base isolée par le système Friction Pendulum System (FPS), en évaluant la période fondamentale, les efforts tranchants, les accélérations, les déplacements et la participation massique.

Pour le bâtiment R+8 + sous-sol, les résultats ont retenu que :

Tableau 1.2 : tableau de résultats du mémoire n°2

Paramètre	Base fixe	Base isolée (FPS)	Variation
Période fondamentale (s)	0,65	4,01	+517 %
Effort tranchant X (KN)	1 778	202	-88,6 %
Effort tranchant Y (KN)	1 704	458	-73 %
Accélération max X (m/s ²)	1,94	1,49	-23 %
Accélération max Y (m/s ²)	1,93	0,56	-71 %
Déplacement max Y (mm)	17,4	20	Augmentation

Il a été conclu que l'isolation à la base par FPS augmente fortement la période fondamentale du bâtiment élancé (+517 %) et réduit de manière significative les efforts tranchants et les accélérations. Cependant, son efficacité reste limitée pour les structures élancées et souples, car les déplacements relatifs augmentent.

Pour l'hôpital (structure rigide), les résultats ont retenu que :

Tableau 1.3 : tableau de résultats du mémoire n°3

Paramètre	Base fixe	Base isolée (FPS)	Variation
Période fondamentale (s)	0,21	≈ 2,00	Augmentation importante
Accélération max X (m/s ²)	2,98	1,62	-45 %
Accélération max Y (m/s ²)	2,94	1,55	-47 %
Déplacement max (m)	0,003	0,081	Augmentation à la base
Participation massique	Mode 31	Mode 2	Structure rigide

Il a été conclu que l'hôpital, en tant que structure rigide à courte période propre ($T = 0,21$ s), bénéficie de manière considérable de l'isolation sismique par FPS. Les accélérations et les forces internes sont nettement réduites (-45 à -47%), ce qui améliore considérablement la sécurité sismique de cet ouvrage stratégique. Le FPS est donc particulièrement adapté aux structures rigides et aux bâtiments sensibles dont la continuité de fonctionnement doit être assurée lors d'un séisme.

1.2.3 Analyse comparative d'une structure hôtelière isolée à la base Université A. MIRA de Bejaïa (2013) :

Les auteurs ont étudié l'effet de l'isolation sismique à la base sur un bâtiment à usage hôtelier, conformément aux règles parasismiques RPA 99/version 2003, en comparant trois configurations : structure encastree sans voile, structure encastree avec voile et structure isolée à la base.

Il a été étudié un bâtiment hôtelier (Groupe d'usage 2) de hauteur totale 23,12 m, implanté en Zone III (forte sismicité), de dimensions en plan $L_x = 29,01$ m et $L_y = 11$ m, contreventé dans les deux directions par des portiques en béton armé (9 portiques longitudinaux, 4 portiques transversaux). La structure est régulière en plan et irrégulière en élévation. La modélisation a été réalisée sous SAP2000 avec une analyse modale spectrale selon le RPA 99/2003.

Les résultats ont retenu que :

Tableau 1.4 : tableau de résultats du mémoire n°4

Paramètre	Encastrée (sans voile)	Encastrée (avec voile)	Isolée à la base
Période fondamentale (s)	0,71	0,52	1,63
Effort tranchant X (KN)	2 460	2 770	1 470 (-40 %)
Effort tranchant Y (KN)	2 597	2 938	1 360 (-48 %)
Déplacement max dernier niveau X (cm)	4,41	3,78	13,92
Déplacement max dernier niveau Y (cm)	10,81	4,57	14,63
Accélération max dernier niveau X (m/s^2)	10,43	13,13	6,35
Accélération max dernier niveau Y (m/s^2)	13,46	14,23	6,66

- La période fondamentale de la structure isolée (1,63 s) est significativement plus grande que celles des structures encastrées (0,71 s sans voile et 0,52 s avec voile), ce qui confirme le rôle des isolateurs dans l'allongement de la période et l'évitement de la résonance.
- Le facteur de contribution modale du premier mode dépasse 97 % pour la structure isolée, ce qui signifie que sa réponse dynamique est entièrement gouvernée par ce premier mode ; à l'inverse, les structures encastrées sollicitent plusieurs modes.
- La structure isolée se comporte comme un corps rigide : les déplacements inter-étages sont quasi nuls tandis que le déplacement à la base est important (13,92 cm suivant X et 14,63 cm suivant Y).
- Les accélérations sont nettement réduites dans la structure isolée (6,35 m/s^2 contre 10,43 à 13,46 m/s^2 pour les structures encastrées au dernier niveau), grâce au découplage entre le mouvement du sol et la superstructure.

- L'effort tranchant à la base est réduit de 2 460 KN (sans voile) et 2 770 KN (avec voile) à 1 470 KN avec le système d'isolation à la base.
- L'analyse non linéaire confirme l'efficacité du système : l'effort tranchant tombe à seulement 262,3 KN suivant X (vs 1 470 KN en linéaire), au prix d'un déplacement à la base légèrement plus élevé (15,27 cm vs 11,84 cm).
- L'introduction de voiles dans les structures encastrees réduit les déplacements mais augmente les accélérations, ce qui est défavorable pour les équipements sensibles.

1.2.4 Étude comparative d'un bâtiment d'habitation isolé par systèmes FPS et LRB Université d'Adrar (2017)

Les auteurs ont étudié l'effet de l'isolation sismique à la base conformément aux règles parasismiques RPA 99/2003, en comparant le comportement d'un bâtiment à usage d'habitation en base fixe et en base isolée. Deux systèmes d'isolateurs ont été évalués et comparés : les appuis en élastomère fretté à noyau de plomb (LRB) et les appuis à pendule glissant (FPS).

Il a été étudié un bâtiment R+2 à usage d'habitation, de hauteur totale 9,3 m et de dimensions en plan $L_x = 20,4$ m et $L_y = 13$ m, contreventé par des portiques en béton armé dans les deux directions, implanté en Zone III (forte sismicité). La modélisation a été réalisée sous SAP2000 avec une analyse modale spectrale.

Les résultats ont retenu que :

Tableau 1.5 : tableau de résultats du mémoire n°5

Paramètre	Niveaux	Direction	Structure encastree	Structure isolée	Réduction (%)
Période fondamentale (s)	/	/	0,74	2,52	+240 %
Déplacement (m)	Niveau 3	X	$6,87 \times 10^{-2}$	$1,47 \times 10^{-1}$	-18,2 %
Déplacement (m)	Niveau 3	Y	$4,81 \times 10^{-2}$	$2,05 \times 10^{-1}$	-21,05 %
Accélération (m/s^2)	Niveau 3	X	8,60	5,37	-37,56 %
Accélération (m/s^2)	Niveau 3	Y	7,96	5,46	-31,40 %
Effort tranchant (KN)	Base	X	3 146	1 094	-65,22 %
Effort tranchant (KN)	Base	Y	2 617	1 449	-44,63 %

- La période fondamentale de la structure isolée (2,52 s) est environ 3,4 fois plus grande que celle de la structure encastree (0,74 s), ce qui confirme l'efficacité du système d'isolation dans l'allongement de la période propre.

- Pour la structure isolée, le facteur de contribution modale du premier mode dépasse 99 %, contre moins de 87 % pour la structure encastrée, ce qui valide le comportement monophasé de la structure isolée.
- La structure isolée vibre comme un corps rigide : les déplacements inter-étages sont quasi nuls, concentrés principalement au niveau des appuis.
- Les accélérations de la structure isolée sont réduites aux niveaux supérieurs : $-37,56\%$ suivant X et $-31,40\%$ suivant Y au 3ème niveau.
- Les efforts tranchants à la base sont réduits de manière significative : $-65,22\%$ suivant X et $-44,63\%$ suivant Y.
- La comparaison des systèmes FPS et LRB montre que les appuis en élastomère fretté (LRB) allongent davantage la période propre pour un même déplacement de conception, offrant plus de confort aux occupants et une meilleure protection des ouvrages voisins.
- Les grands déplacements de la structure isolée imposent le couplage des appuis avec des amortisseurs pour protéger les structures adjacentes.

1.2.5 Dimensionnement et analyse sismique d'appuis parasismiques FPS sur deux structures de formes différentes Si Mohamed

L'auteur a étudié l'effet de l'isolation sismique à la base par le système Pendule à Friction Simple (FPS), conformément aux règles parasismiques UBC 97 et RPA 99/version 2003, en appliquant la méthode de dimensionnement des isolateurs à deux structures de formes différentes implantées en Zone II a (sismicité moyenne) sur site meuble.

Il a étudié deux structures de différentes formes classées au Groupe 2 (ouvrages courants) : Structure 01 de forme barre (R+5) et Structure 02 de forme en L (R+4). Les appuis FPS ont été dimensionnés avec une période de conception $T_D = 2$ s, un rayon de sphère $R = 0,995$ m, un déplacement horizontal $D = 0,1144$ m, un coefficient de friction $\mu = 0,07$ et un amortissement effectif $\xi_{eff} = 24\%$. Quatre types d'appuis ont été définis selon la charge gravitaire de chaque poteau. La modélisation et l'analyse dynamique ont été réalisées sous SAP2000.

Les résultats ont retenu que :

a) Structure 01 Forme barre (R+5) :

Tableau 1.6 : tableau de résultats du mémoire n°6

Paramètre	Structure encastree	Structure isolée (FPS)	Variation
Période fondamentale (s)	0,55	2,10	+282 %
Effort tranchant X (KN)	1 504,17	218,38	-85,5 %
Effort tranchant Y (KN)	1 486,25	196,47	-86,8 %
Déplacement – Niveau 1 X (m)	0,12776	0,001852	Très faible
Déplacement – Niveau 5 X (m)	0,084269	0,000268	Quasi nul

b) Structure 02 Forme en L (R+4) :

Tableau 1.7 : tableau de résultats du mémoire n°7

Paramètre	Structure encastree	Structure isolée (FPS)	Variation
Période fondamentale (s)	0,68	2,33	+243 %
Effort tranchant X (KN)	789,27	907,00	+14,9 %
Effort tranchant Y (KN)	789,84	943,68	+19,5 %
Déplacement – Niveau 1 X (m)	0,029679	0,001551	Quasi nul
Déplacement – Niveau 6 X (m)	0,033481	0,008866	Réduit

- Pour la Structure 01 (forme barre, R+5), la période fondamentale est allongée de 0,55 s à 2,10 s (+282 %), et les efforts tranchants à la base sont réduits de plus de 85 %, démontrant l'efficacité remarquable du système FPS pour cette configuration.
- Pour la Structure 02 (forme en L, R+4), la période passe de 0,68 s à 2,33 s (+243 %). Cependant, les efforts tranchants à la base augmentent légèrement, ce qui s'explique par la forme irrégulière de la structure en L générant des effets de torsion défavorables.
- Les déplacements inter-étages de la structure isolée sont pratiquement nuls pour les deux structures, confirmant le comportement de corps rigide de la superstructure.
- La participation massique atteint 90 % de la masse totale dès le 4ème mode suivant X pour la structure encastree (01), et dès le 3ème mode suivant Y pour la structure isolée, ce qui valide l'efficacité du découplage dynamique.

- L'auteur conclut que la méthode de dimensionnement FPS conformément à l'UBC 97 est applicable à des structures de formes variées ; toutefois, les structures irrégulières en plan (forme en L) nécessitent une attention particulière pour maîtriser les effets de torsion.
- Le choix du type d'appui doit tenir compte du niveau de charge gravitaire sous chaque poteau : quatre types d'appuis ont été définis pour couvrir la gamme de charges de 868,27 KN à 2 380,90 KN.

1.3. Synthèse et positionnement de l'étude

L'analyse des trois mémoires présentés ci-dessus permet de dégager les enseignements suivants :

- L'isolation sismique à la base allonge de manière systématique la période fondamentale de la structure (d'un facteur 2 à 4 selon les cas), la faisant sortir du domaine d'amplification du spectre de réponse sismique.
- La réponse dynamique de la structure isolée est dominée par le premier mode de vibration (contribution modale $\geq 97\%$), ce qui simplifie considérablement l'analyse sismique.
- Les efforts tranchants à la base sont réduits de 40 % à plus de 85 % selon la configuration structurale et le type d'isolateur, garantissant une protection efficace des éléments structuraux.
- Les accélérations de plancher sont réduites de 20 % à 50 %, ce qui protège les équipements sensibles et les occupants.
- La superstructure se comporte comme un corps rigide avec des déplacements inter-étages quasi nuls, réduisant ainsi les dommages aux éléments non structuraux.
- Les systèmes LRB et FPS présentent des performances comparables, le LRB offrant un meilleur allongement de période tandis que le FPS permet une plus grande souplesse dans le dimensionnement selon les charges gravitaires.
- Les structures irrégulières en plan (forme en L) requièrent une attention particulière, les effets de torsion pouvant limiter l'efficacité du système d'isolation.

1.4. Conclusion

-Ce chapitre a permis d'établir un état de l'art sur l'isolation sismique à la base, à travers la synthèse critique de deux projets de fin d'études portant sur des structures représentatives. Les travaux recensés démontrent l'efficacité avérée des systèmes d'isolation en particulier le FPS pour les structures stratégiques et rigides, ainsi que la supériorité du contreventement amorti pour les ouvrages élancés.

-Ces enseignements guideront les choix méthodologiques et techniques développés dans les chapitres suivants du présent mémoire.

CHAPITRE 2

**L'EFFET DES SIESMES SUR LES CONSTRUCTION EN
GENIE CIVIL**

2.1 Introduction :

-Les séismes constituent l'une des catastrophes naturelles les plus dévastatrices que l'humanité ait connues à travers l'histoire. Leur imprévisibilité, conjuguée à l'intensité des forces qu'ils engendrent, en fait un défi majeur pour l'ingénierie des structures. En Algérie, pays caractérisé par une sismicité importante liée à sa position géographique sur la zone de collision entre les plaques africaine et eurasienne, la problématique de la résistance des constructions aux séismes revêt une dimension particulièrement cruciale.

Le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 ($M_w = 6,8$), qui a causé plus de 2 000 victimes et détruit des milliers de logements, a dramatiquement rappelé la vulnérabilité du parc bâti algérien face à l'aléa sismique [1,7,10]. Cette catastrophe a mis en évidence l'insuffisance des pratiques constructives traditionnelles et l'urgence de développer des approches innovantes d'ingénierie parasismique, parmi lesquelles l'isolation sismique à la base occupe une place de choix.

Le présent chapitre a pour objectif d'exposer les mécanismes fondamentaux par lesquels les séismes agissent sur les constructions. Il aborde successivement la nature et la propagation des ondes sismiques, les caractéristiques de la réponse dynamique des structures, les différents types de dommages observés, le contexte sismique algérien, ainsi que les principes réglementaires qui encadrent la conception parasismique. Cette analyse constitue le socle théorique indispensable à la compréhension des avantages offerts par l'isolation sismique à la base[11]., technique qui sera développée dans les chapitres suivants.

2.2. Les Séismes : Nature et Mécanismes

2.2.1. Origine et classification des séismes

Un séisme est une libération soudaine d'énergie élastique accumulée dans la lithosphère terrestre, consécutive au déplacement brutal de masses rocheuses le long d'une faille. Cette énergie, stockée progressivement sous l'effet des contraintes tectoniques, se dissipe sous forme d'ondes élastiques qui se propagent dans toutes les directions à partir d'un point focal, appelé hypocentre ou foyer sismique. La projection verticale de l'hypocentre à la surface terrestre constitue l'épicentre, point généralement le plus affecté par le séisme. [12,16].

On distingue trois grandes catégories de séismes selon leur mécanisme générateur :

- Les séismes tectoniques, de loin les plus fréquents et les plus destructeurs, résultent du mouvement relatif des plaques lithosphériques. Ils se produisent principalement aux frontières de plaques (zones de subduction, rifts océaniques, failles transformâtes) mais peuvent également survenir en milieu intra plaque.
- Les séismes volcaniques, associés aux mouvements magmatiques internes aux édifices volcaniques, généralement de faible magnitude et à effet localisé.
- Les séismes d'origine artificielle (séismes induits), provoqués par des activités humaines telles que le remplissage de grands réservoirs hydrauliques, l'exploitation minière, les injections de fluides en profondeur ou les essais nucléaires.

La profondeur de l'hypocentre constitue un paramètre classificatoire important. On distingue les séismes superficiels (foyer à moins de 70 km de profondeur), les séismes intermédiaires (70 à 300 km) et les séismes profonds (au-delà de 300 km). Les séismes superficiels, caractéristiques des régions nord-africaines et méditerranéennes, sont généralement les plus dangereux car leur énergie se dissipe moins avant d'atteindre la surface [12].

2.2.2. Mesure de l'intensité sismique

La quantification de la force d'un séisme fait appel à deux concepts distincts mais complémentaires : la magnitude et l'intensité.

- **La magnitude**

-Est une mesure instrumentale objective de l'énergie totale libérée à la source sismique. L'échelle de Richter (1935), définie comme le logarithme décimal de l'amplitude maximale enregistrée par un sismographe standard à 100 km de l'épicentre, fut la première à être largement utilisée. [4,6].

- **L'intensité sismique**

est une mesure subjective des effets du séisme en un lieu donné, appréciée à partir des dommages observés sur les constructions et des témoignages humains. Les échelles d'intensité les plus utilisées sont l'échelle de Mercalli Modifiée (MM, à 12 degrés) et l'échelle européenne d'intensité sismique (EMS-98) [16]. L'intensité décroît généralement avec la distance à l'épicentre, mais peut être localement amplifiée par les effets de site.

2.2.3 Propagation des ondes sismiques

Les ondes sismiques se subdivisent en deux grandes familles selon leur mode de propagation :

- **Les ondes de volume**

se propagent dans toute la masse terrestre. Les ondes P (ondes primaires ou de compression) correspondent à des compressions et dilatations alternées dans la direction de propagation ; elles se déplacent dans tous les milieux (solides, liquides, gazeux) et constituent les premières ondes enregistrées par les sismographes (vitesse dans la croûte : 5 à 8 km/s). Les ondes S (ondes secondaires ou de cisaillement) impliquent un mouvement perpendiculaire à la direction de propagation ; elles ne se propagent que dans les milieux solides et sont généralement plus destructrices que les ondes P (vitesse : 3 à 5 km/s) [6]..

- **Les ondes de surface**

se propagent le long de la surface terrestre et sont responsables de la majeure partie des dommages causés aux constructions. Les ondes de Love produisent un mouvement horizontal dans un plan perpendiculaire à la direction de propagation, tandis que les ondes de Rayleigh génèrent un mouvement elliptique rétrograde dans un plan vertical contenant la direction de propagation. Ces ondes de surface ont des vitesses de propagation inférieures aux ondes de volume mais une amplitude plus importante, surtout à grande distance de l'épicentre[4,6].

-La connaissance du trajet parcouru par les ondes sismiques et leur interaction avec les différentes couches géologiques est fondamentale pour comprendre la distribution spatiale des secousses et prévoir les niveaux d'aléa en différents points du territoire[16].

2.3 Réponse Dynamique des Structures aux Séismes

2.3.1. Chargement sismique et forces d'inertie

Contrairement aux charges statiques, le chargement sismique est de nature dynamique : il résulte du mouvement imposé à la base de la structure par les ondes sismiques, et non d'une force appliquée directement sur la structure. Ce mouvement de la base engendre, par inertie, des accélérations dans toute la hauteur de la structure. En application du principe fondamental de la dynamique, ces accélérations donnent naissance à des forces d'inertie, dont la résultante est communément désignée comme force sismique ou force latérale équivalente.

Pour une structure idéalisée comme un oscillateur à un degré de liberté (masse m , rigidité k , amortissement c), l'équation du mouvement sous excitation de base $\ddot{u}_g(t)$ s'écrit :

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = -m \cdot \ddot{u}_g(t) \quad \text{II.1}$$

Formule II.1 : équation différentielle du mouvement un degré de liberté

Où $u(t)$ représente le déplacement relatif de la masse par rapport à la base. Cette équation différentielle du second ordre, dont la résolution nécessite en général des méthodes numériques pas-à-pas, est à la base de toute l'analyse dynamique des structures[4,6]..

2.3.2. Spectre de réponse sismique

Le spectre de réponse est un outil fondamental de l'ingénierie parasismique. Il représente, pour un amortissement donné (généralement 5% de l'amortissement critique), la valeur maximale de la réponse (déplacement, vitesse ou accélération) d'oscillateurs à un degré de liberté en fonction de leur période propre T , lorsqu'ils sont soumis à un enregistrement sismique particulier[4,6]..

Le spectre de réponse en accélération $S_a(T)$ présente généralement trois zones caractéristiques : une zone à courtes périodes où l'accélération spectrale est élevée et quasi-constante, une zone de transition, et une zone à longues périodes où l'accélération décroît (les structures souples sont peu accélérées mais fortement déplacées). Cette forme conditionne directement les stratégies de conception parasismique : les structures rigides captent des forces d'inertie élevées, tandis que les structures isolées à la base, présentant de longues périodes, bénéficient d'une réduction significative de l'accélération spectrale[11]..

2.3.3. Modes propres et analyse modale

Les structures réelles possèdent une infinité de degrés de liberté et donc une infinité de modes propres de vibration, chacun caractérisé par une forme (déformée modale), une période propre T_n et un taux d'amortissement modal ζ_n . La réponse dynamique totale s'obtient par superposition de ces contributions modales, pondérées par les coefficients de participation massique[4,6].

En pratique, seuls les modes contribuant de manière significative à la réponse totale sont retenus (critère de participation massique cumulée supérieure à 90% selon la plupart des règlements) [3,5]. Pour les structures régulières et à faibles hauteurs, le premier mode

(mode fondamental) domine généralement la réponse et la masse participante associée représente une fraction importante de la masse totale [4].

L'introduction d'un système d'isolation à la base modifie radicalement la distribution modale : la quasi-totalité de la masse est concentrée dans le premier mode, dont la période est désormais contrôlée par les isolateurs. Les modes supérieurs, de très faibles participations massiques, présentent des formes proches de celles d'un corps quasi-rigide, et leur contribution à la réponse est négligeable [11].

2.3.4. Effets de site et amplification locale

-La nature et la géométrie des formations géologiques superficielles jouent un rôle déterminant dans la modification des caractéristiques du mouvement sismique entre le substratum rocheux et la surface du sol. Ce phénomène, désigné comme effet de site, peut conduire à des amplifications significatives des accélérations et à une modification du contenu fréquentiel du signal sismique [16].

Les effets de site topographiques et lithologiques (dépôts alluviaux meubles, remplissages sédimentaires) sont bien documentés [9,16]. Le séisme de Boumerdes (2003) a clairement illustré le rôle des effets de site en Algérie : les dommages les plus importants ont été observés dans les zones de dépôts alluviaux de la Mitidja et sur certains sites côtiers, là où les effets d'amplification et de liquéfaction ont considérablement majoré l'intensité locale [10,15].

2.4 Comportement et Dommages des Constructions sous Séismes

2.4.1. Mécanismes de dommages structuraux

L'action d'un séisme sur une construction se traduit par l'application cyclique de forces horizontales dont l'intensité peut varier considérablement au cours du temps. La réponse de la structure dépend de sa rigidité, de sa ductilité, de sa résistance, de sa régularité en plan et en élévation, ainsi que de la qualité d'exécution [13].

Les principaux mécanismes de dommages observés dans les structures en béton armé sont les suivants [2,13] :

- La formation de rotules plastiques au niveau des nœuds poteaux-poutres ou à la base des poteaux, traduisant un dépassement de la résistance en flexion des sections

critiques. Lorsque ces rotules se forment en priorité dans les poteaux (mécanisme poteau faible-poutre forte), le risque d'effondrement par étage souple est très élevé.

- L'effondrement par étage souple, mécanisme catastrophique caractérisé par la concentration des déformations inélastiques dans un étage de rigidité insuffisante. Ce mode de ruine est particulièrement dangereux car il peut conduire à l'effondrement total de la structure sur un ou plusieurs niveaux.
- Le cisaillement des poteaux courts, observé lorsqu'un poteau est partiellement encastré dans une maçonnerie (allège, remplissage), ce qui réduit sa longueur libre et lui impose des efforts tranchants importants qu'il ne peut pas supporter.
- La rupture par torsion, consécutive à l'irrégularité en plan ou à l'asymétrie de la distribution des rigidités et des masses, conduisant à une rotation de la structure autour d'un axe vertical.
- Le poinçonnement des dalles plates au droit des poteaux, sous l'effet des efforts tranchants cycliques.
- Le décollement et la chute de remplissages en maçonnerie, provoquant des risques pour les occupants et les passants.

2.4.2. Dommages non structuraux

Les dommages non structuraux, souvent négligés dans les évaluations de vulnérabilité, représentent une part considérable des pertes économiques totales lors d'un séisme [19]. Ils comprennent :

- Les dommages aux éléments de façade et de remplissage (maçonnerie, vitrage, panneaux de façade légère), qui peuvent causer des blessures graves aux personnes à l'extérieur des bâtiments.
- Les dommages aux équipements techniques (installations électriques, systèmes de chauffage-ventilation-climatisation, réseaux de plomberie, ascenseurs), pouvant rendre le bâtiment inutilisable même en l'absence de dommages structuraux significatifs.
- Les dommages au contenu des bâtiments (mobilier, équipements informatiques, archives, stocks), particulièrement importants dans les bâtiments industriels, les hôpitaux et les centres de données.
- Les dommages aux éléments de finition intérieure (faux-plafonds, cloisons légères, revêtements de sol), affectant directement la fonctionnalité des espaces.

L'isolation sismique à la base est particulièrement efficace pour réduire les dommages non structuraux, car elle permet de maintenir les accélérations de plancher à des niveaux très faibles dans toute la hauteur du bâtiment, préservant ainsi les équipements sensibles et assurant la fonctionnalité du bâtiment au-delà même du séisme [11,19].

2.4.3. Facteurs de vulnérabilité des constructions algériennes

L'analyse des dommages consécutifs aux séismes algériens (El Asnam 1954 et 1980, Tipaza 1989, Ain Témouchent 1999, Boumerdes 2003) met en évidence plusieurs facteurs récurrents de vulnérabilité propres au parc bâti national [2,7] :

- L'insuffisance ou l'absence de ferrailage d'attente à la base des poteaux et au niveau des nœuds, rendant ces zones critiques fragiles face aux efforts sismiques.
- La mauvaise qualité des matériaux (béton de faible résistance, acier non conforme) et des pratiques d'exécution (défaut de compactage, de vibration, de cure).
- L'irrégularité structurale fréquente, tant en plan (formes en L, T ou U) qu'en élévation (retraits, modifications de rigidité entre niveaux).
- La présence de nombreux bâtiments construits avant l'introduction de règlements parasismiques ou pendant des périodes où ces règlements n'étaient pas rigoureusement appliqués [3].
- La surcharge des bâtiments résidentiels par des extensions non autorisées, modifiant leur masse et leur distribution de rigidité de manière non contrôlée.
- L'interaction avec les remplissages de maçonnerie, génératrice d'effets de colonne courte et de torsion non prévus dans la conception initiale.

2.4.4. Contexte Sismique de l'Algérie

2.4.4.1. Cadre géodynamique et tectonique

L'Algérie est localisée dans la zone de convergence entre la plaque africaine et la plaque eurasiennne, qui se rapprochent à une vitesse relative d'environ 5 à 6 mm/an en direction nord-nord-ouest. Cette convergence, active depuis le Miocène (20 millions d'années), génère des contraintes compressives dans la partie nord du pays, se traduisant par un système complexe de failles inverses, décrochantes et normales affectant la chaîne du Tell, les hauts plateaux et une partie de l'Atlas saharien [9,20].

La sismicité algérienne est principalement concentrée dans le nord du pays (bande côtière et avant-pays tellien), dans un couloir d'environ 150 km de largeur parallèle à la côte méditerranéenne. Cette région correspond à la zone de collision active, où la déformation tectonique est la plus intense. Les failles majeures identifiées (faille de Cheliff, faille de Boumerdes-Ténia, faille d'El Harrach, système de failles d'Oran) ont toutes le potentiel de générer des séismes de magnitude supérieure à 6 [9,20].

2.4.4.2. Historique des séismes destructeurs en Algérie

L'histoire sismique de l'Algérie est jalonnée de catastrophes qui ont lourdement affecté les populations et le patrimoine bâti [14]. Parmi les événements les plus significatifs :

- **Séisme de Chalef (anciennement El Asnam), 10 octobre 1980 ($M_s = 7,3$)**

Le séisme le plus destructeur de l'histoire contemporaine algérienne. Avec une magnitude de surface de 7,3 et un foyer superficiel d'environ 10 km, il a causé plus de 2 500 morts et détruit presque entièrement la ville de Chlef. Les dommages ont été particulièrement sévères dans les constructions en béton armé, avec de nombreux cas d'effondrements par étage souple. Cet événement a conduit à l'élaboration des premières règles parasismiques algériennes (RPA 81) [3].

- **Séisme de Boumerdes, 21 mai 2003 ($M_w = 6,8$)**

Le séisme le plus meurtrier du XXI^e siècle en Algérie. Son foyer, localisé en mer à environ 60 km à l'est d'Alger et à une profondeur de 10 km, a provoqué des secousses intenses sur une vaste zone allant d'Alger à Bejaïa. Le bilan officiel fait état de 2 278 morts, 11 000 blessés et plus de 200 000 sans-abris. Il a mis en évidence les carences du parc bâti récent, construit après l'introduction du RPA 88, questionnant la conformité réelle des constructions aux règlements parasismiques [1,7,10].

- **Autres séismes notables :**

- Séisme d'Orléans ville (Chalef), 1954 : $M_s = 6,7$, plus de 1 400 victimes [14].
- Séisme de Constantine, 1985 : $M_s = 6,0$, dommages importants dans la vieille ville.
- Séisme d'Ain Témouchent, 22 décembre 1999 : $M_w = 5,7$, plus de 25 morts et des centaines de blessés dans la région de l'Oranie [15].
- Séisme de Béni Imane (Sétif), 25 mai 2010 : $M_w = 5,5$, des dizaines de blessés[8].

2.5. Conclusion :

-Ce chapitre a permis d'établir un panorama complet des mécanismes par lesquels les séismes interagissent avec les constructions, depuis la génération des ondes sismiques jusqu'aux dommages observés sur les structures et leurs contenus. Il en ressort plusieurs enseignements fondamentaux qui fondent la pertinence de l'isolation sismique à la base dans le contexte algérien.

-Du point de vue sismologique, l'Algérie est un pays à risque sismique élevé, particulièrement dans sa partie nord, où se concentrent la majorité de la population et des activités économiques. L'histoire récente, marquée par les catastrophes d'El Asnam (1980) et de Boumerdes (2003), démontre la réalité et la sévérité de cet aléa, et la nécessité absolue d'en tenir compte dans la conception et la construction des bâtiments.

-Du point de vue structurel, la réponse dynamique des constructions aux séismes est gouvernée par leurs caractéristiques mécaniques : période propre, amortissement, ductilité et par les effets de site locaux. La forme du spectre de réponse sismique, décroissant pour les longues périodes, offre un levier fondamental pour la réduction des forces sismiques : en allongeant artificiellement la période propre de la structure par l'interposition d'isolateurs à la base, il est possible de réduire drastiquement les accélérations transmises au bâtiment.

Du point de vue réglementaire, le RPA 99/v.2003, bien que représentant une avancée considérable par rapport aux règlements antérieurs, s'inscrit dans le paradigme classique de la résistance avec ductilité qui admet des dommages structuraux et non structuraux lors des séismes de calcul. Ce paradigme atteint ses limites pour les bâtiments stratégiques et les équipements sensibles, ouvrant la voie aux approches d'ingénierie parasismique avancée, et en particulier à l'isolation sismique à la base, dont les principes, les technologies et les applications au contexte algérien seront développés dans les chapitres suivants de ce mémoire.

CHAPITRE 3

PRESENTATION DU RPA 2024

Règlement Parasismique Algérien — Méthodes de calcul et exigences réglementaires

3.1 Introduction

L'Algérie est classée parmi les pays à activité sismique modérée à élevée, en raison de sa position géographique au niveau de la convergence entre les plaques tectoniques africaine et eurasienne. Plusieurs séismes destructeurs ont marqué l'histoire du pays, mettant en évidence la vulnérabilité du parc bâti et la nécessité d'une réglementation parasismique rigoureuse. Dans ce contexte, le Règlement Parasismique Algérien (RPA) constitue le document de référence pour la conception et le dimensionnement des structures soumises aux actions sismiques.

3.2 Historique du RPA

Le RPA a été introduit pour la première fois en 1981 afin de répondre aux besoins croissants en matière de sécurité des constructions. Il a connu plusieurs révisions successives visant à intégrer les avancées scientifiques et les retours d'expérience issus des séismes majeurs survenus en Algérie, notamment le séisme d'El Asnam en 1980 et celui de Boumerdes en 2003.

Les principales versions du règlement sont :

- RPA 81 : Première version
- RPA 88 : Première révision
- RPA 99
- RPA 99 : version 2003 Mise à jour après le séisme de Boumerdes
- RPA 2024 : Version actuelle en vigueur

3.3 Organisation et Structure du RPA 2024

Le RPA 2024 est structuré en plusieurs chapitres couvrant les différents aspects de la conception parasismique :

- Chapitre I : Généralités, Définitions, domaine d'application et principes de base.
- Chapitre II : Classification des zones sismiques, Zonage du territoire algérien selon l'aléa sismique.
- Chapitre III : Classification des ouvrages, Importance des bâtiments et niveaux de protection requis.

- Chapitre IV : Actions sismiques, Définition des forces sismiques et spectres de réponse.
- Chapitre V : Méthodes d'analyse, Analyse statique équivalente et analyse dynamique.
- Chapitre VI : Règles de conception et de dimensionnement.
- Chapitre VII : Structures en béton armé.
- Chapitre VIII : Structures métalliques.
- Chapitre IX : Fondations.
- Chapitre X : Structures particulières.
- Chapitre XI : Isolation sismique à la base.
- Annexes : Données complémentaires et précisions techniques.

La version RPA 2024 introduit des améliorations significatives, notamment en matière de méthodes de calcul, de modélisation avancée et de prise en compte de techniques modernes telles que l'isolation sismique à la base.

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'aléa sismique. Pour les ouvrages isolés à la base, les critères suivants doivent être adoptés :

3.3.1 Classification des Zones Sismiques

Le RPA 2024 définit une classification des zones sismiques du territoire algérien selon le niveau d'aléa sismique de référence. Le coefficient d'accélération de zone A est donné dans le tableau suivant :

Tableau 3.1 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone

Zone	Niveau de sismicité	Coefficient A
0	Très faible	—
I	Faible	0.07
II	Faible à moyen	0.10
III	Moyen	0.15
IV	Moyen à élevé	0.20
V	Élevé	0.25
VI	Élevé	0.30

3.3.2 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. Le Conditions à respecter sont : (RPA, 2024)

- **L'infrastructure doit rester dans le domaine élastique :**

L'ensemble de l'infrastructure 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, $\gamma\chi = 1.3$, 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 $\gamma\chi = 1.3$ 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.

3.3.3 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.

3.3.4 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.

3.3.4. 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).

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)

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 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.

3.3.5. 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)

3.3.6. 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).

- **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 c'est requis.

- **Action sismique :**

Les deux composantes horizontales et la composante vertical (A_v) si elle est supérieure à 0,25 g.

Utiliser les deux spectres élastiques horizontale et vertical (RPA2024).

Pour bâtiments groupe 2 et autres bâtiments se trouvant à une distance inférieure à 15 Km de la faille, prévoir des spectres spécifiques au site en prenant en compte les effets proches de la source.

Coefficient de comportement : La valeur du coefficient de comportement à prendre en considération dans les analyses est $R = 1$.

- **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)

3.4 Méthodes d'Analyse Sismique :

Le RPA 2024 définit trois méthodes d'analyse sismique applicables aux structures à base fixe :

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

III.4.1 Méthode Statique Équivalente

- **Conditions d'application**

a) 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 65 m 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, les conditions complémentaires indiquées dans le tableau suivant.

Tableau 3.2 : Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Zone sismique	Groupe 1A	Groupe 1B	Groupe 2	Groupe 3
I et II	/	/	/	/
III et IV	< 3 niveaux et < 11 m	< 5 niveaux et < 17 m	< 7 niveaux et < 23 m	/
V et VI	< 2 niveaux et < 8 m	< 3 niveaux et < 11 m	< 5 niveaux et < 11 m	< 5 niveaux et < 17 m

Note : (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur.

- **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 sont considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

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.
- **Calcul de la Force Sismique Totale :**

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon RPA 2024 (Éq. 4.1) :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) W \quad 3.1$$

Formule 3.1 : La force sismique totale

Avec :

$S_{ad}/g (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3 RPA2024) pour la période T_0

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (§ 4.2.4, RPA2024)

λ : Coefficient de correction

$\lambda = 0.85$ si $T_0 \leq (2 \cdot T_2)$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux

$\lambda = 1$, autrement (4.2b)

Le poids sismique total W du bâtiment est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau i :

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi} \quad 3.2$$

Formule 3.2 : le poids sismique totale du bâtiment.

Où :

- 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

Tableau 3.3 : Valeurs du coefficient de pondération ψ pour la charge d'exploitation

Cas	Type d'ouvrage	Ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.3
2	Bâtiments recevant du public temporairement : salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.4
3	Entrepôts, hangars	0.5
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilables, bâtiments recevant des équipements médicaux critiques	1.0
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.6

- **Estimation de la Période Fondamentale**

La période fondamentale de la structure peut être évaluée par les formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot h_n^{(3/4)} \quad 3.3$$

Avec :

- $T_{\text{empirique}}$ [s] : Période fondamentale de la structure
- h_n [m] : Hauteur du bâtiment mesurée depuis les fondations jusqu'au dernier niveau N
- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Tableau 3.4 : 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	Ossatures en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Voiles ou murs en maçonnerie, noyaux en béton armé	0.050

Tableau 3.5 : Détermination de la période T_0 à utiliser dans les calculs

Condition	Période à utiliser T_0
-----------	--------------------------

$T_{calcul} < 1.3 \times T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3 \times T_{empirique}$	$T_0 = 1.3 \times T_{empirique}$

$$T_{calcul} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum (W_i \cdot \delta_i^2)}{(g \cdot \sum (f_i \cdot \delta_i))}} \quad 3.4$$

Formule 3.4 :

$$F^R(d = d_{dc}) \geq 0.025 \cdot Wg + F^R(d = 0.5 \cdot d_{dc}) \quad 3.5$$

Formule 3.5 : force de recentrage.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (0.7 : \text{valeur minimum de } \eta)$$

Figure 3.5 : Formule du spectre — domaine 1

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \quad 3.6$$

Figure 3.6 : période de translation effective

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v}} \quad 3.7$$

3.4.2 Méthode d'Analyse Modale Spectrale

- **Principe**

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

- **Modélisation**

- 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 planchers à 1 DDL en translation horizontale dans chacune des deux directions.
- Pour les structures irrégulières en plan (risque de torsion) avec planchers rigides : prévoir un modèle 3D à masses concentrées au centre de gravité à 3 DDL (2 translations horizontales et 1 rotation).
- Pour les structures à planchers flexibles : modèle 3D à plusieurs DDL par plancher (le plus précis).

• **Résultante des Forces Sismiques de Calcul**

La résultante V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit couvrir au moins 80% de V_{MSE} (pour Tempirique). Dans le cas où $V_t \leq 0.80 V_{MSE}$, tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) sont augmentés dans un rapport de $0.80V_{MSE} / V_t$.

3.4.3 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.

Les accélérogrammes utilisés peuvent être :

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

Le RPA 2024 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'application de cette méthode est strictement encadrée et ne peut être réalisée que par du personnel qualifié, capable de justifier le choix des accélérogrammes, les modèles de comportement des matériaux et des structures, ainsi que les critères de sécurité vérifiés.

$$d_{dc} = \frac{M \cdot Se(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff, min}} \quad 3.8$$

Figure 3.8 : déplacement de centre de la rigidité

$$\xi_{eff} = (1 / 4\pi) \cdot \frac{Aire_{hystérésis}}{Aire_{élastique}} \quad 3.9$$

Figure 3.9 : Formule de la période effective du système isolé

$$f_j = m_j \cdot Se(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad 3.10$$

Figure 3.10 : Formule de l'amortissement effectif ξ_{eff}

3.5. Conclusion ;

Ce chapitre a présenté le cadre réglementaire du RPA 2024 : son historique, sa structure, les zones sismiques algériennes et les trois méthodes d'analyse disponibles. Ce règlement constitue la référence fondamentale pour toute conception parasismique en Algérie. Le chapitre suivant se concentre sur l'isolation sismique à la base, technique avancée désormais intégrée dans le RPA 2024.

CHAPITRE 4

ISOLATION SISMIQUE A LA BASE DES STRUCTURES

4.1 Introduction :

-Les constructions sont liées au sol par leurs fondations, Elles assurent une solidité de la superstructure face aux vibrations potentielles causées par les séismes. Pour cela, il faut intégrer un système de conception parasismique au niveau de la fondation pour minimiser les charges sismiques, par exemple ; l'isolation parasismique à la base.

-Dans notre pays, l'isolation parasismique est une technique de sécurité relativement nouvelle dans l'arsenal de l'ingénieur civil.

-Elle consiste à découpler la structure des mouvements du sol induit par un tremblement de terre, afin d'empêcher des dommages à la structure. En d'autres termes, lors d'un séisme, la structure devrait idéalement rester immobile par rapport à un repère fixe dans l'espace (repère absolu ou inertiel).

-Pour réaliser un tel découplage (ou isolation sismique), 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.

4.2 Historique sur les isolateurs :

-L'isolation à la base est une technologie existe depuis le début du 20^{ème} siècle [21]. L'idée d'isolation parasismique est intervenue après plusieurs expériences et recherches. En Turquie, les bâtiments des églises ont été construits sur une couche de sable, ils sont naturellement isolés [22].

-En 1906 un bâtiment est construit à Munich en Allemagne. Le bâtiment est édifié sur une plaque de base rigide. Cette plaque devait supporter l'édifice et reposait librement sur un manteau d'élément sphérique fabriqué à partir d'un matériau très dur [22].

-En 1909 un médecin de Calantarients déposait un brevet sur les bâtiments parasismiques sur joint libre.

-Le premier concept d'isolation était de placer une structure entière sur des appuis à rouleaux. Ce système est incapable de supporter les charges sismiques, il est donc inacceptable [22].

-Cependant, la première utilisation du caoutchouc dans une application du principe de protection parasismique modernes dans le monde n'ont été réalisées que dans les années 70 à 80, sur une école élémentaire à Skopje (en ex-Yougoslavie) [21]. Ce bâtiment, achevé en 1969, était constitué d'une structure de trois étages reposés sur des blocs de caoutchoucs simple. Elle a été installée aussi sur un bâtiment public en Nouvelle-Zélande en 1981 [23].

Application des systèmes d'isolation :

-La technique d'isolation sismique a maintenant évolué dans des régions à forte sismicité comme, le Japon, les Etats-Unis d'Amérique, la France et l'Italie.

-Au Japon :

-C'est au Japon qu'on trouve le plus grand nombre des structures isolées ; environ 2000 édifices de haute taille, et plusieurs milliers de pont, cependant le premier bâtiment isolé à la base était construit est SENDI MT BUILDING [24].

- Aux Etats-Unis :

-Les Etats-Unis n'ont installé la technologie que sur 150 constructions environ, principalement des grands bâtiments publics qui ont une importance historique ou une fonction stratégique, comme les hôpitaux, les casernes de pompier ou les commissariats de police, ainsi que 300 à 400 ponts [25]. On cite :

-En 1985, le centre de la justice et de la loi de la communauté de Foot Hill à San Andreas à Rancho Cucamonga en Californie, est devenu la première nouvelle construction au monde équipé de 98 appuis avec du caoutchouc naturel à haut taux d'amortissement

-Le Centre Accélérateur Linéaire de Stanford, a été rénové en 1987 en utilisant des isolateurs de type appui en élastomère avec noyau de plomb LRB (Lead- Plug Bernin).

-En 1998, un aéroport international est construit à San Francisco, il est édifié sur 272 appuis parasismiques de type appui en pendule glissant FPS (Friction Pendulum System).

En France :

-Les isolateurs ont été développés dans les années 70 et appliqués non seulement aux ponts, mais aussi aux bâtiments, les hôpitaux : Pierre Zobda-Quitman sur appuis parasismiques (isolation à la base ; 283 isolateurs et 36 amortisseurs) et structures des centrales nucléaires.[26]].

En Algérie :

-Le CTC-Chlef a récemment finalisé la construction du siège de son agence à Aïn Defla, construit sur des appuis parasismiques à base d'élastomère. La Grande Mosquée d'Alger est un autre projet qui édifia sur une combinaison des appuis parasismiques (figure I.7) et des amortisseurs. [27][28].



Figure IV.1 : Structure isolée à la base — principe de fonctionnement

4.3 Principes et Objectifs de l'Isolation Sismique

4.3.1 Objectifs :

- **Protection des structures** : Minimiser les déplacements et les déformations de la structure, prévenir les fissures et les défaillances des éléments porteurs.
- **Sécurité des occupants** : Réduire les risques de blessures causées par des chutes d'objets ou des effondrements, assurer une évacuation rapide et sécurisée.
- **Conservation des biens** : Protéger les équipements sensibles (ordinateurs, systèmes médicaux), préserver les œuvres d'art et les objets de valeur.

4.3.2 Principes générale d'isolation et Conception selon le RPA 2024 :

-Principe : L'isolation sismique à la base est un système de contrôle passif consistant à interposer entre la fondation et la superstructure des dispositifs présentant une

déformabilité horizontale très importante et une rigidité verticale élevée. Cette technique permet de dissiper l'énergie transmise au bâtiment lors d'un séisme et de protéger la superstructure.

La majeure partie de l'énergie d'un séisme est regroupée dans une bande de fréquence de 2 à 10 Hz. Si la fréquence fondamentale d'une structure encastree au sol se situe dans cet intervalle, elle risque de subir une excitation importante. L'ajout d'isolateurs réduit la fréquence fondamentale jusqu'à des valeurs typiquement inférieures à 0.5 Hz, réduisant ainsi les efforts sismiques d'un facteur de 3 à 10 par rapport à une structure à base fixe [29][30].

- La conception des bâtiments isolés à la base, selon le RPA 2024, repose sur plusieurs principes clés :

- **Simplicité de la structure** : Les formes régulières et symétriques sont préférées pour éviter des comportements complexes sous chargement sismique.
- **Régularité en plan et en élévation** : La régularité en plan (distribution uniforme des masses et des rigidités) et en élévation aide à assurer une réponse sismique uniforme et à éviter les concentrations de contraintes.
- **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).
- **Résistance et rigidité vis-à-vis de la torsion** : La résistance à la torsion est cruciale pour éviter les rotations excessives pouvant entraîner des dommages structuraux.
- **Action des diaphragmes au niveau des planchers** : Les planchers rigides jouent un rôle essentiel dans la répartition des forces horizontales vers les éléments verticaux de résistance.

4.4 Types d'Isolateurs Sismiques

Les isolateurs sismiques peuvent être classifiés en plusieurs catégories selon leur principe de fonctionnement.

4.4.1 Isolateurs à Déformation Appuis en Élastomère

-À partir de 1952 et grâce à l'idée d'Eugène Freyssinet d'associer caoutchouc et les frettes en acier en un seul produit, que s'est généralisé l'emploi de plaques d'élastomère fretté en tant qu'appuis d'ouvrages d'art [31].

Le caoutchouc est un matériau qui peut être obtenu soit naturellement et c'est alors un polymère de l'isoprène, soit de façon synthétique qui lui est produit industriellement à partir de dérivés du pétrole [32].

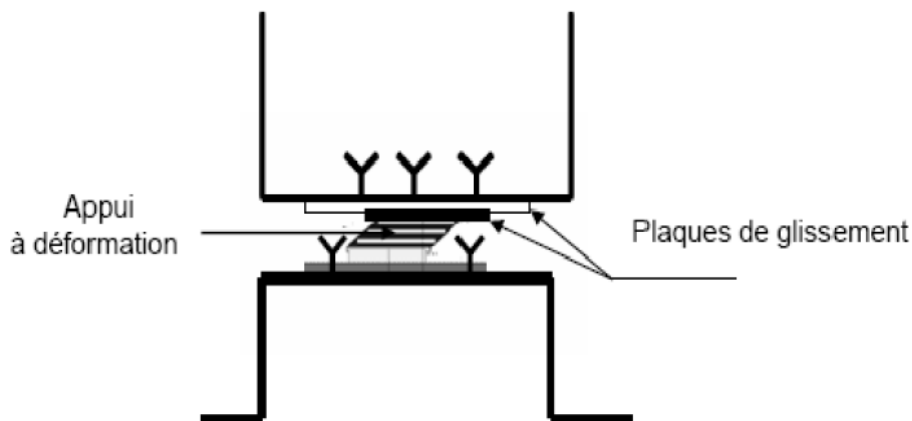


Figure IV.2 : Appui en élastomère fretté

4.4.2 Isolateurs à Fort Amortissement (HDRB : High Damping Rubber Bearing)

Les appuis HDRB ont été principalement développés aux États-Unis, au Japon et en Italie. Ils sont composés de couches alternées de matériau élastomère obtenu après vulcanisation du latex et de plaques d'acier. Ils fournissent un haut coefficient d'amortissement (supérieur à 10 %), une grande capacité de déplacement et un module de cisaillement réduit, grâce à l'ajout d'additifs (résines ou huiles) dans l'élastomère.

Les plaques de renforcement en acier sont complètement incorporées et scellées dans le matériau élastomère 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 [33] [34] [35].

- **Avantages :** haute capacité d'amortissement, polyvalence, facilité d'installation.

- **Inconvénients** : calibrage spécifique requis, performances pouvant être affectées par la température.

4.4.3 Isolateurs à Noyau de Plomb (LRB : Lead Rubber Bearing)

Les appuis LRB sont similaires aux HDRB, mais comportent en plus un noyau de plomb cylindrique en leur centre. Ce noyau assure une rigidité initiale en l'absence de séisme (résistance au vent et aux vibrations courantes) et joue le rôle d'amortisseur par le phénomène d'hystérésis lors d'un séisme. Les valeurs d'amortissement associées atteignent jusqu'à 30 %. Ce noyau de plomb travaillera en flexion car il n'est pas flexible comme les élastomères. Le noyau de plomb a pour objectif d'avoir une rigidité initiale lorsqu'il n'y a pas de séisme pour éviter que la structure ne bouge pas sous l'effet du vent ou des vibrations causés par le passage des gens ou bien des voitures par exemple et il joue aussi le rôle d'amortisseur grâce au phénomène d'hystérésis car il travaille en flexion sur le plan horizontal. Cependant, le noyau de plomb a un petit défaut, il transmet les accélérations de haute fréquence, donc réduit l'efficacité de l'isolation [36] [37] [38].

- **Avantages** : grande efficacité dans l'absorption des chocs sismiques, bonne performance sous charges verticales élevées, durabilité.
- **Inconvénients** : coût de production et d'installation plus élevé, préoccupations environnementales liées au plomb, transmission d'accélérations de haute fréquence.

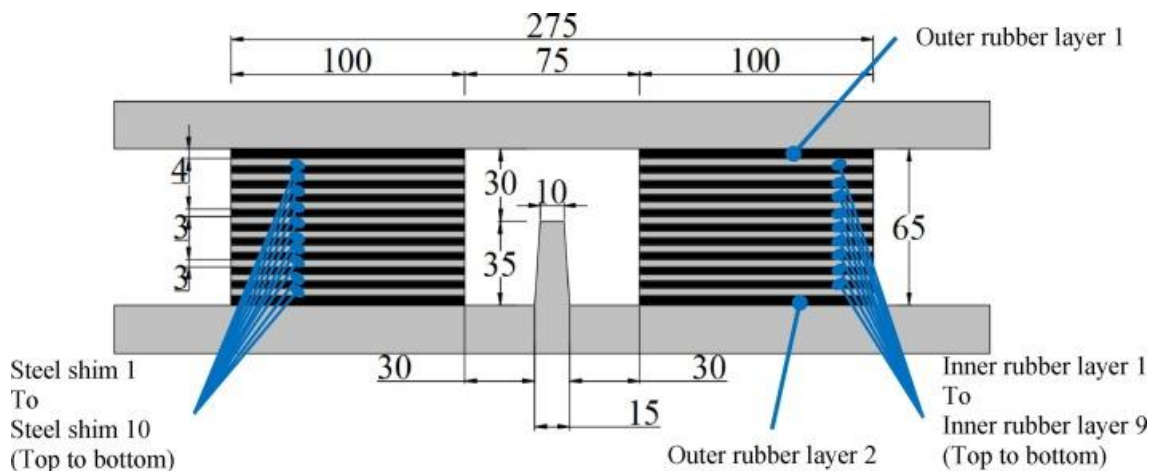


Figure IV.3 : Comparaison schématique des appuis HDRB et LRB

4.4.4 Système à Pendule Glissant (FPS : Friction Pendulum System)

Le système FPS est le plus répandu dans la famille des appuis à glissement. Il utilise une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule. Le rayon de courbure et le coefficient de frottement à l'interface sont les caractéristiques clés qui contrôlent la période d'isolation et la quantité d'énergie dissipée.

Avantages : excellente capacité d'absorption des mouvements sismiques, faible maintenance, possibilité de mouvements importants sans déformation permanente. Inconvénients : coût élevé, entretien régulier nécessaire, sensibilité à l'usure des surfaces de frottement.

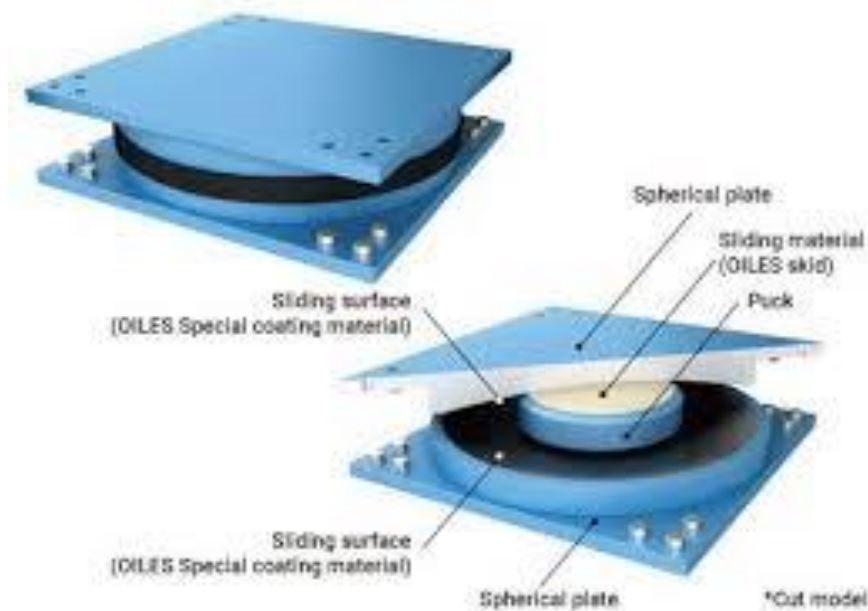


Figure IV.4 : l'appui en pendule glissant (FPS)

4.4.5 Appuis à Roulement:

Ce système se compose de deux plaques en acier superposées et séparées par des rouleaux ou des billes. Il présente de bonnes propriétés mais est rarement utilisé dans les constructions de bâtiments en raison du risque de grippage de la bille centrale durant les années sans séisme et de son faible capacité d'amortissement. Dans la pratique, généralement des billes sont employées pour obtenir une isolation parasismique travaillant dans plusieurs directions, mais, dans certains cas, des tiges sont appliquées pour le découplage unidirectionnel. Les propriétés de ce système sont plus avantageuses par

rapport à celles du système de pendule de glissement, parce que le frottement du premier est moins de celui du dernier.

4.5 Dispositions Générales Concernant les Dispositifs d'Isolation

4.5.1 Espace Suffisant pour l'Inspection, l'Entretien et le Remplacement

Pour assurer le bon fonctionnement des dispositifs d'isolation sismique, il est essentiel de prévoir un espace suffisant entre la superstructure et l'infrastructure. Cet espace doit permettre un accès aisé aux isolateurs pour des inspections visuelles régulières et l'utilisation d'équipements de maintenance (vérins, grues, plateformes de levage). 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.

4.5.2 Protection contre les Effets Potentiellement Dangereux

Les dispositifs d'isolation sismique doivent être protégés contre :

- **L'incendie** : utilisation de matériaux ignifuges, notamment dans les bâtiments industriels ou stratégiques
- **Les attaques chimiques** : revêtements protecteurs contre les agents corrosifs (sels, acides, hydrocarbures)
- **Les attaques biologiques** : ajout d'agents antifongiques dans le caoutchouc pour les environnements humides

4.5.3 Matériaux Conformés aux Normes en Vigueur

Les matériaux utilisés pour les dispositifs d'isolation sismique doivent respecter les normes techniques, que les exigences du RPA 2024. Les propriétés mécaniques doivent être adaptées aux sollicitations sismiques, et les matériaux doivent être homologués et certifiés par des tests normalisés.

4.6 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. Un système d'instrumentation est recommandé afin de suivre en temps réel le comportement de l'ouvrage isolé, notamment pour les infrastructures critiques.

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. 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.

4.7 Règles de Calcul pour les Structures Isolées

- **Propriétés du Système d'Isolation**
 - Les valeurs les plus défavorables 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 et de l'évolution des propriétés dans le temps.
 - Valeur maximale de rigidité et valeur minimale d'amortissement et de frottement pour évaluer les accélérations et les forces d'inertie dues au séisme.
 - Valeur minimale de rigidité et d'amortissement et de frottement pour évaluer les déplacements. (RPA, 2024)

4.8 Méthodes d'Analyse pour les Structures Isolées

Les méthodes d'analyse suivantes sont applicables aux structures avec isolation sismique à la base :

- La méthode statique linéaire équivalente
- La méthode statique équivalente simplifiée
- La méthode modale
- La méthode modale simplifiée
- La méthode dynamique temporelle par accélérogrammes

4.8.1 Méthode Statique Linéaire Équivalente

Le système d'isolation peut être représenté par un modèle viscoélastique linéaire équivalent (appuis en élastomère fretté) ou par un modèle hystérétique bilinéaire équivalent (dispositifs à comportement élasto-plastique). La rigidité effective globale K_{eff} est obtenue par la somme des rigidités effectives des différentes unités d'isolation.

La dissipation d'énergie du système d'isolation est représentée par un amortissement visqueux équivalent, désigné « amortissement effectif » (ξ_{eff}). Les conditions d'application du modèle linéaire équivalent sont :

Tableau 4.1 : tableau de condition requise du Méthode Statique Linéaire Équivalente

Paramètre	Condition requise
Rigidité effective K_{eff}	$\geq 50 \%$ de la rigidité à $0.2 \times d_{dc}$
Taux d'amortissement effectif ξ_{eff}	$\leq 30 \%$
Variation force/déplacement	$\leq 10 \%$ en fonction de la vitesse de chargement ou des charges verticales

La force de recentrage doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r^2_-} \cdot y_i \quad 4.1$$

$$r^2_y = \frac{\sum (x_i^2 \cdot k_{yi} + y_i^2 \cdot k_{xi})}{\sum K_{xi}} \quad 4.2$$

4.8.2 Méthode Statique Équivalente Simplifiée

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 :

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{M / K_{eff}} \quad IV.3$$

Formule 4.3: La période de translation effective

Le mouvement de torsion autour de l'axe vertical peut être négligé si, dans chacune des deux directions principales, l'excentricité totale (y compris l'excentricité accidentelle) ne dépasse pas 7.5 % de la longueur de la superstructure transversalement à la direction considérée.

La méthode simplifiée peut être appliquée si les conditions suivantes sont respectées :

- La distance entre le site et la faille potentiellement active la plus proche ($M_w \geq 6.5$) est supérieure à 15 km

- La plus grande dimension de la superstructure en plan n'est pas supérieure à 50 m
- L'infrastructure est suffisamment rigide pour réduire au minimum les effets des déplacements différentiels du sol
- Tous les dispositifs sont situés au-dessus des éléments de l'infrastructure qui supportent les charges verticales

De plus, les conditions suivantes sur la période effective doivent être vérifiées :

$$3 \cdot T_f \leq T_{eff} \leq 3 \text{ s} \quad 4.4$$

4.8.3 Modélisation 3D pour les Structures Isolées

Pour les structures complexes ou ne répondant pas aux conditions simplifiées, une analyse en termes d'accélération, de forces d'inertie et de déplacements est requise. La modélisation en 3D (structure et isolateurs) doit prendre en compte :

- Les effets de torsion et des excentricités accidentelles
- Les déplacements, accélérations et forces de la superstructure (3D)
- Les déformations et sollicitations ultimes induites dans les isolateurs (3D)

4.9 Aspects Réglementaires des Dispositifs d'Isolation Sismique :

4.9.1 Classification des Dispositifs

- **Dispositifs linéaires** : Comportement élastique, faible dissipation d'énergie.
- **Dispositifs non-linéaires** : Comportement inélastique, forte dissipation d'énergie.

4.9.2 Caractéristiques Fonctionnelles :

Les dispositifs doivent assurer :

- Flexibilité horizontale permettre les déplacements relatifs
- Rigidité verticale supporter le poids de la structure
- Dissipation d'énergie réduire les forces transmises à la superstructure
- Recentrage ramener la structure à sa position initiale après le séisme

4.9.3 Types Mentionnés dans le RPA 2024 :

Le RPA 2024 reste général mais mentionne les types suivants :

- Appuis en élastomère (HDRB, LRB)
- Dispositifs dissipatifs
- Systèmes à glissement (FPS)

- Systèmes pendulaires
- Amortisseurs

4.10 Comportement Global d'une Structure Isolée

4.10.1 Avant Isolation (Système à Base Fixe)

- Structure rigide
- Forces sismiques élevées transmises à la superstructure
- Risque de dommages structurels importants

4.10.2 Après Isolation (Système à Base Isolée)

- Structure flexible à la base
- Forces transmises à la superstructure fortement réduite
- Déplacements concentrés dans les isolateurs plutôt que dans la structure

4.11 Avantages et Limites de l'Isolation Sismique

4.11.1 Avantages

- Réduction significative des efforts sismiques transmis à la superstructure
- Protection de la superstructure et des équipements sensibles
- Limitation des dommages structuraux et non structuraux
- Amélioration de la durabilité et réduction des coûts de réparation post-séisme
- Flexibilité de conception architecturale

4.11.2 Limites

- Déplacements importants à gérer au niveau des joints de dilatation
- Coût initial plus élevé (matériaux et technologies avancées)
- Nécessité de maintenance périodique et d'inspections régulières
- Expertise spécialisée requise pour la conception et l'installation
- Pas toujours adapté à tous les types de bâtiments ou de fondations

4.11.3 Choix entre les Types d'Appuis Parasismiques

Le choix du type d'appui parasismique doit tenir compte des normes applicables, des propriétés mécaniques requises, du coût, de l'efficacité à long terme et des conditions de maintenance. Le caoutchouc nécessite des vérifications périodiques pour assurer sa

flexibilité dans le temps. En revanche, les appuis à roulement et à glissement ne nécessitent aucun entretien courant.

L'état du sol influence également le choix : les appuis à déformation se détériorent dans les sols mous, alors que les appuis à glissement sont mieux adaptés en raison de leurs faibles coefficients de frottement.

IV.12. Conclusion :

Ce chapitre a permis de poser les bases théoriques et réglementaires nécessaires à la compréhension de l'isolation sismique à la base, technique de protection parasismique encore peu répandue en Algérie mais dont les principes sont aujourd'hui suffisamment matures et éprouvés à l'échelle internationale. L'étude des principes fondamentaux montre que cette technique repose sur un découplage dynamique global, obtenu par l'interposition d'interfaces à faible rigidité horizontale entre l'infrastructure et la superstructure. Ce mécanisme permet un allongement artificiel de la période fondamentale du bâtiment, le déplaçant hors de la zone critique d'amplification spectrale. Il en résulte une atténuation drastique des forces d'inertie, une réduction majeure des accélérations et des efforts tranchants. De plus, le bâtiment adopte un comportement en corps rigide, ce qui concentre les déplacements au niveau des appuis et annule les déformations inter-étages. Concernant les technologies étudiées, les isolateurs élastomériques à haut amortissement (HDRB) exploitent les propriétés intrinsèques du caoutchouc pour dissiper l'énergie. Parallèlement, les appuis à pendule à friction (FPS) assurent la dissipation par frottement cinétique et le recentrage automatique par gravité, offrant une excellente adaptabilité aux charges gravitaires de chaque poteau. Sur le plan réglementaire, le RPA 2024 consacre désormais son Chapitre XI aux ouvrages isolés, fixant des règles strictes pour l'application des méthodes de calcul et imposant des protocoles rigoureux de surveillance et d'inspection. Ces outils théoriques et technologiques valident ainsi l'isolation à la base comme une alternative performante aux méthodes classiques de résistance par ductilité, ouvrant la voie à la modélisation numérique de notre cas d'étude R+9 sous le logiciel ETABS.

CHAPITRE 5

PRESENTATION DE CAS D'ETUDE

5.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à la présentation générale de l'ouvrage étudié ainsi qu'au pré-dimensionnement de ses principaux éléments structuraux. Il constitue une étape essentielle dans le processus de conception, puisqu'il permet de définir les caractéristiques géométriques du bâtiment, la nature des matériaux utilisés, ainsi que les hypothèses de calcul adoptées pour l'étude.

À partir des données architecturales et géotechniques du projet, le pré-dimensionnement des éléments porteurs tels que les poutres, les poteaux, les voiles, les dalles, les balcons et les escaliers est effectué conformément aux exigences réglementaires en vigueur. Cette phase permet d'obtenir une première estimation cohérente des sections structurales, en tenant compte des contraintes de résistance, de rigidité, de stabilité et de sécurité.

L'objectif de ce chapitre est donc de poser les bases nécessaires à l'analyse structurale et au dimensionnement sismique détaillé qui seront développés dans les chapitres suivants.

5.1 Description de l'Ouvrage :

La présente note de calcul a pour objectif de dimensionner une structure composée de **R+9 étages avec un sous-sol** destiné au parking, située à Aïn Témouchent. Cette région est classée en **zone sismique V** conformément au Règlement Parasismique Algérien en vigueur (RPA 2024).

5.1.1 Caractéristiques Géométriques :

Tableau 5.1 : tableau de Données Géométriques du Bâtiment

Données Géométriques du Bâtiment	
Paramètre	Valeur
Hauteur totale du bâtiment	36.72 m
Hauteur d'étage courant	3.06 m
Hauteur du RDC	3.06 m
Hauteur du sous-sol	3.06 m
Longueur totale LX	23.50 m
Largeur totale LY	21.60 m
Hauteur de la locale technique	3.06 m

5.2 Codes, Normes et Logiciels de Calcul :

Les calculs de dimensionnement et de vérification sont réalisés conformément aux textes réglementaires algériens et aux normes européennes applicables :

- DTR BC 2.41 — Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93)
- DTR BC 2.2 — Charges permanentes et charges d'exploitation
- DTR BC 2.48 — Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024)
- BAEL 91 Révisé 99 — Règles de calcul des structures en béton armé
- ETABS V22.5.0 — Logiciel d'analyse et de dimensionnement des structures

5.3 Caractéristiques des Matériaux :

5.3.1 Béton :

- **Résistance à la compression :**

La **résistance caractéristique du béton à la compression**, notée (f_{cj}), est la résistance minimale que 95 % des éprouvettes atteignent après 28 jours. Elle est mesurée par des essais de compression sur des échantillons standards. Cette valeur est essentielle pour garantir la sécurité et la durabilité des structures en béton.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

5.1

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour ce projet, on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- **Résistance caractéristique du béton à la traction :**

La **résistance caractéristique du béton à la traction** est la valeur de résistance minimale que 95 % des échantillons de béton atteignent lorsqu'ils sont soumis à une sollicitation en traction. Contrairement à la compression, le béton est beaucoup moins résistant en traction, avec des valeurs généralement comprises entre 2 et 5 MPa. Cette résistance est importante pour évaluer la fissuration et la tenue des structures en béton sous efforts de traction.

$$\begin{aligned} f_{tj} &= 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} &= 0,275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{aligned} \quad 5.2$$

Pour $j = 28$, on a : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$.

- **Dosage en ciment :**

Le **dosage en ciment** correspond à la quantité de ciment utilisée dans un mélange de béton ou de mortier, exprimée généralement en kilogrammes par mètre cube (kg/m^3). Il détermine la résistance, la durabilité et la qualité du béton. Un dosage trop faible peut entraîner un béton faible et poreux, tandis qu'un dosage trop élevé peut provoquer des fissures dues au retrait. Le dosage dépend de la classe de béton souhaitée, des conditions d'utilisation et des matériaux disponibles.

Pour ce projet, on prendra : 350 Kg/m^3 à 400 Kg/m^3 selon la formulation du béton adoptée à chaque type d'éléments structurelle.

- **Le module de déformation longitudinale instantané du béton :**

Le **module de déformation longitudinale instantané du béton**, souvent appelé module d'élasticité instantané ou module de Young instantané, est une mesure de la rigidité du béton lorsqu'il est soumis à une contrainte de compression. Il représente la relation entre la contrainte appliquée et la déformation élastique immédiate (sans déformation plastique ni retardée) du matériau.

Ce module caractérise la capacité du béton à résister à la déformation sous une charge instantanée.

Il est généralement exprimé en mégapascals (MPa).

Sa valeur dépend de la résistance à la compression du béton et de sa composition.

Typiquement, il est calculé à partir des essais de compression en mesurant la pente initiale de la courbe contrainte-déformation.

Il est essentiel pour le calcul des déformations et la conception des structures en béton.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}} \quad 5.3$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.196 \text{ MPa}$

- **le module de déformation longitudinale différé du béton :**

Le **module de déformation longitudinale différé du béton**, aussi appelé module de fluage différé ou module différé, représente la déformation supplémentaire que subit le béton sous une charge constante appliquée sur une longue période, au-delà de la déformation instantanée élastique.

Ce module prend en compte les effets de fluage et de retrait du béton, qui provoquent une déformation progressive dans le temps sous une contrainte constante.

Il est généralement inférieur au module d'élasticité instantané, car le béton se déforme davantage avec le temps.

Ce module est important pour le calcul des déformations différées dans les structures, notamment pour éviter les fissurations et assurer la durabilité.

Il est utilisé dans les calculs de structures soumis à des charges permanentes sur le long terme.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{c28}} \quad 5.4$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86\text{MPa}$

5.3.2 Acier :

- **Acier haute adhérence :**

L'**acier haute adhérence** est un type d'acier utilisé pour le béton armé, caractérisé par une surface nervurée qui améliore l'adhérence entre l'acier et le béton, ce qui augmente la résistance mécanique des structures. La « nuance » précise la classification de l'acier selon ses propriétés mécaniques, notamment la limite d'élasticité.

Pour ce projet, on prendra : $f_e = 400\text{ MPa}$

- **Treillis soudés :**

Les **treillis soudés pour dalles de compression** sont des armatures en acier préfabriquées, composées de fils d'acier haute adhérence soudés en réseau, utilisées pour renforcer les dalles en béton. Ils améliorent la résistance mécanique, limitent les fissures et assurent une meilleure répartition des charges dans les zones de compression des dalles.

Pour ce projet, on prendra : $f_e = 215\text{ MPa}$

- **les aciers transversaux :**

Les **aciers transversaux** sont des barres d'armature placées perpendiculairement aux aciers longitudinaux dans une structure en béton armé. Leur rôle principal est de résister aux efforts de cisaillement et de confiner le béton, améliorant ainsi la ductilité et la résistance globale de l'élément. Ils sont souvent utilisés dans les poutres, colonnes et dalles pour assurer la stabilité face aux contraintes transversales.

Pour ce projet, on prendra : [FeE400] $f_e=400$ MPa

5.3.3 Sol :

- **Classification des sites :**

La **classification des sites** sismiques selon les RPA 2024 (Règles Parasismiques Algériennes) classe les sols en fonction de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques, qui influencent l'amplification des ondes sismiques. Les principales catégories vont du sol très rigide ou rocheux (Site A) aux sols très meubles et compressibles (Site E). Cette classification est essentielle pour adapter les paramètres de conception parasismique aux conditions locales du sol, garantissant ainsi la sécurité et la résistance des structures. (RPA 2024)

A partir de RPA 2024 l'est site ferme sol (S2)

- **Contrainte admissible :**

La **contrainte admissible** est la valeur maximale de contrainte (force par unité de surface) qu'un matériau ou une structure peut supporter en service sans risque de défaillance ou de déformation excessive. Elle est utilisée en ingénierie pour dimensionner les éléments afin d'assurer leur sécurité et leur durabilité.

La contrainte admissible est de $\sigma_s = 2.00 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$

- **Tassement :**

Le **tassement** est le phénomène de réduction de volume ou de hauteur d'un sol sous l'effet d'une charge appliquée, comme celle d'une construction. Il correspond à la déformation verticale du sol, qui peut entraîner un affaissement ou un déplacement des fondations et, par conséquent, des structures bâties dessus. Calcul géotechnique

Pour ce projet, $\Delta s = 0.44 \text{ cm} = 0.0044 \text{ m}$

- **Raideur :**

La **raideur de sol** désigne la capacité du sol à résister à la déformation sous une charge appliquée, c'est-à-dire sa rigidité ou son module de déformation. C'est un paramètre fondamental en géotechnique pour évaluer comment le sol va se comporter sous les fondations d'une construction.

$$K = \sigma_s / \Delta s \quad 5.5$$

Pour ce projet, $K = 45\,454.00 \text{ KN/m}^3$

5.3.4 Sol et Fondations :

- **Ancrage :**

L'**ancrage** est un procédé utilisé en génie civil et construction pour fixer solidement un élément structurel à un support ou à un massif de béton, de sol ou de roche. Il permet de transmettre des efforts (traction, compression, cisaillement) entre la structure et son support, assurant ainsi la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Pour ce projet, l'ancrage est de 4.00m

Tableau 5.2 : tableau de Paramètres Géotechniques du Site

Paramètres Géotechniques du Site	
Paramètre	Valeur
Classification RPA 2024	Sol ferme Catégorie S ₂
Contrainte admissible σ_s	200 KN/m ²
Tassement admissible Δs	0.44 cm = 0.0044 m
Raideur de sol $K = \sigma_s / \Delta s$	45 454 KN/m ³
Profondeur d'ancrage	4.00 m

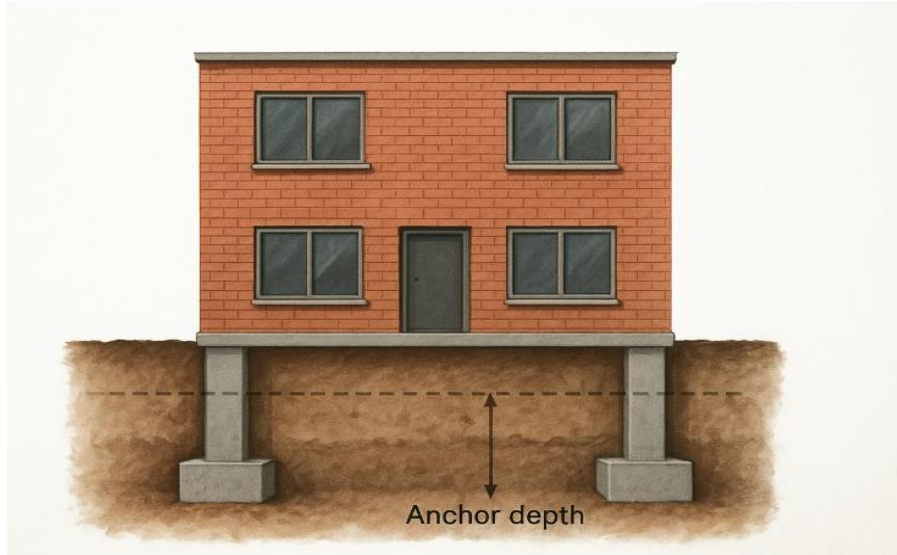


Figure 5.1 — Schéma de l'ancrage des fondations

5.4 Combinaisons de Calcul :

5.4.1 États Limites :

- **État Limite Ultime (ELU) :**

Garantit l'absence de rupture sous les charges maximales combinées :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \quad 5.6$$

- **État Limite de Service (ELS) :**

Assure la fonctionnalité en conditions normales d'exploitation :

$$N_u = G + Q \quad 5.7$$

5.4.2 Combinaisons d'Actions Parasismiques (RPA 2024) :

- **Composantes horizontales de l'action sismique :**

Les deux combinaisons horizontales à prendre en compte simultanément dans les directions orthogonales :

$$\begin{aligned} G + \psi \cdot Q + E_1 & \quad \text{avec } E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ G + \psi \cdot Q + E_2 & \quad \text{avec } E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{aligned} \quad 5.8$$

- **Composante verticale de l'action sismique :**

La composante verticale est requise lorsque le produit ($A_v \times I \times g$) dépasse 0.25g :

$$\begin{aligned}
 G + \psi \cdot Q + E_3 & \quad \text{avec } E_3 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \\
 G + \psi \cdot Q + E_4 & \quad \text{avec } E_4 = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z \\
 G + \psi \cdot Q + E_5 & \quad \text{avec } E_5 = \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z
 \end{aligned}
 \quad 5.9$$

Tableau 5.3 : tableau de Composante verticale de l'action sismique

Zonage sismique	A.I (horizontal)	Av.I (vertical) Cat. Importance 1A	Av.I — 1B	Av.I — 2	Av.I — 3
I	0.07 I	0.054	0.046	0.039	0.031
II	0.10 I	0.077	0.066	0.055	0.044
III	0.15 I	0.116	0.099	0.083	0.066
IV	0.20 I	0.252	0.216	0.180	0.144
V	0.25 I	0.315	0.270	0.225	0.180
VI	0.30 I	0.378	0.324	0.270	0.216

L'action sismique verticale, Av , est obligatoire lorsque $(Av.I.g)$ dépasse $0.25 g$

Pour ce projet (Ain Témouchent — Zone V, Bâtiment d'habitation Groupe d'importance 2)
: $Av \times I \times g = 0.225 < 0.25g$. **La composante verticale est donc négligée.**

Tableau 5.4: tableau de groupe d'importance

Coefficient d'importance, I	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

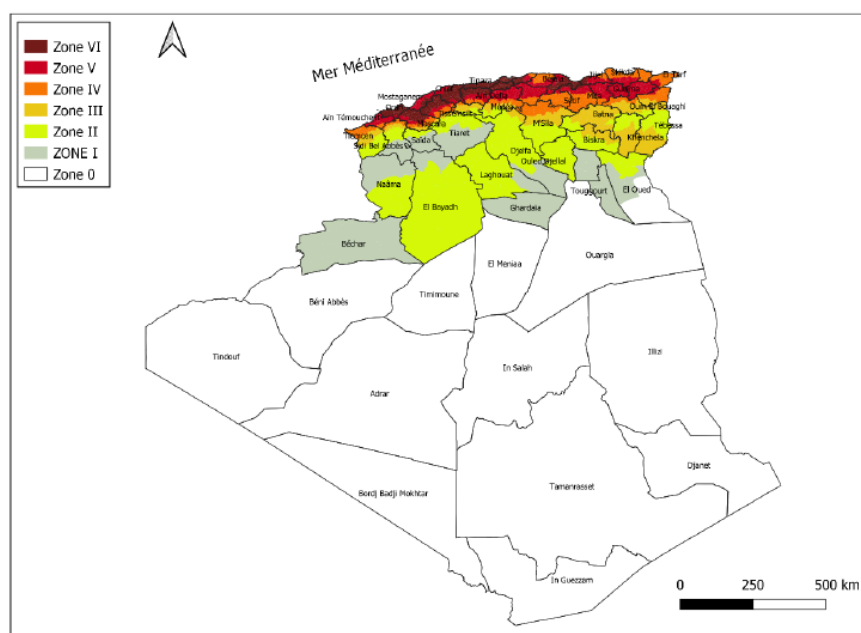


Figure 5.2 — classification sismique des wilayas d'Algérie

5.5 Descente de Charges :

La descente de charges consiste à transférer les charges gravitaires (permanentes G et d'exploitation Q) depuis les planchers vers les fondations, conformément au **DTR-BC 2.2**.

5.5.1 Planchers — Étage Courant :

Tableau 5.5: Tableau de Plancher Corps Creux — Étage Courant

Plancher Corps Creux — Étage Courant	
Élément de composition	Charge (KN/m²)
Carrelage épaisseur 2 cm	0.40
Chape de mortier de ciment (e = 5 cm)	1.00
Plancher corps creux (16+4) cm	2.85
Enduit en plâtre sous plafond (e = 2 cm)	0.20
Cloison de séparation	1.00
Charges permanentes totales G	5.45 KN/m²
Surcharge d'exploitation Q	1.50 KN/m²

Tableau 5.6: Tableau de Plancher Dalle Pleine — Étage Courant

Plancher Dalle Pleine — Étage Courant	
Élément de composition	Charge (KN/m²)
Carrelage épaisseur 2 cm	0.40
Chape de mortier de ciment (e = 5 cm)	1.00
Dalle pleine épaisseur 20 cm	5.00
Enduit en plâtre sous plafond (e = 2 cm)	0.20
Cloison de séparation	1.00
Charges permanentes totales G	7.60 KN/m²
Surcharge d'exploitation Q	2.50 KN/m²

Tableau 5.7: tableau de Plancher Balcon — Étage Courant

Balcon — Étage Courant	
Élément de composition	Charge (KN/m²)
Carrelage épaisseur 2 cm	0.40
Chape de mortier de ciment (e = 5 cm)	1.00
Dalle pleine épaisseur 20 cm	5.00
Enduit en plâtre sous plafond (e = 2 cm)	0.20
Cloison de séparation	1.00
Charges permanentes totales G	7.60 KN/m²
Surcharge d'exploitation Q	3.50 KN/m²

5.5.2 Planchers — Terrasse :

Tableau 5.8: tableau de Plancher Corps Creux — Terrasse

Plancher Corps Creux — Terrasse	
Élément de composition	Charge (KN/m²)
Protection en gravillon (e = 5 cm)	1.00
Étanchéité multicouche (e = 2 cm)	0.12
Forme de pente (e moye = 10 cm)	2.20
Isolation thermique (e = 4 cm)	0.12
Plancher corps creux (16+4) cm	2.85
Enduit en plâtre sous plafond	0.20
Charges permanentes totales G	6.50 KN/m²
Surcharge d'exploitation Q	1.00 kN/m²

Tableau 5.9: tableau de Plancher Dalle Pleine — Terrasse

Plancher Dalle Pleine — Terrasse	
Élément de composition	Charge (KN/m²)
Protection en gravillon (e = 5 cm)	1.00
Étanchéité multicouche (e = 2 cm)	0.12
Forme de pente (e moye = 10 cm)	2.20
Isolation thermique (e = 4 cm)	0.12
Dalle pleine EP = 20 cm	5.00
Enduit en plâtre sous plafond (e = 2 cm)	0.20
Charges permanentes totales G	8.65 KN/m²
Surcharge d'exploitation Q	1.00 KN/m²

Tableau 5.10: tableau de Plancher Balcon — Terrasse

Balcon — Terrasse	
Élément de composition	Charge (KN/m²)
Protection en gravillon (e = 5 cm)	1.00
Étanchéité multicouche (e = 2 cm)	0.12
Forme de pente (e moye = 10 cm)	2.20
Isolation thermique (e = 4 cm)	0.12
Dalle pleine EP = 20 cm	5.00
Enduit en plâtre sous plafond (e = 2 cm)	0.20
Charges permanentes G	8.65 KN/m²
Surcharge d'exploitation Q	1.00 KN/m²

5.5.3 Escalier :

Tableau 5.11: tableau de Escalier — Descente de Charges

Escalier — Descente de Charges	
VOLÉE	
Élément de composition	Charge (KN/m ²)
Revêtement carrelage (horizontal)	0.44
Mortier de pose (horizontal)	0.20
Revêtement carrelage (vertical)	0.25
Mortier de pose (vertical)	0.11
Poids propre des marches	2.12
Poids propre de la paillasse	4.02
Enduit en plâtre (inf. paillasse)	0.11
Charges permanentes G	7.25
Surcharge d'exploitation Q	2.50
PALIER	
Élément de composition	Charge (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.44
Mortier de pose	0.40
Poids propre du palier	3.50
Enduit en plâtre	0.10
Charges permanentes G	4.44
Surcharge d'exploitation Q	2.50

5.6 Pré-dimensionnement des Éléments Structuraux :

5.6.1 Poutres Principales et Secondaires :

Selon le RPA 2024, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

-Hauteur de la poutre : $L^{Max} / 15 \leq h_p \leq L^{Max} / 10$

- Largeur de la poutre : $0.4 h_p \leq b_p \leq 0.7 h_p$

Avec :

- **hp** : Hauteur de la poutre
- **bp** : Largeur de la poutre
- **Lmax** : Longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

Conditions sur RPA :

✓ **Hp ≥ 30cm**

✓ $Bp \geq 20 \text{ cm}$

✓ $\frac{hp}{bp} \leq 4$

-Poutres principales :

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

Dans notre cas $L = 495 - 40 = 465 \text{ cm}$

$$\frac{465}{15} \leq hp \leq \frac{465}{10} \Rightarrow 31 \text{ cm} \leq hp \leq 46.5 \text{ cm}$$

Pour plus de sécurité on prend : $hp = 35 \text{ cm}$

$$0.4hp \leq bp \leq 0.7hp$$

$$0.4 \times 35 \leq bp \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq bp \leq 24.5 \text{ cm}$$

-Pour plus de sécurité on prend : $bp = 30 \text{ cm}$

-Les poutres secondaires :

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

Dans notre cas $L = 495 - 40 = 465 \text{ cm}$

$$\frac{465}{15} \leq hp \leq \frac{465}{10} \Rightarrow 31 \text{ cm} \leq hp \leq 46.5 \text{ cm}$$

Pour plus de sécurité on prend : $hp = 35 \text{ cm}$

$$0.4hp \leq bp \leq 0.7hp$$

$$0.4 \times 35 \leq bp \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq bp \leq 24.5 \text{ cm}$$

-Pour plus de sécurité on prend : $bp = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions sur RPA :

$$hp = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$bp = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$\frac{hp}{bp} = 35/25 = 1.4 < 4$$

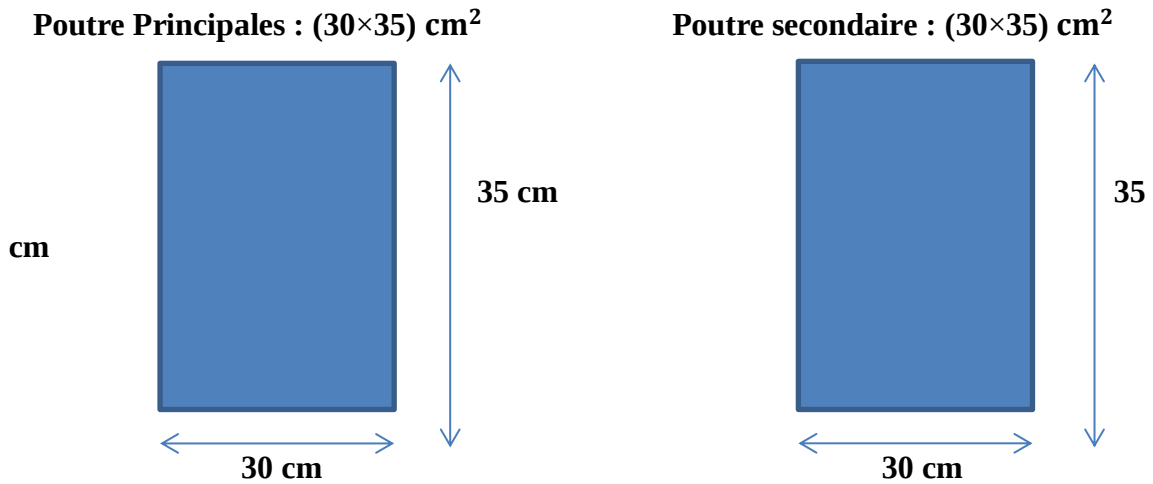


Figure 5.3 — section des poutres principale et secondaire

5.6.2 Poteaux

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcul leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$b = 25\text{cm}$.

$h = 30\text{cm}$

$G_{\text{pot}} = \rho \times S \times h = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.06 = 8.032 \text{ KN}$.

- **Surcharge d'exploitation :**

-Plancher terrasse inaccessible :

$Q_{\text{pt}} = 13.6 \times 1 = 13.6 \text{ KN}$.

-Plancher étage courant et RDC :

$Q_{\text{pt}} = 13.6 \times 1.5 = 20.4 \text{ KN}$.

- **Loi de dégression des charges d'exploitation :**

-Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes).

Niveau 9	Q_0
Niveau 8	Q_0+Q_1
Niveau 7	$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
Niveau 6	$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$
Niveau 5	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
Niveau 4	$Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
Niveau 3	$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
Niveau 2	$Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$
Niveau 1	$Q_0+0,688(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$

Figure 5.4 — Loi de dégression des charges d'exploitation

-Avec :

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3 \dots \dots \dots Q_n$: Les charges d'exploitation respectives des planchers des Étages 1, 2, 3,.....n.

Tableau 5.12 : Tableau de charge d'exploitation

Tableau de Vérification des Poteaux — Contrainte Normalisée									
Etages	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1er étage	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.688
2ème étage	13.6	27.2	45.9	62.56	77.18	89.76	100.3	110.7	121.2

Tableau 5.13: Tableau de Vérification des Poteaux — Contrainte Normalisée

Tableau de Vérification des Poteaux — Contrainte Normalisée					
Niveau	GcUM (KN)	QcUM (KN)	N=Gc +Qc (KN)	Ap (cm2)	Ap.adp (cm²)
1er étage	108.14	13.6	121.74	81.16	30*30
2ème étage	210.032	27.2	237.232	158.16	35*35 30*30
3ème étage	311.924	45.9	357.824	238.55	35*35 30*30
4ème étage	413.816	62.56	476.376	317.58	40*40 35*35
5ème étage	515.708	77.18	592.888	395.26	45*45 35*35
6ème étage	617.6	89.76	707.36	471.57	45*45 40*40

7ème étage	719.492	100.3	819.792	546.53	50*50 40*40
8ème étage	821.384	110.7	932.084	621.39	50*50 45*45
9ème étage	923.276	121.2	1044.476	691.32	55*55 45*45

Vérification selon RPA 99 version 2003 :

Min (b1,h1) ≥ 30 cm : en zones V

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

Sous-sol :

Min(55,55) ≥ 30 cm..... CV

$$\frac{1}{4} < \frac{55}{55} < 4..... CV$$

RDC et 1:

Min(50,50) ≥ 30 cm..... CV

$$\frac{1}{4} < \frac{50}{50} < 4..... CV$$

Sous-sol et RDC et 2 et 3 :

Min(45,45) ≥ 30 cm..... CV

$$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4..... CV$$

Etage 1 et 2 et 4 :

Min(40,40) ≥ 30 cm..... CV

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4..... CV$$

Etage 3 et 4 et 5 et 6 :

Min(35,35) ≥ 30 cm.....CV

$$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} < 4..... CV$$

Etage 5 et 6 et 7 et 8 et 9 :

Min(30,30) ≥ 30 cmCV

$$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4 CV$$

5.6.3 Planchers Corps Creux

-L'épaisseur du plancher correspond à l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré-dimensionnement on a utilisé les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche en fonction de la portée maximale est de :

$$Ht \geq L^{\text{Max}} / 22.5$$

Ht : hauteur totale du plancher.

Lmax : longueur de la portée maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles

$$Ht \geq 520/22,5 \text{ à } ht \geq 23.11\text{cm}$$

$$Ht \geq 520 / 22.5 = 23.11 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adoptee: } h = 20 \text{ cm, } h_0 = 5 \text{ cm} \rightarrow (20+5) \text{ cm}$$

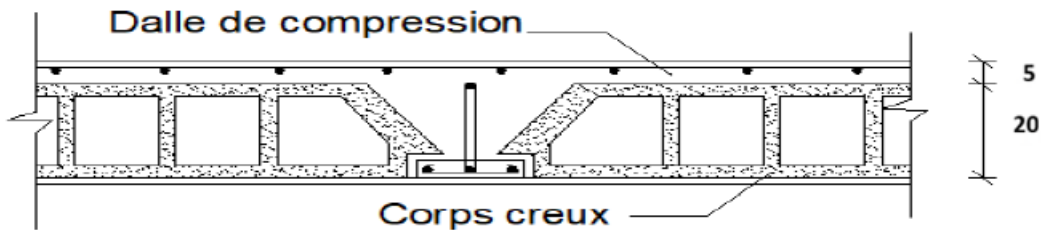


Figure 5.5 — Schéma du plancher corps creux (20+5) cm

5.6.4 Voiles

-L'épaisseur des voiles est déterminée à partir de la hauteur libre entre niveaux :

$$he = 306 - 20 = 286 \text{ mm}$$

$$a \geq he / 20 = 286 / 20 = 14.3 \text{ cm}$$

-On adopte : **a = 20 cm** — Vérification RPA : $a \geq 15 \text{ cm} \checkmark$ et $L \geq 4a \checkmark$

5.6.5 Balcon

-L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante : $e \geq \frac{L}{10}$

Avec :

L : la largeur du balcon.

$$L = 1.40 \text{ m} \rightarrow e \geq L/10 = 14 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } e = 15 \text{ cm}$$

5.6.6 Escalier

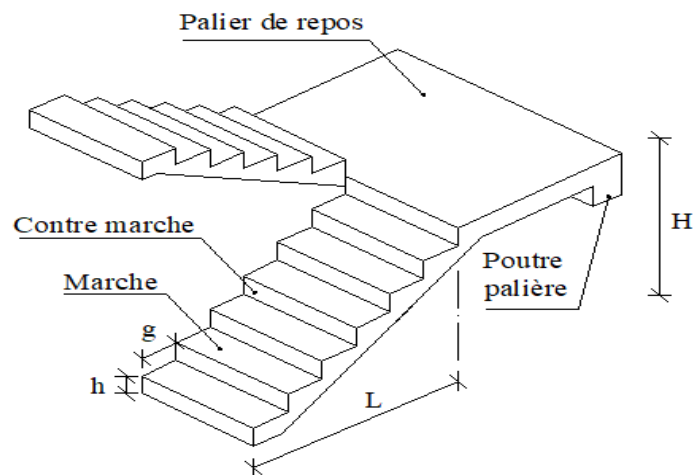


Figure 5.6 — Schéma du escalier

Application de la formule de BLONDEL : $59 \leq 2h + g \leq 66$ cm

On choisit : $h = 17$ cm (hauteur de contremarche) $\Rightarrow 25 \leq g \leq 32 \rightarrow g = 30$ cm

Nombre de marches : $N = H/h = 306/17 = \mathbf{18 \text{ marches}}$

Angle d'inclinaison : $\tan \alpha = 153/240 \Rightarrow \alpha = \mathbf{32.52^\circ}$

Épaisseur de la paillasse :

$L_p / 30 < e_p < L_p / 20$ avec $L_p = 1.53 / \sin (32.52^\circ) = 2.846$ m

9.49 cm $< e_p < 14.23$ cm $\Rightarrow$ On adopte : $e_p = \mathbf{15}$ cm

5.7. Conclusion :

En conclusion, ce chapitre a permis de présenter l'ouvrage étudié dans ses aspects géométriques, matériels et géotechniques, tout en établissant les dimensions préliminaires des principaux éléments structuraux. Le pré-dimensionnement réalisé constitue une étape fondamentale, car il assure la cohérence initiale du modèle de calcul et prépare les vérifications ultérieures.

Les résultats obtenus montrent que les choix adoptés respectent globalement les prescriptions réglementaires et offrent une base fiable pour l'analyse sismique du bâtiment. Ainsi, ce chapitre représente une transition indispensable entre la description du projet et son étude dynamique approfondie.

CHAPITRE 6

**ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE ENCASTRE A
LA BASE.**

6.1 Introduction

Ce chapitre traite de l'étude sismique de l'ouvrage ainsi que du dimensionnement des dispositifs d'isolation à la base. Après avoir défini les paramètres sismiques du site, les caractéristiques du sol et les combinaisons de charges réglementaires, l'analyse se concentre sur la réponse dynamique de la structure soumise aux actions sismiques.

Dans ce cadre, les différents types d'isolateurs étudiés, notamment les appuis en élastomère à fort amortissement et les appuis à pendule glissant, sont dimensionnés selon les prescriptions du RPA 2024. L'objectif est de réduire les efforts transmis à la superstructure, de limiter les déplacements inter-étages et d'améliorer la performance globale de l'ouvrage face aux séismes.

Ce chapitre constitue ainsi le cœur de l'étude parasismique, puisqu'il permet de comparer les solutions d'isolation et de vérifier leur efficacité à travers les résultats obtenus par modélisation et calcul.

6.2. Classification du site et paramètres sismiques :

Tableau 6.1 : Tableau de Paramètres Sismiques de Conception (RPA 2024)

Paramètres Sismiques de Conception (RPA 2024)	
Paramètre	Valeur adoptée
Catégorie de site (sol ferme)	S_2
Période caractéristique T_1	0.10 s
Période caractéristique T_2	0.50 s
Période caractéristique T_3	2.00 s
Coefficient de sol S	1.2
Zone sismique	Zone V
Coefficient d'accélération A	0.25
Groupe d'importance I	1
Facteur AIS	0.30
Coefficient de comportement R	Selon contreventement

Tableau 6.2 : Tableau de classification des sites

Site	Description	q_{30} (MPa)	N_{30} (coups)	C_{30} (kPa)	R_{30} (MPa)	Pl_{30} (MPa)	E_{30} (MPa)	V_{S30} (m/s)
S ₁	Rocheux (a)	/	/	/	>10	>5	>100	>800
S ₂	Ferme	>15	>50	>50	0.4–10	2.5	20–100	400–800
S ₃	Meuble	1.5–15	15–50	50–100	0.1–0.4	1–2	5–20	180–360
S ₄	Très Meuble / argile molle (b)	<1.5	<15	<50	<0.1	<1	<5	<180
S ₅	Site nécessitant investigations approfondies	/	/	/	/	/	/	/

- **Périodes caractéristique T₁, T₂**

Selon le RPA2024 :

Tableau 6.3 : Tableau de valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 et 2

Spectre type 1 — S (Zones IV, V et VI)

Site	S	$\bar{T}_1$ (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
S ₁	1.00	0.10	0.40	2.0
S ₂	1.20	0.10	0.50	2.0
S ₃	1.30	0.15	0.60	2.0
S ₄	1.35	0.15	0.70	2.0

Spectre type 2 — S (Zones I, II et III)

Site	S	$\bar{T}_1$ (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
S ₁	1.00	0.05	0.25	1.20
S ₂	1.30	0.05	0.30	1.20
S ₃	1.55	0.10	0.40	1.20
S ₄	1.80	0.10	0.50	1.20

Tableau 6.4 : Tableau de coefficient d'accélération

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

- **Facteur de qualité Q**

La valeur de Q est déterminée par la formule

$$Q = 1 + Pq \quad 6.1$$

Avec :

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au (tableau RPA2024):

Tableau 6.5 : Tableau de facteur de qualité

Cat.	Critère, Q	Description	Pc Observé	Pc N/observé
(a)	1	Régularité en plan	0	0.05
	2	Régularité en élévation	0	0.05
	3	Conditions minimales sur le nombre d'étage	0	0.05
	4	Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1	Redondance en plan	0	0.05
	2	Régularité en élévation	0	0.20
	3	Redondance en plan	0	0.05

Facteur de qualité Qf catérogie : b

Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0.2
Redondance en plan	0
	0
Total	0.25
Qf	1.25

Tableau 6.6 : Tableau de coefficient de comportement global de la structure

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
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 en 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 (b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 (b)
8	Système en pendule inversé	2 (c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 (c)

Coefficient de comportement globale de la structure	R
Contreventement constitué par des voiles	4.5

VI.2 Spectre de Réponse de Calcul

Le spectre de calcul est défini conformément à l'article 3.3.3 du RPA 2024, en fonction des périodes caractéristiques T_1 , T_2 , T_3 et du site S_2 .

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{Si : } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right] & \text{Si : } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{Si : } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{Si : } T_3 \leq T \leq T_4 \end{cases} \quad 6.2$$

$S_{ad}/g(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g

R : coefficient de comportement de la structure (cf. § 3.6, Tableau 3.17 & Annexe I)

6.3 Facteur de Qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$, où P_q est la pénalité associée à chaque critère de qualité insatisfait (Tableau RPA 2024).

6.4 Coefficient d'Amortissement η

Selon la formule 4.3 du RPA 2024 :

$$\eta = \sqrt{(7 / (2 + \xi))} \geq 0.7 \quad 6.3$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau, du type de structure et de l'importance des remplissages.

6.5 Poids Total de la Structure W

$$W = \Sigma(WG_i + \psi WQ_i) \quad 6.4$$

- WG_i : Poids dû aux charges permanentes
- WQ_i : Poids dû aux charges d'exploitation
- ψ : Coefficient d'accompagnement (rpa2024)

Tableau 6.7 : Tableau de poids total de la structure w

Story	Diaphrag	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mas	Cum Mas	XCCM	YCCM	XCR	YCR
LTC	D12	24.3556	24.3556	13.25	14.4517	24.3556	24.3556	13.25	14.4517	13.2514	15.5475
ATTRIQUE	D11	425.9523	425.9523	13.2457	11.1563	425.9523	425.9523	13.2457	11.1563	13.2399	11.6324
Story9	D10	417.8184	417.8184	13.2514	10.977	417.8184	417.8184	13.2514	10.977	13.2409	11.6075
Story8	D9	417.8184	417.8184	13.2514	10.977	417.8184	417.8184	13.2514	10.977	13.2416	11.5755
Story7	D8	419.9521	419.9521	13.2514	10.976	419.9521	419.9521	13.2514	10.976	13.2424	11.5383
Story6	D7	422.4874	422.4874	13.2514	10.9749	422.4874	422.4874	13.2514	10.9749	13.2435	11.4954
Story5	D6	429.9202	429.9202	13.2383	10.9649	429.9202	429.9202	13.2383	10.9649	13.245	11.445
Story4	D5	438.8655	438.8655	13.2386	10.9748	438.8655	438.8655	13.2386	10.9748	13.2476	11.3833
Story3	D4	445.8081	445.8081	13.2513	10.9654	445.8081	445.8081	13.2513	10.9654	13.2491	11.3077
Story2	D3	453.7924	453.7924	13.2513	10.9624	453.7924	453.7924	13.2513	10.9624	13.2502	11.2106
Story1	D2	462.2269	462.2269	13.2513	10.9593	462.2269	462.2269	13.2513	10.9593	13.2512	11.0825
SOUS SOL	D1	533.8604	533.8604	13.2541	10.8317	533.8604	533.8604	13.2541	10.8317	13.2496	10.9225
		ton	ton	m	m	ton	ton	m	m	m	m

6.6 Force Sismique Totale — Méthode Statique Équivalente

L'effort tranchant à la base V est calculé selon :

$$V = \lambda \cdot S_{a}^{dg}(T_0) \cdot W \quad \text{VI.5}$$

- $S_{a}^{dg}(T_0)$: Ordonnée spectrale pour la période fondamentale T_0
- λ : Coefficient de correction
- W : Poids total de la structure

Tableau 6.8: Tableau de coefficient λ

Coefficient λ selon 4.1	Coeff λ
si $T_0 \leq (2.T_2)$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux	0.85

• Période Fondamentale Estimée

D'après (l'article 4.2.4 du RPA99V2003) La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formule empirique (formule 4.6 et 4.7).

$$T_{empirique} = C_T \cdot (H_N)^{3/4} \quad 6.6$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N (hauteur totale de la structure).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le (tableau 4.4 du RPA 2024).

Dans cas on a une structure contreventée partiellement ou totalement par des voiles on béton armé,

Donc : $C_T:0.05$.

- **Valeur de C_T selon le système de contreventement :**

Tableau 6.9: Tableau de coefficient C_T

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

- **Calcul Spectre de réponse élastique :**

Tableau 6.10: Tableau de spectre de réponse élastique

Sens	Classification selon 3.15	A.I.S	Sad/g (T_0)
Sens XX	cas 03 $T_2 < T < T_3$	0.300	0.147
Sens YY	cas 03 $T_2 < T < T_3$	0.300	0.150

Action sismique :

Tableau 6.11: Tableau d'Action sismique

Action sismique	Selon MSE	Selon MDS	Remarque
V_x (KN)	6176.39	4797.4964	C.N.V 1.0299
V_y (KN)	6300.99	4884	C.N.V 1.0322

Tableau 6.12: Tableau de Vérification des Poteaux

Tableau de Vérification des Poteaux — Contrainte Normalisée				
Niveau	Section (cm)	Nd (KN)	$v = Nd/fcbA$	Condition
Sous-sol	55×55	-1257.55	0.166	CV
	45×45	-1334.63	0.263	
RDC	50×50	-1145.06	0.183	CV
	45×45	-1822.88	0.360	
1er étage	50×50	-1006.10	0.160	CV
	40×40	-1269.58	0.317	
2ème étage	40×40	-985.99	0.246	CV
	45×45	-848.95	0.167	
3ème étage	45×45	-701.55	0.138	CV
	35×35	-677.15	0.221	

4ème étage	40×40	-588.06	0.147	CV
	35×35	-511.47	0.167	
5ème étage	30×30	-413.04	0.183	CV
	35×35	-480.10	0.156	
6ème étage	30×30	-340.99	0.151	CV
	35×35	-394.66	0.132	
7ème étage	30×30	-304.20	0.136	CV
8ème étage	30×30	-213.32	0.094	CV
9ème étage	30×30	-158.36	0.070	CV
Locale technique	30×30	-72.40	0.032	CV

6.7 Conclusion :

En conclusion, l'étude sismique menée dans ce chapitre a permis de déterminer les paramètres de calcul nécessaires à l'analyse de la structure et au dimensionnement des isolateurs. Les résultats obtenus montrent que l'isolation sismique à la base constitue une solution performante pour réduire les sollicitations dynamiques et améliorer le comportement de l'ouvrage.

Le dimensionnement des appuis HDRB et FPS a mis en évidence des caractéristiques adaptées aux exigences du projet, avec des performances différentes selon le type d'isolateur. Ce chapitre fournit donc les éléments techniques indispensables pour la comparaison des configurations et l'évaluation de leur efficacité dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 7

**MODELISATION DES STRUCTURES ENCASTREE ET
ISOLEE A LA BASE**

7.1 Introduction :

Ce chapitre est consacré à la modélisation de la structure à base fixe, qui constitue le modèle de référence pour l'étude comparative avec les systèmes isolés. L'objectif principal est de représenter le comportement global de l'ouvrage dans son état conventionnel, sans dispositif d'isolation sismique, afin d'évaluer sa réponse sous l'action des charges gravitaires et sismiques.

La modélisation est réalisée à l'aide d'un logiciel de calcul structural, en intégrant les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les propriétés mécaniques des matériaux, les conditions d'appui, ainsi que les différentes actions appliquées. Cette étape permet de définir un modèle numérique fiable, capable de reproduire le comportement réel de la structure et de servir de base aux analyses dynamiques et aux vérifications réglementaires.

Ainsi, ce chapitre permet d'établir le comportement de la structure encastrée, qui sera ensuite comparé aux configurations isolées afin de mettre en évidence l'efficacité de l'isolation sismique à la base.

7.2 Vues de la Structure :

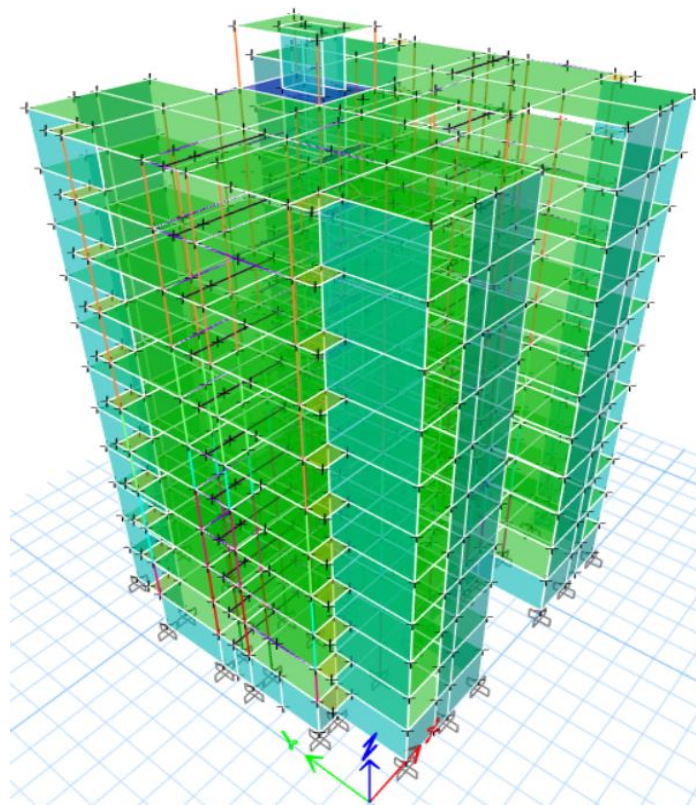


Figure 7.1 — Vue 3D

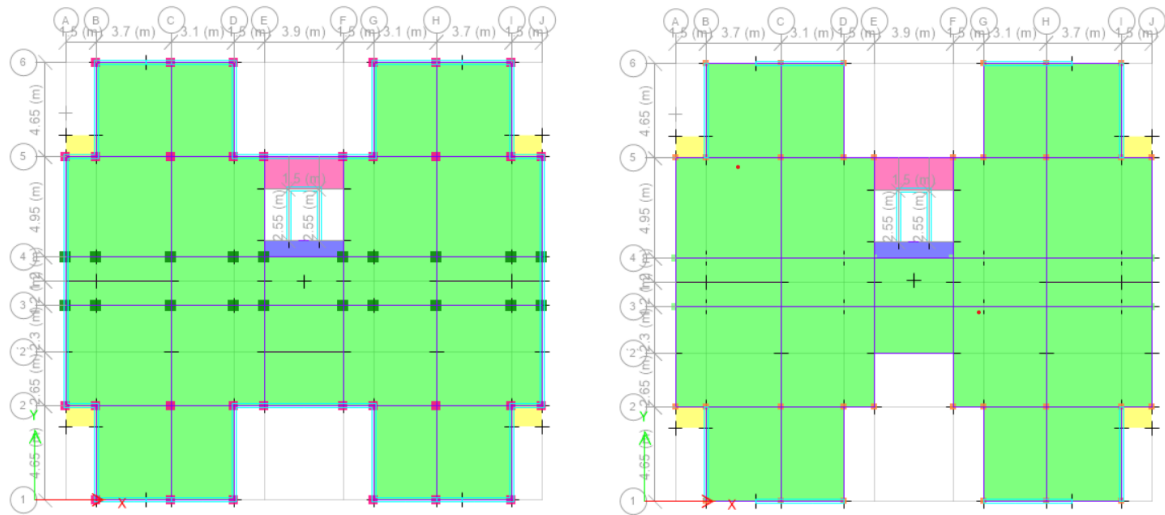


Figure 7.2 — Vues en plan : sous-sol (niv : 0.00) et Etage courant (niv : 3.06---30.6)

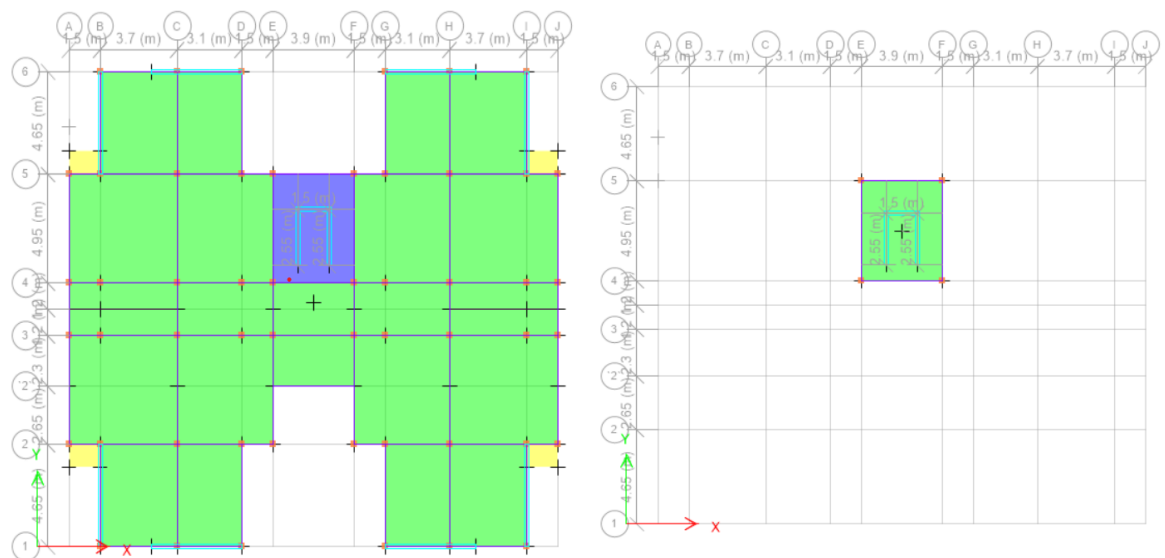


Figure 7.3 — Vues en plan : terrasse (niv. 33.66 m) et locale technique (niv. 36.72 m)

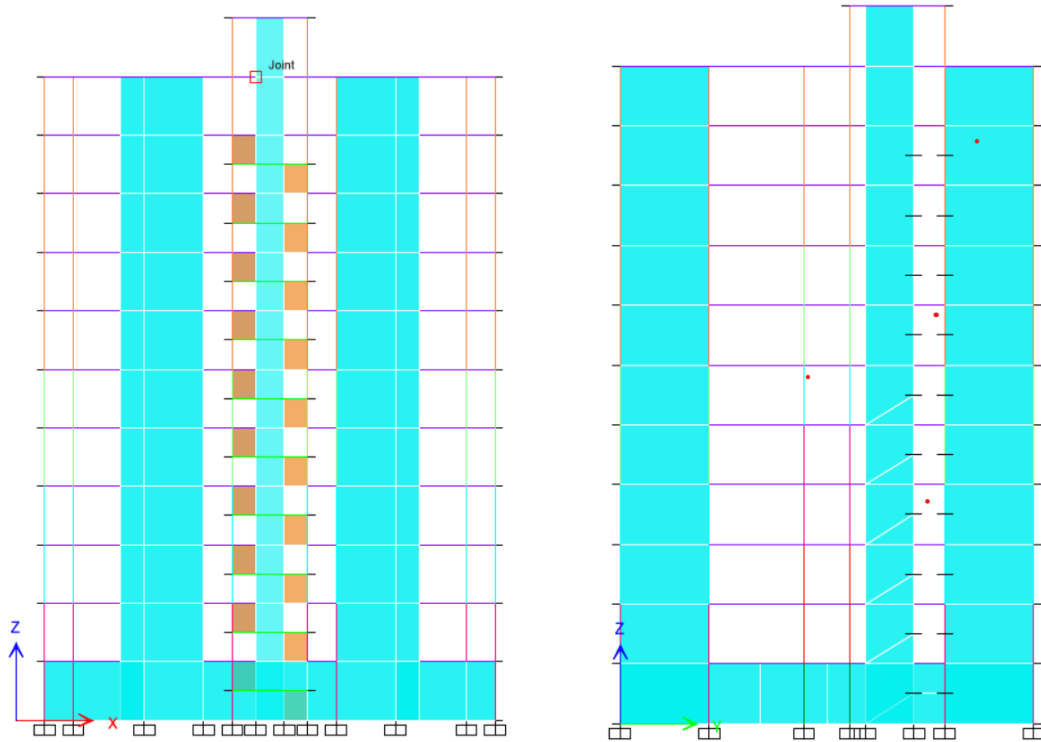


Figure 7.4 — Vues en élévation XZ et YZ de la structure

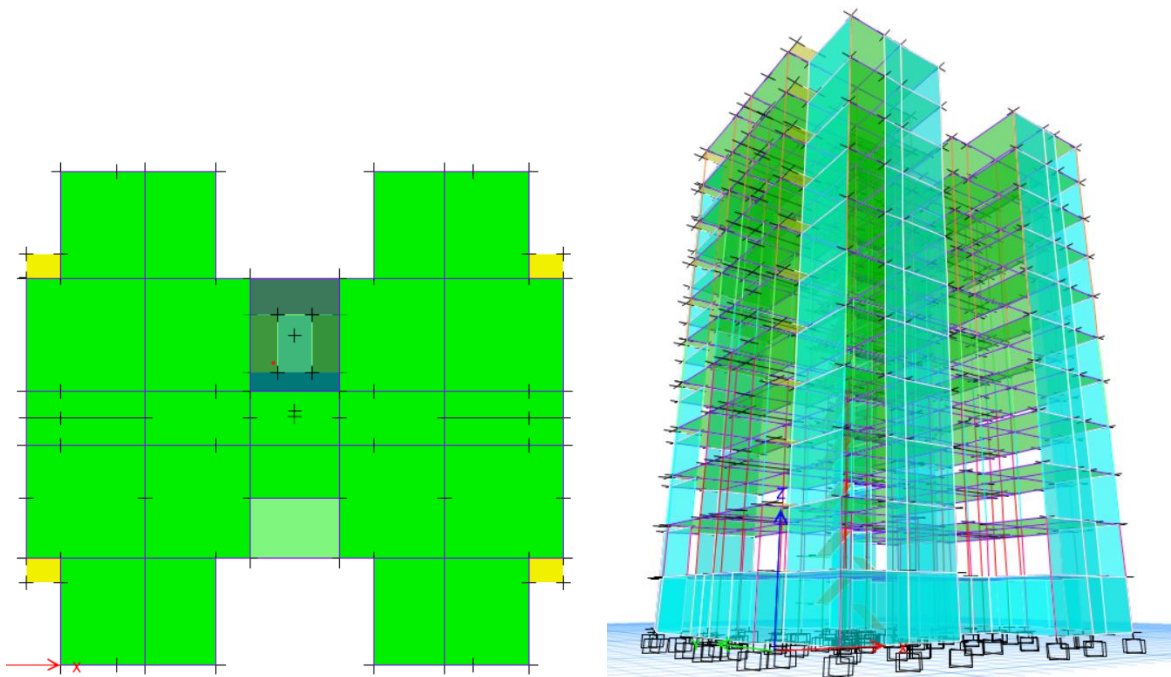


Figure 7.5 — Vues en élévation XY et 3D de la structure

7.1 Béton :

Cette partie présente la définition du matériau béton utilisé dans le modèle ETABS. Les propriétés mécaniques du béton, telles que la résistance à la compression, le module d'élasticité, le coefficient de Poisson et le poids volumique, sont introduites afin de

garantir que les éléments structuraux se comportent de manière réaliste pendant l'analyse. La classe de béton retenue est utilisée pour tous les éléments en béton armé du modèle

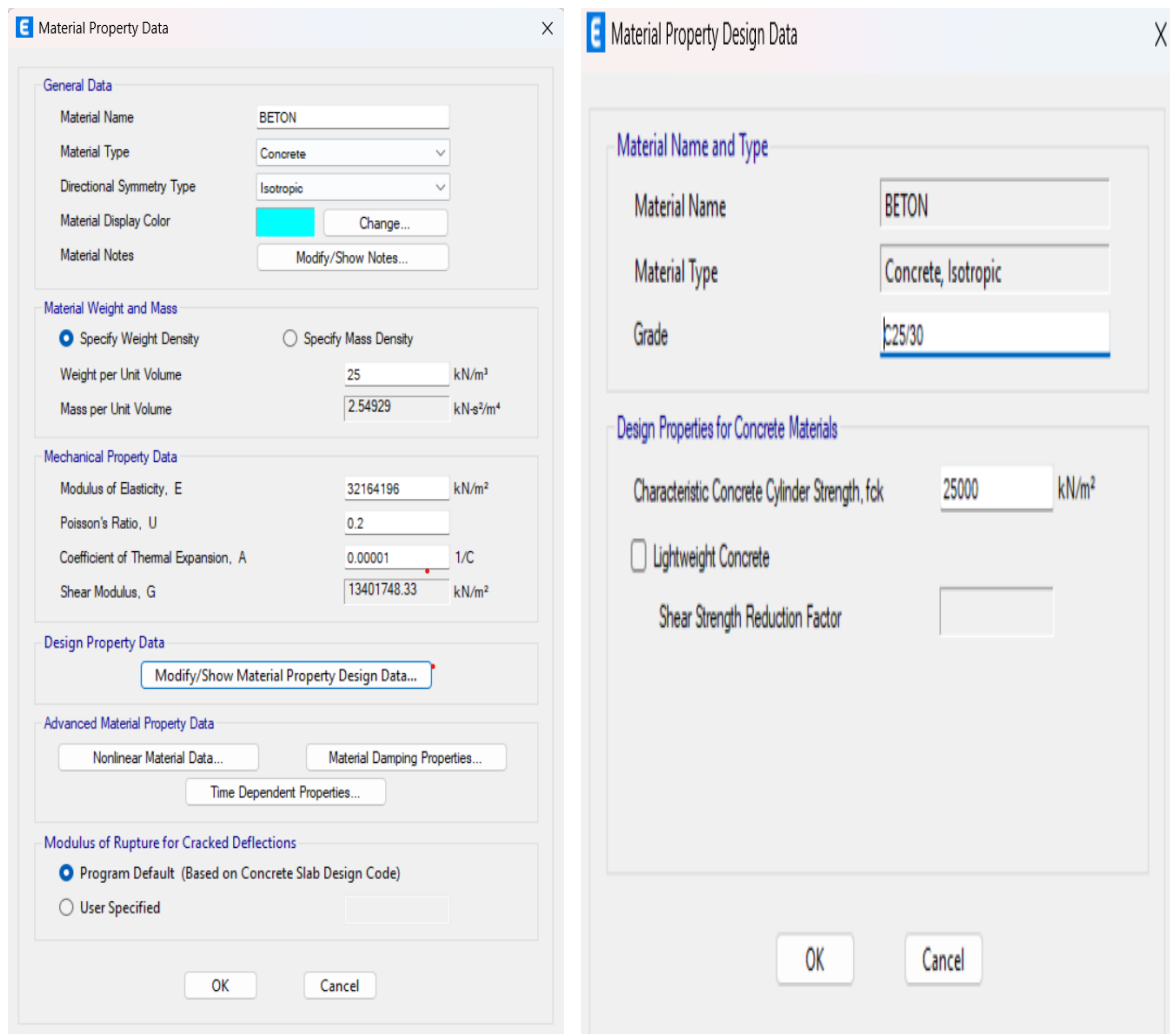


Figure 7.6 — Matériaux Béton (ETABS)

La figure (7.6) illustre les propriétés physiques et mécaniques introduites dans le logiciel ETABS pour la définition du béton armé de classe C25/30, conformément aux exigences de l'étude structurelle :

- **Poids volumique (Weight per Unit Volume) :**

Fixé à 25 KN/m³, ce qui correspond à la valeur réglementaire standard du béton armé. Cette donnée permet au logiciel de calculer automatiquement le poids propre (Self-Weight) de la structure et de générer les charges mortes associées.

- **Module d'élasticité (Modulus of Elasticity - E) :**

Une valeur de 32164196 KN/m² (soit environ 32164 MPa) a été introduite. C'est le paramètre principal qui régit la rigidité du matériau (Stiffness). Le logiciel s'appuie directement dessus pour évaluer les déformations, la flèche (Deflection), ainsi que les déplacements latéraux globaux induits par les actions **sismiques**.

- **Coefficient de Poisson (Poisson's Ratio) :**

Une valeur de 0,2 a été adoptée, ce qui représente le comportement standard du béton dans son domaine élastique. Il est indispensable pour le calcul des déformations transversales induites par les contraintes longitudinales.

- **Résistance caractéristique du béton (Characteristic Cylinder Strength - fck) :**

Elle est définie à 25000 KN/m² (soit 25 MPa). Cette valeur constitue la base fondamentale utilisée par le logiciel lors de la phase de dimensionnement (Design) pour vérifier la résistance des sections (poteaux, poutres et voiles) face aux sollicitations de flexion et de cisaillement.

7.2 États Limites :

Cette section concerne les combinaisons de charges adoptées pour le dimensionnement et la vérification de la structure. Dans ETABS, les combinaisons sont définies selon l'approche aux états limites afin de vérifier à la fois les conditions de sécurité et de service abélie. Ces combinaisons incluent les charges permanentes, les charges variables et les effets sismiques, permettant ainsi d'évaluer la structure dans les situations de calcul les plus critiques.

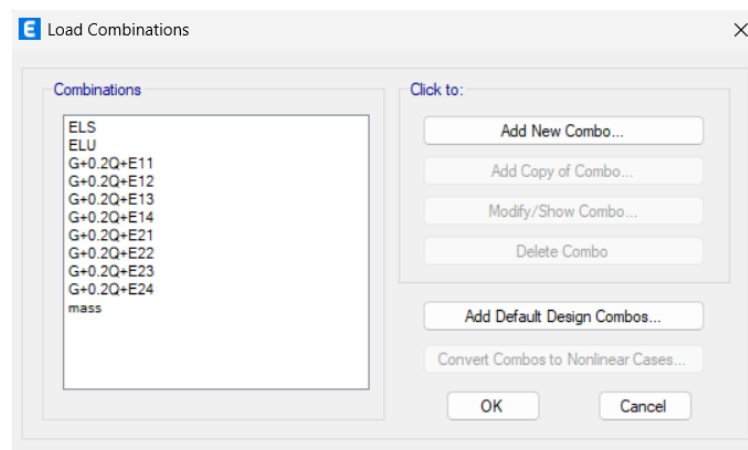


Figure 7.7 — modélisation des combinaisons d'actions sur Etabs

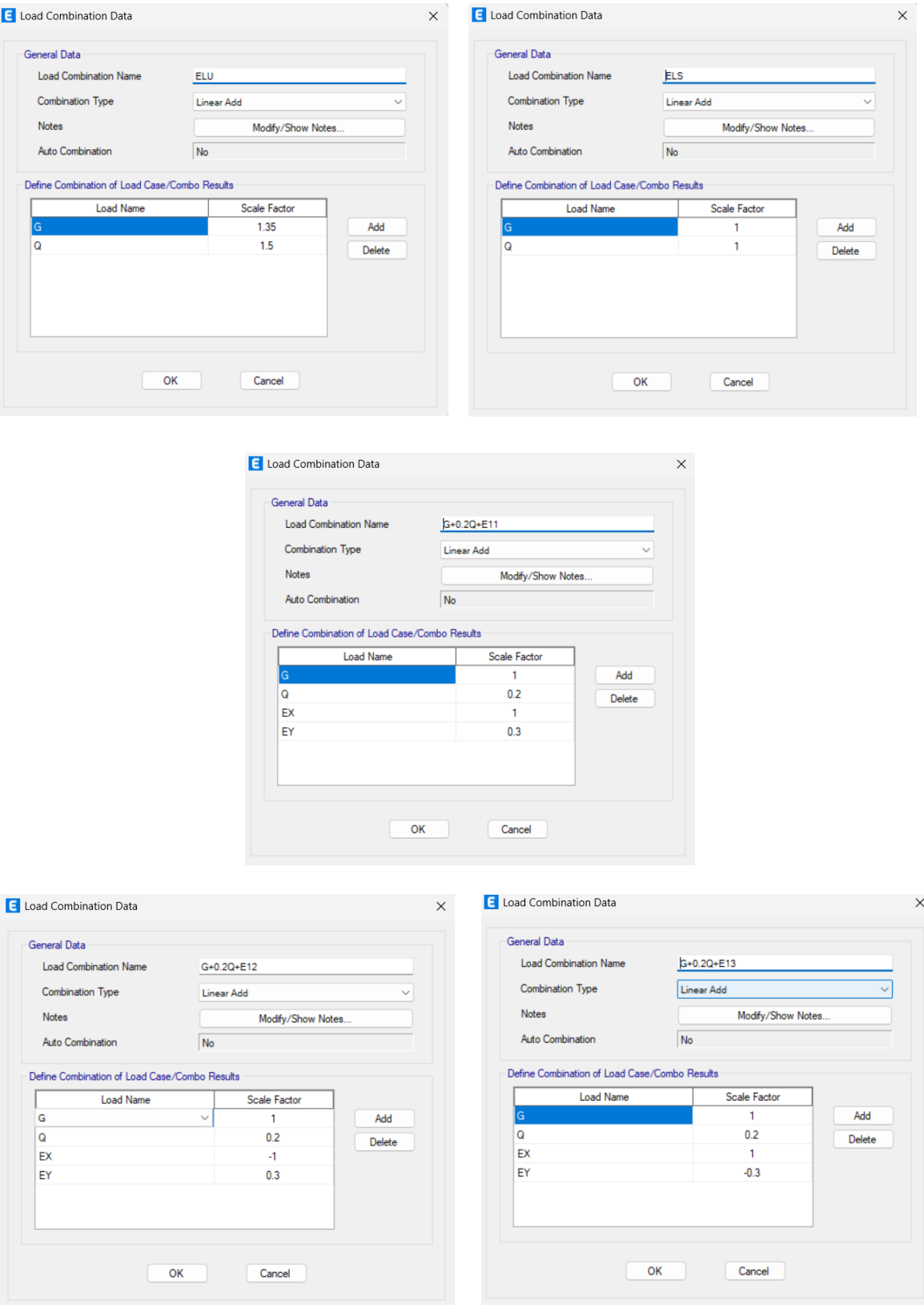


Figure 7.7 — modélisation des combinaisons d'actions sur Etabs

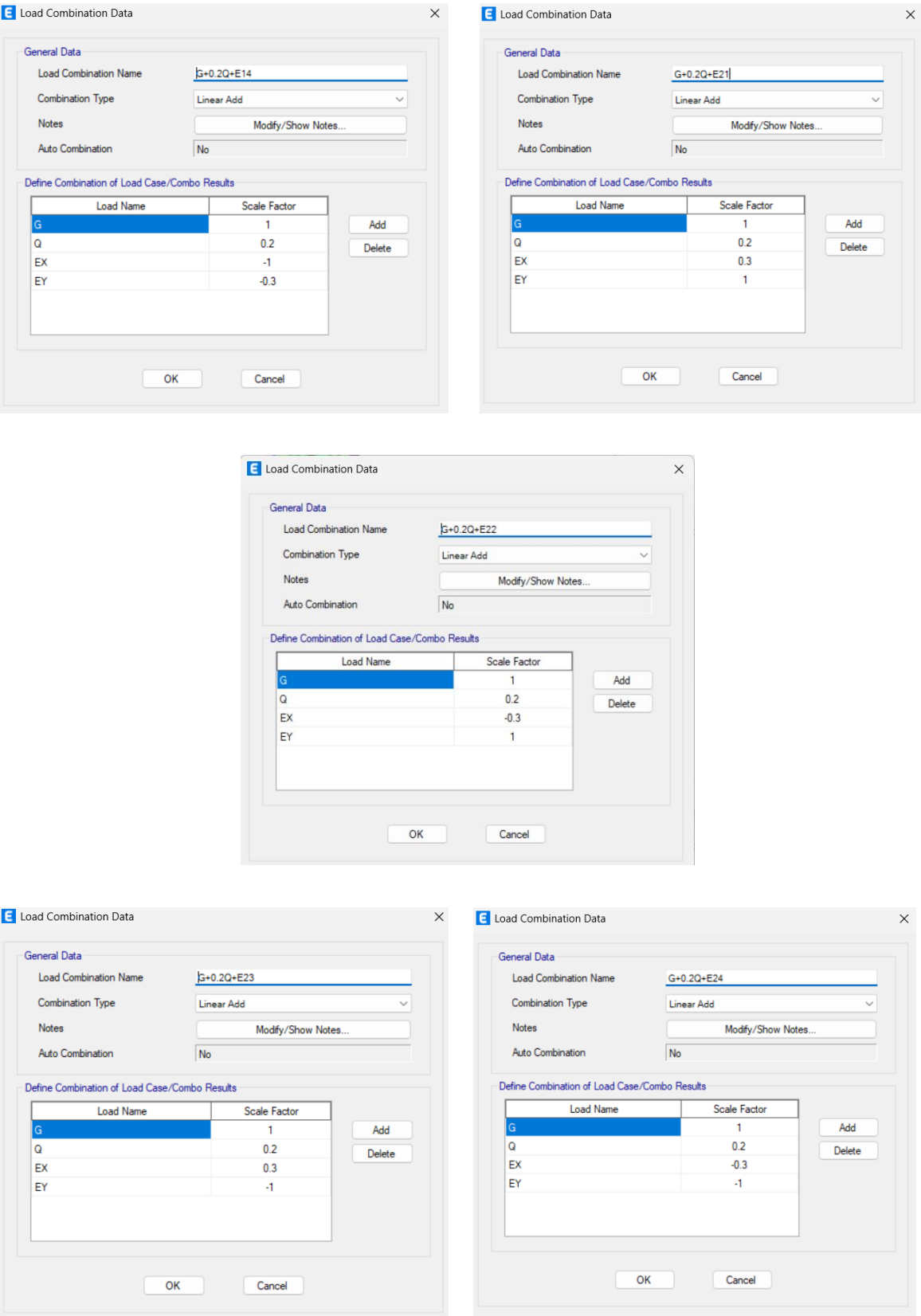


Figure 7.7 — modélisation des combinaisons d'actions sur etabs

La figure (VII.7) rassemble l'ensemble des combinaisons d'actions introduites dans le logiciel ETABS, indispensables pour l'analyse des déformations et le dimensionnement des éléments structuraux selon les situations de calcul les plus critiques :

- **L'État Limite Ultime (ELU) :**

Destiné à la vérification de la résistance mécanique des sections de béton armé (poteaux, poutres, voiles). Il garantit la sécurité de la structure contre la rupture ou l'effondrement sous les sollicitations maximales.

- **L'État Limite de Service (ELS) :**

Dédié aux critères de durabilité et d'aptitude au service. Il permet de contrôler les déformations (flèches), l'ouverture des fissures et les contraintes de compression dans le béton pour assurer le confort des usagers.

- **Les Combinaisons Accidentelles Sismiques ($G + 0.2Q \pm E_{ij}$) :**

Ces combinaisons intègrent les effets dynamiques du séisme. La multiplication des variantes (E11, E12, E23...) s'explique par la prise en compte des différentes composantes de l'action sismique (horizontales et verticales), ainsi que des effets de la torsion accidentelle générée par le déplacement du centre de masse à chaque niveau.

7.3 Descente de Charges :

Cette partie illustre le processus de transfert des charges à travers le système structural. Les charges permanentes et les charges d'exploitation sont appliquées aux dalles, puis transmises aux poutres, poteaux et voiles. L'objectif de la descente de charges est de déterminer comment les charges sont réparties vers les éléments verticaux résistants, puis finalement vers les fondations.

7.3.1 charges permanentes :



Figure 7.8 — modélisation des charges permanentes sur etabs

La figure (7.8) illustre l'application des charges permanentes uniformément réparties (G) sur les différents panneaux de dalles de la structure via le logiciel ETABS :

- **Distribution des charges :**

Les valeurs introduites (telles que 5,45 KN/m², 6,5 KN/m², etc.) représentent le poids des éléments non structuraux supportés par les planchers. Cela inclut le revêtement (carrelage, mortier de pose), la chape, l'enduit de plâtre sous plafond, ainsi que le poids des cloisons intérieures.

- **Différenciation par zone :**

La variation des intensités de charge d'une zone à l'autre s'explique par la nature des pièces et leur composition technique (ex: balcons, pièces habitables, couloirs ou terrasses), permettant ainsi une descente de charge réaliste et précise.

- **Prise en compte du poids propre :**

Il est à noter que ces valeurs s'ajoutent au poids propre de la dalle en béton armé, qui est quant à lui calculé de manière automatique par le logiciel à partir des dimensions géométriques et du poids volumique définis précédemment

7.3.2 charges exploitations :

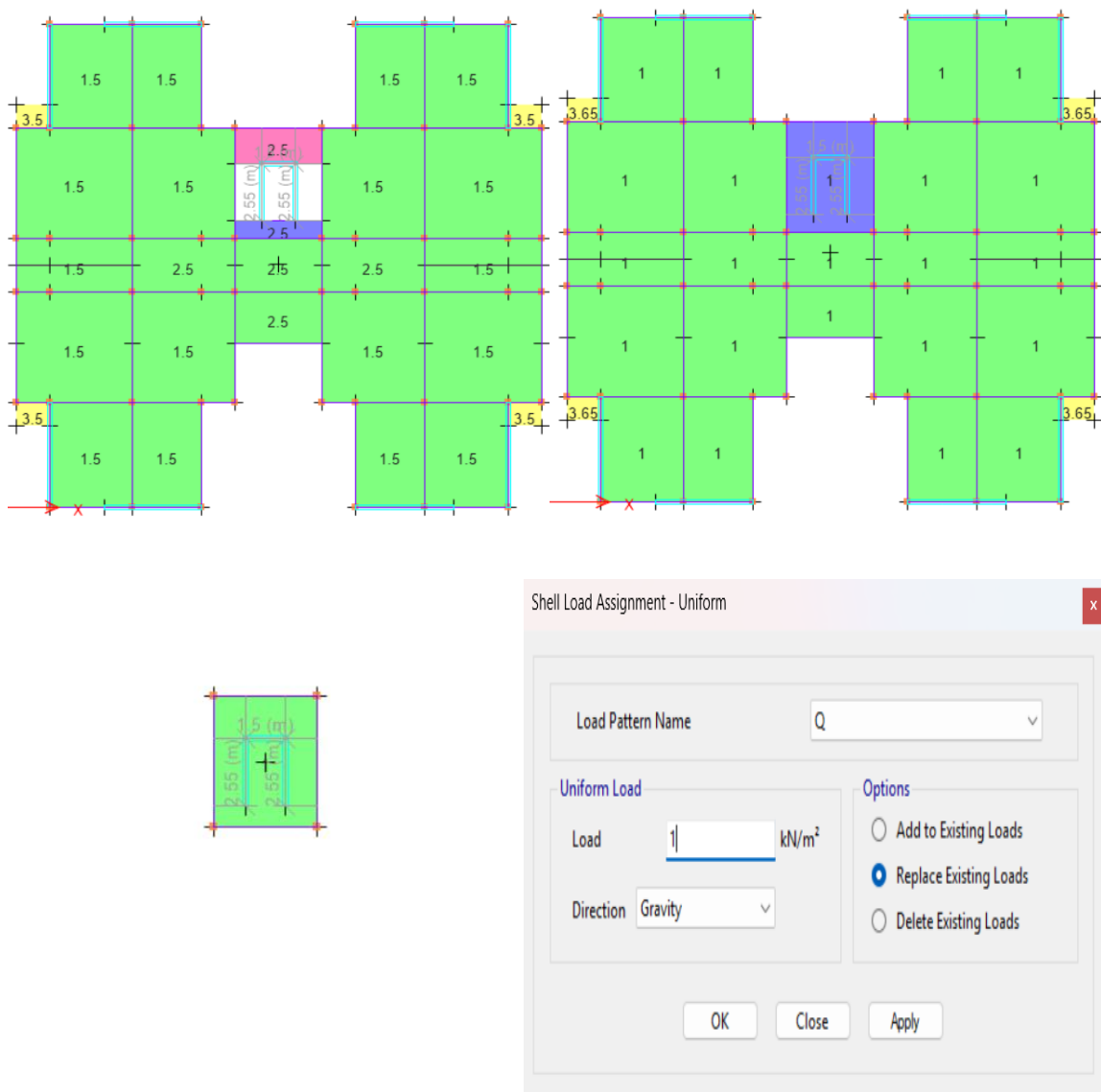


Figure 7.9 — Modélisation des charges exploitations sur etabs

La figure (7.9) illustre l'application des charges exploitations (Q) sur les différents panneaux de dalles de la structure via le logiciel ETABS :

- **Nature et distribution des charges :**

Les valeurs introduites (telles que 1,00 KN/m², 1,50 KN/m², 2,50 KN/m², etc.) représentent les charges variables liées à l'utilisation et à l'occupation du bâtiment. Cela inclut le poids des personnes, des meubles, des équipements mobiles ainsi que des cloisons légères mobiles, conformément aux spécifications des codes et règlements en vigueur (comme le DTR ou l'Euro6code 1).

- **Différenciation par zone :**

La variation des intensités de charge d'un panneau à l'autre est dictée par la fonction de chaque local. Les zones courantes ou privatives reçoivent des charges modérées (ex: 1,50 KN/m²) tandis que les espaces de circulation, les balcons ou les zones d'accès public reçoivent des charges plus élevées (ex: 2,50 KN/m² à 3,65 KN/m²) pour anticiper les effets de concentration de foule.

- **Application dans le logiciel :**

L'attribution se fait via le menu des charges de surface uniformes (Shell Load Assignment - Uniform), où la valeur est définie sous la nature de charge correspondante (le cas de charge (Q). Ces actions sont ensuite combinées numériquement aux charges permanentes (G) pour effectuer les vérifications réglementaires aux États Limites Ultimes (ELU) et de Service (ELS).

7.4 Poutres Principales et Secondaires :

Cette section montre la modélisation des poutres principales et secondaires dans ETABS. Les poutres sont définies avec leurs dimensions géométriques et leurs propriétés matérielles afin de pouvoir reprendre et transmettre correctement les charges des dalles vers les éléments porteurs. Les poutres principales reçoivent généralement les charges des poutres secondaires et des dalles, tandis que les poutres secondaires permettent de réduire les portées des dalles et d'améliorer l'efficacité structurale.

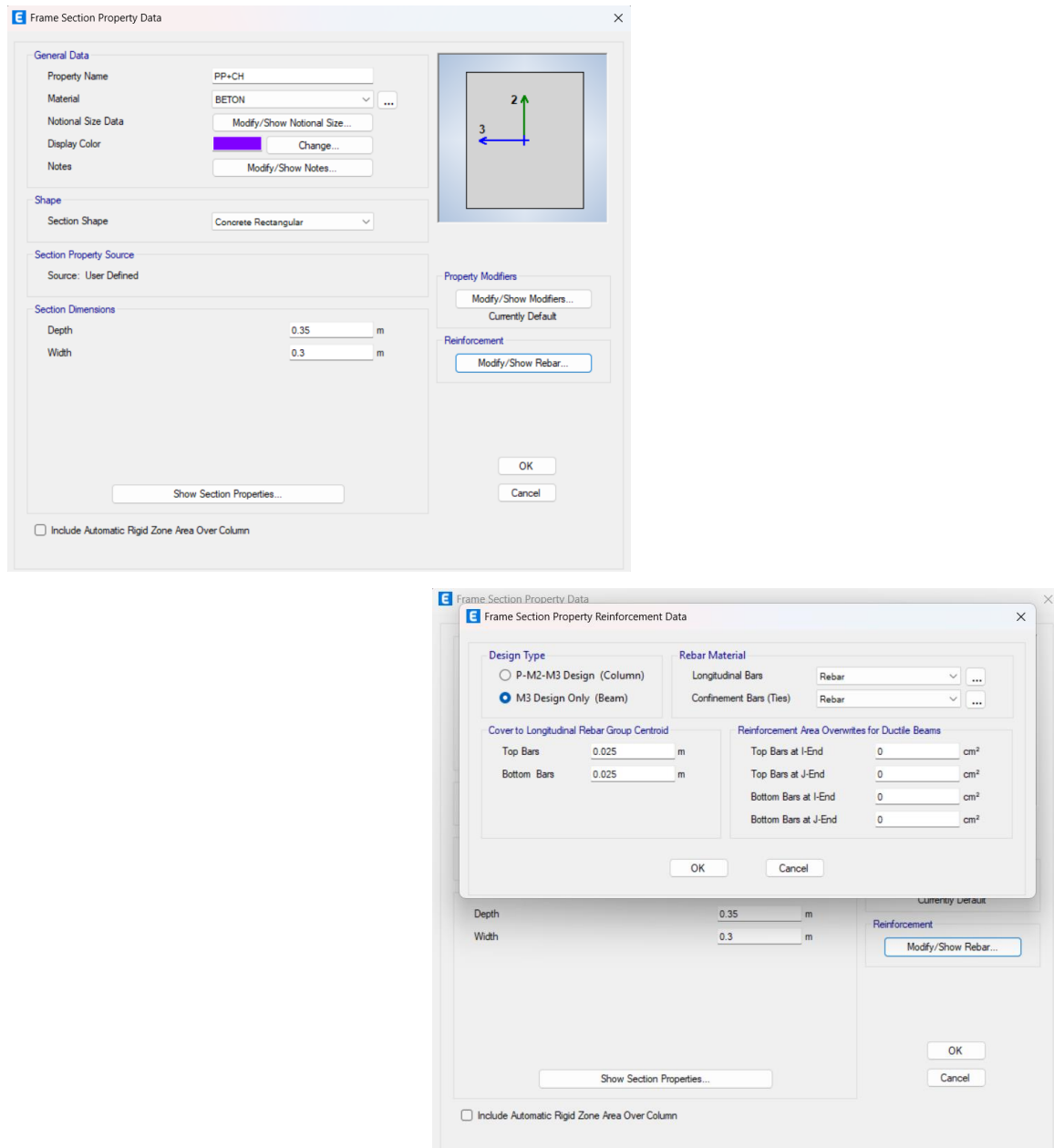


Figure 710 — modélisation des poutres principale et secondaire sur etabs

La figure (figure 7.10) illustre L'étape de définition des sections transversales des poutres en béton armé de la structure via le logiciel ETABS :

- **Caractéristiques géométriques et matériau :**

La fenêtre principale permet de configurer la géométrie de la section transversale rectangulaire de la poutre (Concrete Rectangular). À titre d'exemple pour la section sélectionnée, la hauteur totale (Depth) est fixée à 0,35 m et la largeur (Width) à 0,30 m. Cette section est directement associée au matériau béton préalablement défini dans le projet (BETON).

- **Type de dimensionnement et enrobage (Design Type & Cover) :**

Via la sous-fenêtre des données de ferrailage (Frame Section Property Reinforcement Data), l'élément est explicitement configuré pour un calcul en flexion pure en cochant l'option M3 Design Only (Beam) (dédiée exclusivement aux poutres). De plus, l'enrobage nominal jusqu'au centre des armatures longitudinales (Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid) est ajusté uniformément à 0,025 m (2,5 cm) en sous-face et en filant supérieur, garantissant la protection du futur acier contre la corrosion et le feu.

- **Propriétés des aciers et contrôle structural :**

Les nuances d'acier appropriées sont attribuées distinctement pour les barres longitudinales (Longitudinal Bars) et les armatures transversales ou cadres (Confinement Bars / Ties). Cette étape est indispensable pour permettre au logiciel de calculer automatiquement les sections d'acier requises lors de la phase de dimensionnement, conformément aux limites minimales et maximales exigées par les codes de calcul (comme le BAEL, le RPA ou l'Euro-code

7.5 Planchers Corps Creux :

Cette partie présente la modélisation des dalles à corps creux. Ces dalles sont introduites comme éléments de plancher avec leur épaisseur et leurs propriétés matérielles afin de représenter fidèlement le système de plancher. Leur rôle est de répartir les charges verticales vers les poutres tout en contribuant à la rigidité globale de la structure.

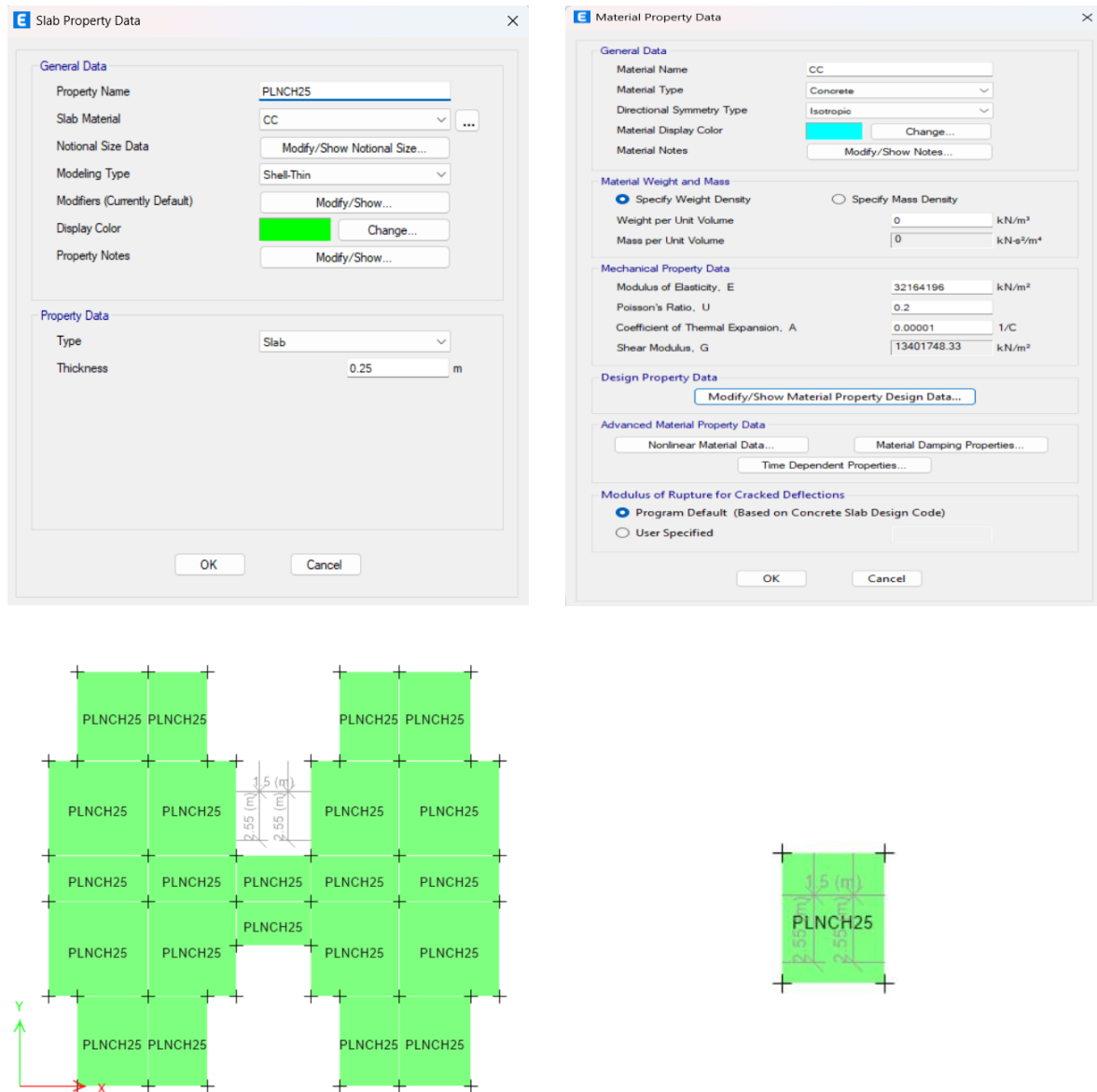


Figure 7.11 — modélisation des planchers sur Etabs

La figure (7.11) illustre L'étape de définition les propriétés mécaniques des matériaux et les dimensions géométriques des (dalles/planchers) en béton et les appliquer au plan de construction.

- **Propriétés mécaniques du matériau (Material Property Data) :**

La boîte de dialogue de droite illustre la configuration des caractéristiques intrinsèques du béton utilisé, désigné sous le nom de CC (faisant référence à une classe de résistance spécifique). On y retrouve des paramètres fondamentaux pour le calcul des déformations, tels que le module d'élasticité longitudinal ou module de Young (Modulus of Elasticity, E)

évalué à environ 32164,19 MPa (32164196 KN/m²) et le coefficient de Poisson (Poisson's Ratio, ν) fixé réglementairement à 0,2 pour le béton non fissuré.

- **Caractéristiques géométriques de la dalle (Slab Property Data) :**

La fenêtre de gauche montre la création de la section de plancher nommée PLNCH25. Le type de modélisation structurelle choisi est Shell-Thin (coque mince), qui est le modèle d'élément fini le plus adapté pour restituer fidèlement le comportement en flexion et en membrane des dalles épaisses ou pleines. L'épaisseur totale du panneau (Thickness) est configurée à 0,25 m (soit une dalle de 25 cm).

- **Assignation sur la vue en plan (Plan View) :**

Le schéma structurel en bas de l'image montre l'application systématique de la propriété PLNCH25 (zones colorées en vert) sur l'ensemble des panneaux du plancher. Cette modélisation rigoureuse assure une transmission correcte et réaliste des charges de surface (permanentes et d'exploitation) vers les porteurs horizontaux (poutres) et verticaux (poteaux/voiles), tout en garantissant le rôle de diaphragme rigide pour la stabilité horizontale du bâtiment.

7.6 Voiles :

Cette section concerne la modélisation des voiles de contreventement dans ETABS. Les voiles sont définis comme des éléments structuraux verticaux qui assurent la rigidité latérale et la résistance aux forces horizontales telles que le vent et les séismes. Ils contribuent également à la réduction des déplacements et améliorent la stabilité globale du bâtiment.

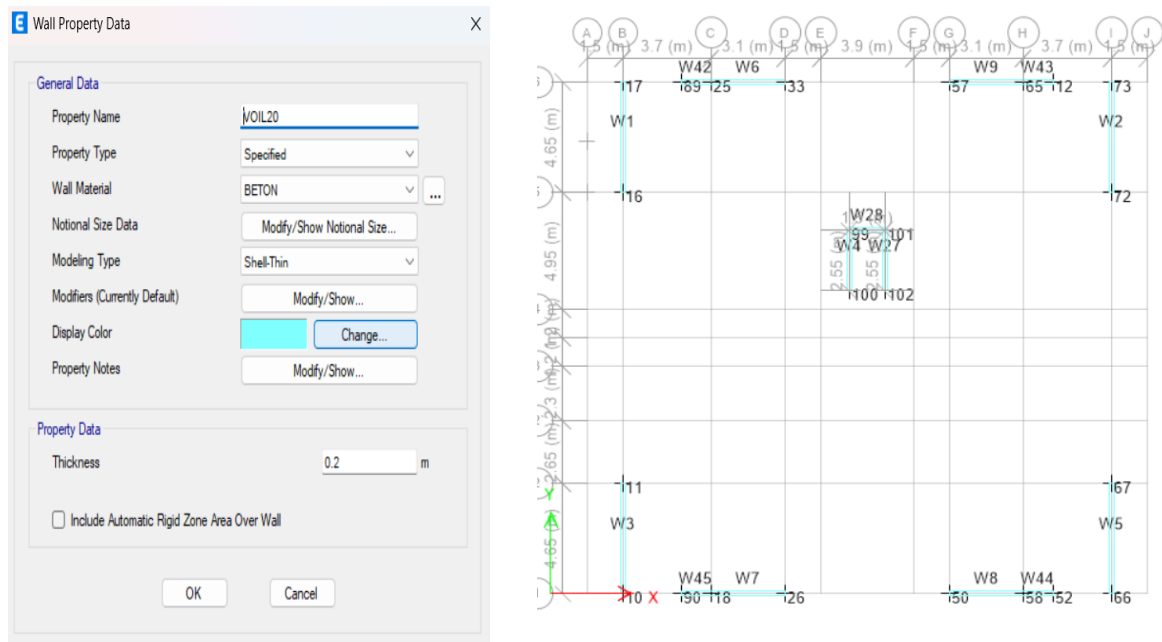


Figure 7.12 — modélisation des voiles sur Etabs

La figure (7.12) illustre L'étape de définition et modélisation des propriétés géométriques des murs de cisaillement en béton ou des murs porteurs (voiles/shear walls) sur la projection horizontale de la structure

- **Caractéristiques géométriques et matériau (Wall Property Data) :**

La boîte de dialogue de gauche présente la création et la configuration de la section de voile baptisée VOIL20. Cet élément structural est associé au matériau béton défini dans le projet (BETON). Le comportement géométrique est modélisé sous le type Shell-Thin (coque mince) afin de restituer avec précision la rigidité de membrane (dans le plan du voile) et la rigidité de flexion (hors plan). L'épaisseur nominale de l'élément (Thickness) est configurée à 0,2 m (soit un voile en béton armé de 20 cm).

- **Implantation sur la vue en plan (Plan View) :**

La vue en plan à droite affiche la distribution spatiale et l'implantation stratégique des différents refends ou voiles de contreventement périphériques et centraux (repérés par les étiquettes de composants W1, W2, W3, W5, etc.). Les lignes d'épis et de maillage sont configurées selon les axes principaux de la structure.

- **Rôle structural du système de contreventement :**

Cette étape de modélisation est fondamentale pour le comportement dynamique du bâtiment. L'intégration de ces voiles de 20 cm d'épaisseur permet d'assurer la reprise des efforts horizontaux majeurs (dus aux séismes ou au vent), de limiter les déplacements inter-étages (drifts) et de garantir la stabilité globale de l'ouvrage conformément aux exigences des règlements parasismiques (tels que le RPA ou l'Euro-code)

7.7 Balcon :

Cette partie montre la modélisation de la dalle de balcon. Le balcon est introduit comme un élément de dalle avec sa propre épaisseur et ses propriétés matérielles. Il est considéré comme un élément en porte-à-faux qui reprend son poids propre et les charges d'exploitation, puis les transmet à la structure principale.

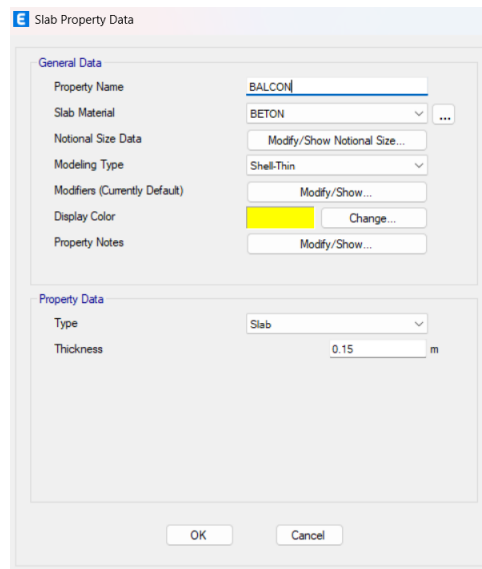


Figure 7.13 — modélisation des balcons sur etabs

La figure (7.13) illustre l'étape de définition des caractéristiques des dalles ou balcons extérieurs en porte-à-faux

- **Identification et matériau :**

Boîte de dialogue montre la création d'une propriété spécifique pour les éléments en console, baptisée BALCON. Cette section est directement associée au matériau béton

structurel du projet (BETON), garantissant l'homogénéité des caractéristiques mécaniques lors du calcul global.

- **Comportement structurel (Modeling Type) :**

Le type de modélisation retenu est Shell-Thin (coque mince). Ce choix est indispensable pour simuler correctement le comportement bidimensionnel de la dalle, permettant au logiciel de prendre en compte simultanément les sollicitations de flexion (moment fléchissant dus aux charges verticales) et les effets de membrane.

- **Données géométriques (Property Data) :**

Sous l'option d'élément de type dalle (Slab), l'épaisseur nominale (Thickness) est configurée à 0,15 m (soit une épaisseur de 15 cm). Cette valeur est généralement pré-dimensionnée pour respecter les critères de flèche et de résistance mécanique spécifiques aux dalles pleines fonctionnant en porte-à-faux.

7.8 Escalier :

Cette section présente la modélisation de l'escalier dans ETABS. Les éléments de l'escalier sont définis de manière à représenter la géométrie réelle et le comportement structural de l'ouvrage. L'escalier participe au transfert des charges entre les niveaux et peut également contribuer à la rigidité du bâtiment selon sa liaison avec la structure principale.

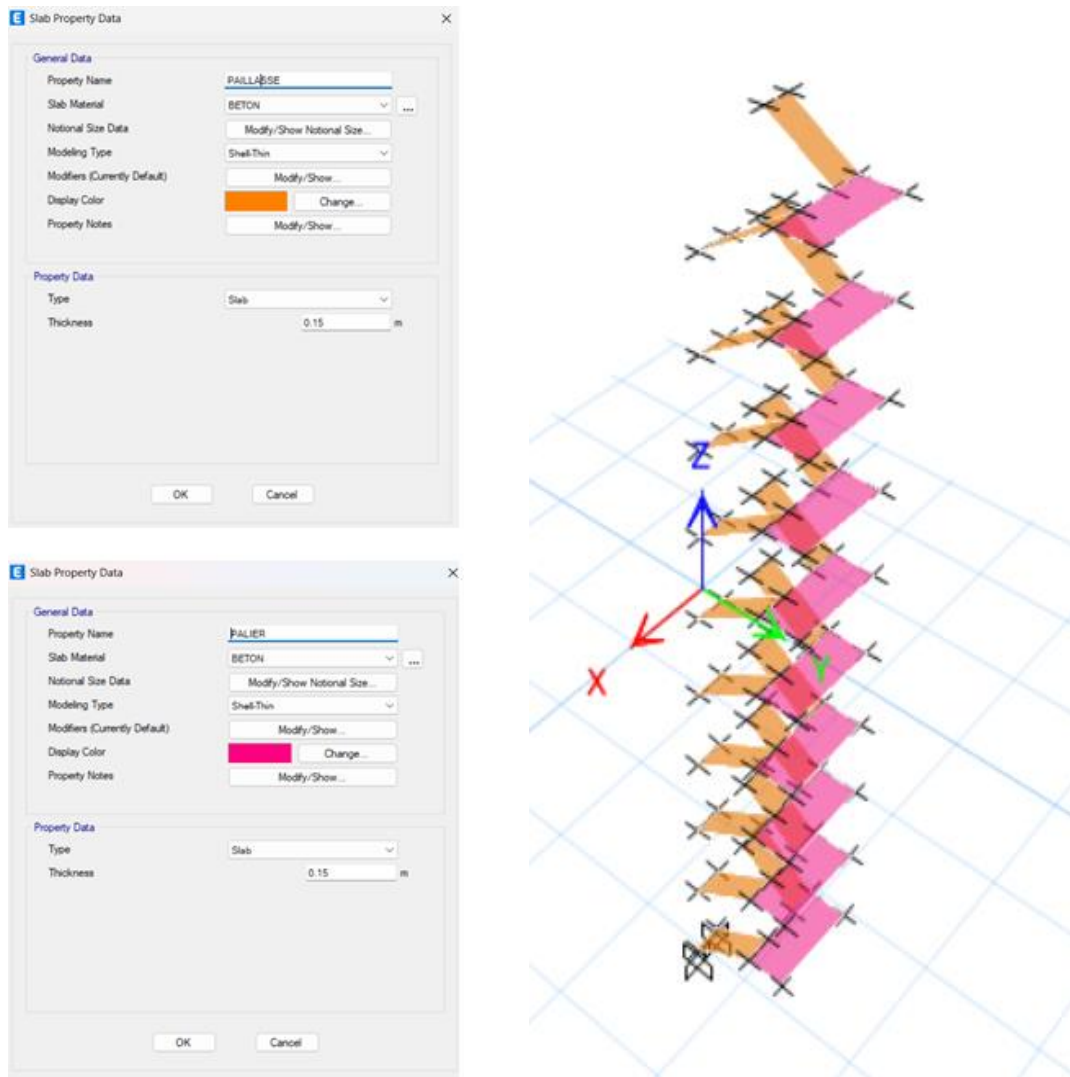


Figure 7.14 — modélisation des escaliers sur Etabs

La figure (7.14) illustre l'étape de définition et modélisation des escaliers de la structure

- **Définition de la paillasse (Slab Property Data - Supérieure) :**

La boîte de dialogue supérieure illustre la configuration de la dalle inclinée de l'escalier, baptisée PAILLASSE. Cet élément est associé au matériau béton du projet (BETON) et modélisé sous le type Shell-Thin (coque mince). Son épaisseur nominale (Thickness) est fixée à 0,15 m (15 cm), une valeur optimisée pour reprendre les charges permanentes et d'exploitation spécifiques aux volées d'escaliers.

- **Définition du palier de repos (Slab Property Data - Inférieure) :**

La fenêtre inférieure montre la création de la dalle horizontale intermédiaire, nommée PALIER. Elle partage les mêmes caractéristiques mécaniques et le même type de comportement structural (Shell-Thin) que la paillasse, avec une épaisseur identique de 0,15

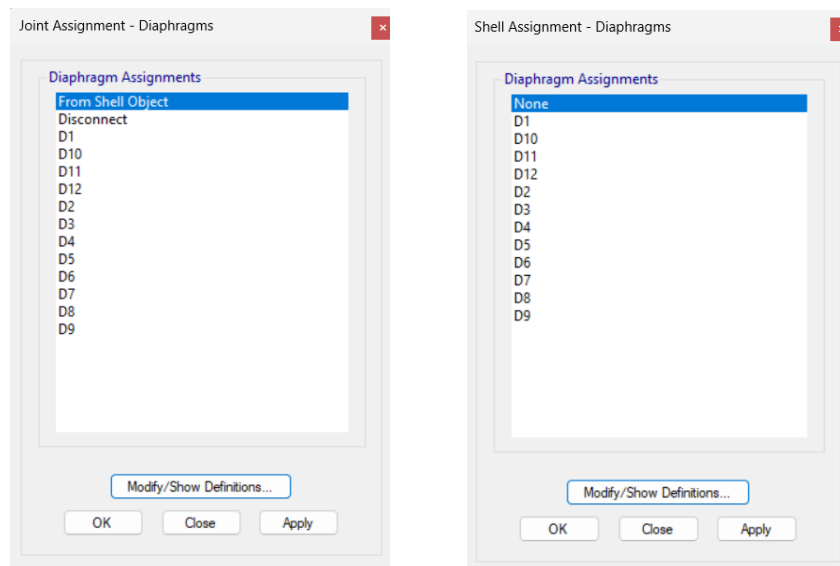
m afin d'assurer la continuité de la rigidité et la régularité du comportement structurel de la cage d'escalier.

- **Représentation spatiale en 3D (3D View) :**

Le modèle tridimensionnel situé à droite met en évidence la géométrie hélicoïdale ou en va-et-vient des escaliers, s'étendant sur toute la hauteur du bâtiment. Les panneaux inclinés (en rose) représentent les paillasses et les panneaux horizontaux (en orange) représentent les paliers de repos. Cette modélisation réaliste permet une transmission exacte des charges de l'escalier vers les poutres palières et les porteurs verticaux de la structure.

7.9 Diaphragme :

Le diaphragme est défini comme un système structurel horizontal (généralement représenté par le plancher de l'étage) qui agit comme un élément de liaison regroupant tous les éléments verticaux (poteaux et voiles) en un seul niveau. Sa fonction principale est d'agir comme une « poutre horizontale géante » qui collecte les forces horizontales résultant du vent ou des séismes et les distribue aux éléments verticaux résistants aux charges latérales, en fonction de la rigidité de chaque élément."



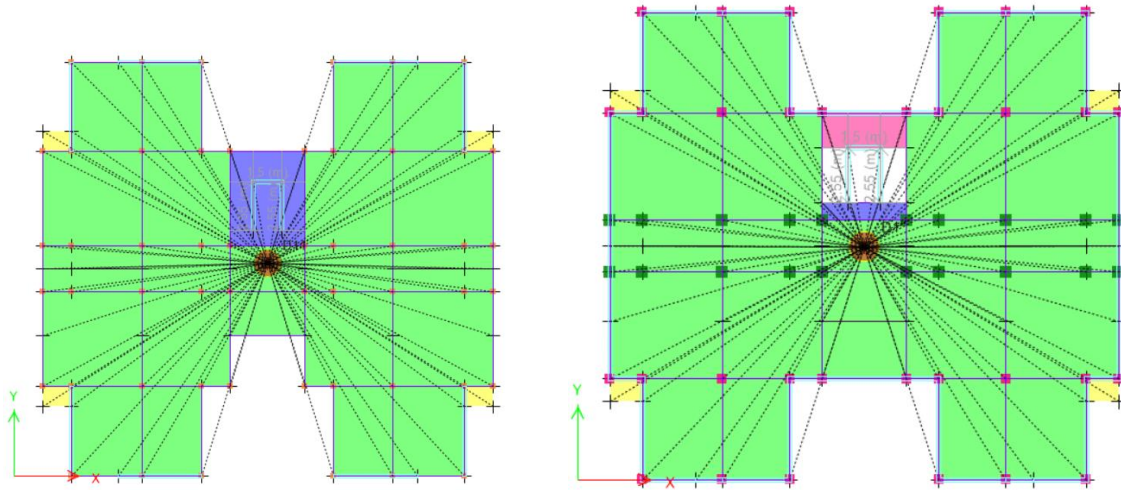


Figure 7.15 — modélisation des diaphragmes sur etabs

La figure (7.15) illustre L'étape de définition et modélisation et application de diaphragmes rigides ou transversaux sur des dalles de la structure

- **Définition et assignation du diaphragme (Diaphragm Assignments) :**

Les boîtes de dialogue supérieures (Joint Assignment et Shell Assignment) illustrent le processus d'attribution d'un lien rigide horizontal propre à chaque niveau, répertorié sous des identifiants séquentiels (D1, D2, D3, ...). Cette configuration numérique permet de lier tous les nœuds et les éléments de dalle d'un même plan d'étage afin qu'ils se déplacent de manière solidaire sous l'action des forces latérales.

- **Simulation du comportement rigide en plan (Plan View) :**

Le modèle structurel en bas (géométrie en plan en forme de H colorée en vert) met en évidence le centre de masse et de rigidité, matérialisé par le point rouge central. Les lignes radiales qui convergent vers ce point confirment l'application correcte de la contrainte cinématique, forçant le plancher à se comporter comme un corps infiniment rigide dans son plan horizontal, empêchant ainsi toute déformation relative intra-dalle.

- **Importance structurale et dynamique (Analyse parasismique) :**

L'introduction des diaphragmes rigides est une étape fondamentale pour l'analyse dynamique du bâtiment (action du séisme ou du vent). Ce modèle garantit une distribution réaliste des forces d'inertie vers les éléments de contreventement verticaux (voiles et

poteaux) proportionnellement à leur rigidité relative, tout en permettant au logiciel de prendre en compte correctement les effets d'excentricité et de torsion d'ensemble.

7.10 HDRB :

Cette partie montre la modélisation des appuis en caoutchouc à forte dissipation d'énergie, ou High Damping Rubber Bearings. Ces isolateurs sont utilisés pour réduire la transmission des forces sismiques de la superstructure vers les fondations. Leurs propriétés non linéaires sont définies dans ETABS afin de simuler la dissipation d'énergie et d'améliorer la performance sismique du bâtiment.

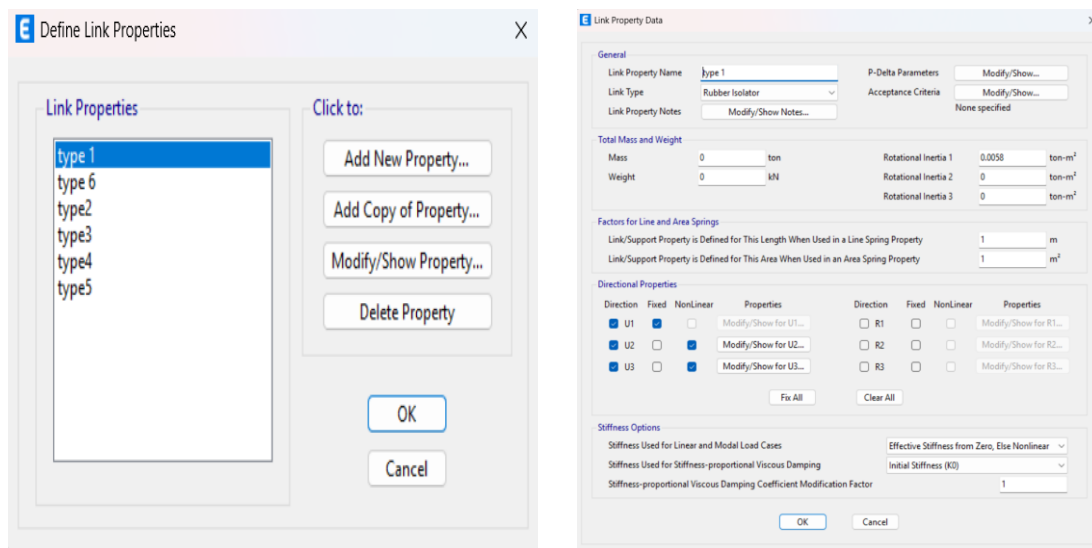


Figure VII.16 — modélisation des isolateurs HDRB sur Etabs

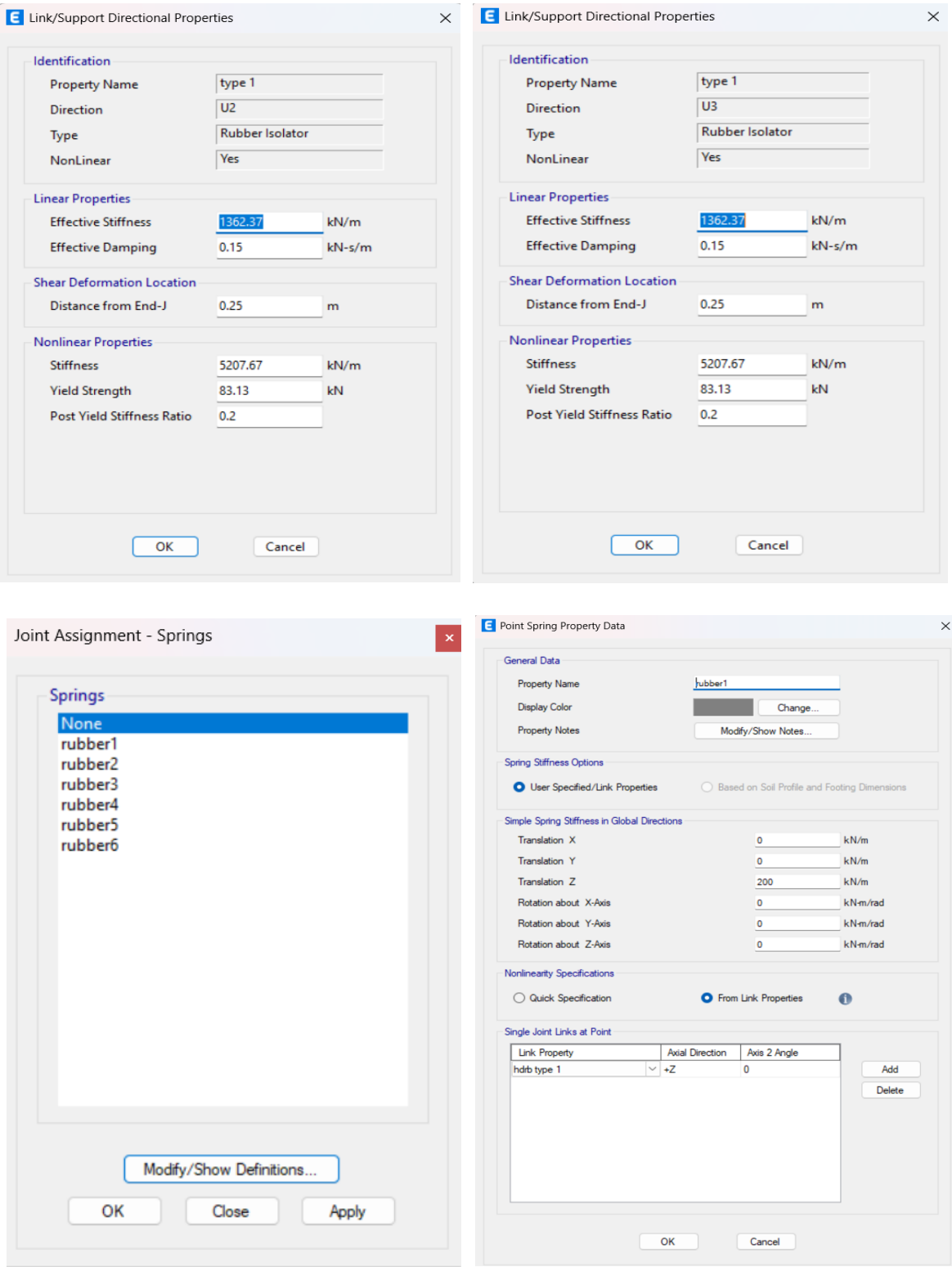


Figure 7.17 — modélisation des isolateurs HDRB sur Etabs

7.11 FPS :

Cette section présente la modélisation des isolateurs de type Friction Pendulum System. Les dispositifs FPS permettent un déplacement horizontal lors d'un séisme tout en supportant les charges verticales. Leur comportement non linéaire est défini dans ETABS afin de représenter le frottement, la rigidité et les effets de rappel, ce qui contribue à réduire la demande sismique sur la structure.

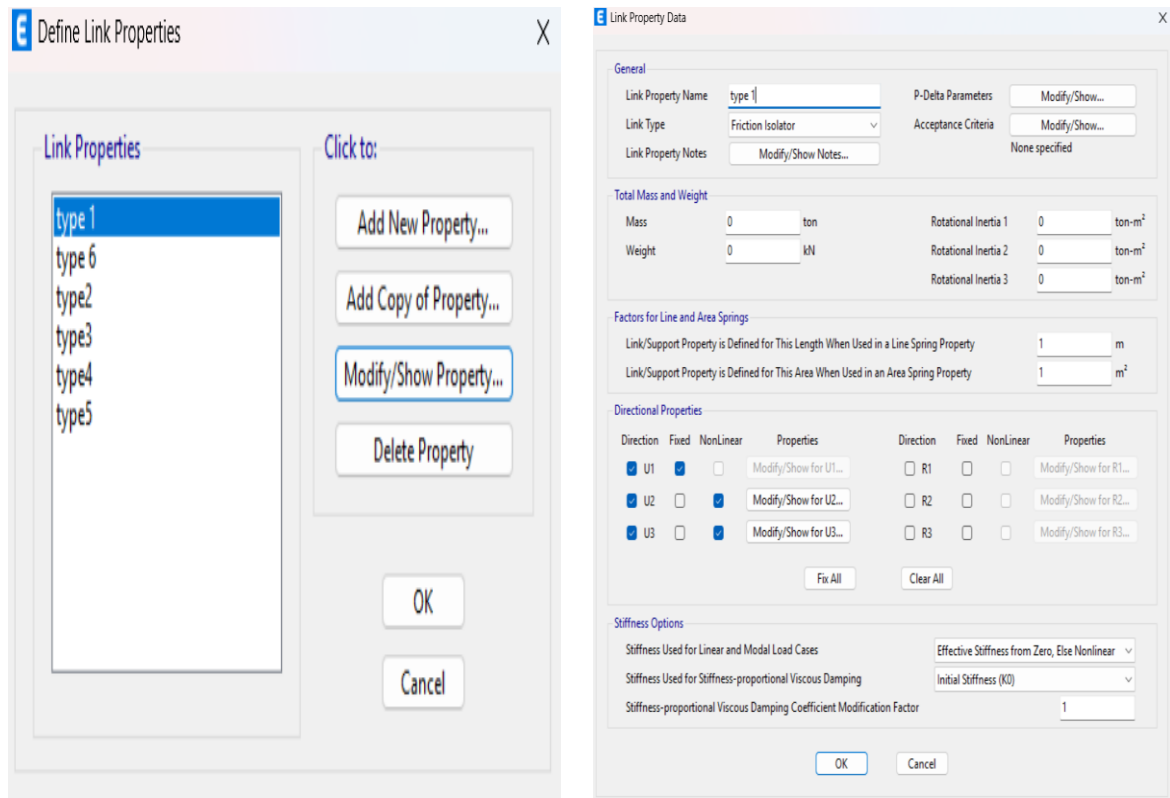


Figure VII.18 — modélisation des isolateurs FPS sur Etabs

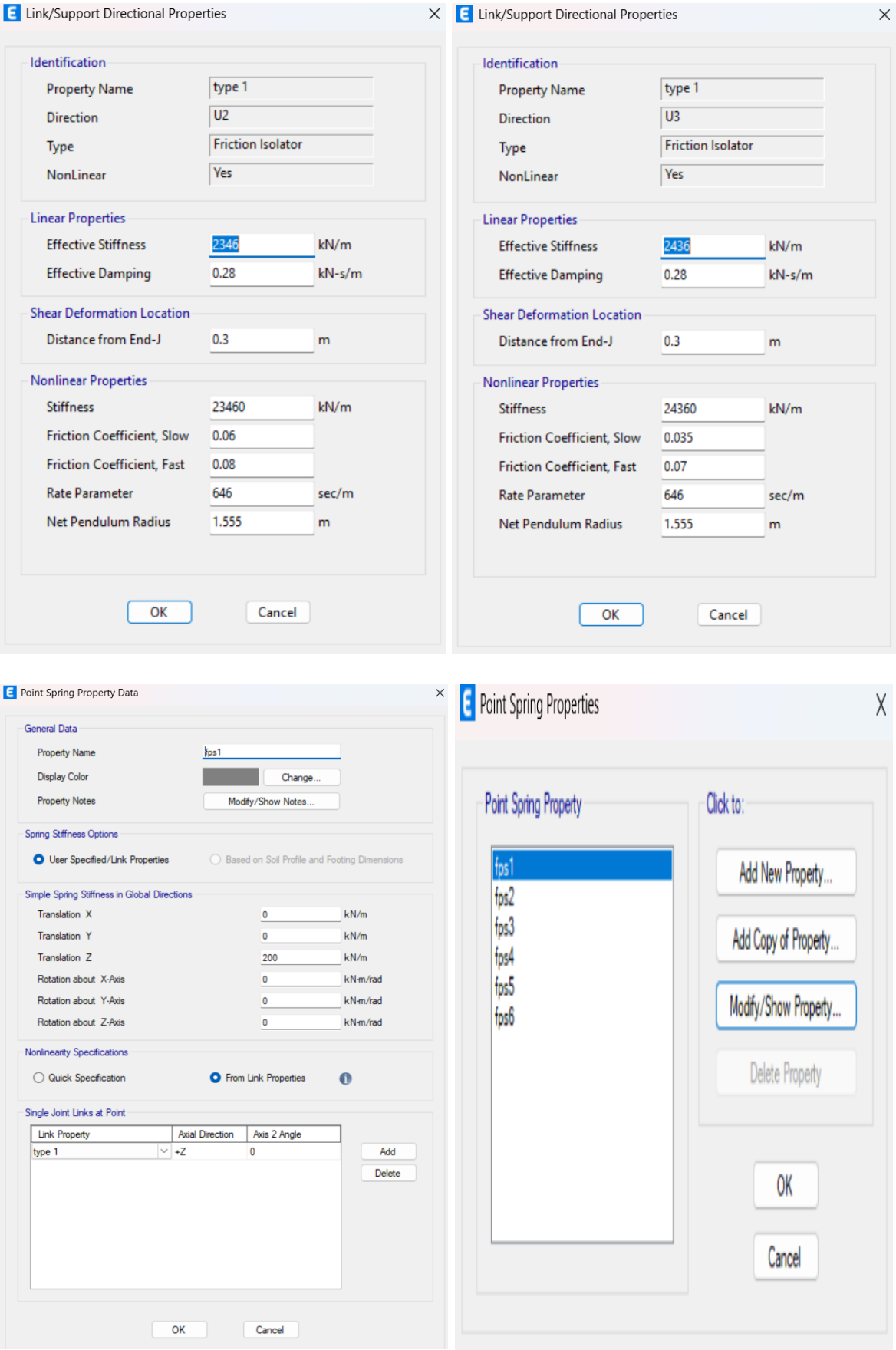


Figure 7.19 — modélisation des isolateurs FPS sur Etabs

7.12. Conclusion :

En conclusion, la modélisation de la structure fixe a permis de représenter fidèlement le comportement de l'ouvrage dans sa configuration classique à base encastrée. Cette étape constitue une référence indispensable pour l'analyse comparative, car elle fournit les résultats de base nécessaires à l'évaluation des gains apportés par les systèmes d'isolation.

Les paramètres introduits dans le modèle, ainsi que les hypothèses de calcul adoptées, assurent une cohérence entre la conception théorique et le comportement structural simulé. Les résultats obtenus dans ce chapitre serviront donc de point de comparaison pour l'étude des structures isolées dans les chapitres suivants.

CHAPITRE 8

**ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE ISOLEE
A LA BASE.**

Partie1 : dimensionnement des isolateurs FPS et HDRB :

8.1.1 Introduction :

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des isolateurs FPS et HDRB selon les exigences de l'UBC 97, en présentant les paramètres de calcul ainsi que les différentes étapes nécessaires à la détermination de leurs caractéristiques mécaniques et sismiques.

8.1.2 Dimensionnement de l'Appui en Élastomère à Fort Amortissement (HDRB)

L'isolateur HDRB (High Damping Rubber Bearing) est un appui parasismique constitué de couches alternées de caoutchouc à fort amortissement et de frettes d'acier, assurant à la fois flexibilité horizontale et capacité de dissipation d'énergie.

- **Données de Calcul HDRB**

Tableau 8.1: Tableau de Données de Calcul HDRB

Données d'entrée — HDRB	
TD (période de conception)	2.5 s
TM (période maximale)	3.0 s
R (comportement)	2
Z (zone sismique)	0.3
β (amortissement)	15%
BD = BM	1.35
N (charge verticale reprise sous poteau 1A)	2 118 N
G (module de cisaillement élastomère)	64 KN/cm ²
Qualité du caoutchouc IRHD $\pm$ 2	50
$\gamma_{\max}$ (déformation de cisaillement max)	1.5

- **Le calcul des valeurs minimales des rigidités effectives $K_{D,\min}$ et $K_{M,\min}$:**

$$K_{D,\min} = \frac{4\pi^2 N}{T_M^2 g} \quad 8.1$$

$$K_{D,\min} = \frac{4\pi^2 \times 2118}{2.5^2 \times 9.81} = 1362.3736 \text{ KN/m}$$

$$K_{M,\min} = \frac{4\pi^2 N}{T_d^2 g} \quad 8.2$$

$$K_{M,\min} = \frac{4\pi^2 \times 2118}{3^2 \times 9.81} = 946.0928 \text{ KN/m}$$

Avec :

N est la charge verticale reprise par l'appui qui est reprise sous le poteau 1A.

- **Le calcul de déplacement :**
 - **Le déplacement de conception D_D :**

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D} \quad 8.3$$

$$D_D = \frac{\left(\frac{9.81}{4\pi^2}\right) \times 0.45 \times 2.5}{1.35} = 0.2073 \text{ m}$$

Avec

C_{VD} : Coefficients sismiques.

Tableau 8.2: Tableau de facteur de zone sismique

Type de profil de sol	Facteurs de zone sismique				
	Z=0,075	Z=0,15	Z=0,2	Z=0,3	Z=0,4
S_A	0,06	0,12	0,16	0,24	0,32 N _V
S_B	0,08	0,15	0,2	0,3	0,4 N _V
S_C	0,13	0,25	0,32	0,45	0,56 N _V
S_D	0,18	0,32	0,4	0,54	0,64 N _V
S_E	0,26	0,5	0,64	0,84	0,96 N _V

Tableau 8.3: Tableau de coefficient z

Zone	I	IIA	IIB	III	IV
Z	0,075	0,15	0,2	0,3	0,4

$$\begin{cases} \text{type de profil de sol} = S_C \\ \text{facteur de zone sismique} = 0.3 \end{cases} \rightarrow C_{VD} = 0.45$$

- **Le déplacement maximal D_M :**

Avec

C_{VM} : Coefficients sismiques.

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M} \quad 8.4$$

$$D_M = \frac{\left(\frac{9.81}{4\pi^2}\right) \times 0.63 \times 3}{1.35} = 0.3482 \text{ m}$$

Tableau VIII.4: Tableau de l'intensité maximum capable de tremblement de terre

Type de profil de sol	L'intensité maximum capable de tremblement de terre				
	$M_M Z N_V$ = 0,075	$M_M Z N_V$ = 0,15	$M_M Z N_V$ = 0,20	$M_M Z N_V$ = 0,30	$M_M Z N_V$ $\geq 0,40$
S_A	0,06	0,12	0,16	0,24	0,8 $M_M Z N_V$
S_B	0,08	0,15	0,2	0,3	1,0 $M_M Z N_V$
S_C	0,13	0,25	0,32	0,45	1,4 $M_M Z N_V$
S_D	0,18	0,32	0,40	0,54	1,6 $M_M Z N_V$
S_E	0,26	0,50	0,64	0,84	2,4 $M_M Z N_V$

Tableau 8.5: Tableau de M_M

$Z N_V$	0,075	0,15	0,20	0,30	0,40	$\geq 0,50$
M_M	2,67	2,0	1,75	1,5	1,25	1,20

Tableau 8.6: Tableau de proximité de la faille active

Type de faille sismique	Proximité de la faille active			
	$\leq 2 \text{ Km}$	5 Km	10 Km	$\geq 15 \text{ Km}$
A	2	1,6	1,2	1
B	1,6	1,2	1	1
C	1	1	1	1

$$\begin{cases} \text{Proximité de la faille active} \geq 15 & \rightarrow N_V = 1 \\ Z = 0.3 \end{cases}$$

$N_V Z = 1 \times 0.3 = 0.3$ donc $M_M = 1.5$
 $M_M N_V Z = 1.5 \times 1 \times 0.3 = 0.45 > 0.4$ et Type de profil de sol = Sc.

Donc :

$$C_{VM} = 1.4 M_M N_V Z \quad 8.5$$

$$C_{VM} = 1.4 \times 1.5 \times 1 \times 0.3 = 0.63$$

- **Le déplacement total de conception $D_{T,D}$ et maximum $D_{T,M}$:**

$$D_{T,D} = D_D \left[1 + y \frac{12 e}{b^2 + d^2} \right] \quad 8.6$$

$$D_{T,D} = 0.2073 \left[1 + \left(\frac{21.6}{2} \right) \left(\frac{12 \times 1.175}{23.5^2 + 21.6^2} \right) \right] = 0.2383 \text{ m}$$

$$D_{T,M} = D_M \left[1 + y \frac{12 e}{b^2 + d^2} \right] \quad 8.7$$

$$D_{T,D} = 0.3482 \left[1 + \left(\frac{21.6}{2} \right) \left(\frac{12 \times 1.175}{23.5^2 + 21.6^2} \right) \right] = 0.4 \text{ m}$$

Avec

e : est l'excentricité réelle entre le centre de la masse de la structure au-dessus du Système d'isolation et le centre de la rigidité de ce dernier, plus 5 % d'excentricité Accidentelle

$$e = 0.05 \times 23.5 = 1.175 \text{ m}$$

y : est la distance perpendiculaire entre l'élément d'appui d'angle considéré et le centre de la rigidité du système d'isolation selon la direction de calcul considérée.

b et d : sont les dimensions de la structure.

- L'épaisseur des couches de caoutchouc t_r :

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_{\max}} \quad 8.8$$

$$t_r = \frac{0.2073}{1.5} = 0.1382 \text{ m}$$

$\gamma_{\max}$: est la contrainte de cisaillement maximale.

8.9.5 Le calcul de section de l'appui A :

$$K_H = \frac{G A}{t_r} \quad 8.9$$

Avec

G : Module de cisaillement de l'élastomère.

Qualité du caoutchouc IRHD $\pm 2 : 50$, $E = 220 \text{ N/cm}^2$, $G = 64 \text{ N/cm}^2$ et $K = 0,73$

$$A = \frac{K_H t_r}{G} \quad 8.10$$

$$A = \frac{1362.3736 \times 0.1382}{640} = 0.2942 \text{ m}^2$$

On pose que la section de l'appui à déformation à fort amortisseurs est carrée.

Donc le côté de la section : $a = \sqrt{A} \rightarrow a = \sqrt{0.2942} = 0.5424 \text{ m}$

On prend : $a = 600 \text{ mm}$

- **Calcul de l'énergie dissipée par cycle EDC :**

$$EDC = 2\pi K_{eff} D D^2 \beta \quad 8.11$$

$$EDC = 2 \pi \times 1362.3736 \times 0.2073^2 \times 0.15 = 55.15 \text{ KN}$$

- **La résistance caractéristique Q :**

$$Q = \frac{EDC}{4D} \quad 8.12$$

$$\frac{55.15}{4 \times 0.2073} = 66.5052 \text{ KN}$$

- **Calcul de la rigidité post-élastique K₂ :**

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D}$$

$$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D} \quad 8.13$$

$$K_2 = 1362.3736 - \frac{66.5052}{0.2073} = 1041.5346 \text{ KN/m}$$

- **Calcul de la rigidité élastique K1 :**

On a le rapport K_1/K_2 entre varie entre 3 et 5 .

$$K_1 = 5K_2 \rightarrow K_1 = 5 \times 1041.5346 = 5207.6731 \text{ KN/m}$$

- **Calcul de la force limite élastique Fy :**

$$F_y = K_1 D_y \quad 8.14$$

$$F_y = 5207.6731 \times 0.01596 = 83.1315 \text{ KN}$$

Avec

Dy : Déplacement à la plastification donnée par la formule suivante :

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} \quad 8.15$$

$$D_y = \frac{66.5052}{5207.6731 - 1041.5346} = 0.01596 \text{ m}$$

- **Calcul de la pulsation propre ω_H et la période T_H :**

$$\omega_H = \sqrt{\frac{K_H g}{W}} \quad 8.16$$

$$\omega_H = \sqrt{\frac{1362.3736 \times 9.81}{2118}} = 2.512 \text{ rad/sec}$$

$$T_H = \frac{2\pi}{\omega_H} \quad 8.17$$

$$T_H = \frac{2\pi}{2.512} = 2.5 \text{ s}$$

- **La détermination de facteur de forme S :**

$$6S^2 = \frac{f_v^2}{f_H^2} \quad 8.18$$

Avec

$$f_v = 10 \text{ Hz}$$

$$f_H = \frac{1}{T_H} \rightarrow f_H = \frac{1}{2.512} = 0.4 \text{ Hz}$$

Donc :

$$S = 10 / \sqrt{6} \times 0.4 = 10.2$$

Puisque le facteur de forme varie entre 5 et 30, donc on prend $S = 15$.

- **Calcul de l'épaisseur de caoutchouc qui sépare deux frettes d'acier t_c :**

$$t_c = \frac{a}{4S} \quad 8.19$$

$$t_c = \frac{600}{4 \times 15} = 10 \text{ s}$$

- **Calcul du nombre des frettes d'acier n_a :**

$$n_a = \frac{t_r}{t_c} - 1 \quad 8.20$$

$$n_a = \frac{0.1382}{10} - 1 = 12.819$$

On prend $n_a = 13$

- **Calcul de la hauteur totale de l'appui HDRB :**

$$h_t = (2t_e) + (t_a n_a) + t_r \quad 8.21$$

$$h_t = (2 \times 25) + (2 \times 13) + 138.2 = 214.2 \text{ mm}$$

Avec

t_e : L'épaisseur des plaques d'extrémité : 25 mm Et t_a : L'épaisseur des frettes d'acier : 2 mm

On prend $h_t = 250 \text{ mm}$

- **Récapitulatif HDRB**

Tableau 8.7: données des Résultat de calcul hdrb

Résultat de calcul	Valeur
Rigidité effective KD,min	1 362.37 KN/m
Rigidité effective KM,min	946.09 KN/m
Déplacement de conception DD	0.2073 m
Déplacement maximal DM	0.3482 m
Déplacement total DT,D	0.2383 m
Déplacement total DT,M	0.4000 m
Épaisseur caoutchouc tr	0.1382 m
Section de l'appui a	600 mm
Énergie dissipée EDC	55.15 KN
Résistance caractéristique Q	66.51 KN
Rigidité post-élastique K ₂	1 041.53 KN/m
Rigidité élastique K ₁	5 207.67 KN/m
Force limite élastique Fy	83.13 KN
Hauteur totale ht	250 mm
Nombre de frettes na	13

8.1.3 Dimensionnement de l'Appui à Pendule Glissant (FPS) :

-L'isolateur FPS (Friction Pendulum System) est un appui parasismique basé sur le principe du pendule à friction, permettant des déplacements horizontaux maîtrisés grâce à une surface sphérique et un coefficient de frottement contrôlé.

- **Données et Hypothèses :**

Tableau 8.8: données des calculs fps

Données d'entrée — FPS	
Période de conception TD	2.5 s
Amortissement effectif cible ζ_{eff}	15%
Coefficient de frottement μ	0.07
Charge verticale N (poteau 1A)	2 118 KN

D'après le tableau II.1 CVD = 0.45

- **Calcul du rayon de la surface sphérique :**

$$R = g \left(\frac{T_D}{2\pi} \right)^2 \quad 8.22$$

$$R = 9.81 \left(\frac{2.5}{2\pi} \right)^2 = 1.555 \text{ m}$$

- **Calcul de déplacement D_D :**

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2} \right) C_{vD} T_D}{B_D} \quad 8.23$$

$$D_D = \frac{\left(\frac{9.81}{4\pi^2} \right) \times 0.45 \times 2.5}{1.35} = 0.1382 \text{ m}$$

- **Calcul de la rigidité effective :**

$$K_{eff} = \frac{N}{R} + \frac{\mu N}{D_D} \quad 8.24$$

μ : Le coefficient de frottement est 0.07.

$$K_{eff} = \frac{2118}{1.555} + \frac{0.07 \times 2118}{0.1382} = 2435.243 \text{ KN/m}$$

- **Calcul de la rigidité horizontale :**

$$K_H = \frac{N}{R} \quad 8.25$$

$$K_H = \frac{2118}{1.555} = 1362.0578 \text{ KN/m}$$

On vérifie ξ_{eff} par la formule suivante :

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{\mu + D_D/R} \quad 8.26$$

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \frac{0.07}{0.07 + 0.1382/1.555} = 28 \%$$

- **La détermination du déplacement vertical de l'appui :**

$$D_V = \frac{D_D^2}{2R} \quad 8.27$$

$$D_V = \frac{0.1382^2}{2 \times 1.555} = 0.00614 \text{ m}$$

- **Calcul de diamètre de la surface sphérique d :**

$$d > 2D_D \quad \rightarrow \quad d > 2 \times 0.1382 = 0.2764 \text{ m}$$

On prend $d = 0.3 \text{ m}$

- **Récapitulatif FPS**

Tableau 8.9: données des calculs fps

Récapitulatif FPS — Paramètres & Résultats	
Paramètre / Résultat	Valeur
Période de conception TD	2.5 s
Amortissement effectif ξ_{eff} , cible	15%
Rayon sphérique R	1.555 m
Déplacement de conception DD	0.1382 m
Rigidité effective K_{eff}	2 435.24 KN/m
Rigidité horizontale K_H	1 362.06 KN/m
Amortissement effectif ξ_{eff} , calculé	28%
Déplacement vertical DV	0.00614 m
Diamètre surface sphérique d	0.30 m

8.1.4 Système d'Isolation Hybride Couplage FPS & HDRB :

Malgré la haute efficacité de chaque système individuel, la tendance moderne s'oriente vers l'intégration des deux systèmes au sein d'un même plan horizontal. Cette combinaison forme ce que l'on appelle un système d'isolation hybride (Hybrid Isolation System), visant à exploiter les avantages des deux dispositifs tout en évitant leurs inconvénients opérationnels et économiques.

Cette étude présente une évaluation analytique avancée du comportement d'un bâtiment équipé d'un système d'isolation hybride qui associe des isolateurs de type FPS (Friction Pendulum System) et HDRB (High Damping Rubber Bearing). Afin d'approfondir la compréhension de l'impact de la distribution spatiale de ces appareils sur la réponse dynamique de la structure, quatre modèles de répartition ont été proposés et testés. Ces configurations incluent une distribution géométrique (centrale et périphérique) ainsi qu'une distribution basée sur les valeurs des charges verticales des poteaux (critique et inverse). Cette comparaison vise à identifier la configuration optimale qui maximise l'efficacité de la réduction de l'effort tranchant à la base (Base Shear), minimise les glissements d'étage (Story Drifts) et atténue les effets de torsion lors des secousses sismiques.

- **Justification du Couplage**

La complémentarité des deux systèmes se traduit ainsi :

- ❖ **HDRB : Fort amortissement intrinsèque** → atténuation efficace pour les séismes modérés et fréquents.
- ❖ **FPS : Indépendance de la fréquence propre** vis-à-vis de la charge verticale → adaptabilité aux charges variables.
- ❖ **Hybride** : Réduction optimale du cisaillement à la base, maîtrise des dérives inter-étages et atténuation de la torsion sismique.

- **Configurations de Répartition Spatiale Testées**

Tableau 8.10 : tableau de Configurations de Couplage FPS–HDRB

Configurations de Couplage Hybride FPS–HDRB			
Type	Désignation	Distribution spatiale	Justification technique
Type 1	Hybride Centrée	FPS au centre — HDRB en périphérie	Amortissement périphérique + rigidité centrale
Type 2	Hybride Périphérique	HDRB au centre — FPS en périphérie	Résistance accrue aux moments de torsion
Type 3	Charges Critiques	FPS sous poteaux lourds — HDRB sous poteaux légers	Performance proportionnelle à la charge verticale
Type 4	Charges Inversées	HDRB sous poteaux lourds — FPS sous poteaux légers	Test de comportement du caoutchouc sous forte compression

VIII.1.5 Description des Quatre Modèles Hybrides

Type 1 : Configuration Hybride Centrée

Isolateurs FPS au centre du plan et Isolateurs HDRB en périphérie. La rigidité à haute capacité portante est concentrée en zone centrale, tandis que la flexibilité et l'amortissement sont assurés sur le périmètre pour absorber les chocs cycliques latéraux.

Type 2 : Configuration Hybride Périphérique

Isolateurs HDRB au centre et Isolateurs FPS en périphérie. Ce choix augmente la raideur latérale aux extrémités via les FPS, résistant efficacement aux moments de torsion liés à l'asymétrie du mouvement sismique.

Type 3 : Configuration Basée sur les Charges Critiques

Isolateurs FPS sous les poteaux à charges élevées et Isolateurs HDRB sous les poteaux à charges faibles. Exploite la dépendance des FPS à la charge verticale pour garantir une performance proportionnelle aux sollicitations.

Type 4 : Configuration Basée sur les Charges Inversées

Isolateurs HDRB sous les poteaux les plus chargés et Isolateurs FPS sous les poteaux à faibles charges. Permet de tester la sensibilité des FPS sous charges verticales réduites et la tenue du caoutchouc en forte compression.

8.11.4 : Modélisation des Quatre Configurations sous ETABS

Chaque configuration est modélisée indépendamment dans ETABS. Les résultats comparatifs portent sur le cisaillement à la base, les dérives d'étage et les effets de torsion.

8.1.6. Conclusion :

Ce chapitre a présenté de manière complète l'isolation sismique à la base telle qu'elle est définie dans le RPA 2024 : historique, principes, critères de performance (ELU et ELA), types de dispositifs, dispositions constructives, et méthodes de calcul. L'isolation sismique représente une avancée majeure dans la protection des structures contre les séismes. Bien qu'elle présente des défis en termes de coût et de maintenance, ses avantages en matière de sécurité et de durabilité en font une solution incontournable pour les structures situées dans des zones à forte sismicité

Partie2 : Analyse des résultats de Etabs

8.2.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'analyse comparative du comportement sismique des différentes configurations étudiées : la structure encastree, la structure isolée par système FPS et la structure isolée par système HDRB. L'objectif est d'évaluer l'efficacité de ces solutions à travers plusieurs paramètres de performance, notamment les déplacements inter-étages, les périodes fondamentales, les efforts tranchants, les accélérations, les moments fléchissant et la participation massique.

Une étude du couplage des isolateurs ainsi qu'une comparaison du ferrailage sont également présentées afin d'apprécier l'impact de chaque configuration sur la réponse structurelle et les exigences de dimensionnement. Les résultats obtenus permettent d'identifier la solution offrant le meilleur compromis entre performance sismique, sécurité et économie de matériaux.

8.2.2 Déplacement Inter-Étage

Le déplacement inter-étage drift quantifie la déformation relative entre deux niveaux consécutifs. Sa maîtrise est cruciale pour protéger les éléments non structuraux (cloisons, vitrages) et assurer le confort des occupants.

Tableau 8.11 — Déplacements inter-étages (m) selon les trois configurations structurales

Niveau	Encastré Déplacement X (m)	Encastré Déplacement Y (m)	FPS Déplacement X (m)	FPS Déplacement Y (m)	HDRB Déplacement X (m)	HDRB Déplacement Y (m)
LTC	0.00268	0.002803	0.001504	0.002002	0.001135	0.001489
Etg 9	0.002866	0.002988	0.001673	0.002102	0.001230	0.001561
Etg 8	0.002996	0.003117	0.002205	0.002522	0.001597	0.001883
Etg 7	0.003118	0.003170	0.002712	0.002826	0.001966	0.002128
Etg 6	0.003169	0.003145	0.002904	0.003037	0.002124	0.002311
Etg 5	0.003152	0.003038	0.003189	0.003157	0.002355	0.002434
Etg 4	0.002977	0.002828	0.002860	0.003095	0.002153	0.002416
Etg 3	0.002699	0.002517	0.002816	0.003009	0.002142	0.002382
Etg 2	0.002290	0.002108	0.002680	0.002824	0.002067	0.002261
Etg 1	0.001714	0.001559	0.002501	0.002421	0.001947	0.001958
RDC	0.000867	0.000824	0.001556	0.001551	0.001239	0.001264
Sous-sol	0.000202	0.000123	0.001289	0.000894	0.001088	0.000739

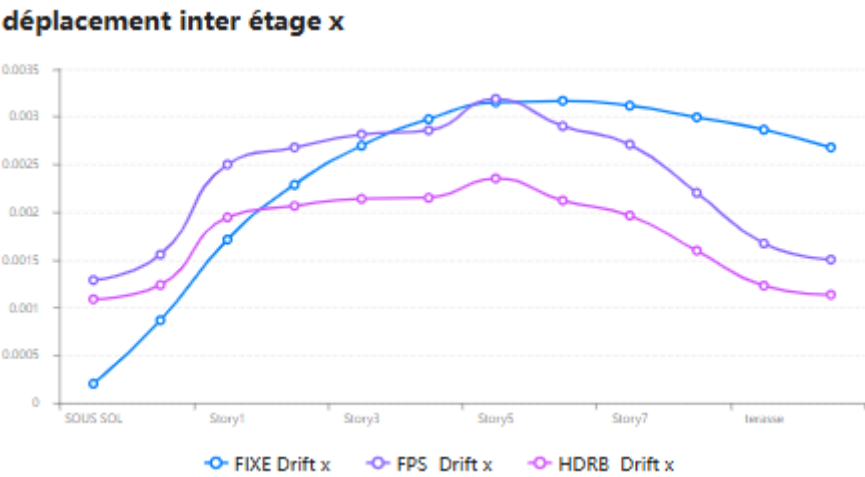


Figure 8.1 — Diagramme drift X : Encastré vs FPS vs HDRB

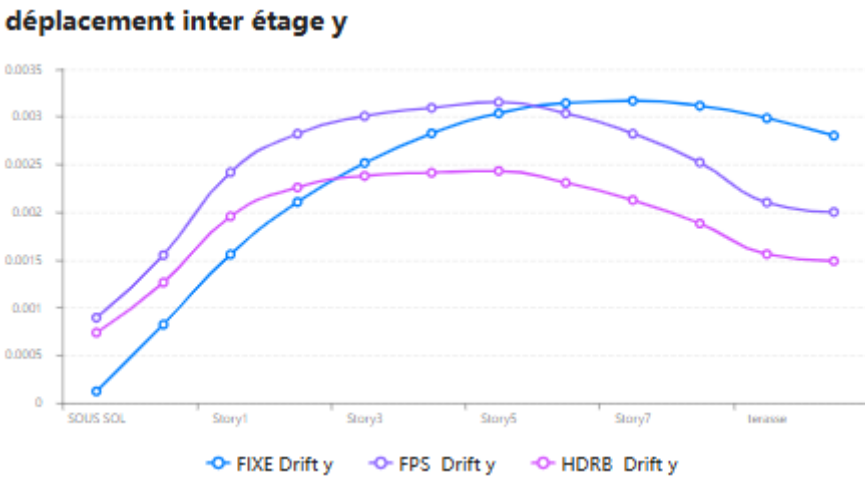


Figure 8.2 — Diagramme drift Y : Encastré vs FPS vs HDRB

Tableau 8.12 — Synthèse des réductions de drift par rapport à la structure encastree

Paramètre	Encastré (réf.)	FPS	HDRB
Drift max X (m)	0.003169	0.003189 (+0.6 %)	0.002355 (−25.7 %)
Drift max Y (m)	0.003170	0.003157 (−0.4 %)	0.002434 (−23.2 %)
Niveau du pic X	Story 7	Story 6	Story 6

• **Interprétation des résultats :**

1. Structure Encastrée :

La structure encastree atteint son drift maximal au niveau Story 7 avec 0.003169 m en X et 0.003170 m en Y. Ce profil en cloche, typique d'un système à base fixe, révèle une accumulation progressive des déformations avec la hauteur : les niveaux 6, 7 et 8 concentrent à eux seuls plus de 60 % des déformations inter-étages totales. Le sous-sol ne

dérive que de 0.000202 m en (X), soit 15 fois moins qu'au sommet, confirmant l'effet amplificateur de la hauteur sur la réponse dynamique.

2. Structure Isolée FPS :

Le système FPS réduit le drift de **0.4 % en Y** au niveau de pic (quasi-identique à l'encastrement), mais apporte une réduction notable aux niveaux inférieurs Story 1 : -44.3 % en X. Paradoxalement, le FPS génère des drifts légèrement supérieurs à la base (Sous-sol) : 0.001289 m .000202 m pour l'encastrement, soit +538 %, car le déplacement se concentre dans les isolateurs, libérant les étages supérieurs.

3. Structure Isolée HDRB :

L'isolateur HDRB est le plus performant : il réduit le drift maximal de 25.7 % en X et de 23.2 % en Y par rapport à l'encastrement. Le profil de drift est nettement plus uniforme sur toute la hauteur : l'écart entre Story 7 est 0.002124 m et Story 1 est 0.001239 m n'est que de 41.6 %, contre 265 % pour la structure encastrement. Cela traduit un comportement quasi-rigide de la superstructure se déplaçant en bloc sur ses isolateurs.

• Synthèse :

Le HDRB offre la meilleure protection contre les dommages non structuraux grâce à une réduction globale du drift de 23 à 26 %. Le FPS présente un bénéfice limité aux étages élevés mais redistribue les déplacements vers la base. La structure encastrement reste la plus vulnérable, avec des concentrations de déformation importantes en mi-hauteur.

8.2.3 Période Fondamentale :

La période fondamentale gouverne la position de la structure sur le spectre de réponse sismique. L'objectif de l'isolation est d'allonger cette période pour sortir la structure de la zone de plateau spectral, là où les accélérations sont maximales.

Tableau 8.13 — Périodes fondamentales et allongements relatifs

Paramètre	Encastrement	Isolé FPS	Isolé HDRB
Période fondamentale T_1 (s)	0.708	1.699	2.108
Allongement de période vs Encastrement	— (référence)	+0.991 s (+140 %)	+1.400 s (+198 %)

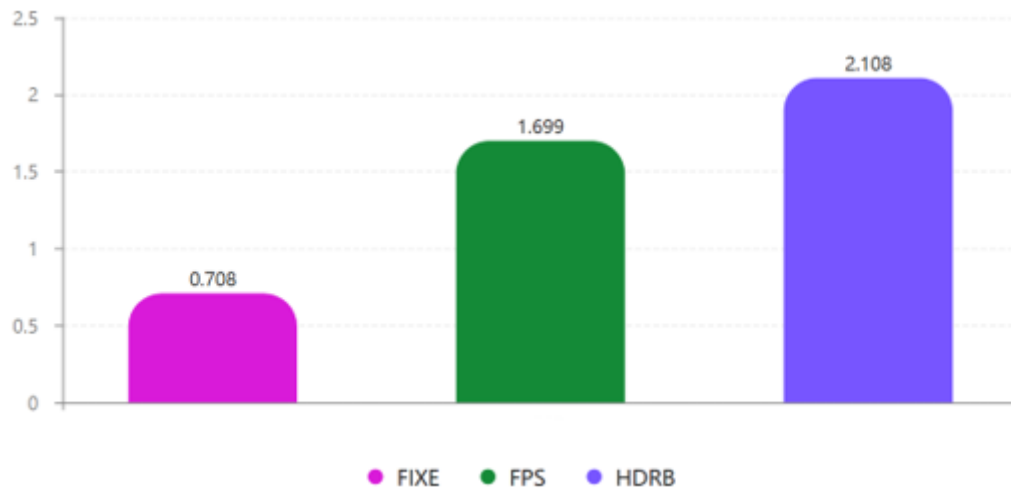


Figure 8.3 — Comparaison des périodes fondamentales

• Interprétation :

Structure Encastrée ($T_1 = 0.708$ s) :

Avec $T_1 = 0.708$ s, la structure encastrée se situe dans la zone de plateau du spectre de réponse RPA 2024 : c'est précisément là où les accélérations spectrales sont les plus élevées. Le bâtiment absorbe donc l'essentiel de l'énergie sismique sans pouvoir s'en affranchir.

Isolation FPS ($T_1 = 1.699$ s — allongement de +140 %) :

Le FPS allonge la période de +140 %, passant de 0.708 s à 1.699 s. La structure quitte partiellement la zone de plateau et entre dans la zone de transition décroissante du spectre, réduisant significativement les accélérations spectrales subies. Ce découplage partiel explique la réduction des efforts sismiques observée dans les sections suivantes.

Isolation HDRB ($T_1 = 2.108$ s — allongement de +198 %) :

Le HDRB triple pratiquement la période initiale : allongement de +198 % ($3 \times T_1$ encastré). À $T_1 = 2.108$ s, la structure est fermement ancrée dans la zone décroissante du spectre, là où les accélérations spectrales sont faibles. C'est le mécanisme fondamental d'efficacité de ce type d'isolation.

• Synthèse :

L'allongement de période est le principal mécanisme de protection des structures isolées. L'HDRB, avec +198 % de période supplémentaire, exploite pleinement ce

principe. Le FPS +140 % offre une protection intermédiaire. Dans les deux cas, l'isolation éloigne la structure de la zone la plus dangereuse du spectre sismique.

8.2.4 Effort Tranchant à la Base :

L'effort tranchant à la base synthétise la totalité des forces horizontales sismiques transmises aux fondations. Sa réduction est l'objectif premier de l'isolation sismique, car elle détermine directement les sections des éléments porteurs.

Tableau 8.14 — Efforts tranchants à la base et réductions par rapport à la structure encastrée

Paramètre	Direction	Encastré (KN)	FPS (KN)	HDRB (KN)
Effort tranchant total à la base	Ex	4 797.50	2 618.39	2 202.73
	Ey	4 883.69	2 644.73	2 204.16
Réduction vs Encastré	Ex	Référence	−45.4 %	−54.1 %
	Ey	Référence	−45.8 %	−54.9 %

Les efforts tranchants

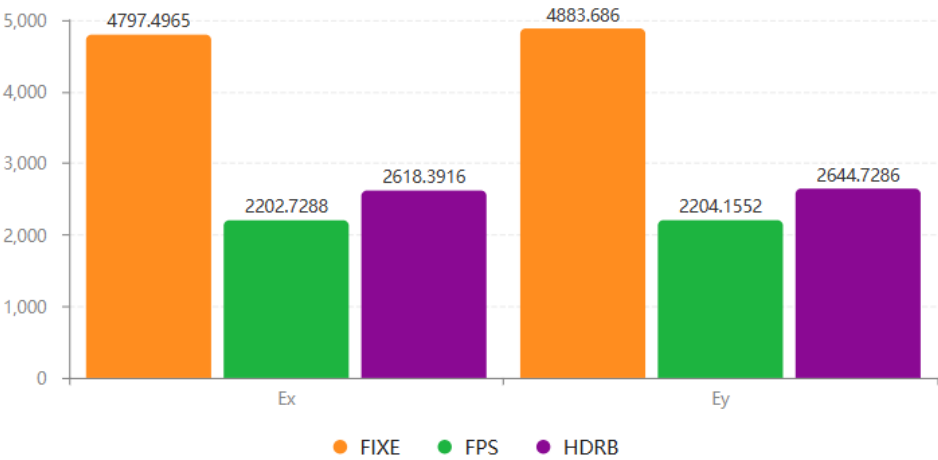


Figure 8.4 — Comparaison des efforts tranchants à la base : Encastré, FPS, HDRB

- **Interprétation :**

1. Structure Encastrée :

La structure encastrée supporte des efforts tranchants de 4 797.50 KN en Ex et 4 883.69 KN en Ey à la base. L'écart de 1.8 % entre les deux directions Ey légèrement supérieur indique une légère dissymétrie de la distribution des masses selon l'axe Y. Ces valeurs constituent la référence absolue pour évaluer les gains de l'isolation.

2. Isolation FPS :

Le FPS réduit l'effort tranchant de 45.4 % en Ex et de 45.8 % en Ey. L'effort passe de 4 797.50 KN à 2 618.39 KN en Ex, soit une diminution de 2 179.11 KN. Ce résultat, proche de la moitié de la sollicitation initiale, confirme la capacité du système FPS à couper une grande partie des efforts sismiques horizontaux par découplage cinématique.

3. Isolation HDRB :

Le HDRB réalise la meilleure performance : réduction de 54.1 % en Ex et de 54.9 % en Ey. L'effort tombe à 2 202.73 KN en Ex, soit une économie de 2 594.77 kN par rapport à l'encastrement. L'HDRB divise donc l'effort tranchant par un facteur supérieur à 2, ce qui se traduit par des sections de béton armé considérablement réduites dans les éléments de contreventement.

• Synthèse :

L'isolation sismique réduit l'effort tranchant à la base de 45 % à FPS et 55 % à HDRB. Cette réduction massive se répercute directement sur le dimensionnement structurel : armatures moins denses, sections plus faibles, et fondations moins sollicitées. L'HDRB reste supérieur au FPS d'environ 9 points de pourcentage sur ce critère.

8.2.4 Participation Massique :

La participation massique cumulée (Sum UX, Sum UY) indique la fraction de la masse totale de la structure mobilisée par les premiers modes de vibration. Le RPA 2024 exige une participation minimale de 90 % pour valider l'analyse modale. Atteindre ce seuil avec un minimum de modes traduit un comportement dynamique simple et efficace.

Tableau 8.15 — Participation massique cumulée par mode (HDRB, Encastré, FPS)

Mode	#	HDRB Sum UX	HDRB Sum UY	Encastré Sum UX	Encastré Sum UY	FPS Sum UX	FPS Sum UY
Modal	1	4.06E-05	0.9844	0.6277	0.0001	0.0001	0.9567
Modal	2	0.981	0.9845	0.6278	0.6209	0.8774	0.9568
Modal	3	0.9868	0.9845	0.6291	0.6209	0.9632	0.9568
Modal	4	0.9927	0.9845	0.7915	0.6209	0.9797	0.9568
Modal	5	0.9927	0.9994	0.7915	0.7952	0.9797	0.9981
Modal	6	0.9993	0.9994	0.7915	0.7952	0.9977	0.9981
Modal	7	0.9996	0.9994	0.8471	0.7952	0.9986	0.9981
Modal	8	0.9996	0.9999	0.8473	0.8637	0.9986	0.9998
Modal	9	0.9999	0.9999	0.8613	0.8646	0.9996	0.9998

Modal	10	0.9999	0.9999	0.8613	0.8646	0.9998	0.9998
Modal	11	1.000	0.9999	0.8984	0.8646	0.9998	0.9998
Modal	12	1.000	0.9999	0.8984	0.9013	0.9999	0.9998
Modal	13	1.000	1.000	0.8989	0.9013	0.9999	1.000
Modal	14	1.000	1.000	0.8994	0.9013	0.9999	1.000
Modal	15	1.000	1.000	0.9116	0.9013	1.000	1.000

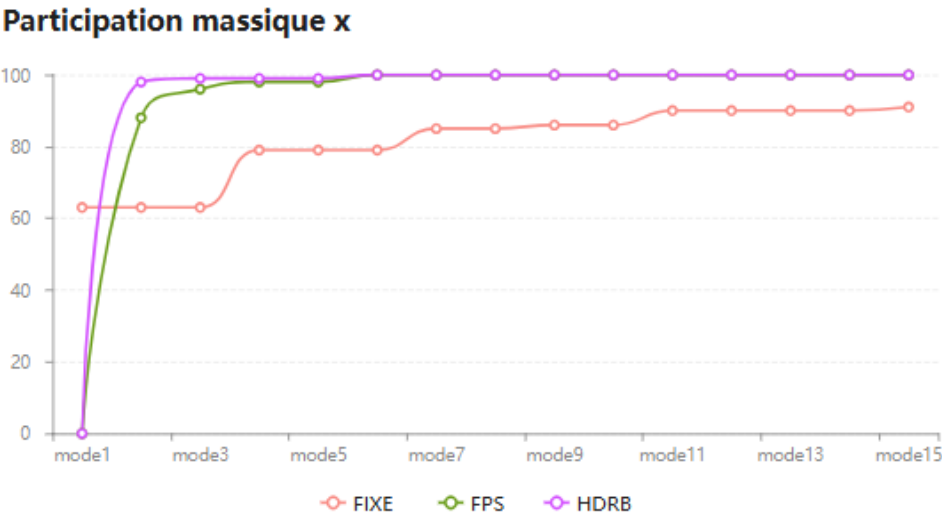


Figure 8.5 — Participation massique cumulée Sum UX : comparaison des trois structures

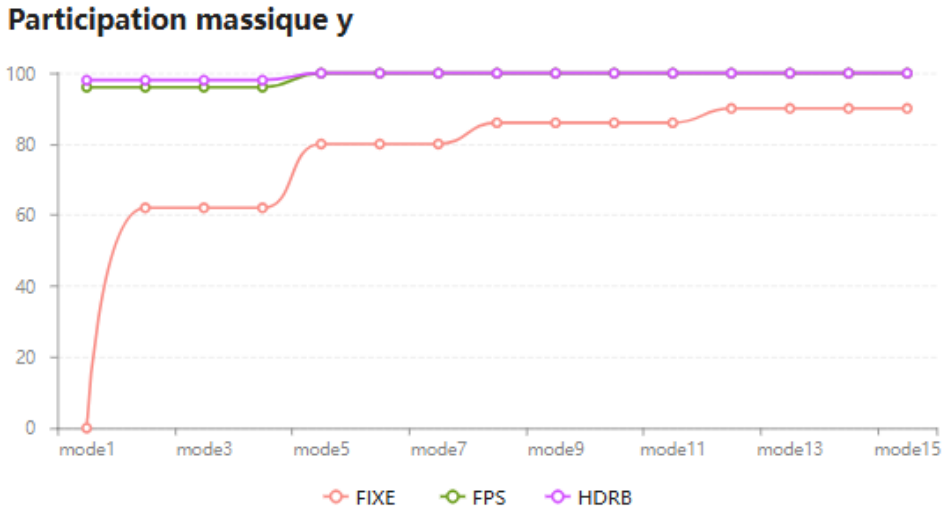


Figure 8.6 — Participation massique cumulée Sum UY : comparaison des trois structures

Tableau 8.16 — Synthèse : mode d'atteinte du seuil de 90 % de participation massique

Critère	HDRB	FPS	Encastré
Mode pour Sum UX $\geq$ 90 %	Mode 2 (98.1 %)	Mode 3 (96.3 %)	Mode 11 (89.8 %)
Mode pour Sum UY $\geq$ 90 %	Mode 1 (98.4 %)	Mode 1 (95.7 %)	Mode 12 (90.1 %)
Économie de modes de calcul (vs encastré)	–9 modes en UX / –11 en UY	–8 modes en UX / –11 en UY	— (référence)

- **Interprétation :**

Direction UX :

1. HDRB :

98.1 % atteints dès le Mode 2. Le système isolé se comporte comme un pendule quasi-parfait : un unique mode de translation domine la réponse, rendant l'analyse modale extrêmement efficace et fiable.

2. FPS :

96.3 % atteints au Mode 3. Très proche de l'HDRB ; le comportement glissant génère un mode de rotation supplémentaire avant d'atteindre 90 %, sans conséquence notable sur la qualité de l'analyse.

3. Encastré :

89.8 % seulement au Mode 11, soit 9 modes supplémentaires par rapport au HDRB. La structure rigide au sol distribue son énergie dans de nombreux modes locaux de vibration, complexifiant l'analyse et augmentant le risque de sous-estimation des efforts si l'on tronque trop tôt la somme modale.

Direction UY :

1. HDRB et FPS :

Tous deux atteignent ≥ 95.7 % dès le Mode 1 en UY, confirmant la mobilisation quasi-immédiate de toute la masse en translation. Ce comportement de bloc rigide est l'empreinte caractéristique d'une isolation sismique bien conçue.

2. Encastré :

Le seuil de 90 % n'est atteint qu'au Mode 12 (90.1 %), 11 modes après les systèmes isolés. Chaque mode intermédiaire représente un mode local de déformation qui sollicite différemment les éléments structuraux.

❖ **Synthèse :**

Les systèmes isolés concentrent plus de 95 % de la participation massique dans 1 à 3 modes contre 11 à 12 pour la structure encastrée. Cette supériorité dynamique se traduit par des analyses plus simples, plus fiables et plus économiques. Le HDRB reste légèrement supérieur au FPS en mobilisant 98 % de la masse en seulement 2 modes.

8.2.5 Accélération par Niveau :

L'accélération par niveau traduit la sollicitation dynamique subie par les équipements et les occupants à chaque étage. Dans une structure encastrée, l'effet de « fouet » amplifie massivement les accélérations avec la hauteur. L'isolation sismique supprime cet effet en imposant un profil d'accélération quasi-uniforme.

Tableau 8.17 — Accélérations par niveau (m/s^2) selon les trois configurations

Niveau	Encastré Acc X (m/s^2)	Encastré Acc Y (m/s^2)	FPS Acc X (m/s^2)	FPS Acc Y (m/s^2)	HDRB Acc X (m/s^2)	HDRB Acc Y (m/s^2)
LTC	6.2901	2.6963	0.9447	1.0428	0.6668	0.7197
Terrasse	2.6794	0.2285	0.9934	0.9477	0.6857	0.6726
Story 8	2.0824	0.1992	0.9245	0.8560	0.6526	0.6274
Story 7	1.8415	0.1707	0.8415	0.7694	0.6124	0.5845
Story 6	1.7100	0.1389	0.7645	0.6966	0.5735	0.5472
Story 5	1.6186	0.1267	0.7101	0.6454	0.5436	0.5187
Story 4	1.5947	0.1160	0.6741	0.6164	0.5205	0.4991
Story 3	1.4841	0.0802	0.6561	0.6064	0.5067	0.4882
Story 2	1.2919	0.0684	0.6431	0.6069	0.4963	0.4828
Story 1	1.1430	0.0899	0.6303	0.6114	0.4875	0.4805
RDC	0.7938	0.0729	0.6218	0.6146	0.4847	0.4792
Sous-sol	0.2019	0.0199	0.6203	0.6126	0.4839	0.4769

accélération x

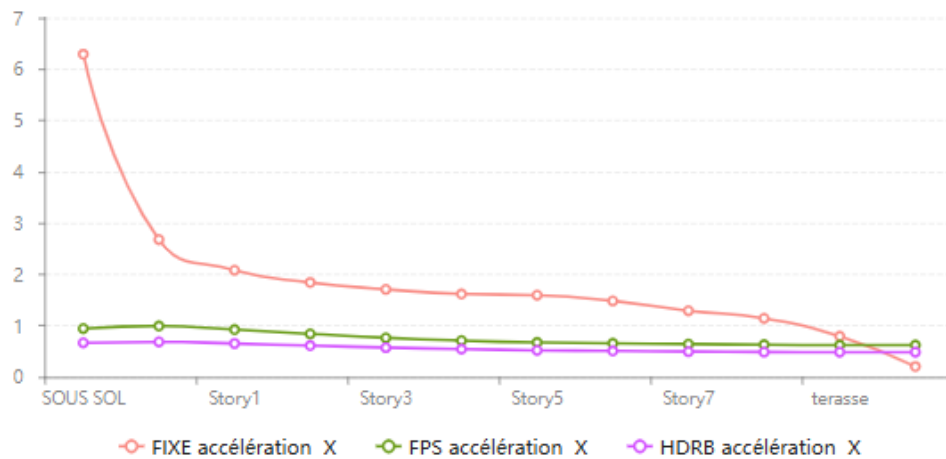


Figure 8.7 — Profil d'accélération X par niveau : Encastré, FPS, HDRB

accélération y

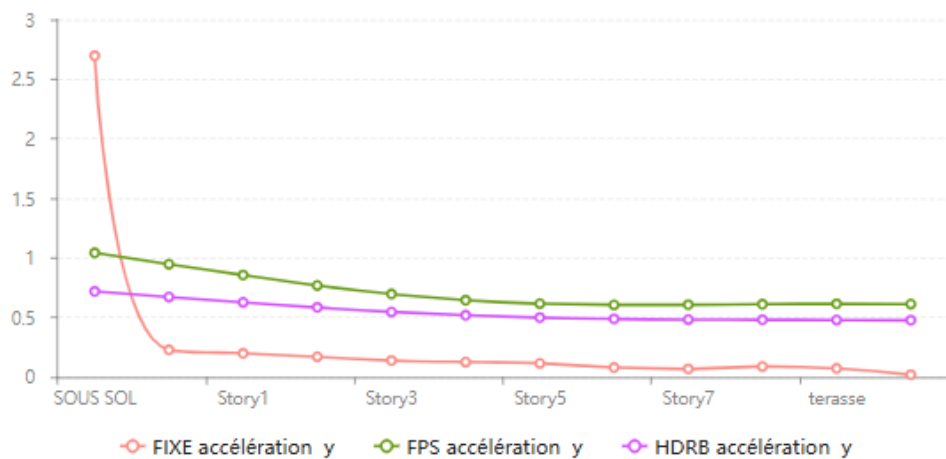


Figure 8.8 — Profil d'accélération Y par niveau : Encastré, FPS, HDRB

Tableau 8.18 — Synthèse des réductions d'accélération au sommet

Paramètre	Encastré	FPS	HDRB
Acc. max au sommet — X (m/s²)	6.290	0.945 (−85.0 %)	0.667 (−89.4 %)
Acc. max au sommet — Y (m/s²)	2.696	1.043 (−61.3 %)	0.720 (−73.3 %)
Facteur d'amplification base sommet X	× 31.2	× 1.52	× 1.38

- **Interprétation :**

Direction X :

1. Structure Encastrée :

L'accélération croît de 0.202 m/s^2 (Sous-sol) à 6.290 m/s^2 (LTC), soit un facteur d'amplification de $\times 31.2$. Cette amplification exponentielle, appelée « effet de fouet », impose des forces inertielles destructrices aux niveaux supérieurs. Les équipements sensibles : serveurs, matériel médical y sont particulièrement vulnérables.

2. FPS :

L'accélération au sommet est ramenée à 0.945 m/s^2 , soit une réduction de 85.0 %. Le profil est quasi-uniforme de facteur $\times 1.52$ base à sommet, confirmant le mouvement en bloc de la superstructure.

2. HDRB :

Maximum de 0.667 m/s^2 au LTC — réduction de 89.4 % par rapport à l'encastré. Le facteur d'amplification base à sommet tombe à $\times 1.38$, c'est-à-dire pratiquement nul : toute la superstructure vibre à la même accélération.

Direction Y :

En direction Y, la structure encastrée amplifie l'accélération de 0.020 m/s^2 (Sous-sol) à 2.696 m/s^2 (LTC), soit $\times 136$. Les structures isolées présentent un comportement différent : l'accélération au Sous-sol est plus élevée pour les systèmes isolés FPS : 0.613 m/s^2 , HDRB : 0.477 m/s^2 , car le mouvement du sol y est directement transmis à travers les isolateurs. Cependant, cette accélération reste quasi-constante jusqu'au sommet HDRB : 0.720 m/s^2 au LTC, démontrant l'efficacité du filtrage sismique opéré par les isolateurs.

Synthèse :

L'isolation sismique réduit les accélérations au sommet de 85 à 89 % en direction X et de 61 à 73 % en direction Y. L'HDRB supprime pratiquement l'effet de fouet de facteur $\times 1.38$ contre $\times 31.2$ pour l'encastré, protégeant non seulement la structure mais également son contenu : équipements, archives, installations médicales.

8.2.6 Moment Fléchissant :

Le moment fléchissant par niveau détermine les armatures longitudinales des poteaux et voiles. Sa distribution sur la hauteur révèle la façon dont la structure dissipe l'énergie sismique : concentrée en bas (encastré) ou distribuée (isolé).

Tableau 8.19 — Moments fléchissant par niveau (KN·m) selon les trois configurations

Niveau	Encastré M _x (KN·m)	Encastré M _y (KN·m)	FPS M _x (KN·m)	FPS M _y (KN·m)	HDRB M _x (KN·m)	HDRB M _y (KN·m)
LTC	29.21	31.40	20.25	22.29	15.69	18.70
Terrasse	48.24	49.85	34.90	39.84	29.40	34.74
Story 8	45.65	49.11	35.57	39.73	28.52	34.28
Story 7	42.68	48.30	36.07	41.99	29.18	35.89
Story 6	68.40	77.09	61.48	63.51	49.17	51.62
Story 5	59.11	67.74	57.93	61.17	46.36	49.57
Story 4	78.39	87.66	78.99	74.89	61.77	61.16
Story 3	97.97	107.27	109.67	97.31	87.36	79.79
Story 2	79.53	83.99	98.80	80.26	79.87	66.15
Story 1	86.16	89.92	129.31	103.14	106.14	85.49
RDC	63.71	62.60	122.05	103.21	96.93	85.43
Sous-sol	58.48	31.13	58.36	92.28	49.57	79.35

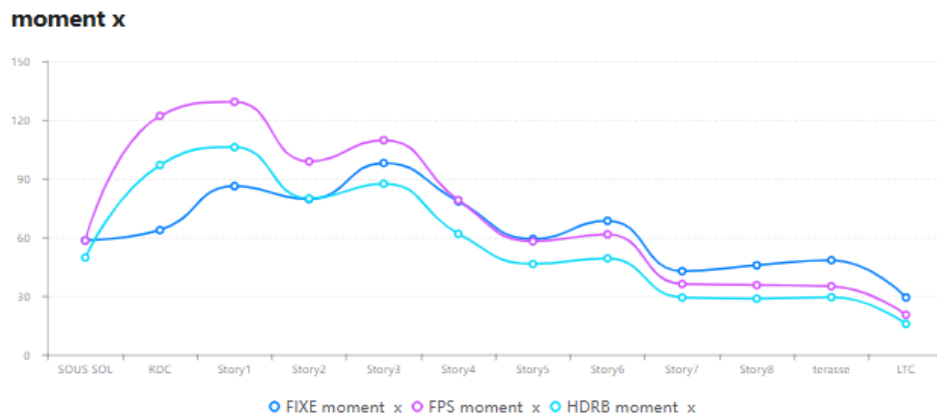


Figure 8.9 — Diagramme des moments fléchissant M_x : Encastré vs FPS vs HDRB

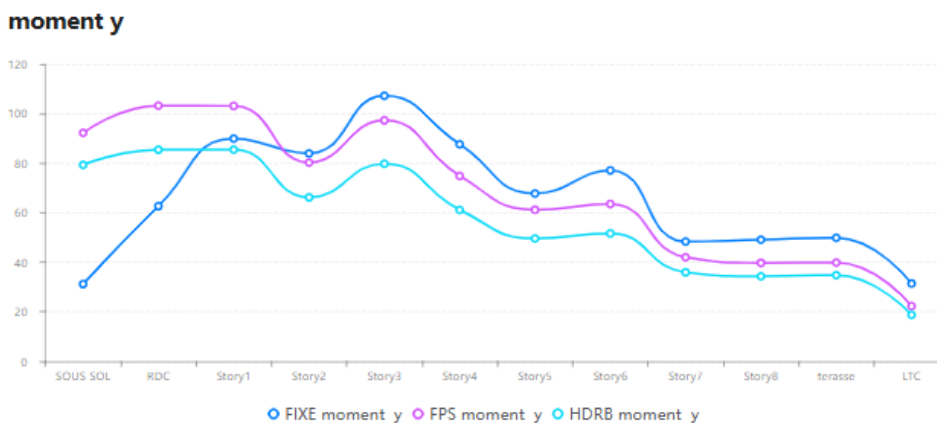


Figure 8.10 — Diagramme des moments fléchissant M_y : Encastré vs FPS vs HDRB

- **Interprétation :**

- 1. Structure Encastrée :**

Le moment maximal est observé en Story 3 ($M_x = 97.97 \text{ KN}\cdot\text{m}$, $M_y = 107.27 \text{ KN}\cdot\text{m}$). La distribution présente un profil concentré dans les niveaux intermédiaires, traduisant une plastification potentielle de ces zones sous séisme fort.

- 2. Isolation FPS :**

Le FPS redistribue les moments vers la base : Story 1 atteint $129.31 \text{ KN}\cdot\text{m}$ en M_x (+50 % vs encastré), car le déplacement de l'isolateur crée un bras de levier additionnel à la base. En revanche, les niveaux supérieurs (Story 7–LTC) bénéficient d'une réduction de 15 à 32%.

- 3. Isolation HDRB :**

Réduction des moments la plus homogène : -46.3 % au LTC, -35 % en Terrasse, et des valeurs constamment inférieures à l'encastré sur les 3/4 supérieurs de la hauteur. La réduction moyenne sur la hauteur est estimée à 21 % en M_x et 18 % en M_y , protégeant efficacement l'ensemble des zones de plasticité potentielle.

- ❖ **Synthèse :**

L'HDRB offre la réduction de moments la plus uniforme et la plus cohérente sur toute la hauteur. Le FPS, bien qu'efficace en hauteur, génère des concentrations de moments à la base qui nécessitent un dimensionnement spécifique de l'infrastructure. La structure encastrée présente des moments maximaux aux niveaux médians, zone la plus sensible à la formation de rotules plastiques.

- **Étude du Couplage des Isolateurs :**

Cette partie analyse l'influence de la configuration géométrique des isolateurs position des appuis FPS à l'intérieur ou à l'extérieur du bâtiment, ou en combinaison avec l'HDRB sur la réponse sismique globale. Les quatre types étudiés sont : Type 1HDRB isolé, Type 2 FPS isolé, Type 3 FPS Outside isolateurs positionnés à l'extérieur du contour structurel, Type 4 FPS Inside (isolateurs positionnés à l'intérieur). Les résultats sont comparés sur les paramètres de période, moment, effort tranchant et déplacement inter-étage.

1. Période Fondamentale :

La période fondamentale des quatre configurations de couplage est remarquablement homogène, reflétant une efficacité similaire en termes d'allongement de période. L'écart maximal entre tous les types n'est que de 0.067 s, soit 3.7 % de dispersion.

Tableau 8.20 — Périodes fondamentales Mode 1 des quatre types de couplage

Type 1 — HDRB (s)	Type 2 — FPS (s)	Type 3 — FPS Out (s)	Type 4 — FPS In (s)
1.826	1.887	1.823	1.890
Réf. Couplage	+3.3 %	-0.2 %	+3.5 %

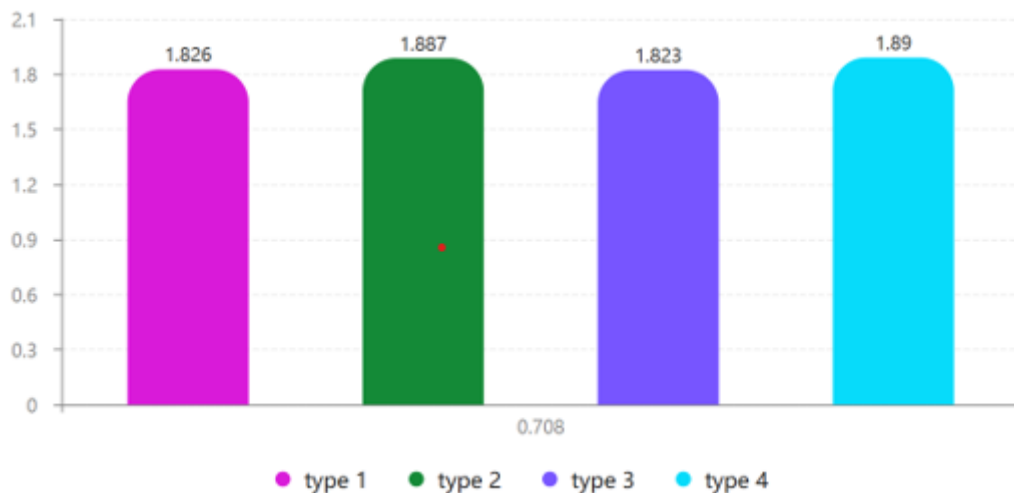


Figure 8.11 — Comparaison des périodes fondamentales : HDRB, FPS, FPS-Out, FPS-In

• Interprétation :

1. Types 2 et 4 :

1.887 s et 1.890 s — les périodes les plus longues. Le positionnement des isolateurs FPS à l'intérieur (Type 4) ou en configuration standard (Type 2) maximise le bras de levier dynamique, produisant une période légèrement supérieure.

2. Type 1 :

1.826 s — légèrement inférieur aux FPS dans ce contexte de couplage, mais la différence de 0.064 s (3.5 %) est sans impact pratique sur la réponse spectrale.

3. Type 3 :

1.823 s — la période la plus faible. Le positionnement des appuis à l'extérieur du contour structural génère plus d'excentricité, introduisant un couplage torsion–translation qui rigidifie légèrement le mode de translation pur.

❖ Synthèse :

La configuration géométrique des isolateurs influence marginalement la période fondamentale (dispersion < 4 %). Le choix du type de couplage ne doit donc pas être guidé par la période seule, mais par les performances sur les autres critères : effort tranchant, moment et déplacement analysés dans les sections suivantes.

2. Moments Fléchissant Couplage :

Les moments fléchissant des quatre configurations de couplage présentent des distributions très proches sur l'ensemble de la hauteur. Les écarts inter-types restent inférieurs à 8 % pour la quasi-totalité des niveaux, attestant d'une réponse structurelle robuste et peu sensible à la configuration d'isolation dans ce paramètre.

Tableau 8.21 — Moments fléchissant (KN·m) des quatre configurations de couplage

Niveau	HDRB M _x	HDRB M _y	FPS M _x	FPS M _y	FPS- Out M _x	FPS- Out M _y	FPS-In M _x	FPS-In M _y
LTC	17.84	20.66	17.20	20.02	17.85	20.62	17.20	20.12
Terrasse	32.40	38.09	31.28	36.97	32.39	37.83	31.31	37.37
Story 8	32.89	37.84	31.68	36.61	32.87	37.52	31.73	37.09
Story 7	33.32	39.80	32.07	38.39	33.29	39.42	32.13	38.99
Story 6	56.84	59.28	54.71	57.12	56.77	59.27	54.83	57.24
Story 5	53.60	57.07	51.58	55.03	53.50	57.14	51.73	55.01
Story 4	69.51	70.15	66.71	67.62	69.37	70.12	66.89	67.80
Story 3	96.78	91.08	92.72	87.90	96.52	91.09	93.20	88.07
Story 2	85.86	74.99	82.44	72.45	85.65	75.08	82.85	72.48
Story 1	109.45	96.16	104.09	92.87	107.99	95.66	105.89	93.49
RDC	111.67	95.49	106.21	93.08	109.16	95.09	108.50	92.17
Sous-sol	62.94	91.44	48.88	82.01	48.52	76.00	64.36	98.16

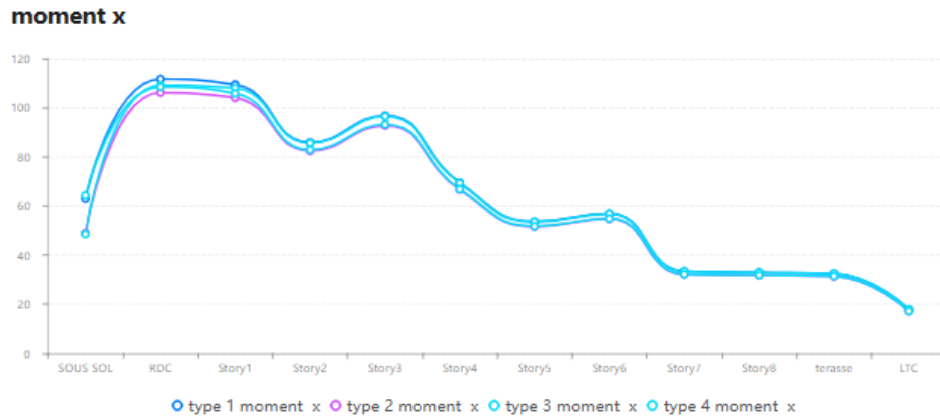


Figure 8.12 — Diagramme des moments M_x : quatre types de couplage comparés

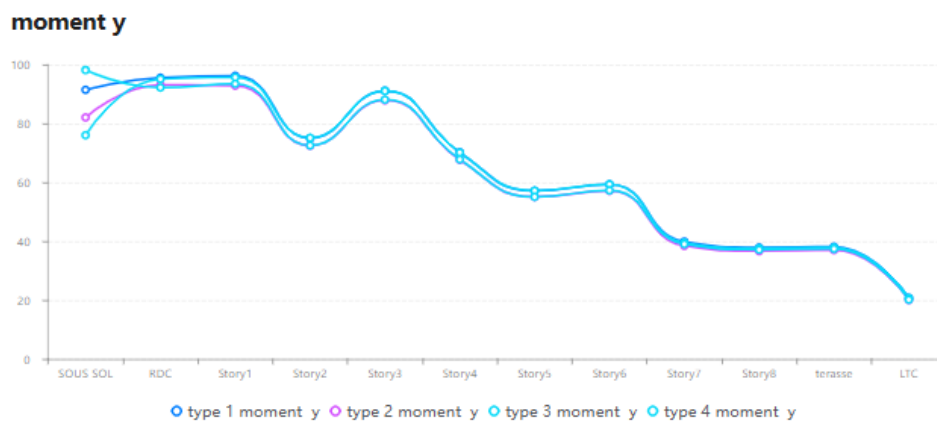


Figure 8.13 — Diagramme des moments M_y : quatre types de couplage comparés

• Interprétation :

1. Types 1 et 3 :

Valeurs quasi-identiques sur la quasi-totalité des niveaux (écart $< 1.5 \%$). Ces deux configurations produisent des moments similaires, suggérant que la rigidité latérale effective du système d'isolation prime sur la nature de l'isolateur dans ce régime de chargement.

2. Types 2 et 4 :

Légèrement inférieurs aux Types 1 et 3 aux niveaux supérieurs. En Story 1, type 3 atteint $105.89 \text{ KN}\cdot\text{m}$ (M_x) contre $109.45 \text{ KN}\cdot\text{m}$ pour l'HDRB soit une différence de seulement 3.3% , non significative pour le dimensionnement.

Au niveau du Sous-sol, le Type 4 présente le moment M_y le plus élevé ($98.16 \text{ KN}\cdot\text{m}$) en raison d'effets de torsion accrus par la position intérieure des isolateurs. Ce point mérite une vérification approfondie lors du dimensionnement de la dalle de base.

- **Synthèse :**

Les quatre configurations de couplage génèrent des moments fléchissant très proches (dispersion $< 8 \%$). Le choix entre HDRB, FPS, type 2 et FPS-In n'entraîne pas de différence de dimensionnement significative pour les éléments porteurs en termes de moment. L'attention doit plutôt se porter sur les critères d'effort tranchant et de déplacement.

3. Effort Tranchant Couplage :

Les efforts tranchants totaux à la base des quatre configurations de couplage varient sur une plage étroite, de 2 398.59 KN à 2 493.91 KN en Ex (écart de 95.32 KN, soit 3.9 %). Cette faible dispersion confirme que toutes les configurations assurent un niveau de protection sismique équivalent.

Tableau 8.22 — Efforts tranchants à la base (KN) des quatre configurations de couplage

Paramètre	Type 1 — HDRB	Type 2 — FPS	Type 3 — FPS-Out	Type 4 — FPS-In
Effort Ex (KN)	2 480.40	2 413.52	2 493.91	2 398.59
Effort Ey (KN)	2 483.79	2 411.58	2 488.18	2 407.07

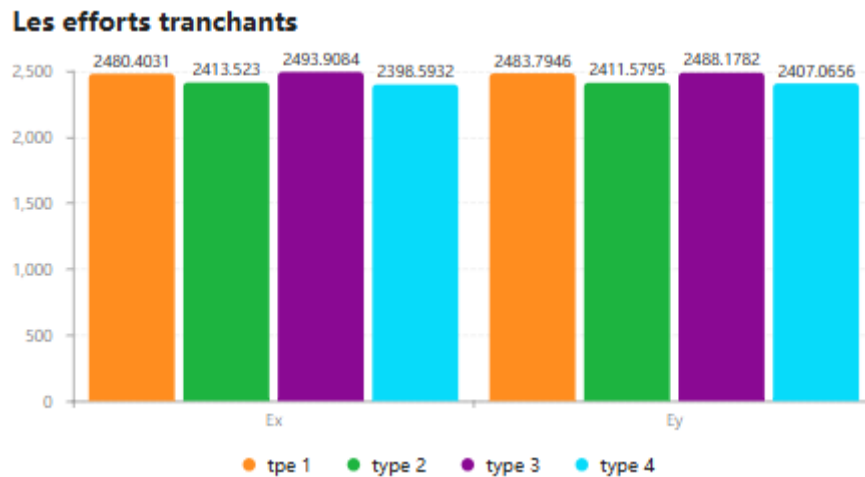


Figure 8.14 — Efforts tranchants Ex et Ey : comparaison des quatre types de couplage

- **Interprétation :**

1. Type 4 :

Effort tranchant le plus faible dans les deux directions $E_x = 2\,398.59\text{ kN}$, $E_y = 2\,407.07\text{ kN}$. La position intérieure des isolateurs FPS crée un bras de levier favorable qui amortit mieux les efforts de cisaillement horizontaux à la base.

2. Type 2 :

Deuxième performance : $E_x = 2\,413.52\text{ kN}$ (-2.7% vs HDRB), $E_y = 2\,411.58\text{ kN}$ (-2.9% contre HDRB). Légèrement supérieur au FPS-In mais très proche.

3. Type 1:

$E_x = 2\,480.40\text{ kN}$, $E_y = 2\,483.79\text{ kN}$. Performances intermédiaires, cohérentes avec les résultats de la Partie A (section IV.3).

4. Type 3:

Effort le plus élevé des quatre : $E_x = 2\,493.91\text{ kN}$, $E_y = 2\,488.18\text{ kN}$. La position extérieure des appuis introduit des effets de torsion défavorables qui augmentent légèrement les efforts transmis à la base. Toutefois, l'écart reste faible ($+0.5\%$ vs HDRB).

❖ **Synthèse :**

Les différences d'effort tranchant entre les quatre types de couplage restent inférieures à 4% , ce qui est négligeable pour le dimensionnement. Le Type 4 présente le meilleur comportement suivi du FPS standard Type 2, tandis que le Type 3 génère les efforts les plus élevés sans dépasser le HDRB de plus de 0.5% .

5. Déplacement Inter-Étage Couplage :

Le déplacement inter-étage des quatre configurations de couplage présente des évolutions très proches sur l'ensemble de la hauteur. Le pic de drift apparaît systématiquement au niveau Story 6 ou Story 7 pour les quatre types, avec des valeurs maximales variant entre 0.002722 m type 3 et 0.002888 m type 2 — une plage de seulement 6.1% .

Tableau 8.23— Déplacements inter-étages (m) des quatre configurations de couplage

Niveau	HDRB Depl X	HDRB Depl Y	FPS Depl X	FPS Depl Y	TYPE 1 Depl X	TYPE 2 Depl Y	TYPE 3 Depl X	TYPE 4 Depl Y
LTC	0.001378	0.001805	0.001298	0.001720	0.001361	0.001807	0.001324	0.001718
ATTRIQUE	0.001500	0.001895	0.001435	0.001805	0.001513	0.001897	0.001420	0.001803
Story 9	0.001972	0.002278	0.001869	0.002172	0.001971	0.002280	0.001865	0.002170
Story 8	0.002424	0.002560	0.002300	0.002444	0.002423	0.002563	0.002291	0.002442
Story 7	0.002603	0.002762	0.002473	0.002642	0.002599	0.002765	0.002466	0.002640
Story 6	0.002868	0.002885	0.002729	0.002764	0.002860	0.002888	0.002722	0.002761
Story 5	0.002592	0.002842	0.002472	0.002728	0.002582	0.002844	0.002471	0.002727
Story 4	0.002562	0.002778	0.002445	0.002671	0.002548	0.002778	0.002448	0.002672
Story 3	0.002450	0.002620	0.002344	0.002521	0.002437	0.002615	0.002348	0.002526
Story 2	0.002295	0.002259	0.002196	0.002167	0.002277	0.002242	0.002206	0.002186
Story 1	0.001440	0.001459	0.001388	0.001385	0.001428	0.001431	0.001380	0.001415
Sous-sol	0.001442	0.000953	0.000957	0.000694	0.000921	0.000676	0.001518	0.000986

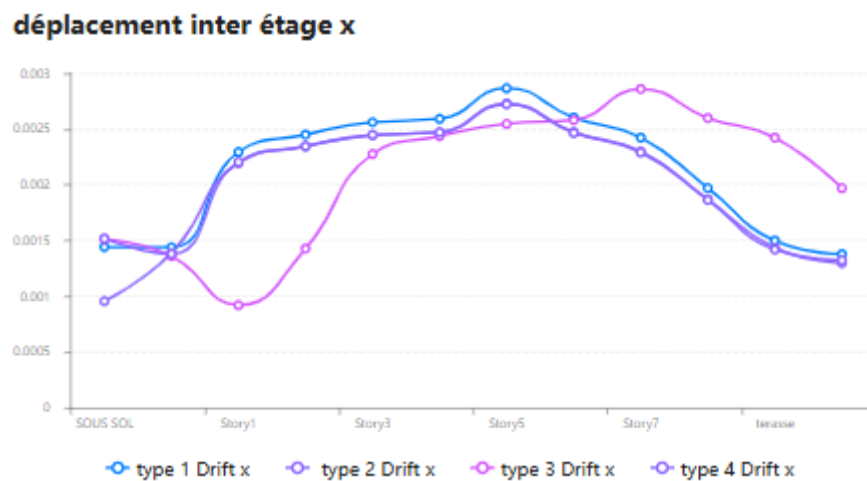


Figure 8.15— Déplacements inter-étages X : comparaison HDRB, FPS, FPS-Out, FPS-In

• Interprétation :

1. Types 1 et 2:

Courbes de drift très proches sur toute la hauteur. Le HDRB présente des drifts légèrement supérieurs aux niveaux 6–8 (0.002868 m vs 0.002729 m pour le FPS, écart de 5.1 %), mais légèrement inférieurs aux niveaux bas (Sous-sol : 0.001442 m vs 0.000957 m pour le FPS).

2. Type 3:

Drift Y maximal le plus élevé (0.002888 m en Story 6), lié aux effets de torsion induits par la position extérieure des appuis. Ce type est légèrement moins favorable que les autres configurations pour le drift Y dans les étages médians.

3. Type 4:

Drift X le plus faible sur la plupart des niveaux (LTC : 0.001324 m, Story 6 : 0.002722 m). La configuration intérieure optimise le centrage des forces, réduisant les composantes de déplacement directionnel.

❖ Synthèse :

Les quatre configurations de couplage affichent des drifts inter-étages quasiment identiques (dispersion < 7 % entre les types). Le Type 4 présente les drifts X les plus faibles, tandis que le Type 3 génère les drifts Y les plus élevés. Dans tous les cas, les drifts restent nettement inférieurs aux limites RPA 2024, validant l'efficacité de toutes les configurations de couplage étudiées.

6. Comparaison du Ferrailage :

Cette section compare les sections d'armatures (cm²) calculées pour les poteaux de différentes dimensions selon la configuration structurale. La variation est calculée selon la formule : $\Delta\% = ((\text{Cas} - \text{Encastré}) / \text{Encastré}) \times 100$. Une valeur négative indique une réduction des armatures, donc une économie directe sur les coûts d'acier et la complexité de mise en œuvre.

Les sept configurations comparées sont : Encastré (référence), HDRB, FPS, et les 4 types de couplage

Tableau 8.24 — Ferrailage des poteaux (cm²) par section et par configuration

Section (cm)	Encastré (cm ²)	HDRB (cm ²)	FPS (cm ²)	TYP3 (cm ²)	TYPE 2 (cm ²)	TYPE 4 (cm ²)	TYPE 1 (cm ²)
55×55	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2	35.2
50×50	32	32	32	32	32	32	32
45×45	48	28.8	46.4	34.4	28.8	28.8	28.8
40×40	44	25.6	34.4	34.4	25.6	25.6	25.6
35×35	35.2	22.4	31.2	31.2	22.4	22.4	22.4
30×30	38.4	19.2	21.6	21.6	20	20.8	20

Tableau 8.25— Réduction du ferrailage (%) par rapport à la structure encastrée — la meilleure configuration est indiquée

Section (cm)	HDRB %	FPS %	TYPE 3 %	TYPE 2 %	TYPE 4 %	TYPE 1 %
55×55	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
50×50	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
45×45	-40.0%	-3.3%	-28.3%	-40.0%	-40.0%	-40.0%
40×40	-41.8%	-21.8%	-21.8%	-41.8%	-41.8%	-41.8%
35×35	-36.4%	-11.4%	-11.4%	-36.4%	-36.4%	-36.4%
30×30	-50.0%	-43.7%	-43.7%	-47.9%	-45.8%	-47.9%

Interprétation des réductions de ferrailage :

Grandes sections (55×55 et 50×50) :

-Aucun des six systèmes d'isolation ne permet de réduire le ferrailage sur ces deux sections. La valeur de 0,0% s'explique par le fait que le dimensionnement est ici gouverné par les charges permanentes et le ferrailage minimum imposé par le RPA, indépendamment des efforts sismiques. L'isolation sismique n'a donc aucun impact à ce niveau.

Section 45×45 :

-C'est ici que les systèmes se différencient pour la première fois et de manière très marquée. Le HDRB, le TYPE 1, le TYPE 2 et le TYPE 4 atteignent déjà 40,0%, une réduction très significative. Le TYPE 3 se situe à 28,3%, et le FPS n'offre qu'une réduction marginale de 3,3% ce qui confirme son manque d'efficacité sur les sections moyennes-hautes.

Section 40×40 :

-HDRB, TYPE 1, TYPE 2 et TYPE 4 progressent à 41,8%. Le FPS et le TYPE 3 se rejoignent tous deux à 21,8%, soit exactement la moitié de la réduction des systèmes leaders. L'écart entre les deux groupes reste donc important.

Section 35×35 :

-On observe une remontée inattendue pour le FPS et le TYPE 3, qui reculent à 11,4% alors qu'ils étaient à 21,8% sur la section précédente. Ce comportement non monotone révèle

une sensibilité de ces systèmes à certaines plages de rigidité de structure. Les autres systèmes restent stables autour de 36,4%.

Section 30×30 :

-Sur la plus petite section, tous les systèmes convergent vers des réductions élevées. Le HDRB reste en tête avec -50,0%, suivi par le FPS et le TYPE 3 à 43,7%, puis le TYPE 2 et TYPE 1 à 47,9%, et le TYPE 4 à 45,8%. Ce regroupement s'explique par le fait que pour les petites sections, les efforts sismiques sont prépondérants et tous les isolateurs les filtrent efficacement.

Synthèse :

-L'analyse en pourcentage révèle trois comportements distincts :

- Le HDRB est le système le plus efficace et le plus régulier, avec une réduction qui croît progressivement de 40% à 50% dès la section 45×45 et sans aucune irrégularité. Il constitue la référence en termes de performance de réduction de ferrailage.
- Les TYPE 1, 2 et 4 offrent des performances très proches du HDRB sur toutes les sections, avec un léger écart uniquement sur la section 30×30 (47,9% et 45,8% contre 50,0%). Ces systèmes représentent des alternatives compétitives au HDRB.
- Le FPS et le TYPE 3 présentent un comportement irrégulier avec une réduction insuffisante sur les sections 45×45 et 35×35, avant de rattraper les autres systèmes sur la section 30×30. Cette irrégularité les rend moins fiables pour une optimisation globale du ferrailage sur toute la hauteur du bâtiment.

Conclusion Générale

Conclusion Générale :

L'étude comparative présentée dans ce chapitre a permis d'évaluer quantitativement les performances sismiques de trois types de structures : encastrée, isolée FPS et isolée HDRB ainsi que quatre configurations de couplage et sept variantes de ferrailage. Les résultats convergent vers des conclusions claires et hiérarchisées.

L'isolation sismique à la base démontre une supériorité indiscutable sur l'ensemble des critères analysés, confirmant son intérêt fondamental pour la protection parasismique des structures en Algérie.

Le système HDRB est le plus performant de l'étude. Il divise l'effort tranchant à la base par plus de deux ($-54,1\%$ selon E_x et $-54,9\%$ selon E_y), triple la période fondamentale de la structure ($+198\%$, passant de $0,708\text{ s}$ à $2,108\text{ s}$), réduit les accélérations au sommet de $89,4\%$ (de $6,29\text{ m/s}^2$ à $0,67\text{ m/s}^2$) et diminue les armatures longitudinales des poteaux de 36 à 50% selon la section considérée. La concentration de la participation massique sur le premier mode réduit également de manière significative le nombre de modes nécessaires à l'analyse dynamique.

Le système FPS offre une protection intermédiaire solide, avec une réduction de 45% de l'effort tranchant et de 85% des accélérations au sommet. Il constitue une alternative pertinente lorsque les charges verticales sont importantes ou que les contraintes géotechniques limitent l'utilisation d'appareils en élastomère.

Les quatre configurations de couplage étudiées (HDRB, FPS, Type 1 et Type 3) présentent des performances globalement équivalentes, avec un écart inférieur à 7% sur l'ensemble des critères de performance. Cette faible dispersion confirme la robustesse des systèmes d'isolation vis-à-vis du type de couplage adopté.

Le Type 1 se révèle légèrement avantageux pour la maîtrise des drifts inter-étages selon X et la minimisation de l'effort tranchant ($E_x = 2\,398,59\text{ kN}$, valeur minimale de l'étude). En revanche, le Type 3 génère des effets de torsion défavorables selon la direction Y , ce qui le rend moins recommandable pour les structures présentant une asymétrie géométrique ou massique.

Le choix entre ces quatre configurations doit donc être guidé en priorité par les contraintes architecturales, géotechniques et de disponibilité des appareils, les performances sismiques étant très proches d'une configuration à l'autre.

L'isolation sismique génère des économies d'armatures significatives sur les poteaux de sections intermédiaires à faibles. Les réductions atteignent jusqu'à 50,0 % pour le système HDRB sur une section 30×30 cm², et se maintiennent entre 36,4 % et 41,8 % pour les sections 35×35 et 40×40 cm². Ces économies, cumulées sur l'ensemble de la structure, peuvent représenter plusieurs dizaines de tonnes d'acier, ce qui justifie économiquement l'investissement dans les dispositifs d'isolation.

Les grandes sections (55×55 et 50×50 cm) ne bénéficient d'aucune réduction, car leur dimensionnement est gouverné par les charges gravitaires permanentes et le ferrailage minimum réglementaire, indépendamment de l'intensité des efforts sismiques.

Le FPS et le TYPE 3 présentent un comportement irrégulier sur les sections intermédiaires (réductions de -3,3 % à -21,8 % seulement sur les sections 45×45 à 35×35 cm), avant de converger vers des réductions comparables à celles des autres systèmes sur la section 30×30 cm. Cette irrégularité confirme la supériorité de l'HDRB et des Types 1, 2 et 4 pour une optimisation globale et homogène du ferrailage sur toute la hauteur du bâtiment.

Au terme de cette étude, l'isolation sismique à la base s'impose comme une solution d'ingénierie parasismique particulièrement adaptée au contexte algérien, caractérisé par une sismicité élevée et un parc bâti vulnérable. Le système HDRB est recommandé comme solution de référence, offrant les meilleures performances sur tous les critères. Le système FPS constitue une alternative valable pour les projets à fortes charges verticales. Les configurations de couplage Type 1 et Type 2 sont préférables au Type 3 en raison de leur comportement plus régulier en torsion.

Ces résultats ouvrent des perspectives concrètes pour l'intégration de l'isolation sismique dans les projets de construction et de réhabilitation en Algérie, en complément des dispositions du RPA 2024, et contribuent à l'objectif de réduction de la vulnérabilité sismique du parc bâti national.

Références Bibliographiques

- [1] Belazougui, M. (2008). Boumerdes Algeria earthquake of May 21, 2003 — Damage analysis and reconstruction strategy. Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE), Beijing, China.
- [2] Bensalem, R., Laouami, N., Benouar, D., & Larbes, S. (2010). Comportement sismique des structures en béton armé en Algérie : retour d'expérience du séisme de Boumerdes 2003. *Revue des sciences et de la technologie, Université Badji Mokhtar Annaba*, 21(2), 45-62.
- [3] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique – CGS (2003). Règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003. Document technique réglementaire, Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Alger, Algérie.
- [4] Chopra, A.K. (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (5th Edition). Pearson Education, Upper Saddle River, New Jersey, USA.
- [5] CEN (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance — Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.
- [6] Clough, R.W. & Penzien, J. (1993). *Dynamics of Structures* (2nd Edition). McGraw-Hill, New York, USA.
- [7] Earthquake Engineering Research Institute – EERI (2003). Reconnaissance report on the Boumerdes, Algeria earthquake of May 21, 2003. EERI Special Earthquake Report, Oakland, California.
- [8] Guemache, M.A., Chatelain, J.L., Machane, D., Benahmed, S., Djadia, L., & Abbes, K. (2010). Failure of earthquake-resistant structures in Algeria: The Beni Ilmane earthquake (Mw 5.5, 2010) and other cases. *Journal of African Earth Sciences*, 57(5), 439-446.
- [9] Harbi, A., Maouche, S., Ayadi, A., Benouar, D., Panza, G.F., & Benhallou, H. (2004). Seismicity and tectonic structures in the site of the Algiers and its surroundings: A step towards microzonation. *Pure and Applied Geophysics*, 161(5-6), 949-967.
- [10] Laouami, N., Slimani, A., Bouhadad, Y., Chatelain, J.L., & Nour, A. (2006). Evidence for fault-related directionality and localized site effects from strong motion recordings of the 2003 Boumerdes (Algeria) earthquake: Consequences on damage

- distribution and the Algerian seismic code. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(11), 991-1003.
- [11] Naeim, F. & Kelly, J.M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. John Wiley & Sons, New York, USA.
- [12] Newmark, N.M. & Rosenblueth, E. (1971). *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA.
- [13] Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., & Kowalsky, M.J. (2007). *Displacement-based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia, Italy.
- [14] Rothé, J.P. (1950). Les séismes de Kherrata et la sismicité de l'Algérie. *Bulletin du Service de la Carte Géologique de l'Algérie*, série 4, n°3.
- [15] Slimani, A., Laouami, N., Larbes, S., & Hammoutene, M. (2009). Ground motion simulations for Algerian seismic-prone regions. *Journal of Seismology*, 13(1), 99-118.
- [16] Sousa Oliveira, C., Roca, A., & Goula, X. (Eds.) (2006). *Assessing and Managing Earthquake Risk: Geo-Scientific and Engineering Knowledge for Earthquake Risk Mitigation*. Springer, Dordrecht, The Netherlands.
- [17] Taranath, B.S. (2016). *Structural Analysis and Design of Tall Buildings: Steel and Composite Construction*. CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton, Florida.
- [18] Trifunac, M.D. & Brady, A.G. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3), 581-626.
- [19] Villemure, I., Wilson, J., & Filiatrault, A. (2004). Damage to non-structural elements during the 2003 Boumerdes, Algeria earthquake. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering (13WCEE)*, Vancouver, Canada.
- [20] Zerrouk, R. & Hammoutene, M. (2012). Étude de l'aléa sismique en Algérie du Nord : application à la ville d'Alger. *Bulletin du Service Géologique National d'Algérie*, 23(2), 131-148.
- [21] GUIZANIL.,Groupe Conseil nc.,*Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec : Mise au point*.1997.
- [22] BONDONET G., *Élaboration d'un isolateur à la base original pour les ponts et viaducs au Canada*, Thèse de Doctorat, 1997, Montréal, Québec, 421 p.
- [23] INFO EXPOPROTECTION. *Protection parasismique/Place à l'amortissement*.

- [24] YOZO S., OSAMU H, et TSUTOMU K., *Structural design of base isolation system for tall building in Japon*, 2004.
- [25] POLYMEDIA. La Revue POLYTECHNIQUE [En ligne] (page consultée le 29/01/2014)
- [26] ConTaCt-Chlef , Contrôle Technique de la Construction, 2009, 4 p
- [27] MALKI, L., *Procédés technologiques pour le bâtiment*, El Watan, 20 Novembre 2001.
- [28] CATALIN, S. T., *Commande de systèmes d'isolation antisismique mixte*, Thèse de Doctorat, 2013, Paris, France, 197 p.
- [29] GUIZANI L., Les Industries Z-Tech Inc. *L'isolation sismique des ponts au Canada*, 1997
- [30] MAGEBA *Dispositif de protection parasismique mageba pour la préservation des structures*, 2015, Bülach, Switzerland, 4 p.
- [31] DAVIDOVICI, V. *Appuis parasismique. Sécurités des bâtiments-Constructions parasismiques* (page consultée le 03/03/2003)
- [32] Charly LAPORTE. *Systèmes parasismiques pour structures*. 25 p
- [33] QUANG, T. N., *Etude du comportement du néoprène et d'appareils d'appui parasismique en néoprène frette*, Thèse de Doctorat, 2013, Strasbourg, France, 138 p.
- [34] GOODCO Z-TECH, *Appuis en élastomère*, 2010, Montréal, Canada, 20 p.
- [35] KHAC, H. P., *Vulnérabilité et spectres de plancher des structures sismiquement isolées*, Thèse de Doctorat, 2010, 134 p.