

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université M'Hamed Bouguara Boumerdes
Faculté de Technologie



Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

Dans le cadre d'obtention de diplôme Master II en Génie civil

Option : Structure

Thème

Conception parasismique d'un bâtiment sur des appuis élastiques



Présenté par :

- ABDELLAHI TAREK
- ABDELLAOUI AHLAM

Encadré par :

Promoteur : Mahtout Ramdane
Encadreur externe : Kouidri Hocine GCB

Promotion 2023/2024

Dédicace

Je dédie ce travail au premier lieu a mes chers parents, qui je ne remercierai jamais assez pour tous ce qu'ils ont fait pour moi et sons eux je ne serai pas arrivé là ou j'en suis aujourd'hui.

A mes chères sœurs et a mes cher frère.

Tour la famille : ABDELLAHI et ABDALLAH,

a mon binôme AHLAM avec qui j'ai partagé de merveilleux moments.

A tous mes amis , connaissances et tous ceux qui ont partagé ma joie en ce jour ci.

ABDELLAHI tarek

Je dédie ce travail au premier lieu a mes chers parents, qui je ne remercierai jamais assez pour tous ce qu'ils ont fait pour moi et sons eux je ne serai pas arrivé là ou j'en suis aujourd'hui.

A mes chères sœurs et a mes cher frère.

Tour la famille : ABDELLAOUI et AMMOUR,

a mon binôme TAREK avec qui j'ai partagé de merveilleux moments.

A tous mes amis , connaissances et tous ceux qui ont partagé ma joie en ce jour ci.

ABDELLAOUI ahlam

Remerciements

Tout d'abord, on remercie DIEU pour la force et la patience qu'il nous a accordé pour réaliser ce projet.

Nos sincères remerciements s'adressent du fond du cœur à notre encadreur

Mr. Mahtout Ramdane qui nous a orientés durant toute la préparation de ce projet et qui nous a fourni toutes les informations et conseils nécessaires.

On tient à remercier profondément les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger ce travail.

On remercie également toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet de fin d'études.

Résumé

On peut considérer les isolateurs parasismiques comme un moyen essentiel qui peut fournir une solution technique efficace pour préserver les structures des risques sismiques. Elles impliquent de séparer le mouvement de la pile et des isolateurs du mouvement du tablier et de diminuer la force sismique générée lors d'un séisme avant qu'elle ne soit transmise à ce dernier.

Dans ce mémoire, nous avons pour objectif d'évaluer les performances de ce système d'isolation en utilisant le type HDRB. Afin d'y parvenir, une analyse dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS sur un bâtiment de six niveaux, comprenant deux configurations : une base fixe et une base isolée par type HDRB. L'objectif est de prouver la performance de ce système en obtenant les meilleurs résultats. Après avoir comparé deux systèmes précédemment mentionnés, le système isolé demeure le meilleur et offre des résultats satisfaisants.

Mots clés: isolation a la base, ETABS, HDRB , structure isolée.

Abstract

Seismic isolation can be seen as an essential means of providing an effective technical solution for protecting structures from seismic hazards. They involve separating the movement of the pier and insulators from the movement of the deck, and reducing the seismic force generated during an earthquake before it is transmitted to the deck.

In this thesis, we aim to evaluate the performance of this isolation system using the HDRB type. To achieve this, a dynamic analysis was carried out using ETABS software on a six-storey building, comprising two configurations: a fixed base and a base insulated by type HDRB. The aim was to prove the performance of this system by obtaining the best results. After comparing the two systems mentioned above, the insulated system was found to be the better choice, with satisfactory results.

Key words: base isolation, ETABS, HDRB, isolated structure.

ملخص

يمكن اعتبار العزل الزلزالي وسيلة أساسية لتوفير حل تقني فعال لحماية المنشآت من مخاطر الزلازل. وهي تنطوي على فصل حركة الرصيف والعوازل عن حركة السطح وتقليل القوة الزلزالية المتولدة أثناء الزلزال قبل انتقالها إلى السطح.

نهدف في هذه الأطروحة إلى تقييم أداء نظام العزل هذا باستخدام نوع HDRB. ولتحقيق ذلك، تم إجراء تحليل ديناميكي باستخدام برنامج ETABS على مبنى مكون من ستة طوابق، يتألف من تشكيلين: قاعدة ثابتة وقاعدة معزولة باستخدام نوع HDRB. والهدف من ذلك هو إثبات أداء هذا النظام من خلال الحصول على أفضل النتائج. بعد مقارنة النظامين المذكورين أعلاه، يظل النظام المعزول هو الأفضل ويقدم نتائج مرضية

الكلمات المفتاحية: عزل القاعدة، ETABS، HDRB، هيكل معزول

Table Des Matières

INTRODUCTION GENERALE.....	
Chapitre 1 : GÉNÉRALITÉ SUR LA TECHNIQUE D'ISOLATION A LA BASE	
1.1 Introduction.....	1
1.2 Historique de la technique d'isolation -parasismique	2
1.2.1 En Iran.....	2
1.2.2 En Allemagne.....	3
1.2.3 En Skopje (ex- Yougoslavie)	4
1.2.4 En France	4
1.2.5 En Nouvelle Zélande.....	5
1.2.6 Aux Etats-Unis.....	6
1.2.7 Au Japon.....	8
1.2.8 En Italie	9
1.2.9 En Turquie.....	10
1.2.10 En Algérie	11
1.3 Définition de l'isolation parasismique	12
1.4 Première mise en œuvre d'isolation sismique moderne	13
1.5 Principe de l'isolation parasismique	14
1.6 Avantages et inconvénients des appuis parasismiques	15
1.6.1 Avantages.....	15
1.6.2 Inconvénients	15
1.7 Les différents types d'appuis parasismiques	16
1.7.1 Appuis à déformation.....	16
1.7.1.1 Appuis élastomères simples (LDRB – « Low Damping Rubber Bearings »).....	18
1.7.1.2 Appuis élastomères à fort amortissement (HDRB – « High Damping Rubber Bearings »).....	19
1.7.1.3 Isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB).....	20
1.7.2 Appuis à glissement	22
1.7.3 Appuis à déformation et à glissement	24
1.7.4 Appuis à roulement	25
1.8 Historique des travaux consacrés à la recherche sur les isolateurs parasismiques	25
1.9 Conclusion	28

Chapitre 2 : CONCEPTS THEORIQUES DES APPUIS PARASISMIQUE

2.1 Introduction.....	29
2.2 Isolateur en caoutchouc fretté (Laminated rubber bearings) (RB)	29
2.2.1 Système d'isolation en caoutchouc fretté	29
2.2.2 Structure avec un système d'isolation (RB) monté sur un N DDL.....	30
2.3 Isolateur en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (LRB).....	30
2.3.1 Structure avec un système d'isolation (LRB) monté sur un N DDL	31
2.4 Isolateur à frottement pur (Pure-friction system) (PF).....	32
2.4.1 Structure à N DDL montée sur système d'isolation (PF system).....	33
2.5 Isolateur en pendules glissants (Friction Pendulum System) (FPS).....	34
2.5.1 Structure à N DDL montée sur un système d'isolation (FPS).....	35
2.6 Isolateur d'électricité de France (EDF)	35
2.6.1 Structure à N DDL montée sur un système d'isolation EDF.....	36
2.7 Les méthodes d'analyse et dimensionnement des isolateurs	37
2.7.1 Description des codes parasismiques	37
2.7.2 Méthodes de calcul et d'analyse des structures isolées.....	38
2.7.2.1 La méthode statique équivalente	38
2.7.2.2 La méthode d'analyse modale spectrale	46
2.7.2.3 La méthode d'analyse par accélérogrammes	47
2.8 Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques	51
2.8.1 Dimensionnement de l'appui en élastomère à fort amortissement HDRB	51
2.8.2 Dimensionnement de l'appui en pendules glissants FPS	53
2.9 Conclusion	54

Chapitre 3 : DESCENTE DES CHARGES ET PRE-DIMENSIONNEMENT

3.1 Introduction.....	56
3.2 Présentation de l'ouvrage	56
3.2.1 Caractéristiques géométriques.....	56
3.2.2 Caractéristiques des matériaux.....	57
3.2.2.1 Le béton.....	57
3.2.2.2 L'acier	61
3.3 Détermination de l'épaisseur du plancher à corps-creux	63

3.4 Dimensionnement des poutrelles.....	64
3.5 Descente de charges	65
3.5.1 Les planchers.....	65
3.5.2 L'acrotère.....	66
3.5.3 La Maçonnerie.....	67
3.5.4 L'escalier.....	68
3.6 Prédimensionnement des poutres	71
3.6.1 Les poutres principales.....	72
3.6.2 Les poutres secondaires.....	72
3.7 Les voiles	73
3.8 Les poteaux.....	74
3.9 Conclusion	82

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

4.1 Etude dynamique de la structure sans le système d'isolation	83
4.1.1 Introduction	83
4.1.2 Programme de calcul ETABS	83
4.1.3 Excitation sismique utilisée.....	83
4.1.4 Modélisation	84
4.1.5 Etude de la structure avec voiles de contreventement.....	85
4.1.6 Réponse dynamique de la structure	85
a/ Estimation du période fondamental de la structure	85
b/ Périodes propres de vibration	87
c/Efforts tranchants dus au séisme	89
d/ Calcul de force sismique totale par la méthode statique équivalente	89
4.2 Etude dynamique de la structure avec le système d'isolation	94
4.2.1 Introduction	94
4.2.2 Description et dimensionnement du système d'isolation.....	94
4.2.2.1 Appuis en élastomère fretté HDRB.....	94
4.2.2.1.1 Dimensionnement du système d'isolation	95
4.2.2.1.2 Calcul des paramètres géométriques et mécaniques de l'appui.....	95
4.2.2.1.3 Les vérifications	99
4.2.2.1.4 Calcul des paramètres mécanique de l'appui	101
4.2.3 Résultats	104

4.2.3.1 Périodes et facteurs de contribution modale.....	104
4.2.3.2 Les déplacements	105
4.2.3.3 Accélération.....	107
4.2.3.4 Efforts tranchants	109
4.3 Conclusion	111
 Chapitre 5 : Etude dynamique de la structure sans le système d'isolation parasismique	
5.1 Introduction.....	112
5.2 Etude comparative.....	112
5.2.1 Périodes et facteurs de contribution modale	112
5.2.1.1 Périodes et facteurs de contribution modale de la structure encastree	112
5.2.1.2 Périodes et facteurs de contribution modale de la structure isolée	113
5.2.2 Les déplacements	113
5.2.3 Les accélérations	115
5.2.4 Les efforts tranchants	117
5.3 Conclusion	121
CONCLUSION GENERALE	122
BIBLIOGRAPHIE	123

Liste des tableaux

Chapitre 2 : CONCEPTS THEORIQUES DES APPUIS PARASISMIQUE

Tableau 2.1 : Coefficient sismique C_{vd}	41
Tableau 2.2 : Facteur de la zone sismique Z	42
Tableau 2.3 : Facteur de proximité de la faille active N_v	42
Tableau 2.4 : Type de failles sismiques	42
Tableau 2.5 : Coefficients sismiques C_{VM}	43
Tableau 2.6 : Coefficient de réponse au séisme capable maximum M_M	43
Tableau 2.7 : Les coefficients d'amortissement B_D et B_M	43
Tableau 2.8 : Valeurs de l'analyse dynamique données en fonction des valeurs de l'analyse statique.	50

Chapitre 3 : CONCEPTS THEORIQUES DES APPUIS PARASISMIQUE

Tableau 3.1 : Caractéristique de l'acier utilisé	61
Tableau 3.2 : Caractéristiques géométriques du plancher..	64
Tableau 3.3 : Descente des charges du plancher terrasse inaccessible.	65
Tableau 3.4 : Descente des charges du plancher étage courant	66
Tableau 3.5 : Descente des charges des murs double parois... ..	67
Tableau 3.6 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.	70
Tableau 3.7 : Evaluation des charges et des surcharges pour la volée	70
Tableau 3.8 : Coefficients de dégression de surcharge	79
Tableau 3.9 récapitulatif de la descente de charge aux poteaux D 4..	80

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

Tableau 4.1 : comparaison des périodes fondamentale ETABS et empirique	87
Tableau 4.2 : Facteur de qualité..	90
Tableau 4.3 : Déplacements relatifs dus aux forces sismiques (sens longitudinal).	92
Tableau 4.4 : Déplacements relatifs dus aux forces sismiques (sens transversal)	93
Tableau 4.5 Les constantes G, E, k...	94
Tableau 4.6 Les dimensions du système d'isolation en élastomère fretté HDRB..	103
Tableau 4.7 Les caractéristiques mécaniques des éléments du système d'isolation.	103
Tableau 4.8 Les résultats...	110

Chapitre 5 : ETUDE COMPARATIVE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

Tableau 5.1 : Périodes et facteurs de contribution modale de la structure encastree	112
Tableau 5.2 : Périodes et facteurs de contribution modale de la structure encastree..	113
Tableau 5.3 : Comparaison des réponses maximales pour les deux structures isolée et encastree.	118
Tableau 5.4 : comparaison des déplacements des niveaux direction X	119
Tableau 5.5 : comparaison des déplacements des niveaux direction Y...	119
Tableau 5.6 : comparaison des accélérations des niveaux direction X..	120
Tableau 5.7 : comparaison des accélérations des niveaux direction Y.	120

Liste des figures

Chapitre 1 : GÉNÉRALITÉ SUR LA TECHNIQUE D'ISOLATION A LA BASE

Figure 1.1 : implantation des appuis parasismiques.	1
Figure 1.2: Différentes localisations des appuis parasismiques.....	2
Figure 1.3 : Morceaux de bois installés entre la base et le palier des maisons en Iran	3
Figure 1.4 : Schéma récapitulatif de l'évolution de la technique d'isolation parasismique.....	3
Figure 1.5.a : Collège de Lambesc	4
Figure 1.5.b : Le système GAPEC	4
Figure 1.6.a : Hôpital Pierre Zobda-Quitman sur appuis parasismique.....	5
Figure 1.6.b : Schéma du réacteur expérimental Jules Horowitz (Cadarache, France) avec ses appuis parasismiques visibles dans la partie inférieure	5
Figure 1.7: Bâtiments protégés par les systèmes d'isolation à Wellington (Nouvelle Zélande).....	6
Figure 1.8: La Cour d'appel de San Francisco	7
Figure 1.9 : Réhabilitation des structures à usa par des systèmes d'isolations... ..	7
Figure 1.10.a : Dommage due à des oscillations importantes de la structure (Séisme de kobé, Japon ; 17 janvier 1995).. ..	8
Figure 1.10.b: SENDI MT BUILDINNG	9
Figure 1.10.c: La tour d'Osaka Tsutenkaki	9
Figure 1.11.a: Centre de secours et de gestion de la défense de l'Italie (Martelli et Al, 2008).. ..	9
Figure 1.11.b : Aquila bâtiments du quartier et le système de pendule de frottement utilisés	10
Figure 1.12: Hôpital de Erzurum	10
Figure 1.13.a : la Grande Mosquée d'Alger est conçue pour accueillir 120 000 fidèles.....	11
Figure 1.13.b : Installation des dispositifs parasismiques.	11
Figure 1.14 : Isolation parasismique-Shéma	12

Figure 1.15 : L'effet des appuis parasismiques	13
Figure 1.16: Foothill Communities Law & Justice Center, California	13
Figure 1.17 : Déplacement relatif des étages	14
Figure 1.18 : Appuis à déformation	16
Figure 1.19.a : les différentes couches de l'appui.....	17
Figure 1.20 : Appui en élastomère	18
Figure 1.21.a : photo et schéma d'un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDRB)	20
Figure 1.21.b : Appuis élastomère à fort amortissement installé à Tokyo	20
Figure 1.22 : Isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB)	21
Figure 1.23: appui à glissement	22
Figure 1.24: Appuis à glissement	23
Figure 1.25 : Appuis à déformation et à glissement	24
Figure 1.26 : Appuis à roulement.....	25

Chapitre 2 : CONCEPTS THEORIQUES DES APPUIS PARASISMIQUE

Figure 2.1 Mathématiques d'un support en caoutchouc fretté.....	29
Figure 2.2 Mathématiques d'un support en caoutchouc fretté monté sur un N DDL.....	30
Figure 2.3 Mathématiques d'un support en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (LRB)....	30
Figure 2.4 Mathématiques d'un support en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (LRB) monté sur un N DDL	31
Figure 2.5 Mathématiques d'un support de frottement pur	32
Figure 2.6 Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système d'isolation à frottement pur.	33
Figure 2.7 Modèle mathématique pour un système d'isolation en pendules glissantes (FPS)	34

Figure 2.8 Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système en pendule glissant (FPS).	35
Figure 2.9 Modèle mathématique pour un système d'isolation d'électricité de France (EDF).	35
Figure 2.10 Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système d'isolation d'électricité de France (EDF).....	36
Figure 2.11 : Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique.....	40
Figure 2.12 : Déplacements du système d'isolation.....	44
Figure 2.13 : Dimensions en plan	44

Chapitre 3 : DESCENTE DES CHARGES ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure 3.1 vue en plan de la structure	56
Figure 3.2 Nervure.	64
Figure 3.3 acrotère	67
Figure 3.4 L'escalier 3D.....	68
Figure 3.5 L'escalier 2D	69
Figure 3.6 Vue en plan des poutres principale et secondaire.	71
Figure 3.7 section des poutres secondaires et principales	73
Figure 3.8 Coupe de voile.	74
Figure 3.9 : Section supportée par le poteau le plus sollicité..	75
Figure 3.10 Vue en plan du poteau le plus sollicité.	76
Figure 3.11 : La dégression des charges d'exploitation	78

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

Figure 4.1 spectre RPA	83
Figure 4.2 VUE EN PLAN.	84
Figure 4.3 VUE EN 3D	84
Figure 4.4 disposition de voiles	85
Figure 4.5 Périodes propres de vibration	87
Figure 4.6 mode 1	88
Figure 4.7 mode 2.	88
Figure 4.8 mode 3	88
Figure 4.9 Les dimensions finales d'appui HDRB.	99
Figure 4.10 mode 1.	104
Figure 4.11 mode 2.	104
Figure 4.12 mode 3.	104
Figure 4.13 Périodes propres de vibration.	105
Figure 4.14 Déplacement des storys suivant X..	105
Figure 4.15 Déplacement des storys suivant Y..	106
Figure 4.16 déplacements inter-etage direction X	106
Figure 4.17 déplacements inter-etage direction Y	107
Figure 4.18 Accélération des storys suivant X.....	107
Figure 4.19 Accélération des storys suivant Y..	108
Figure 4.20 Comparaison des accélérations relatives de la structure isolée pour les deux derniers niveaux dans la direction X..	108
Figure 4.21 Comparaison des accélérations relatives de la structure isolée pour les deux derniers niveaux dans la direction Y..	109

Chapitre 5 : ETUDE COMPARATIVE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

Figure 5.1 comparaison des déplacements des storys direction X.....	114
Figure 5.2 comparaison des déplacements des storys direction Y.....	114
Figure 5.3 comparaison des déplacements inter-etage direction X.....	115
Figure 5.4 comparaison des déplacements inter-etage direction Y.....	115
Figure 5.5 comparaison des accélérations des storys direction X.....	116
Figure 5.6 comparaison des accélérations des storys direction Y.....	116
Figure 5.7 comparaison des efforts tranchant du dernier niveau direction X	117
Figure 5.8 comparaison des efforts tranchant du dernier niveau direction Y	117

Liste des symboles

u_g : Déplacement au sol.

m : Masse de la structure.

β : Facteur d'amortissement.

C : Matrice d'amortissement de la structure.

K : Matrice de rigidité de la structure.

A : Surface de l'isolateur.

t_r : Epaisseur totale des couches d'élastomère.

D : Déplacement horizontal.

K_v : Rigidité verticale.

E_c : Module de compression.

S : facteur de forme.

t : Epaisseur d'une seule couche d'élastomère.

d : Diamètre de l'isolateur.

G : Module de cisaillement.

F_y : Charge de plastification.

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

D_y : Déplacement de rupture.

β_{eff} : Amortissement effectif.

T : Période effective.

R : Rayon de courbure.

μ : Coefficient de frottement.

Z : Coefficient de zone sismique.

N : Coefficient dépendant de la proximité de la faille active.

S_i : Coefficient caractérisant le type de sol.

D_T : Déplacement total.

D_{TM} : Déplacement total maximum.

g : Accélération de la pesanteur.

C_{vD}, C_{vM} : Coefficients sismiques.

T_D : Période en seconde

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

$K_{D,min}$: Rigidité minimale de système d'isolation correspondant au déplacement minimum.

$K_{M,min}$: Rigidité minimale de système d'isolation correspondant au déplacement maximum.

W : Poids total de la structure.

e : Excentricité.

V_b : Force sismique.

V_s : Force du cisaillement minimale.

I : Moment d'inertie de l'isolateur.

B : Largeur de l'appui.

DBE : tremblements de terre de conception (Design Basis Earthquake)

MCE : Tremblements de terre maximum (Maximum Capable Earthquake)

RI : un facteur de réduction de la force de conception (facteur de ductilité de la structure isolée correspondant au déplacement minimum).

Introduction générale

L'activité sismique est un phénomène naturel qui se produit sur notre planète, et il présente de nombreux dangers, tout comme les autres catastrophes naturelles, pouvant avoir des répercussions graves et désastreuses sur les structures et la population. Toutefois, les tremblements de terre, à la différence des autres catastrophes naturelles, causent principalement des décès en raison de l'effondrement de bâtiments et d'autres chutes d'objets. C'est pourquoi il faut analyser le comportement des bâtiments afin de construire des ouvrages résistants aux tremblements de terre et ainsi préserver la population de cet événement .

Les constructions subissent des dommages sismiques en raison des déformations qui surviennent lors des oscillations de la superstructure. Le passage d'onde sismique est responsable de ces oscillations, qui sont causées par les mouvements du sol d'assise auquel les constructions sont mécaniquement reliées par leurs fondations. Il serait donc possible de réduire considérablement les efforts induits si le sol pouvait se déplacer sans entraîner les ouvrages. Dans cette situation, l'idée de mettre en place un filtre entre l'infrastructure et la superstructure afin de dissiper le maximum d'énergie a été développée sous le nom d'isolation sismique.

Par ailleurs, les méthodes d'isolation sismique constituent un système performant pour assurer une protection sismique efficace des structures nouvelles et existantes. Grâce aux isolateurs parasismiques, il est possible d'obtenir un niveau de protection potentiellement plus élevé des bâtiments par rapport aux méthodes traditionnelles. Il s'agit également d'une option économique pour satisfaire aux critères de dommages minimes ou réparables lors de la conception de projets majeurs tels que les hôpitaux, les centres de communications et de secours d'urgence, les ponts où l'accès aux véhicules d'urgence est requis ou toute autre infrastructure communautaire essentielle qui devra être utilisée pendant ou immédiatement après un séisme.

Le principe de l'isolation à la base est que si la durée de vibration a été suffisamment augmentée pour s'éloigner de la durée d'excitation maximale du tremblement de terre (augmenter la flexibilité horizontale et diminue le déplacement inter-étage), les accélérations reçues par la structure (et donc les forces d'inertie) sont considérablement diminuées. D'un autre côté, l'allongement de la durée entraîne des mouvements plus importants se concentrant au niveau de l'isolateur, ce qui entraîne que la superstructure isolée se déplace principalement en bloc rigide. Ce comportement se manifeste par la réduction des dégâts subis par la superstructure et les éléments de fondation, ainsi que par la protection de la structure après le tremblement de terre.

L'objectif de cette étude consiste à examiner et mettre en œuvre cette nouvelle méthode de contreventement des structures qui repose sur l'utilisation d'appuis parasismiques. Le but est de comparer les résultats en termes de déplacements, d'accélérations, de vitesses et de sollicitations entre deux modèles de structure (une base fixe contreventée, et isolé à la base).

Le travail est composé de cinq chapitres :

Le chapitre 01 est consacré à la recherche bibliographique concernant les isolations à la base. Un historique sur ces derniers est exposé, ainsi que le principe et les différents types des isolateurs parasismiques.

Le chapitre 02 est divisé en deux parties. La première partie concerne le fonctionnement et les équations mathématiques et analytiques des appuis parasismiques qui nous permettant de mieux comprendre l'analyse dynamique du système combiné (structure - isolateur). Tandis que la deuxième partie est dédiée à la présentation de la théorie et les caractéristiques des isolateurs, ainsi qu'à la méthodologie de leur dimensionnement selon le code américain UBC97.

Le chapitre 03 est consacrée au pré dimensionnement des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles), la descente des charges est faite selon les codes de calcul : BAEL91 [27], RPA99, version 2003 et DTR B.C. 2.2 .Pour ce qui est de la modélisation, elle a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse des structures « ETABS 9.6.0 ».

Le chapitre 04 est divisé en deux parties. La première partie concerne à déterminer le dimensionnement de l'appui en élastomère à fort amortissement HDRB. et la deuxième partie est consacrée à la modélisation de la structure avec système isolation à l'aide du logiciel « ETABS 9.6.0 ».

Le dernier chapitre 05 est consacrée à la comparaison entre les deux structures (avec et sans système d'isolation) sous l'effet du séisme .

Enfin , on termine par une conclusion générale qui synthétise l'essentiel de notre travail.

CHAPITRE 1:

GÉNÉRALITÉ SUR LA TECHNIQUE D'ISOLATION A LA BASE

1.1 Introduction

Un séisme est un événement violent et exceptionnel qui déplace les structures au-delà de leur zone de résistance. Les bâtiments se rattachent au sol par le biais de leur base. S'il était possible que le sol se déplace librement sous les ouvrages, ils ne pourraient pas recevoir son impact. La solution finale consiste à découpler la structure du sous-sol en la fixant sur des appuis parasismiques et très déformables à la base, ce qui entraîne une isolation sismique. Dans cette situation, les structures ne subissent plus d'impacts du séisme, seuls les appuis sont sollicités par des déformations significatives.



Figure 1.1 : implantation des appuis parasismiques

L'isolation à la base constitue une option intéressante pour préserver la structure contre les tremblements de terre en réduisant les déformations plastiques grâce à des systèmes artificiels à un coût économique raisonnable. Il est possible d'entretenir et de remplacer ces derniers à tout moment, ce qui permet à la structure, dans la mesure du possible, de maintenir son élasticité avec une diminution significative de l'énergie transmise par le mouvement.

L'isolation des bâtiments est réalisée en utilisant des dispositifs d'appui dont la rigidité horizontale est nettement inférieure à celle de la structure. En raison de leur faible rigidité, la période de construction propre s'allonge et la vitesse d'oscillation diminue, tout comme les accélérations transmises à la construction.

Ainsi, les appuis jouent le rôle de filtres de vibration. Ces dispositifs connus sous le nom de « supports parasismiques » ou « isolateurs » sont installés entre la fondation et la structure supérieure, ou entre le sous-sol et le rez-de-chaussée. Il est nécessaire de prévoir un espace accessible adéquat entre la superstructure et l'infrastructure (comme une cave) afin de faciliter leur inspection, leur maintenance et

leur éventuel remplacement, Pendant l'existence de la structure. Quand le niveau d'appuis est inférieur à la surface du sol, il faut prévoir des murs de soutènements extérieurs permettant à la construction de se déplacer librement, ou mettre en place des talus de faible pente, au maximum 2/3.

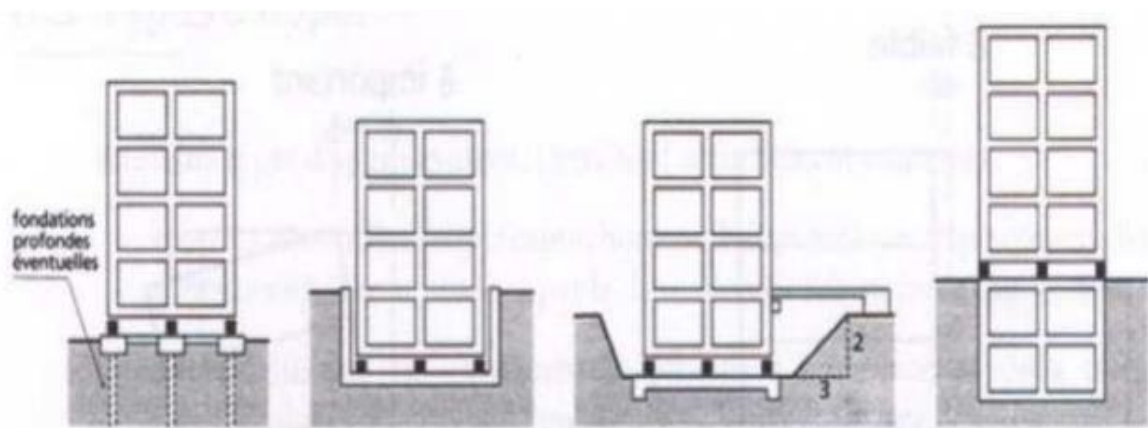


Figure 1.2: Différentes localisations des appuis parasismiques

1.2 Historique de la technique d'isolation parasismique

Bien plus ancienne, l'idée d'isolation sismique. Le professeur d'ingénierie au Japon, John Milne, a construit il y a un peu plus de cent ans, en 1885, une petite maison en bois sur des boules sur des plaques en fonte avec des bords en soucoupe sur les têtes de pieux. Le but était de montrer qu'une structure pourrait survivre à des secousses sismiques. Cependant, l'effet du vent sur le bâtiment n'a pas été atteint. En conséquence, le diamètre des balles est réduit de 10 pouces à 1 / 4 ème de pouce. Par conséquent, le bâtiment est présenté comme stable contre le vent et efficace lorsqu'un tremblement de terre se produit. À titre d'exemple, en 1891, un séisme à Naroobi un japonais, Kawai mentionné ci-dessus , a recommandé une structure isolée de log, qui consiste en ce que les balles de bois étaient réparties sur plusieurs boules en direction de la longueur et boules en direction transversale.

1.2.1 En Iran

En Iran, des morceaux de bois ont été disposés entre la base et le palier des maisons. Il y a eu la première application de dispositifs d'isolement ou de dissipation de l'énergie dans le domaine de la construction mécanique, comme des amortisseurs dans les voitures.



Figure 1.3 : Morceaux de bois installés entre la base et le palier des maisons en Iran.

1.2.2 En Allemagne

En 1906, un bâtiment est érigé à Munich. Le bâtiment repose sur une plaque de base solide qui devait soutenir l'édifice et reposait librement sur un manteau d'éléments sphérique fabriqué à partir d'un matériau extrêmement résistant [2].

En 1909, un médecin de Calantarients avait soumis un brevet sur les constructions à joint libre parasismique. L'idée initiale d'isolation consistait à fixer une structure complète sur des supports à rouleaux. Ce système ne peut pas supporter les charges sismiques, ce qui le rend inadmissible [2]

En 1952, on a utilisé la technologie structurale des blocs en caoutchouc flexible afin d'isoler des bâtiments qui sont soumis à des vibrations causées par les chemins de fer, le trafic de véhicules, le vent, etc [9]

La figure ci-dessous, on représente un schéma récapitulatif de l'évolution de la technique d'isolation parasismique

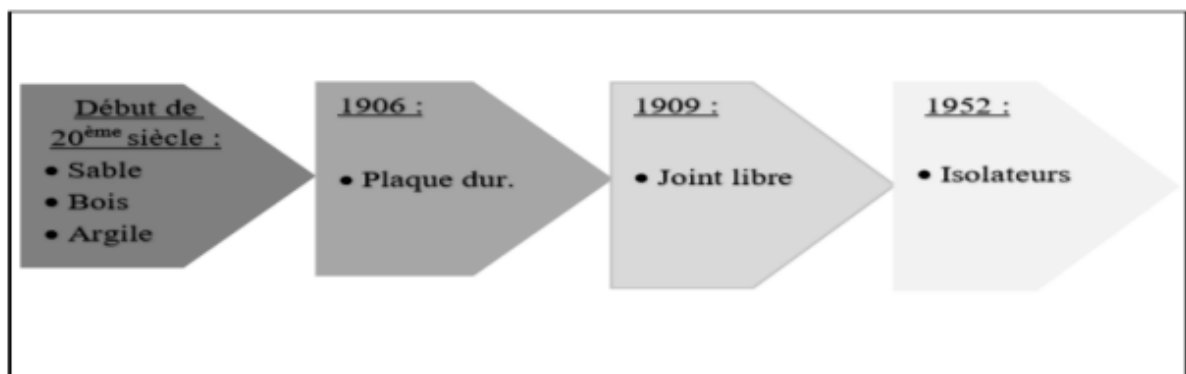


Figure 1.4 : Schéma récapitulatif de l'évolution de la technique d'isolation parasismique.

Les avancées technologiques dans le domaine des calculs sur support informatique, ainsi que la possibilité d'installer des essais tels que les simulateurs sismiques (tables vibrantes), ont encouragé l'émergence de technologies novatrices et leur application aux ponts et aux bâtiments de manière plus courante au cours des deux dernières décennies, notamment.

L'idée de l'isolation parasismique est apparue suite à de nombreuses expériences et études datant du début du 20ème siècle. Mais les premières applications modernes à l'échelle mondiale n'ont eu lieu que dans les années 70, et surtout depuis 1980-1985 que cette idée a été mise en œuvre [3]. Il existe différentes versions de la technique des appuis parasismiques, qui suscitent aujourd'hui un vif intérêt dans la plupart des pays touchés par le risque sismique.

1.2.3 En Skopje (ex- Yougoslavie)

L'école élémentaire d'Heinrich Pestalozzi est une structure de trois étages construite à partir de blocs de caoutchoucs simple, dont les travaux ont été terminés en 1969. [9]

1.2.4 En France

Ses premières réalisations remontent aux années 70, ce qui en fait l'un des pionniers en la matière. Ce collège, situé à LAMBESC (voir figure 1.5.a), a été construit en 1977. L'ensemble du collège mesure 77 x 26 mètres et comprend un bâtiment à un étage et deux bâtiments à deux étages. En utilisant un système d'appuis en caoutchouc fretté commercialisé sous le nom de « GAPEC », cet ensemble est composé de 152 isolateurs [6], de 300mm de diamètre. (voir Figure 1.5.b)



Figure 1.5.a : Collège de Lambesc.



Figure 1.5.b : Le système GAPEC.

Chapitre 1 : GENERALITE SUR LA TECHNIQUE D'ISOLATION A LA BASE

La centrale nucléaire de Koeberg en Afrique du Sud, construite sur un système d'appuis, connu sous le nom de l'EDF (Electricité de France), développée par des chercheurs français.

Le système d'isolation sismique de la centrale nucléaire de Cruas-Meysses dans la vallée du Rhône, dont les travaux ont débuté à la même époque que celle-ci, a également été utilisé.

Les hôpitaux (Ex ; figure I.6.a présente l'hôpital Pierre Zobda-Quitman sur appuis parasismiques (isolation à la base ; 283 isolateurs et 36 amortisseurs)



Figure 1.6.a : Hôpital Pierre Zobda-Quitman sur appuis parasismique .

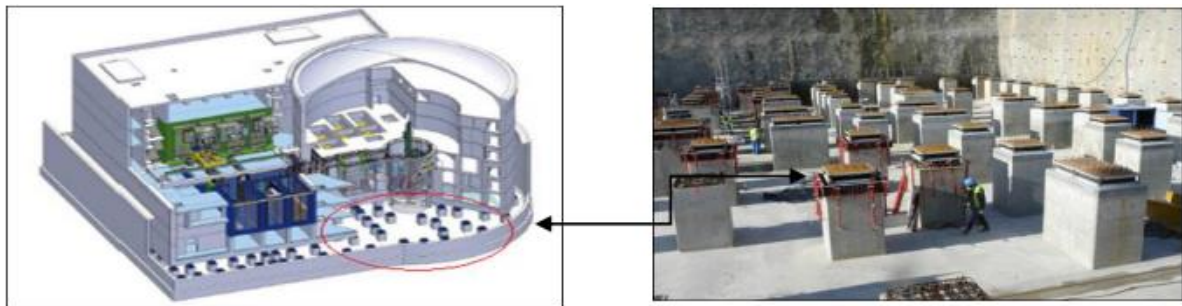


Figure 1.6.b : Schéma du réacteur expérimental Jules Horowitz (Cadarache, France) avec ses appuis parasismiques visibles dans la partie inférieure.

1.2.5 En Nouvelle Zélande

Les études ont débuté en 1967. Ensuite, en 1981, le caoutchouc a été utilisé pour la première fois dans une application du principe de protection parasismique moderne à l'échelle mondiale, sur un bâtiment public (voir figure 1.7)[4].



Figure 1.7: Bâtiments protégés par les systèmes d'isolation à Wellington (Nouvelle Zélande).

a-) Bâtiment historique construit en 1921, réhabilité en 1992-1993.

b-) Le nouveau musée.

c-) Le musée maritime, réhabilité en 1993.

1.2.6 Aux Etats-Unis

La technologie n'a été installée que sur environ 150 constructions, principalement des grands bâtiments publics qui ont une importance historique ou une fonction stratégique, tels que les hôpitaux, les casernes de pompier ou les commissariats de police, ainsi que 300 à 400 ponts d'environ. [10]. On peut citer :

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 construction neuve au monde avec 98 supports en caoutchouc naturel à taux d'amortissement élevé.

En 1987, le Centre Accélérateur Linéaire de Stanford a été restauré en utilisant des isolateurs de type appui en élastomère avec un noyau de plomb LRB (Lead- Plug Bernin) pour des isolateurs. La réhabilitation par isolation, réalisée en 1995 pour la Cour d'appel de San Francisco, peut également être mentionnée (voir figure 1.8). « [9]



Figure 1.8: La Cour d'appel de San Francisco.

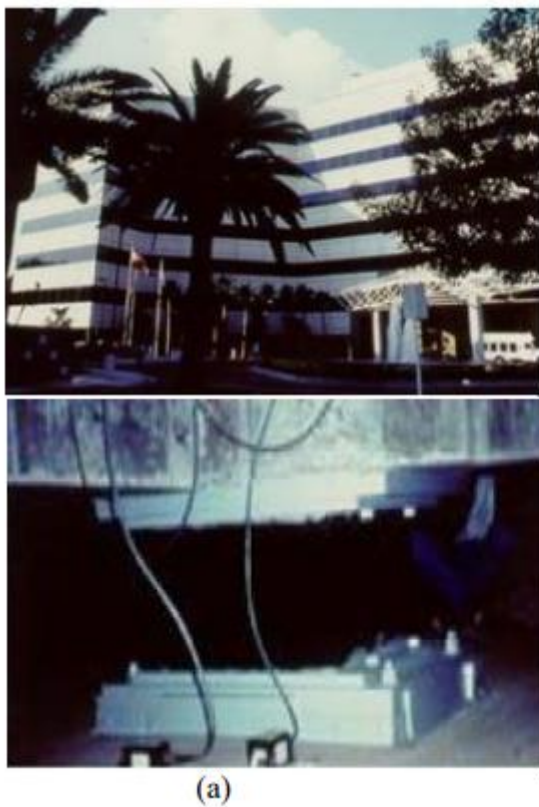


Figure 1.9 : Réhabilitation des structures à usa par des systèmes d'isolations.

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

b. Hôtel de ville de San Francisco, construit en 1912 et qui a été endommagé par le séisme de LomaPrietaen1989, puis il a été isolé au moyen de 530 isolateurs en 2000.

1.2.7 Au Japon

Après le séisme de 1923 de Kanto, cette technique moderne a été développée et mise en œuvre. Néanmoins, suite au tremblement de terre de Kobe (17 janvier 1995) (voir illustration 1.10.a). Le Japon encouragea les ingénieurs à intensifier les avancées réalisées dans ce domaine, car aujourd'hui, 99 % des ponts utilisent des systèmes d'isolation, alors qu'ils n'étaient que 5 %.

À mesure que le temps passe, les constructions japonaises deviennent les plus sécurisées, avec le plus grand nombre de structures isolées (plus de 5.000 bâtiments ou maisons isolées, ainsi que plusieurs ponts et viaducs isolés, y compris les gratte-ciel). Cependant, le premier bâtiment isolé à sa base est le SENDI MT BUILDING [15] (voir figure 1.10.b).



Figure 1.10.a : Dommages dus à des oscillations importantes de la structure (Séisme de Kobe, Japon ; 17 janvier 1995).

Le génie parasismique japonais se démontre lors du séisme du 11 mars 2011 dans la région du Tohoku, aucun bâtiment ne s'effondre. Plusieurs constructions ont employé cette méthode, comme la tour emblématique d'Osaka Tsutenkaku (figure 1.10.c) achevée en 2015.



Figure 1.10.b: SENDI MT BUILDING [15]

Figure 1.10.c: La tour d'Osaka Tsutenkaki

1.2.8 En Italie

Avant le tremblement de terre de l'Abruzzo en 2009, mesurant 6,3 degrés sur l'échelle de Richter, trente(30) systèmes d'isolation étaient en cours de conception (voir figure 1.11.a). L'Italie compte actuellement plus de 70 bâtiments isolés qui sont déjà en activité. Plus de 250 ponts et viaducs étaient déjà dotés de ce système et un nombre important de ce genre de conception avait été mis en œuvre dans les diverses acquisitions culturelles. La mise en œuvre de ce système d'isolation en Italie a été restreinte jusqu'en mai 2003, d'une part, par manque de règles de conception, d'autre part, par la complexité du processus de leur mise en œuvre [9].



Figure 1.11.a: Centre de secours et de gestion de la défense de l'Italie (Martelli et Al, 2008).



Figure 1.11.b : Aquila bâtiments du quartier et le système de pendule de frottement utilisés

1.2.9 : En Turquie :

Après le tremblement de terre en 1999 les ingénieurs ont commencé à être plus préoccupés par ce problème. Le premiers bâtiments équipés par des systèmes d'isolation été l'hôpital public de Erzurum, dans l'est Turquie (Figure 1.14), il et devenu l'un des plus grands hôpitaux dans le monde avec des système d'isolation a la base.



Figure 1.12 : Hôpital de Erzurum [15]

1.2.10 En Algérie

Les services publics spécialisés de l'État ont été persuadés dès le lendemain du séisme d'El Asnam du 10 octobre 1980 de l'importance de s'orienter vers des solutions constructives plus adaptées pour assurer la construction d'un cadre bâti capable de résister aux grandes secousses sismiques et de minimiser les pertes en vies humaines, en biens immobiliers et matériels, ainsi que des installations sensibles et stratégiques, en particulier celles chargées des premiers secours et de la gestion des situations d'urgence.

Le premier projet pilote algérien de construction sur isolateurs de fondations en caoutchouc a été initié par le siège du CTC Chlef à Ain Défla. Ce bâtiment de bureaux est composé de deux étages et d'un sous-sol, avec une superficie au sol de 280 m² et une surface totale du plancher de plus de 1000 m².

Le projet de la Grande Mosquée d'Alger (fig. 1.13.a) a également été construit en utilisant une combinaison d'appuis parasismiques et d'amortisseurs pour la salle de prière.



Figure 1.13.a : la Grande Mosquée d'Alger est conçue pour accueillir 120 000 fidèles.



Figure 1.13.b : Installation des dispositifs parasismiques [11]

1.3 Définition de l'isolation parasismique

L'isolation parasismique est une technique qui peut être utilisée non seulement pour tous les types de bâtiments, mais également pour les ponts et les structures industrielles telles que les bacs de stockage de produits pétroliers et d'autres produits dangereux. Elle est également adaptée pour améliorer les capacités de résistance des structures déjà en place. Malgré l'adoption de cette technologie dans les pays, elle est principalement utilisée dans les projets importants, tels que les hôpitaux, les centres de gestion des catastrophes, les musées et les constructions urbaines.

Les appuis parasismiques ou les isolateurs parasismiques ; sont des dispositifs permettant une isolation partielle entre la fondation et la superstructure. Ils ne laissent passer que des efforts déterminés par leurs propres caractéristiques [16]. Par ailleurs, grâce à leur grande rigidité, les appuis parasismiques n'isolent pas la structure vis-à-vis les secousses verticales. Par conséquent, les accélérations verticales transmises à la construction ne sont pas filtrées. Elles sont sensiblement égales à celles du sol, cela veut dire que l'action sismique verticale passe intégralement dans le bâtiment. Le balancement de la superstructure est par conséquent réduit. [18]

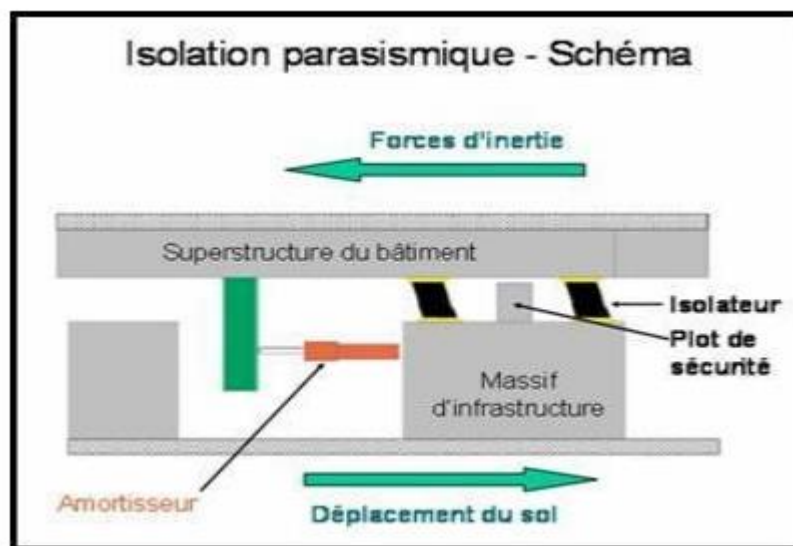


Figure 1.14 : Isolation parasismique-Schéma.

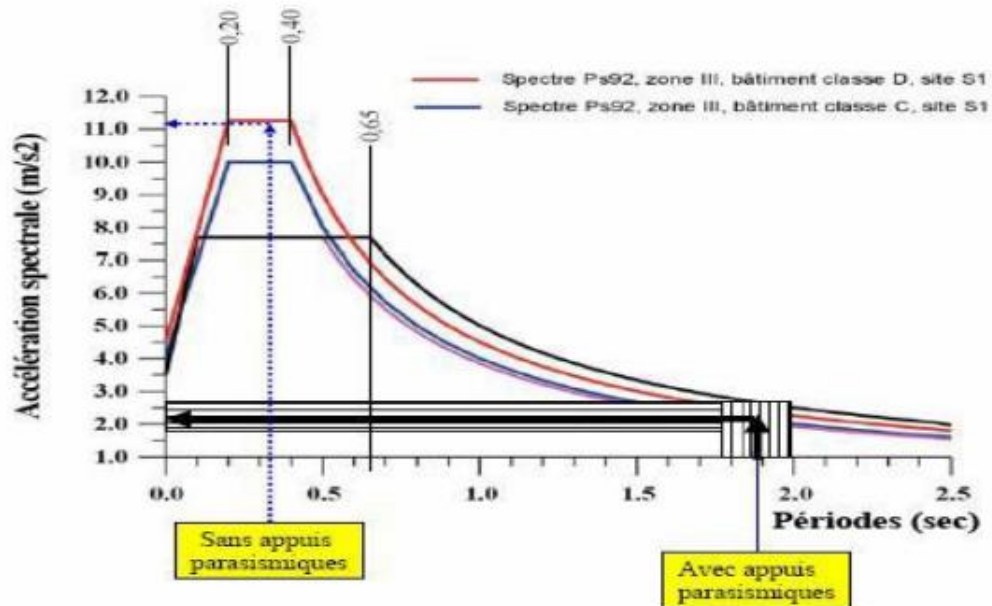


Figure 1.15 : L'effet des appuis parasismiques.

1.4 Première mise en œuvre d'isolation sismique moderne :

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



Figure 1.16 : Foothill Communities Law & Justice Center, California.

1.5 Principe de l'isolation parasismique

L'objectif de cette technique est de dissocier le mouvement du sol de celui de la structure, qui se situe principalement au niveau des appuis, pour diminuer les forces d'inertie transmises à la superstructure.

La transmission des forces d'inertie aux éléments des fondations est restreinte et tous les éléments conservent leur capacité élastique. Ce comportement se manifeste par une augmentation de sa durée propre et une réduction de sa vitesse d'oscillation, ce qui permet à la structure d'avoir une durée fondamentale plus longue, grâce à la faible rigidité des appuis, qui agissent comme un filtre de déformations (inélastiques) et filtrent les accélérations à haute fréquence.

Afin de garantir l'efficacité des appuis, il est nécessaire que ces derniers permettent des déplacements horizontaux considérables (voir figure 1.17). Grâce à ces déplacements, les accélérations transmises à la superstructure sont faibles, et la période totale de la construction est longue. Puisque les appuis sont flexibles sur le côté, cela permet généralement d'éviter les résonances entre la construction et le sol, qui présentent en même temps une grande rigidité verticale. Étant donné cette situation, les accélérations verticales transmises à la construction ne seront pas interceptées [18].

D'autre part, il est important que le sol d'assis soit assez solide pour éviter que les appuis ne soient sujets à des tassements différentiels. La superstructure doit également présenter une rigidité suffisante pour se déplacer sur les appuis comme un bloc presque indéformable. Les structures basses et rigides sont donc le mieux adaptées aux appuis parasismiques [8].

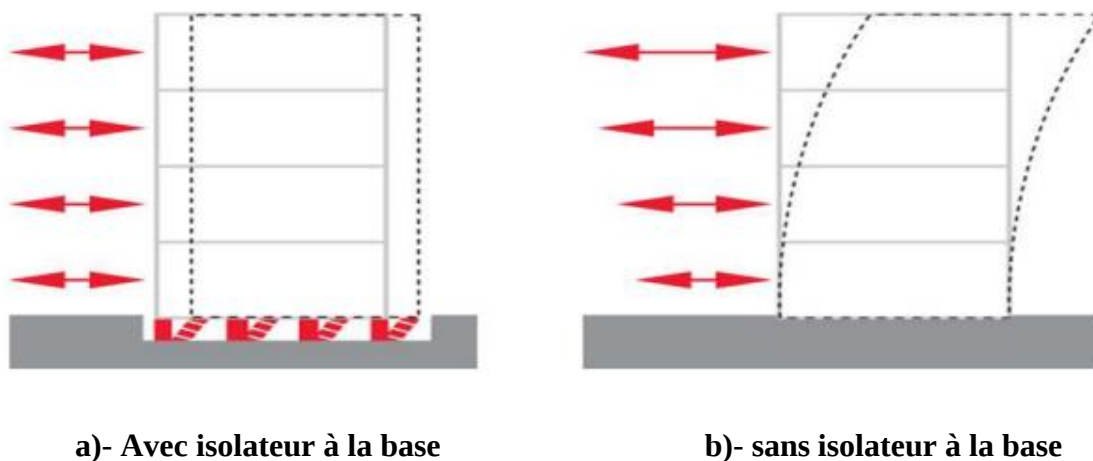


Figure 1.17 : Déplacement relatif des étages.

1.6 Avantages et inconvénients des appuis parasismiques

1.6.1 Avantages

- Le niveau de protection qui peut être obtenu est extrêmement élevé au niveau requis. Une diminution significative des forces sismiques qui impactent la structure.
- Les constructions sont généralement opérationnelles, même après les tremblements de terre.
- Les dommages à l'équipement et aux éléments non structuraux sont minimes ou quasiment nuls.
- En général, les appuis demeurent intacts après un tremblement de terre et sont opérationnels en cas de nouvelle secousse.
- En réduisant les charges sismiques, on peut évaluer la structure en supposant un comportement élastique. Ce calcul est très bien géré et plus fiable que celui des constructions qui sont généralement susceptibles de subir des déformations plastiques, ce qui fait des hypothèses approximatives.

1.6.2 Inconvénients

- Les bâtiments qui sont construits sur des supports parasismiques (escaliers, tuyauterie, etc.) ou qui relient la structure à ses environnements immédiats (réseaux, marches extérieures) doivent être conçus de manière à permettre les déplacements relatifs de la superstructure et des fondations sans subir de dommages. Ces proportions sont cruciales pour les réseaux de gaz, de défense contre l'incendie et les réseaux de rétention des fluides polluants.
- Il est nécessaire d'avoir une largeur importante des joints de séparation entre deux bâtiments, car les déplacements des blocs peuvent atteindre des valeurs décimétriques.
- Il est important que les futures modifications de la structure, des cloisons, des façades et d'autres éléments lourds ou rigides ne modifient pas de manière expressive le comportement dynamique initial du bâtiment pris en considération pour le dimensionnement des appuis, sous peine de entraîner des coûts d'adaptation élevés.

1.7 Les différents types d'appuis parasismiques

Il existe différentes catégories d'appuis parasismiques. En fonction de leur mécanisme de fonctionnement, ils peuvent être répartis en différentes catégories.

- 1) Appuis à déformation (Appui en élastomère fretté, appui en élastomère fretté avec barreau de plomb et appui en élastomère fretté avec amortisseur élevé)
- 2) Appuis à glissement.
- 3) Appuis à déformation et glissement
- 4) Appuis à roulement, etc

1.7.1 Appuis à déformation

Les appuis à déformation sont employés depuis plus de 40 ans dans les travaux de génie civil, en particulier dans les ponts. Ils se composent d'un empilement de feuilles d'élastomère [couches alternées d'élastomère naturel (caoutchouc) ou synthétique (néoprène)] séparées par des frettes d'acier (connues sous le nom de frettes) qui doivent être protégées contre la corrosion, généralement avec une enveloppe en élastomère (couverture de protection) (voir figure 1.18).

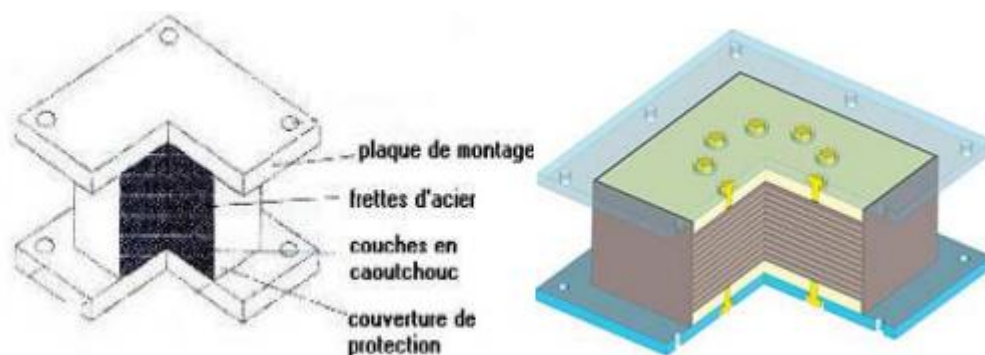


Figure 1.18 : Appuis à déformation

Ses appuis sont caractérisés par :

Les couches d'élastomère présentent une déformation horizontale qui permet des déplacements (déformation de cisaillement) importants de la superstructure en bloc, contrairement au déplacement du sol. Par conséquent, cela diminue considérablement le mouvement relatif des étages.

La présence des frettes garantit la rigidité verticale des appuis. Ainsi, on diminue l'épaisseur des feuilles d'élastomère et on augmente leur nombre pour éviter la diminution de la flexibilité horizontale des appuis.

La plus grande élasticité des couches d'élastomères entraîne une diminution des charges sismiques ressenties par le bâtiment. Cependant, une grande souplesse des appuis réduit considérablement leur stabilité, donc afin de résoudre ce problème d'instabilité en couple, il est recommandé d'utiliser plusieurs isolateurs, ce qui permettra d'augmenter le moment d'inertie de l'appui

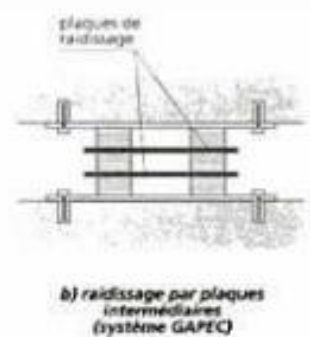
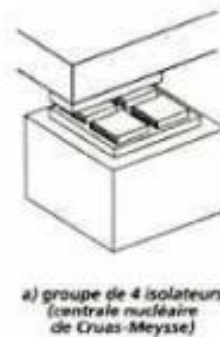
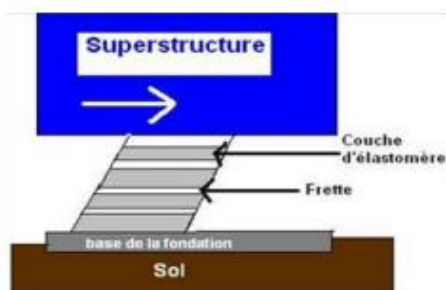


Figure 1.19.a : les différentes couches de l'appui **Figure 1.19.b :** regroupement de plusieurs appuis.

Certains types d'élastomères peuvent avoir un amortissement plus élevé, ce qui entraîne un fluage important. Il est important de souligner que les élastomères sont défavorablement impactés par les variations de température.

Un appui en élastomère se distingue par la rigidité du feuillet face à un effort horizontal, un effort vertical et un moment d'axe horizontal. Elles sont généralement placées sur des plots en béton solidaires d'un radier inférieur, formant ainsi une « cave », et le bâtiment repose par un radier supérieur sur tous les appuis.

À long terme, les appuis à déformation perdent en grande partie leur efficacité dans les sols mous. Effectivement, leur durée propre est proche de celle du sol, ce qui les rapproche de la résonance. Les appuis à glissement sont plus adaptés sur ses sols.

1.7.1.1 Appuis élastomères simples (LDRB – « Low Damping Rubber Bearings »)

Les appuis élastomères simples ou à faible taux d'amortissement (LDRB – « Low Damping Rubber Bearings ») sont des blocs situés entre la fondation, en général, et la superstructure. Ils sont assimilables à des ressorts rigides dans la direction verticale et souples dans les directions horizontales (voir Figure 23).

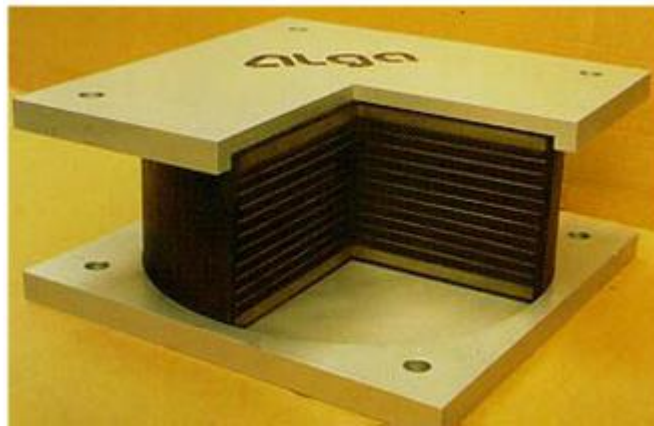


Figure1.20 : Appui en élastomère.

En ne considérant que son premier mode de vibration, la structure sur appuis se comporte vis-à-vis du séisme comme un oscillateur à 1 degré de liberté à basse fréquence qui est égale approximativement à celle des appuis. Le choix de la fréquence d'isolation résulte d'un compromis entre l'accélération maximale admissible (tenue des structures isolées) et le déplacement maximal admissible (tenue des appuis et déplacements différentiels des structures isolées par rapport aux structures avoisinantes). L'amortissement structurel de ces appuis est en général inférieur à 6% [RPOA]. Une augmentation de cet amortissement permettrait de réduire l'amplitude de la réponse. Une telle augmentation peut passer par :

L'ajout d'additifs dans la composition de l'élastomère.

- L'insertion de plots en plomb dans l'appui.
- L'addition d'amortisseurs externes à l'appui.

Les avantages des appuis élastomères sont :

- Le choix d'une fréquence basse permet de s'éloigner des zones de pics de spectres classiques et de diminuer de façon efficace le niveau d'accélération transmis à la structure.

- Tant que l'intégrité de l'élastomère peut être assurée, il n'y a pas de déplacement incontrôlé de la structure (comme pour certains systèmes de glissement), la structure revient à sa position initiale après séisme.

Les inconvénients des appuis élastomères sont :

- La raideur et le coefficient d'amortissement sont sensibles à de larges variations climatiques. Les caractéristiques du matériau élastomère évoluent aussi avec l'âge.
- Le déplacement de la structure en séisme est fortement augmenté et cela peut conduire à des phénomènes d'instabilité des appuis (flambement, roulement) si le déplacement a été sous-estimé lors du dimensionnement.

1.7.1.2 Appuis élastomères à fort amortissement (HDRB – « High Damping Rubber Bearings »)

Les progrès faits dans la technologie du caoutchouc ont permis de développer des appuis ayant des capacités d'amortissement plus importantes (coefficient d'amortissement supérieur à 10%) et un module de cisaillement réduit. Ces caractéristiques permettent d'assurer à la fois la fonction d'isolation et celle de dissipation dans un même appui. Elles sont obtenues par l'ajout d'additifs de type résine ou huile au matériau élastomère. Les HDRB ont été principalement développés aux USA, au Japon et en Italie. Les expériences menées ont démontré qu'un tel système pouvait être boulonné aux structures en béton sans craindre d'endommagement significatif du matériau dû au fait qu'une contrainte de traction puisse alors y apparaître.

Les avantages et les inconvénients d'un tel système sont sensiblement les mêmes que pour des appuis simples, à quelques exceptions près :

- L'amortissement des appuis permet une meilleure maîtrise des déplacements sans ajout de systèmes amortisseurs externes.
- Les caractéristiques de ces appuis étant moins linéaires, la fréquence d'isolation dépend du chargement qui leur est appliqué.
- Ces appuis étant moins courants, ils sont plus chers.



Figure 1.21.a : photo et schéma d'un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDRB)

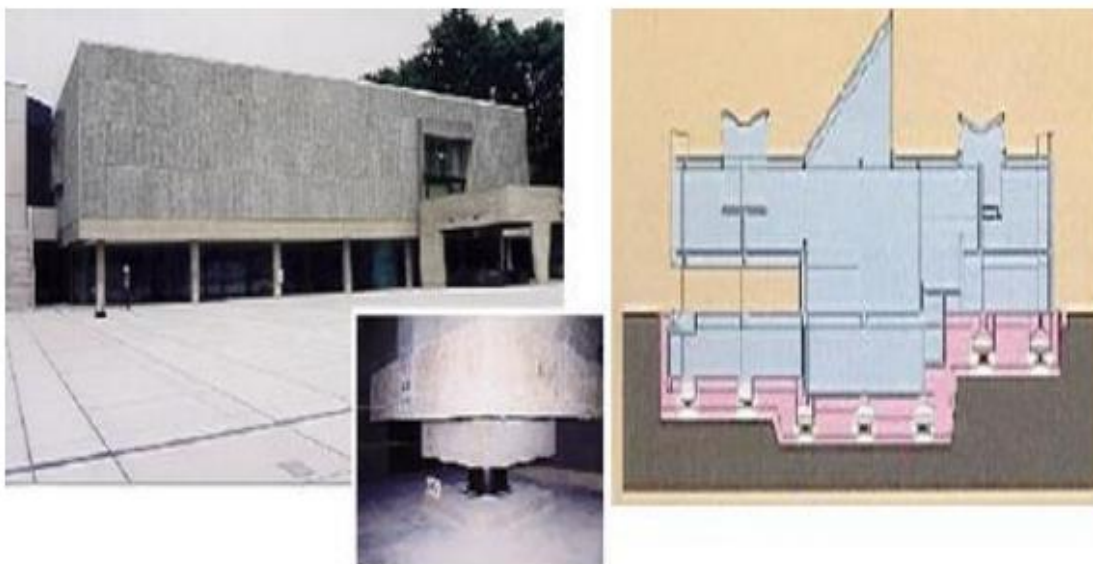


Figure 1.21.b : Appuis élastomère à fort amortissement installé à Tokyo.

1.7.1.3 Isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB) :

C'est le genre le plus important des systèmes d'isolation à la base il a été largement étudié et mis en œuvre dans certain nombre de bâtiments à travers le monde. L'isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB), a été inventé en Nouvelle Zélande en 1975.

Un isolateur LRB comme le montre la (figure 1.22) est construit d'une alternance de couches de caoutchouc et d'acier contribue à assurer la stabilité, soutient la structure et isole les vibrations, en outre un noyau de plomb inséré comme centre de LRB pour augmenter l'effet d'amortissement et équipé dans le haut et le bas par des plaques en acier (pour fixer le glissement du bâtiment à travers sa fondation).

Il a la particularité d'être flexible dans le sens horizontal, mais assez rigide dans le sens vertical. La rigidité horizontale de l'appui est également conçue de telle manière qu'elle puisse résister aux forces du

vent avec peu ou pas de déformation. Il soutient non seulement le chargement vertical mais également prolonge la période de réaction de séisme de la structure et exerce l'isolation et la dissipation d'énergie.

Ces appuis LDRB sont plus rigides que les HDRB puisqu'on reste alors dans le domaine élastique du plomb. Les valeurs d'amortissement associées à de tels systèmes sont plus élevées que celles des appuis HDRB. Les avantages et inconvénients de ces appuis sont sensiblement les mêmes que ceux des HDRB.

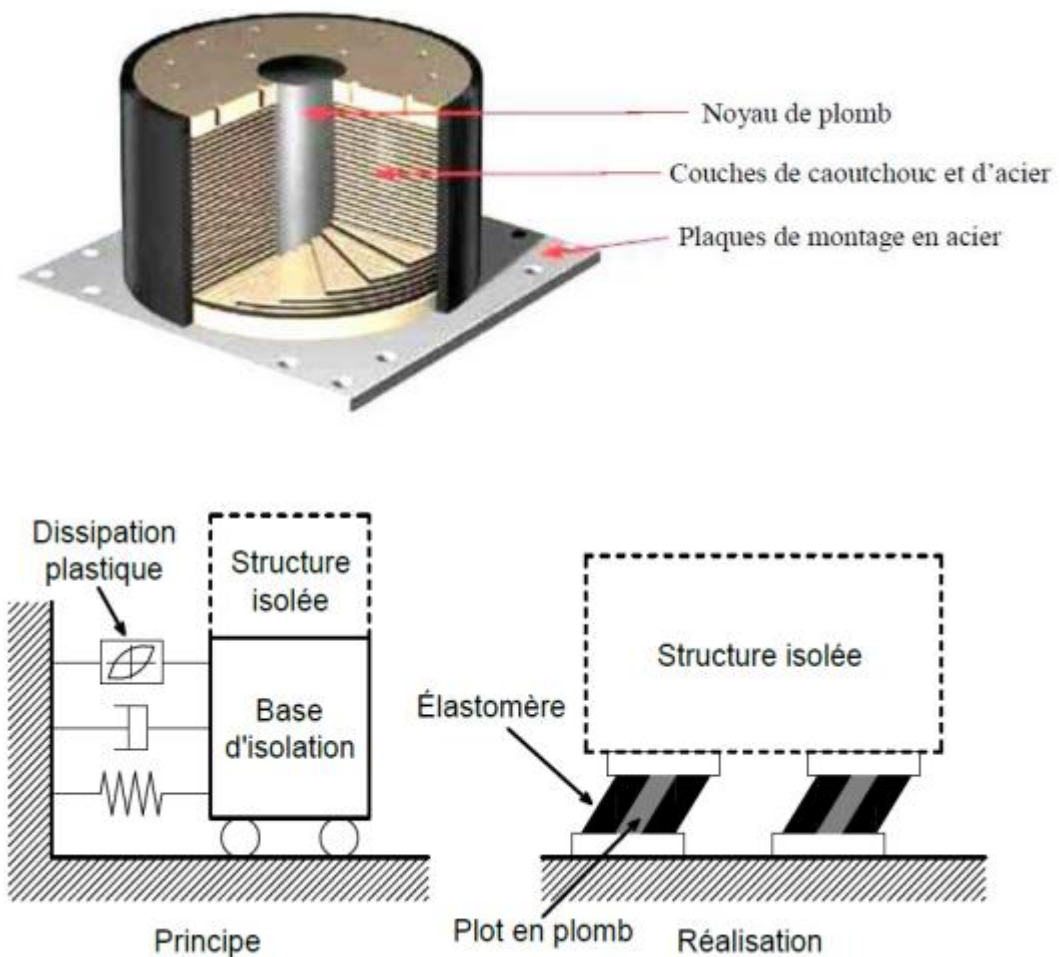


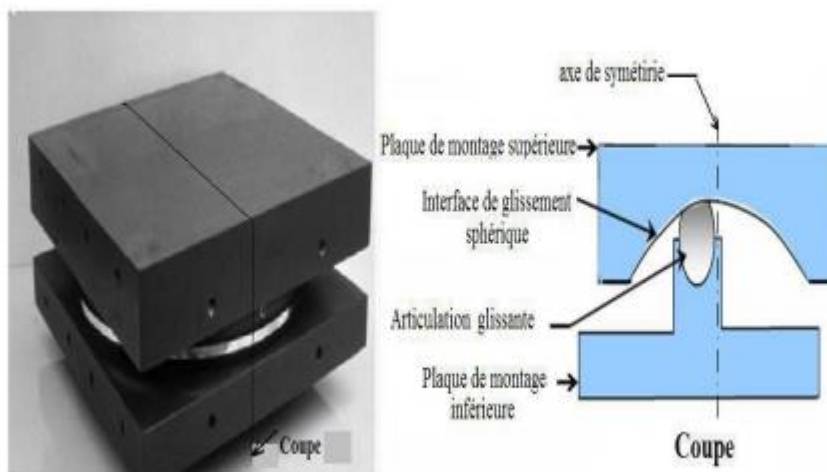
Figure 1.22 : Isolateur de base en élastomère avec barreau de plomb (LRB)

Tableau N° 1 : Propriétés du caoutchouc (Fabricant Alga SPA)

Désignation	Flexible	Normal	Rigide
Dureté (Shore A3)	40±3	60±3	75±3
Déformation à la traction (%)	20	20	18
Résistance à la traction (MPa)	750	600	500
Module de cisaillement (MPa)	0.4	0.8	1.4
Amortissement visqueux équivalent (%)	10	10	1.6

1.7.2 Appuis à glissement

Ce système repose sur le même principe que les appuis à déformation. Toutefois, la méthode diffère considérablement en isolant les fondations de la structure à l'aide d'une partie mobile. La principale distinction réside dans le fait qu'il n'y a pas de matériau qui se déforme, mais simplement deux blocs glissant l'un contre l'autre (une plaque solidaire à la superstructure et une autre plaque fixée aux fondations) (voir figure 1.23).

**Figure 1.23:** appui à glissement.

Grâce à une interface de glissement, il est possible de séparer les mouvements de la superstructure de ceux des éléments de fondation. Ils se distinguent par :

Les deux séries de plaques ne sont pas forcément faites du même matériau. De plus, il est nécessaire que la dureté de la plaque la plus courte soit inférieure à celle de l'autre plaque pour éviter la formation d'empreinte en l'absence prolongée de secousses.

La plaque la plus élevée doit avoir un débord au moins égal à 1,2 fois le glissement maximal calculé dans la direction en question, et au moins égal au déplacement absolu au niveau du sol [18](voir figure 1.24).

L'excitation sismique d'une structure à plaques de glissements n'est influencée que par sa masse et par le coefficient de frottement entre les plaques. La valeur du coefficient de frottement entre les deux plaques est inversement liée à l'intensité des forces sismiques horizontales qui sont transmises à la structure.

Les appuis à glissement sont adaptés à la fois aux constructions sur sols durs et sur les terrains meubles, car pour les faibles coefficients de frottement des plaques, la réponse de la superstructure est indépendamment du contenu fréquentiel du mouvement sismique. Parmi ces supports, on peut mentionner les supports en pendules glissants qui possèdent une interface de glissement sous forme de cuvette (partie d'une sphère), ce qui donne à la structure un mouvement global semblable à celui d'un pendule. . Les avantages des systèmes à pendules de frottement sont :

- Si conceptuellement ces appuis sont similaires à ceux avec noyau de plomb, leur grand avantage est leur forme compacte qui permet à la fois dans une seule unité d'avoir la raideur et la dissipation et d'évacuer tout problème de flambement des appuis.

Les effets de torsion dans les structures dotées des FPS sont minimisés. Cet avantage provient du fait que la raideur horizontale pendulaire de chaque appui étant proportionnelle à la force verticale, alors le centre élastique coïncide avec le centre de gravité. En toute rigueur, ceci est vrai uniquement dans le cas idéalisé d'une structure infiniment raide aplatie (les réactions verticales des appuis étant, dans ce cas, les réactions statiques sous poids propre).

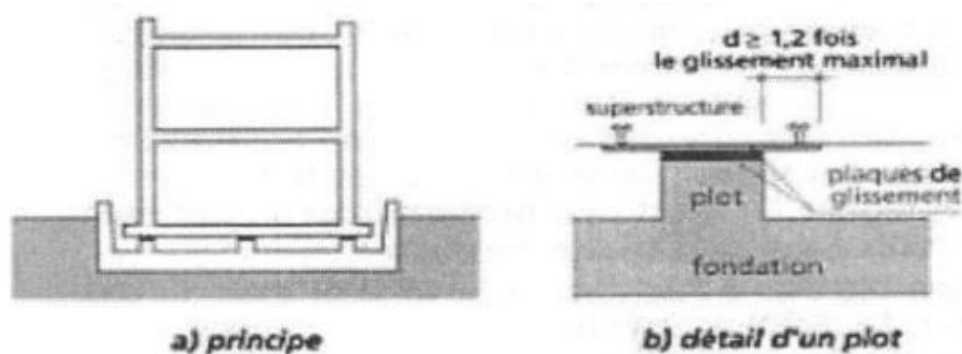


Figure 1.24: Appuis à glissement.

1.7.3 Appuis à déformation et à glissement

La combinaison de plaques de glissement et d'appuis à déformation (voir figure 1.25) permet de compenser l'inconvénient que représente pour ces derniers la présence de sols mous. Tout d'abord, les isolateurs sont déformés latéralement par la distorsion de l'élastomère. Si la force requise pour augmenter la distorsion dépasse la force de frottement entre les plaques, le glissement débute. Lors d'un tremblement de terre violent, plusieurs glissements peuvent avoir lieu.

Avec ce système, les accélérations et les déplacements de la superstructure sont réduits et les efforts tranchants à sa base sont considérablement réduits. Cela est en partie bénéfique pour les constructions sur des fondations profondes, qui sont plus vulnérables au cisaillement que les fondations superficielles. Les appuis à déformation et à glissement sont un système de protection contre les séismes violents. Dans cette réalisation, ils ont été utilisés pour les fondations de la centrale nucléaire de Kroeber en Afrique du Sud. Les plaques de glissements fixées à la superstructure sont fabriquées en acier inoxydable, tandis que les plaques solidaires des isolateurs sont en bronze au plomb.

N. Mostaghel a développé et testé un autre type d'appui à déformation et à glissement aux États-Unis. Il est composé de disques en acier inoxydable superposés, capables de glisser les uns sur les autres.

Pour réduire les coefficients de frottements, les disques sont recouverts de téflon et reliés par un ou plusieurs noyaux en caoutchouc [22].

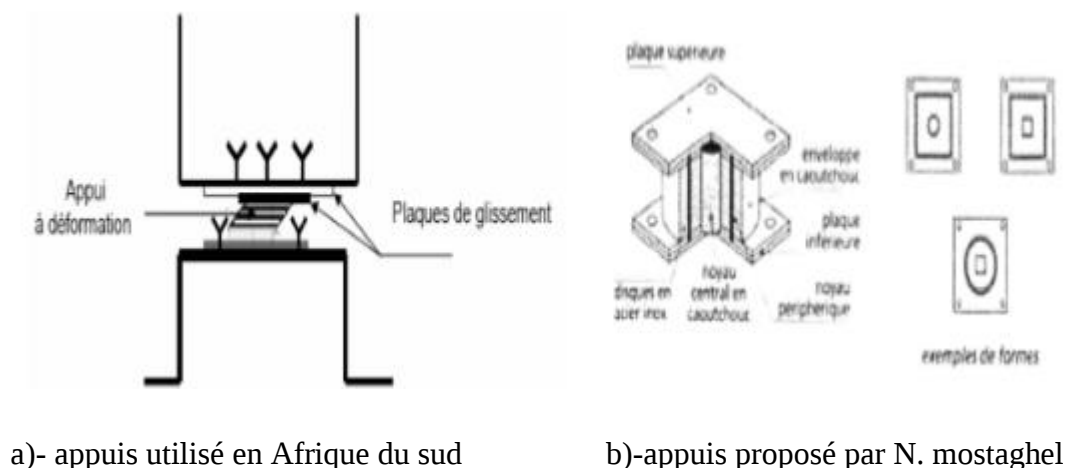
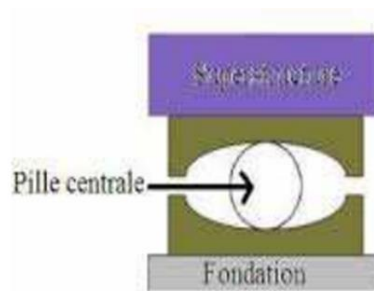


Figure 1.25 : Appuis à déformation et à glissement.

1.7.4 Appuis à roulement

On utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques pour permettre des mouvements dans deux directions (voir Figure 1.26). Un bâtiment expérimental de 7 niveaux à Sébastopol (Ukraine) a été construit à l'aide d'appuis ovoïdaux.

Chaque fois que les ovoïdes se déplacent, la construction se soulève légèrement et tend à revenir à sa position initiale. Il est possible d'ajouter à ces systèmes d'appuis un dispositif de blocage contre l'action du vent, ainsi que des amortisseurs pour restreindre les mouvements.



a) Appuis à billes

Figure 1.26 : Appuis à roulement.

1.8 Historique des travaux consacrés à la recherche sur les isolateurs parasismiques

L'utilisation de la technique parasismique moderne appelée isolation sismique (contrôle passif des vibrations sismiques) telle que les dissipateurs d'énergie (amortisseur) et les isolateurs parasismiques est sans aucun doute la meilleure façon de garantir la sécurité des constructions face aux séismes violents. Différentes recherches ont été menées sur cette question, parmi lesquelles on peut mentionner :

Lebib L.et al. ; L'étude dynamique des structures avec et sans système d'isolation a été abordée par Bib L et al., qui ont mené une étude comparative avec et sans système d'isolation pour évaluer son efficacité. Selon eux, les structures isolées ont été évaluées, tout comme le rôle des appuis parasismiques dans la diminution des risques sismiques dans la superstructure par rapport au système traditionnel de contreventement par voile. La structure élaborée par le (RPA 99V2003 et le CBC93) et modélisée à l'aide du logiciel SAP 2000 est un hôtel de sept étages (entre le sol+2RDC+4étages courants). Les portiques auto-stables sont contrebalancés par des portiques, tandis que les poutres et les poteaux présentent des lois

de comportement linéaire. Le projet est inclus dans le groupe d'utilisation 2 , implanté dans une zone de forte sismicité (zone III), régulier en plan et irrégulier en élévation ce qui a provoqué une rotation importante suivant Z (torsion),et afin de la réduire un appel à des voiles de contreventement a été suggéré, pour cette raison aussi chaque appui doit être calculé sous la charge qui lui revient. L'excitation utilisée dans ce modèle de calcul est un accélérogramme.

Meghouche. D a analysé l'impact d'une sélection éclairée des conditions de contact et des dissipateurs d'énergie sur la réponse dynamique d'un bâtiment en béton armé à huit niveaux en comparant les réponses en déplacements (déplacements entre les étages, accélérations et efforts tranchants), en utilisant le programme numérique d'analyse dynamique (ANSYS) et sous la même excitation dynamique. L'analyse repose sur l'approche de l'analyse dynamique des réponses dans le temps. L'analyse utilise la composante horizontale d'accélérogramme du séisme du 21 mai 2003 à Boumerdès et Alger, enregistrée à la station de Dar Beida avec une accélération maximale de 0,537 g. Cette partie est mise en œuvre dans le sens longitudinal de la structure qui comprend un système d'étanchéité. Chaque poteau est composé de 16 appuis de type élastomères à amortissement élevé, placés de manière concentrique. Selon les résultats obtenus, le système d'isolation capte les déformations et filtre les accélérations, ce qui permet à la superstructure de se déplacer principalement dans un mode rigide, avec des accélérations faibles et des déformations quasi-nulles, ce qui entraîne une diminution des risques de séisme.

Bencharif.R et Terchi.B Le rôle des appuis parasismiques dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments a été étudié par Bencharif.R et Terchi.B [32], qui ont déduit les paramètres qui influencent le comportement du système combiné (le système d'isolation et la superstructure). Au cours de leur recherche, ils ont tenté de tester l'impact de la hauteur des structures isolées sur l'efficacité du système d'isolation ainsi que l'impact du type de système d'isolation sur la réponse dynamique des structures isolées. Ils concluent principalement que les structures hautes se déforment davantage que les structures encastrées de même niveau, et que les appuis en élastomère fretté offrent une meilleure sécurité et une économie accrue.

Ounis.H.M et Ounis.A ; Selon Ounis H.M et Ounis A [33], l'effet de l'amortissement a été utilisé pour étudier la réponse d'un bâtiment de base isolé. On a effectué une analyse paramétrique en prenant en considération la fluctuation progressive du taux d'amortissement (allant de 08 % à 35%) lors de différentes situations d'excitation sismique (à proximité et à l'écart). La réponse de la structure en termes de déplacement relatif des différents niveaux de l'immeuble est évaluée à l'aide d'une analyse temporelle. Selon les résultats, il est démontré que l'isolateur a une efficacité accrue en fonction du taux d'amortissement supposé, à condition que celui-ci soit inférieur ou égal à 20 %. En dépassant cette

valeur, l'isolateur devient moins commode. De plus, on observe une déviation significative de la capacité de l'énergie due au système LRB (roulements en caoutchouc plomb).

Djellouli.L Selon Djellouli.L , son travail de recherche se concentre sur la conception d'un dispositif de dissipation d'énergie de type visqueux fluide linéaire en tant que système de protection contre les séismes, dans le but de contrôler la réponse dynamique des structures pendant les mouvements sismiques. L'ETABS est un logiciel numérique qui permet de modéliser et d'analyser des structures. Afin de mettre en évidence l'impact du dissipateur d'énergie sur les réactions des structures, des études comparatives ont été réalisées sur trois structures de cinq, dix et vingt niveaux, avec et sans dissipateur d'énergie accompagné d'un amortissement supplémentaire de 15%, 20% et 30%. On a examiné les trois structures en fonction des éléments du séisme d'El Centro (Impérial Valley) (1979) enregistrés par la station Array, avec des accélérations maximales de 0.376g et 0.436g respectivement. La station Hollister a enregistré les éléments du séisme de Loma Prieta (1989) avec une accélération maximale de 0,369g et de 0,178g respectivement. Ces éléments sont utilisés dans les directions X et Y respectivement. Selon les conclusions des analyses numériques, il est conclu que l'ajout d'amortisseur supplémentaire à fluide visqueux diminue considérablement la réponse de la structure en ce qui concerne le déplacement, la vitesse, l'accélération et l'effort tranchant. Ces dissipateurs offrent une meilleure performance aux structures flexibles qui sont exposées à des excitations intenses. De cette manière, la localisation des dissipateurs joue un rôle crucial dans la diminution de la réaction sismique des structures.

Benayad. k Une étude théorique et expérimentale a été présentée par Benayad. k [9] afin d'analyser le comportement dynamique des structures sur les isolateurs de base. L'objectif de l'étude était de comparer un bâtiment administratif de quatre étages équipé et non équipé d'un système d'isolation parasismique en utilisant le logiciel numérique d'analyse dynamique des structures, SAP 2000. Il a toutefois employé trois méthodes d'isolation : des isolants en caoutchouc fretté (NRB), des isolants en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (LRB) et des isolants en pendules glissants (FPS). On a analysé la structure à la suite de deux séismes de forte intensité, le premier : le séisme de Northridge, le second : le séisme de Loma Prita. Les résultats démontrent que les structures isolées sont réceptives à un isolateur unique, elle est marquée par des bénéfices et des désavantages. Dans cette optique, il est considéré comme la meilleure solution d'introduire une combinaison intelligente des différents types d'isolateurs entre l'infrastructure et la superstructure d'un bâtiment.

Nait Zerrad.I et Benmouna.N Les chercheurs Nait Zerrad.I et Benmouna.N ont examiné l'impact des appuis parasismiques sur la diminution des réactions dynamiques des bâtiments, et ont déterminé les

facteurs qui influencent le comportement du système combiné (la base et la superstructure). Grâce à l'utilisation du code de calcul SAP 2000, l'étude a mis en évidence les variations de comportement de la structure métallique avec et sans système d'isolation à la base au cours d'une charge sismique. Selon les résultats, il ressort que l'emploi de systèmes d'isolation peut entraîner une diminution qui peut être très importante de la réponse de la structure, tandis que le pendule à friction (FPS) demeure mieux adapté pour réduire efficacement les réponses d'un bâtiment métallique soumis aux efforts sismiques.

Hamouche S. ; L'objectif de Hamouche S. [36] est de réaliser une modélisation et une étude des isolateurs sismiques, ainsi que de tester différentes structures avec et sans appuis parasismique. Son objectif est de mettre en évidence le rôle de ces derniers dans la réduction de la réponse de ces structures. Cette étude a permis de démontrer l'efficacité de l'isolation sismique pour les structures en béton armé en comparant les accélérations des déplacements et les efforts tranchants à la base d'une structure sans isolation avec ceux qu'elle aurait subis si elle avait été isolée.

L'isolation est composée de 24 supports en élastomère à amortissement élevé, disposés de manière concentrique sous chaque poteau. Ces dispositifs sont couramment utilisés et de nombreuses études ont évalué leurs caractéristiques et leurs comportements. L'organisation isolée agit presque comme un corps rigide. En outre, une étude numérique a été réalisée afin de déterminer un facteur qui réduit les efforts tranchants causés par l'isolation sismique. Selon les résultats obtenus, il est démontré que les structures équipées d'une isolation sismique permettent de diminuer les accélérations et les mouvements entre les étages.

1.9 Conclusion :

Ce chapitre a été consacré à une revue bibliographique visant à examiner l'histoire de l'isolation sismique à la base. On a donc exposé le concept global des isolateurs à l'origine ainsi que ses divers sous-systèmes. En attribuant des importances spécifiques, des comportements, des avantages et des inconvénients, ainsi que des effets sous l'action sismique.

CHAPITRE 2:

CONCEPTS THEORIQUES DES APPUIS PARASISMIQUE

2.1 Introduction

La détermination des réponses dynamiques d'une structure isolée soumise à la sollicitation sismique est similaire à celle d'une structure à base fixe, mais nécessite une procédure complexe en raison du comportement non linéaire du système d'isolation parasismique.

Dans la première section de ce chapitre, nous présentons quelques modèles mathématiques simples des principaux systèmes d'isolation parasismique qui permettent d'établir les relations théoriques de leur comportement. Les équations du mouvement pour les deux structures isolées à 2 DDL et N DDL ou combinées (le système d'isolation et la superstructure) seront formulées dans la deuxième partie en utilisant la théorie linéaire. Cette théorie approximative permet de développer les matrices de masse $[M]$, d'amortissement $[C]$ et de rigidité $[K]$ en formulant les équations, afin de comprendre l'impact du système d'isolation. Il est possible de calculer les fréquences, les amortissements et les facteurs de participation modale pour tous les modes de vibration en utilisant ces équations.

2.2 Isolateur en caoutchouc fretté (Laminated rubber bearings) (RB)

Leur structure est constituée de couches alternées de caoutchouc et d'acier qui sont reliées les unes aux autres afin de garantir la flexibilité horizontale et la rigidité verticale. Le principal élément rhéologique de ce système est l'interaction parallèle entre le ressort et l'amortisseur, tel qu'illustré schématiquement dans le modèle mathématique présenté dans les figures ci-dessous. En raison du frottement interne de l'élastomère, l'appui joue le rôle d'un amortisseur visqueux.

2.2.1 Système d'isolation en caoutchouc fretté

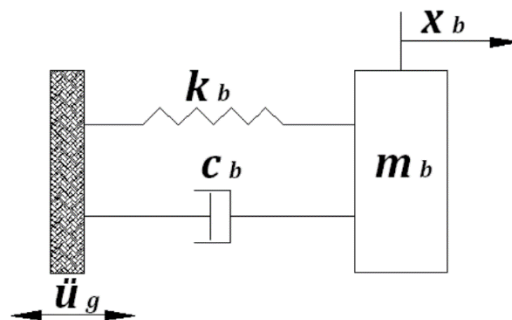


Figure 2.1 Mathématiques d'un support en caoutchouc fretté.

Le système est exposé à l'accélération du sol $\ddot{u}_g$. L'équation du mouvement est la suivante :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + c_b\dot{x}_b + k_b x_b = 0 \quad (2.1)$$

$$m_b\ddot{x}_b + c_b\dot{x}_b + k_b x_b = -m_b\ddot{u}_g \quad (2.2)$$

2.2.2 Structure avec un système d'isolation (RB) monté sur un N DDL.

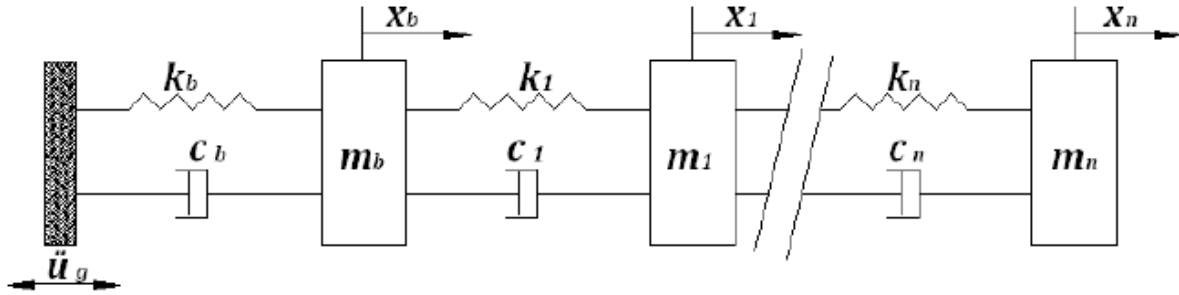


FIGURE 2.2 Mathématiques d'un support en caoutchouc fretté monté sur un N DDL.

Le système est exposé à l'accélération du sol $\ddot{u}_g$. L'équation du mouvement est la suivante :

$$(m_b + \sum_{i=1}^n m_i)\ddot{x}_b + c_b\dot{x}_b + k_b x_b + \sum_{i=1}^n m_i\ddot{x}_i = -(m_b + \sum_{i=1}^n m_i)\ddot{u}_g \quad (2.3)$$

2.3 Isolateur en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (LRB)

L'isolateur de ce genre est constitué de couches alternes de caoutchouc et d'acier, reliées les unes aux autres autour d'un cylindre de plomb pur, placé au centre de ces couches d'acier et de caoutchouc. Une partie de l'énergie sismique est absorbée par le cylindre en plomb qui contrôle les déplacements latéraux de la structure lors de surcharges de service. Le fonctionnement du système est similaire à celui d'une hystérie.

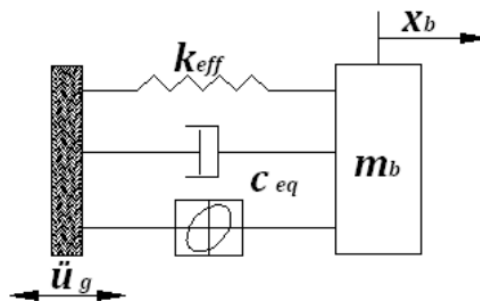


FIGURE 2.3 Mathématiques d'un support en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (LRB)

Le modèle bilinéaire de la courbe caractéristique est utilisé pour évaluer les caractéristiques du système LRB (la rigidité effective et l'amortisseur équivalent). Le système est exposé à l'accélération du sol $\ddot{u}_g$. L'équation du mouvement du système LRB est la suivante :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + C_{eq}\dot{x}_b + K_{eff}x_b = 0 \quad (2.4)$$

$$m_b\ddot{x}_b + C_{eq}\dot{x}_b + K_{eff}x_b = -m_b\ddot{u}_g \quad (2.5)$$

2.3.1 Structure avec un système d'isolation (LRB) monté sur un N DDL.

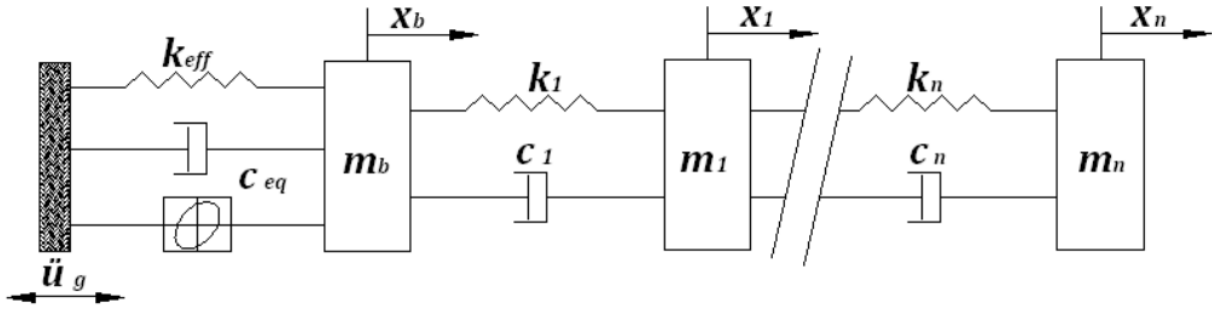


FIGURE 2.4 Mathématiques d'un support en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (LRB) monté sur un N DDL.

La représentation graphique du mouvement de la base d'une structure à NDDL montée sur un système LRB qui utilise les valeurs de rigidité effective et d'amortissement équivalent est la suivante :

$$(m_b + \sum_{i=1}^n m_i)\ddot{x}_b + C_{eq}\dot{x}_b + K_{eff}x_b + \sum_{i=1}^n m_i\ddot{x}_i = -(m_b + \sum_{i=1}^n m_i)\ddot{u}_g \quad (2.6)$$

K_{eff} : La rigidité effective du système d'isolation.

C_{eq} : Le coefficient d'amortissement équivalent linéaire.

ξ_{eq} : Le rapport d'amortissement équivalent linéaire.

et
$$C_{eq} = 2\xi_{eq}\sqrt{(m_b + \sum_{i=1}^n m_i)K_{eff}} \quad (2.7)$$

$$\xi_{eq} = \Delta E / (2\pi K_{eff} D_D^2) \quad (2.8)$$

ΔE est l'énergie totale dissipée et DD le déplacement de conception

2.4 Isolateur à frottement pur (Pure-friction system) (PF)

Le système d'isolation par frottement pur est le plus facile à utiliser, car il garantit une isolation grâce à un frottement au glissement. Si la force de frottement est inférieure à l'excitation horizontale, les sollicitations sismiques transmises à la structure sont les mêmes que celles qui auraient été transmises sans isolation. À l'inverse, il y a un mouvement entre la structure et le support. Par ailleurs, il est possible que la surface de frottement subisse une déformation résiduelle après l'événement sismique, car aucune force de rappel n'est garantie.

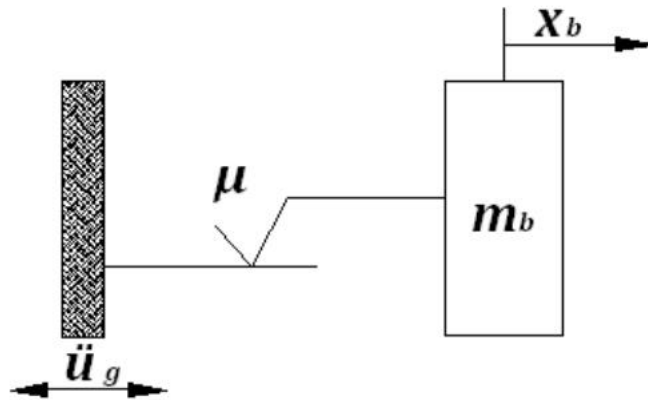


FIGURE 2.5 Mathématiques d'un support de frottement pur

On peut évaluer la force de frottement dans les plaques de glissement de la manière suivante :

$$F_f = \mu m_b g \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) \quad (2.9)$$

Dans la phase de glissement, on peut représenter l'équation du mouvement par :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + F_f = 0 \quad (2.10)$$

En remplaçant l'équation (2.9) dans (2.10), Nous aurons.

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + \mu m_b g \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) = 0 \quad (2.11)$$

$$\ddot{x}_b + \mu g \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) = -\ddot{u}_g \quad (2.12)$$

μ : Coefficient de frottement

g : Accélération de la pesanteur.

La direction de la vitesse du système d'isolation en fonction de $\dot{x}$ est indiquée par le signe :

$$\begin{cases} \text{si } \dot{x} > 0, \text{sgn}(\dot{x}) = +1 \\ \text{si } \dot{x} < 0, \text{sgn}(\dot{x}) = -1 \\ \text{si } \dot{x} = 0, \text{sgn}(\dot{x}) = 0 \end{cases}$$

La fonction est interrompue à 0 ; ainsi, la force de frottement F_f est interrompue lorsque la vitesse de glissement est annulée.

La formule suivante fournit la condition de non-glissement.

$$|\ddot{u}_g| < \mu g \quad (2.13)$$

2.4.1 Structure à N DDL montée sur système d'isolation (PF system)

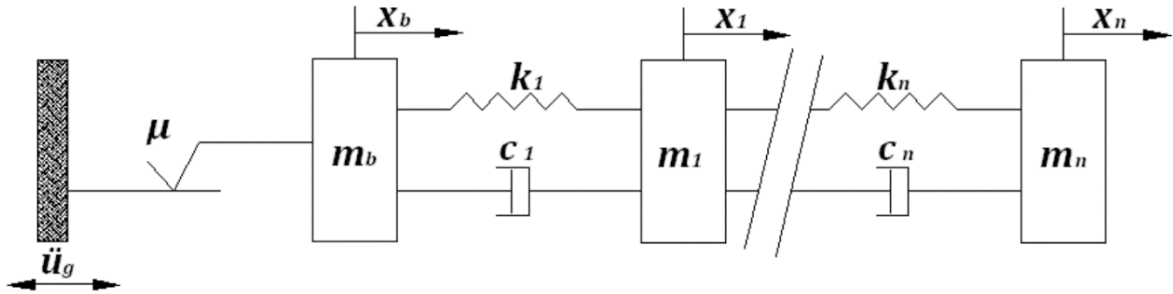


FIGURE 2.6 Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système d'isolation à frottement pur

Le mouvement de la base pendant la phase de glissement est représenté par l'équation suivante :

$$(m_b + M)\ddot{x}_b + \mu(m_b + M)g \text{sgn}(\dot{x}_b) + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = -(m_b + M)\ddot{u}_g \quad (2.14)$$

Avec :

$$M = \sum_{i=1}^n m_i \quad (2.15)$$

La condition de non-glissement est donnée par la formule :

$$|(m_b + M)\ddot{u}_g + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i| < \mu(m_b + M)g \quad (2.16)$$

2.5 Isolateur en pendules glissants (Friction Pendulum System) (FPS)

Ce dispositif d'isolation composé d'une rotule glissante se déplace le long de la surface concave en acier inoxydable sur une surface sphérique. Le mouvement de la rotule ressemble à celui d'un mouvement oscillatoire et facilite aussi l'élévation de la structure. Plus la rotule s'élève le long de la surface sphérique concave, plus la rotule développe une force de résistance latérale qui est égale à l'effet combiné d'une force de frottement dynamique et d'une force de rappel de la gravité. Cela garantit l'amortissement requis pour absorber l'énergie sismique.

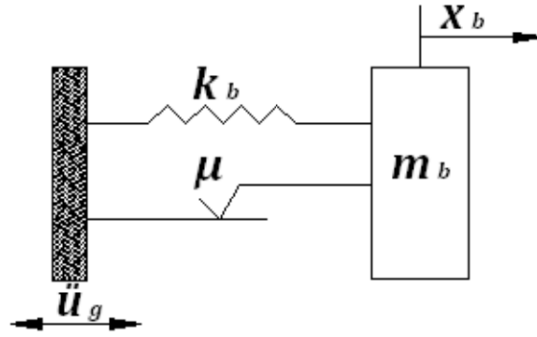


FIGURE 2.7 Modèle mathématique pour un système d'isolation en pendules glissantes (FPS)

On peut calculer la force latérale développée dans le système d'isolation de la manière suivante :

$$F = \frac{W}{R} x_b + \mu W \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) \quad (2.17)$$

x_b : Le déplacement de la base.

R : Le rayon de courbure de la surface sphérique concave de glissement.

W : Le poids de la structure.

μ : Le Coefficient de frottement de la surface de glissement.

L'équation du mouvement du système sous l'accélération du sol $\ddot{u}_g$ est la suivante :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + F = 0 \quad (2.18)$$

En remplaçant l'équation (2.17) dans l'équation (2.18), on aura :

$$m_b \ddot{x}_b + \left(\frac{W}{R} \right) x_b + \mu W \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) = -m_b \ddot{u}_g \quad (2.19)$$

Dans l'équation (2.19), le rapport entre le poids de la structure et le rayon de courbure de la surface de glissement $\left(\frac{W}{R}\right)$ représente la rigidité du système.

2.5.1 Structure à N DDL montée sur un système d'isolation (FPS)

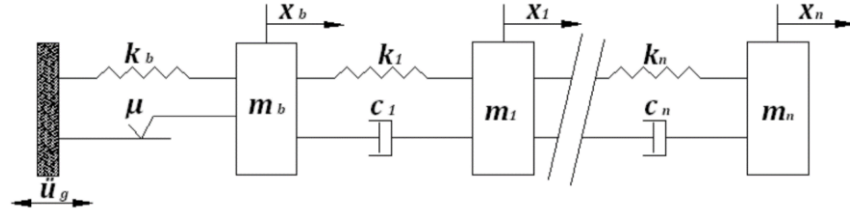


FIGURE 2.8 Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système en pendule glissant (FPS)

Le mouvement de la base d'une structure à N DDL sous l'accélération du sol $\ddot{u}_g$ est représenté par l'équation suivante :

$$(m_b + M)\ddot{x}_b + \frac{W}{R}x_b + \mu W \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = -(m_b + M)\ddot{u}_g \quad (2.20)$$

Avec :

$$M = \sum_{i=1}^n m_i \quad (2.21)$$

2.6 Isolateur d'électricité de France (EDF)

Le dispositif d'isolation (EDF) est composé d'un système en caoutchouc fretté (RB) et d'un système à frottement pur (PF) qui sont montés en série. Le système se comporte comme un système en (RB) lors d'un séisme modéré. Si la force de friction entre les plaques est supérieure lors d'un séisme important, le glissement entre ces plaques débute avec des déformations résiduelles dans la surface de glissement.

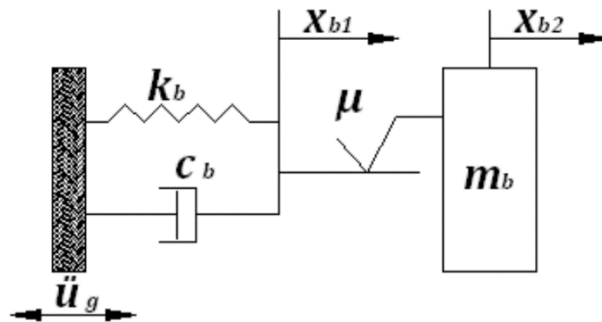


FIGURE 2.9 Modèle mathématique pour un système d'isolation d'électricité de France (EDF)

La phase de glissement donne les équations du mouvement suivantes :

$$m_b(\ddot{x}_{b2} + \ddot{u}_g) + \mu m_b g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) = 0 \quad (2.22)$$

$$c_b \dot{x}_{b1} + k_b x_{b1} - \mu m_b g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) = 0 \quad (2.23)$$

x_{b1} : Le déplacement du système en caoutchouc fretté.

x_{b2} : Le déplacement de la base.

Dans la phase élastique (non-glissement) la résistance de friction n'est pas dépassée, on a $\dot{x}_{b1} = \dot{x}_{b2}$ et $\ddot{x}_{b1} = \ddot{x}_{b2}$, donc les équations (x) et (x) deviennent :

$$m_b \ddot{x}_{b2} + \mu m_b g = -m_b \ddot{u}_g \quad (2.24)$$

$$c_b \dot{x}_{b2} + k_b x_{b2} - \mu m_b g = 0 \quad (2.25)$$

Donc l'équation (18) devient :

$$\mu g = -\ddot{u}_g - \ddot{x}_{b2} \quad (2.26)$$

La condition de non-glissement est donnée par la formule :

$$|\ddot{u}_g + \ddot{x}_{b2}| < \mu g \quad (2.27)$$

2.6.1 Structure à N DDL montée sur un système d'isolation EDF

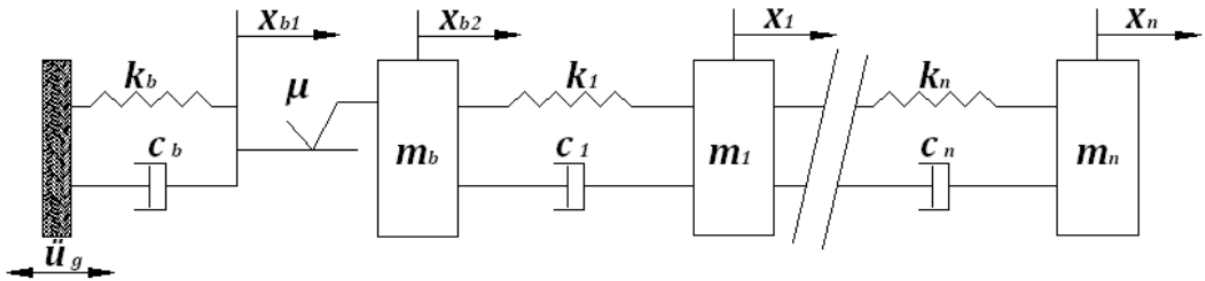


FIGURE 2.10 Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système d'isolation d'électricité de France (EDF).

Lors de la phase de glissement, les équations du mouvement de la base d'une structure à NDDL montée sur un système d'isolation d'électricité de France (EDF) sont suivantes :

$$(m_b + M)(\ddot{x}_{b2} + \ddot{u}_g) + \mu(m_b + M)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = 0 \quad (2.28)$$

$$c_b \dot{x}_{b1} + k_b x_{b1} - \mu(m_b + M)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) = 0 \quad (2.29)$$

Donc l'équation (2.28) devient :

$$(m_b + M)\ddot{x}_{b2} + \mu(m_b + M)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = -(m_b + M)\ddot{u}_g \quad (2.30)$$

Dans la phase élastique ($\dot{x}_{b1} = \dot{x}_{b2}$ et $\ddot{x}_{b1} = \ddot{x}_{b2}$) l'équation (2.30) devient :

$$(m_b + M)\ddot{x}_{b2} + \mu(m_b + M)g + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = -(m_b + M)\ddot{u}_g \quad (2.31)$$

Donc, la condition de non-glissement est donnée par la formule :

$$\left| (m_b + M)(\ddot{x}_{b2} + \ddot{u}_g) + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i \right| < \mu(m_b + M)g \quad (2.32)$$

2.7 Les méthodes d'analyse et dimensionnement des isolateurs

2.7.1 Description des codes parasismiques

Les règlements parasismiques varient selon les aléas sismiques, les méthodes de calcul, le système d'isolation et la superstructure d'un pays à l'autre.

En Algérie, le RPA 99 version 2003 est la dernière version du règlement parasismique algérien, qui définit les principes généraux de conception et de calcul pour l'étude des ouvrages en cas de séisme.

Le calcul des bâtiments à bases isolées n'est donc pas expliqué dans le code. C'est la raison pour laquelle il est nécessaire d'utiliser d'autres règlements internationaux pour réguler les calculs sur les structures isolées. Le code américain UBC-97 est le plus couramment utilisé.

Selon le code UBC97 (le Code de Construction Uniforme), il est essentiel que le système d'isolation soit stable pour le déplacement nécessaire.

Le code a pour objectif de gérer les dégâts causés à la structure et à son contenu, en exploitant l'avantage de l'isolation sismique qui permet une réponse élastique.

2.7.2 Méthodes de calcul et d'analyse des structures isolées

Les différentes méthodes d'analyse d'une structure à base fixe permettent de calculer les forces sismiques d'une structure isolée, mais avec une procédure plus complexe qui reflète le comportement non linéaire du système d'isolation. Afin d'y parvenir, nous avons suivi les directives du code américain UBC 97. Trois méthodes peuvent être utilisées pour analyser les structures isolées à la base :

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

2.7.2.1 La méthode statique équivalente

On peut utiliser cette méthode pour les structures qui répondent aux critères recommandés par le code UBC97 :

- Toutes les failles actives sont situées à au moins 10 kilomètres de la structure.
- La construction se trouve sur des sols de type S_A (très rocheux), S_B (rocheux), S_C (sol très dense et roche molle) ou S_D (sol raide).
- La structure située au-dessus de l'interface d'isolation a une hauteur de quatre étages ou moins de 20 mètres.
- Le système d'isolation T_M peut avoir une durée effective maximale de moins de 3 secondes.
- La période effective de conception du système de l'isolation T_D est trois fois supérieure à celle de la structure solide.
- La structure située au-dessus du système d'isolation présente une configuration régulière.

a/ Les périodes effectives de la structure

- La période effective de conception du système le d'isolation T_D

T_D : La période effective de la structure d'isolation en seconde correspondant au tremblement de terre de conception DBE est calculée en utilisant la formule suivante :

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{Dmin}g}} \quad (2.33)$$

b/La période effective maximale du système d'isolation

T_M : La période effective de la structure d'isolation en seconde correspond au maximum de tremblement de terre MCE calculé selon la formule ci-dessous :

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{Mmin}g}} \quad (2.34)$$

Avec

g : Accélération de la pesanteur.

W : Poids de la structure.

K_{Dmin} Et K_{Mmin} : Les valeurs minimales des rigidités effectives $K_{D,eff}$ et $K_{M,eff}$ du système d'isolation en kips/inch (KN/mm) sont respectivement représentées par le déplacement de conception D_D et D_M dans la direction horizontale.

Elles sont calculées en utilisant les boucles d'hystérésis (force-déplacement) obtenues lors des essais de chargements cycliques sur les isolateurs de prototype.

Les équations suivantes indiquent les valeurs minimales des rigidités effectives :

$$K_{D,eff} = \frac{F_D^+ - F_D^-}{D_D^+ - D_D^-} \quad (2.35)$$

$$K_{M,eff} = \frac{F_M^+ - F_M^-}{D_M^+ - D_M^-} \quad (2.36)$$

$F_D^+, F_D^-, F_M^+, F_M^-, D_D^+, D_D^-, D_M^+, D_M^-$: Les forces maximales et les déplacements minimums correspondant aux niveaux de réponse de DBE ou MCE sur les systèmes d'isolation de prototypes utilisés lors des essais sous chargements cycliques.

Les rigidités de $K_{D, \min}$, $K_{D, \max}$ sont respectivement les valeurs minimales et maximales de $K_{D, \text{eff}}$, qui correspondent au déplacement minimum de conception D_D , $K_{M, \min}$, $K_{M, \max}$ sont respectivement les valeurs minimales et maximales de $K_{M, \text{eff}}$ correspondant au déplacement maximum D_M .

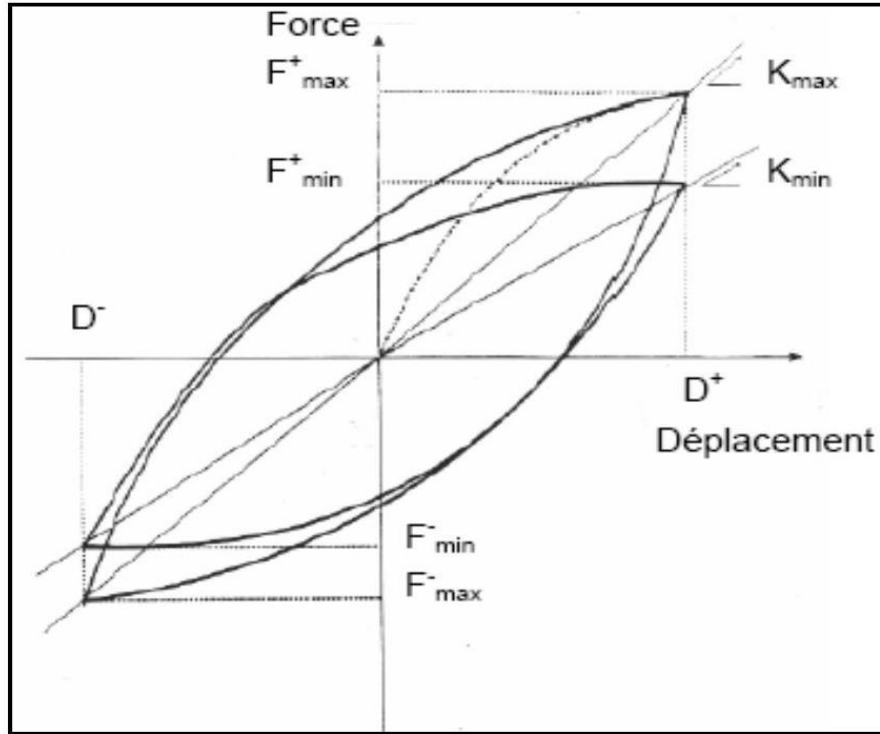


Figure 2.11 : Boucles d'hystérésis sous chargement cyclique.

c/Les déplacements latéraux minimums

- **Déplacement de conception :**

Le système d'isolation sera élaboré et édifié afin de faire face aux mouvements latéraux minimes de séismes qui s'exercent en direction de chaque axe horizontal principal de la structure, conformément à la formule suivante.

$$\frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right)C_{VD}T_D}{B_D} \quad (2.37)$$

- **Déplacement maximum :**

Le maximum de déplacement du système d'isolation, D_M , dans la direction la plus importante de la réponse horizontale sera déterminé en utilisant la formule suivante :

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M} \quad (2.38)$$

Avec

C_{VD} et C_{VM} : Coefficients sismiques.

B_D et B_M : Coefficients d'amortissement.

C_{VD} est en fonction du facteur de zone sismique et du type de profil du sol. Selon l'UBC 97 (chapitre 16, sous-chapitre 5, Tableau 16-R), il est indiqué de la manière suivante :

Tableau 2.1 : Coefficient sismique C_{VD} .

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	0,32N _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

Z : Coefficient de zone sismique, Selon UBC 97, les valeurs sont indiquées dans le chapitre 16, sous chapitre 5, Tableau 16-I, de la manière suivante :

Tableau 2.2 : Facteur de la zone sismique Z.

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

N_v : Coefficient de proximité de la faille active. Il est en fonction de type de la faille sismique. L'UBC97 (chapitre 16, sous chapitre 5, tableau 16-T) fournit ces valeurs de la manière suivante :

Tableau 2.3 : Facteur de proximité de la faille active N_v .

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

A, B, C : sont les types de la faille sismique. Ils sont en fonction de Magnitude de moment maximum M et Taux de glissement sismique moyen annuel SR .

Tableau 2.4 : Type de failles sismiques

Type de failles sismiques	M	SR
A : Failles capables de produire de grandes magnitudes et ont un taux élevé d'activité sismique	$M \geq 7,0$	$SR \geq 7,0$
B : Tout autre type de faille hors A et C	$M \geq 7,0$	$SR < 5$
	$M < 7,0$	$SR > 2$
	$M \geq 6,5$	$SR < 2$
C : Failles capables de produire des magnitudes modérées avec un taux relativement faible de l'activité sismique	$M < 6,5$	$SR \leq 2$

C_{VM} est en fonction du type de profil de sol et de l'intensité maximum capable de tremblement de terre M_{MZ}

N_v . il est donné selon l'UBC97 (chapitre 16, sous chapitre 4, Tableau A-16-G) comme suit :

Tableau 2.5 : Coefficients sismiques C_{VM}.

Type de profil de sol	L'intensité maximum capable de tremblement de terre				
	M _{MZ} N _V = 0,075	M _{MZ} N _V = 0,15	M _{MZ} N _V = 0,20	M _{MZ} N _V = 0,30	M _{MZ} N _V ≥ 0,40
S_A	0,06	0,12	0,16	0,24	0,8 M _{MZ} N _V
S_B	0,08	0,15	0,2	0,3	1,0 M _{MZ} N _V
S_C	0,13	0,25	0,32	0,45	1,4 M _{MZ} N _V
S_D	0,18	0,32	0,40	0,54	1,6 M _{MZ} N _V
S_E	0,26	0,50	0,64	0,84	2,4 M _{MZ} N _V

M_M : Coefficient de réponse au séisme capable maximum. Il est en fonction d'intensité de tremblement de terre de conception ZN_V. Selon l'UBC97 (chapitre 16, sous-chapitre 4, Tableau A-16-D), il est indiqué comme suit :

Tableau 2.6 : Coefficient de réponse au séisme capable maximum M_M.

ZN_V	0,075	0,15	0,20	0,30	0,40	≥ 0,50
M_M	2,67	2,0	1,75	1,5	1,25	1,20

B_D et B_M : Les Coefficients d'amortissement sont donnés en termes d'amortissement effectif β correspondant respectivement au tremblement de terre de conception et maximum DBE et MCE. Selon l'UBC97 (chapitre 16, sous-chapitre 4, Tableau A-16-C), il est indiqué de la manière suivante :

Tableau 2.7 : Les coefficients d'amortissement B_D et B_M.

β	≤ 2%	5%	10%	20%	30%	40%	50%
B_D, B_M	0,8	1,0	1,2	1,5	1,7	1,9	2

Déplacement total :

Le déplacement total de la conception D_{TD} et le déplacement total maximum D_{TM} des éléments, dû à la torsion réelle et accidentelle. Cette dernière est calculée en fonction de la distribution spatiale de la rigidité latérale du système d'isolation et l'endroit le plus incommode pour l'excentricité de masse.

Remarque :

D_{TD} et D_{TM} ne seront pas pris en tant que moins que cela prescrit par les formules :

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 1,1 D_D \quad (2.39)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 1,1 D_M \quad (2.40)$$

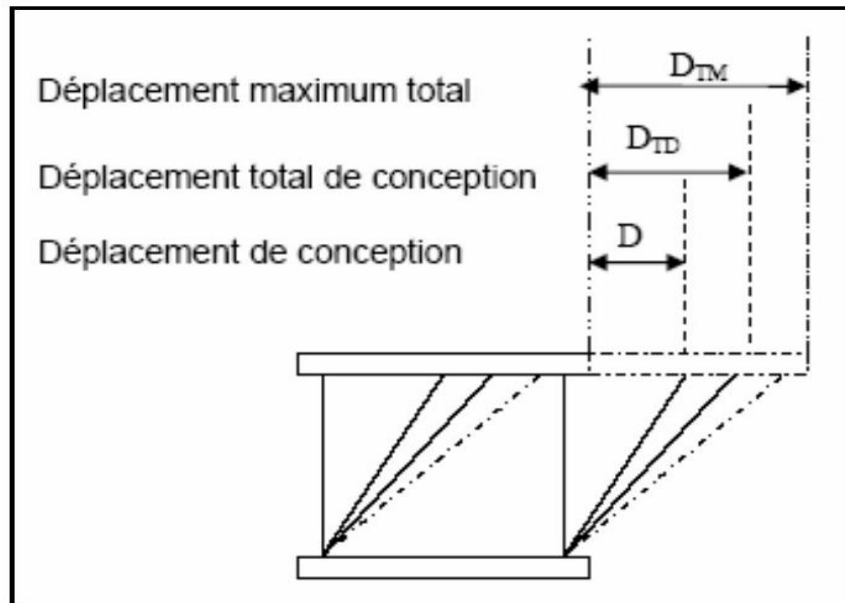


FIGURE 2.12 : Déplacements du système d'isolation.

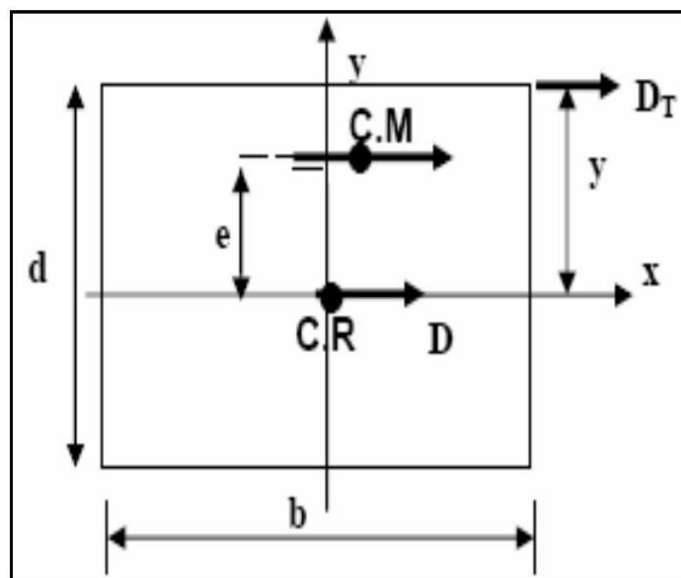


FIGURE 2.13 : Dimensions en plan

d/ Les forces sismiques

Les systèmes d'isolations et tous les éléments structuraux au-dessus du système d'isolation seront conçus et construits pour résister à une force sismique latérale minimum V_b , en utilisant toutes les dispositions appropriées pour une structure non isolée :

$$V_b = K_{Dmax} D_D \quad (2.41)$$

La force sismique minimale prise pour le calcul des éléments au-dessus du système d'isolation est égale à :

$$V_s = \frac{K_{Dmax} D_D}{R_I} \quad (2.42)$$

Où :

R_I : Facteur basé sur le type de système de la force latérale résistant utilisé pour la structure au-dessus du système d'isolation. Selon UBC 97: $1.6 < R_I < 2.0$

- La force sismique V_s ne devrait pas être prise inférieure à :
- La force de conception correspondante à la charge du vent.
- La force latérale exigée pour activer entièrement le système d'isolation multipliée par 1.5 .
- Distribution verticale de la force sismique :

Toute la force sera répartie sur la structure au-dessus de l'interface d'isolation selon la formule :

$$F_x = \frac{V_s W_x h_x}{\sum_{i=0}^n W_i h_i} \quad (2.43)$$

Où :

W_x et W_i : Poids des niveaux x et i respectivement.

h_x et h_i : Hauteurs des niveaux x et i respectivement au-dessus du niveau d'isolation.

À chaque niveau indiqué comme x , la force F_x appliquée au-dessus du secteur du bâtiment selon la distribution de masse au niveau. Les efforts dans chaque élément seront calculés comme effet de la force F_x , appliqué aux niveaux appropriés au-dessus de la base.

e/ Les déplacements inter-étages

La structure au-dessus du système d'isolation ne dépassera pas le rapport entre les étages :

$$\frac{0.01}{R_I} \quad (2.44)$$

2.7.2.2 La méthode d'analyse modale spectrale

Contrairement à la méthode statique équivalente, cette méthode permet d'examiner de multiples structures isolées. On l'impose lorsque la régularité de la structure dépasse le plan d'isolation. De plus, il est nécessaire que la superstructure ait plus de quatre étages ou 20 mètres de hauteur.

- La période effective de la structure isolée (t_d) est trois fois plus grande que la période fondamentale de la structure à base fixe ($t_d > 3t_f$).

a/ Les déplacements

Il est essentiel de ne pas négliger le déplacement total de conception du système d'isolation, qui ne doit pas être inférieur à 90% de D_{TD} calculé à l'aide de la méthode statique.

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 0,9D_D \quad (2.45)$$

Il est recommandé de ne pas déplacer le système d'isolation de manière inférieure à 80% de D_{TM} calculé à l'aide de la méthode statique équivalente.

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 0,8D_M \quad (2.46)$$

Les valeurs du D_{TD} et D_{TM} seront utilisées pour évaluer les deux déplacements selon le code UBC97, à l'exception de D_D qui sera remplacé par D'_D et D_M qui sera remplacé par D'_M selon les formules suivantes :

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D} \right)^E}} \quad (2.47)$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M} \right)^2}} \quad (2.48)$$

Où :

T : est La période de la structure à base fixe a été calculée précédemment.

Remarque :

La flexibilité de la superstructure est prise en compte dans cette réduction, car les formules statiques supposent que la superstructure est rigide. Cependant, toute flexibilité et déplacement de la superstructure tendraient à réduire le déplacement dans le système d'isolation.

b/ Les forces sismiques

- Il est important que la force sismique du système d'isolation ne soit pas inférieure à 90% de V_b
- La force sismique estimée pour une structure régulière peut être inférieure à 80% de V_s , mais pas inférieure à 60% de V_s .

c/ Les déplacements inter-étages

La déformation verticale du système d'isolation ne dépassera pas la limite du rapport lors du déplacement inter-étage, y compris le déplacement causé par la déformation latérale de conception.

$$\frac{0.015}{R_I} \quad (2.49)$$

2.7.2.3 La méthode d'analyse par accélérogrammes

L'analyse dynamique par accélérogramme consiste à analyser l'impact des forces sur la structure au fil du temps. Elle est appropriée notamment pour les systèmes d'isolation qui ne respectent pas les critères des méthodes mentionnées précédemment.

Cette méthode est la plus précise pour l'étude sismique, en particulier pour le calcul nonlinéaire des structures isolées. Il est nécessaire d'utiliser un ou plusieurs accélérogrammes et de disposer d'un programme numérique pour l'analyse.

- Dans les situations suivantes, les codes requièrent l'utilisation de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

- ✚ Construction se trouve sur un site de type E (sols meubles ; mouvement prolongé) ou F (sols sujets à des problèmes de liquéfaction)

- ✚ Les systèmes avec un amortissement effectif supérieur à 30% sont isolés, car ces niveaux d'amortissement entraînent une participation accrue des modes supérieurs dans la réponse.
 - ✚ La structure séparée par des systèmes incapables de générer une force de rappel importante.
- D'autres conditions sont requises par les codes concernant l'application des mouvements des sols utilisés comme réponses temporelles lors de la conception et de l'analyse des structures isolées. Ces conditions sont :
- ✚ Il est recommandé de sélectionner et d'utiliser au moins trois paires des composantes horizontales du mouvement du sol enregistrées.
 - ✚ Il est important que les réponses temporelles indiquent les périodes de mouvements intenses en accord avec les magnitudes et les caractéristiques de l'origine des mouvements du sol.
 - ✚ Il est important que les réponses temporelles indiquent les périodes de mouvements intenses en accord avec les magnitudes et les caractéristiques de l'origine des mouvements du sol.
 - ✚ Lorsqu'il n'y a pas d'enregistrements appropriés disponibles, il est possible d'utiliser des enregistrements simulés appropriés pour composer tous les enregistrements requis.
 - ✚ Il est nécessaire de créer un spectre d'amortissement de 5% pour chaque composante du mouvement du sol horizontal, puis de combiner le spectre résultant en utilisant la combinaison SRSS (la racine carrée de la somme des carrés) des deux spectres.
 - ✚ Par suite, les réponses temporelles doivent être normalisées (multipliées par un facteur) telle que la valeur moyenne du spectre de SRSS ne tombe pas audessous de 1,3 du spectre de conception correspondant à 5% d'amortissement (DBE ou MCE) et par un excédent de plus de 10% sur un intervalle de période de $0,5T_D$ à $1,25T_M$ où T_D et T_m sont les périodes d'isolation effectives correspondantes respectivement au déplacement de conception et au déplacement maximum.
 - ✚ Les réponses temporelles doivent ensuite être normalisées (multipliées par un facteur) afin que la valeur moyenne du spectre de SRSS ne soit pas inférieure à 1,3 du spectre de conception, ce qui correspond à 5% d'amortissement (DBE ou MCE). De plus, il est nécessaire d'avoir un excédent de plus de 10% sur une période de $0,5T_D$ à $1,25T_M$ où T_D et T_m sont les périodes d'isolation effectives correspondant respectivement au déplacement de conception et au déplacement maximum.
 - ✚ Lorsqu'on utilise trois réponses temporelles, il est important de prendre en compte les valeurs maximales de réponse lors de la conception. En cas d'utilisation de sept réponses temporelles, la conception peut être fondée sur les valeurs moyennes de réponse.

a/ Les déplacements

- Déplacement total :

Le déplacement total de la conception

$$\mathbf{D}_{TD}: \mathbf{D}_{TD} = \mathbf{D}_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 0,9 \mathbf{D}_D \quad (2.50)$$

Le déplacement total maximum

$$\mathbf{D}_{TM}: \mathbf{D}_{TM} = \mathbf{D}_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 0,8 \mathbf{D}_M \quad (2.51)$$

b/ Les forces sismiques

- Il est important de ne pas réduire la force sismique pour le système d'isolation à moins de 90% de V_b .
- Il est important de ne pas réduire la force sismique à moins de 80% de V_s et à moins de 60% de V_s si la superstructure est régulière en plan et en élévation.

c/ Les déplacements inter étages

Cette méthode assure que le déplacement inter-étages de la structure au-dessus du système d'isolation ne dépasse pas la limite du rapport :

$$\frac{0.02}{R_I} \quad (2.52)$$

Tableau 2.8 : Valeurs de l'analyse dynamique données en fonction des valeurs de l'analyse statique.

Paramètre de conception	Méthode statique	Méthode dynamique	
		Modale spectrale	Temporelle
Déplacement de conception	$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D}$	/	/
Déplacement maximum	$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M}$	/	/
Déplacement total de la conception	$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 1,1 D_D$	$D_{TD} \geq 0,9 D_D$	$D_{TD} \geq 0,9 D_D$
Déplacement total maximum	$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \geq 1,1 D_M$	$D_{TM} \geq 0,8 D_D$	$D_{TM} \geq 0,8 D_D$
Force sismique pour le système d'isolation	$V_b = K_{Dmax} D_D$	$\geq 0,8 V_b$	$\geq 0,9 V_b$
Force sismique pour une structure régulière	$V_s = \frac{K_{Dmax} D_D}{R_I}$	$\geq 0,8 V_b$	$\geq 0,6 V_b$
Force sismique pour une structure irrégulière	$V_s = \frac{K_{Dmax} D_D}{R_I}$	$\geq 1,0 V_b$	$\geq 1,0 V_b$
Déplacement inter-étages	$\leq \frac{0.01}{R_I}$	$\leq \frac{0.015}{R_I}$	$\leq \frac{0.02}{R_I}$

2.8 Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques

L'ingénieur civil doit simplement réaliser les calculs et les dimensions nécessaires pour assurer la sécurité des bâtiments isolés à la base grâce à des appuis parasismiques. Les dimensions de ces isolateurs sont calculées en utilisant des formules fournies par les codes UBC 97.

2.8.1 Dimensionnement de l'appui en élastomère à fort amortissement HDRB

1. Déterminer le type et la longueur de faille sismique, le type de profil de sol et les coefficients N_V , M_M , C_{VD} et C_{VM}
2. Le calcul des rigidités effectives minimales $K_{D, \min}$ et $K_{M, \min}$:

$$K_{D, \min} = \frac{4\pi^2 N}{T_D^2 g} \quad (2.53)$$

$$K_{M, \min} = \frac{4\pi^2 N}{T_M^2 g} \quad (2.54)$$

N est la charge verticale recueillie par l'appui

Le calcul de déplacement :

- Le déplacement de conception D_D :

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D} \quad (2.55)$$

- Le déplacement maximal D_M :

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M} \quad (2.56)$$

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

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (2.57)$$

$$D_{TD} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (2.58)$$

Avec

e : représente la réelle excentricité entre le point de masse de la structure au-dessus du système d'isolation et le point de rigidité de ce dernier, ainsi que 5% d'excentricité éventuelle.

y : Il s'agit de la distance perpendiculaire entre l'élément d'appui d'angle étudié et le point de rigidité du système d'isolation en fonction de la direction de calcul.

b et d : sont les dimensions de la structure.

4. L'épaisseur des couches de caoutchouc t_r :

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_{\max}} \quad (2.59)$$

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

5. Le calcul de section de l'appui A :

$$K_H = \frac{GA}{t_r} \quad (2.60)$$

Avec G : Module de cisaillement de l'élastomère.

$$A = \frac{K_H t_r}{G} \quad (2.61)$$

6. Calcul de l'énergie dissipée par cycle EDC :

$$EDC = 2\pi K_{\text{eff}} D_D^2 \beta \quad (2.62)$$

7. La résistance caractéristique Q :

$$Q = \frac{EDC}{4D} \quad (2.63)$$

8. Calcul de la rigidité post-élastique K_2 :

$$K_{\text{eff}} = K_2 + \frac{Q}{D} \leftrightarrow K_2 = K_{\text{eff}} - \frac{Q}{D} \quad (2.64)$$

9. Calcul de la rigidité élastique K_1 :

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

$$K_1 = 5 K_2 \quad (2.65)$$

10. Calcul de la force limite élastique F_y :

$$F_y = K_1 D_y [7] \quad (2.66)$$

Avec D_y : Déplacement à la plastification donné par la formule suivante :

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} [43] \quad (2.67)$$

11. Calcul de la pulsation propre ω_H et la période T_H :

$$\omega_H = \sqrt{\frac{K_H}{W}} \quad (2.68)$$

et

$$T_H = \frac{2\pi}{\omega_H} \quad (2.69)$$

12. Détermination du facteur de forme S :

$$6S^2 = \frac{f_V^2}{f_H^2} \quad (2.70)$$

13. Calcul de l'épaisseur de caoutchouc qui sépare deux frettes d'acier t_c :

$$t_c = \frac{a}{4S} \quad (2.71)$$

14. Calcul du nombre des frettes d'acier n_a :

$$n_a = \frac{t_r}{t_c} - 1 \quad (2.72)$$

15. Calcul de la hauteur totale de l'appui HDRB :

$$h_t = (2t_e) + (t_a n_a) + t_r \quad (2.73)$$

Avec

t_e : L'épaisseur des plaques d'extrémité : 25 mm.

t_a : L'épaisseur des frettes d'acier : 2 mm.

2.8.2 Dimensionnement de l'appui en pendules glissants FPS

1. Déterminer le coefficient C_{VD}
2. Calcul du rayon de la surface sphérique :

$$R = g \left(\frac{T_D}{2\pi} \right)^2 \quad (2.74)$$

3. Calcul du déplacement D :

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2} \right) C_{VD} T_D}{B_D} \quad (2.75)$$

4. Calcul de la rigidité effective :

$$K_{eff} = \frac{N}{R} + \frac{\mu \times N}{D_D} \quad (2.76)$$

Avec μ est le coefficient de frottement qui est de 0.06 [44].

5. Calcul de la rigidité horizontale :

$$K_H = \frac{N}{R} \quad (2.77)$$

On vérifie β par la formule suivante :

$$\beta = \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{\mu + D_D/R} \quad (2.78)$$

6. Détermination du déplacement vertical de l'appui :

$$D_v = \frac{D_D^2}{2R} \quad (2.79)$$

7. Calcul de diamètre de la surface sphérique d :

$$d > 2D_D \quad (2.80)$$

2.9 Conclusion

Ce chapitre présente théoriquement le système d'isolation sismique en utilisant des équations de mouvement pour les appareils d'appui et le système isolé (avec deux degrés de liberté). Cela afin de saisir leur mécanisme de fonctionnement. Ainsi, trois approches de calcul ont été exposées. On a également inclus la méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques. Ensuite, une structure de type bâtiment à six niveaux sera examinée en se référant aux principes de dimensionnement établis dans les réglementations algériennes (BAEL91, RPA99 et DTR B.C.2.2). Tout d'abord, il est nécessaire de réaliser un pré-dimensionnement et une descente des charges dans le chapitre 3.

CHAPITRE 3 :

DESCENTE DES CHARGES ET PRE-DIMENSIONNEMENT

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons commencer à pré-dimensionner tous les éléments de la structure (poteaux, poutres, plancher) afin de satisfaire toutes les sollicitations et d'assurer une stabilité accrue de l'ouvrage.

La structure est pré-dimensionnée en respectant les règles BAEL91, RPA 99 version 2003 et DTR B.C. 2.2.

3.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est un bâtiment à usage de bureau composé d'un RDC plus cinq étages avec une terrasse inaccessible. Il est implanté à BOUMERDES une zone à sismicité élevée ZONE « III ».

L'ouvrage est une structure en béton armé avec une forme régulière dont les caractéristiques sont représentées comme suit :

3.2.1 Caractéristiques géométriques

Les dimensions de l'ouvrage sont :

Longueur totale du bâtiment : 23.2 m.

Largeur totale du bâtiment : 12.8 m.

Hauteur totale du bâtiment : 24.48 m.

Hauteur du RDC : 4.08 m.

Hauteur d'étage : 4,08 m.

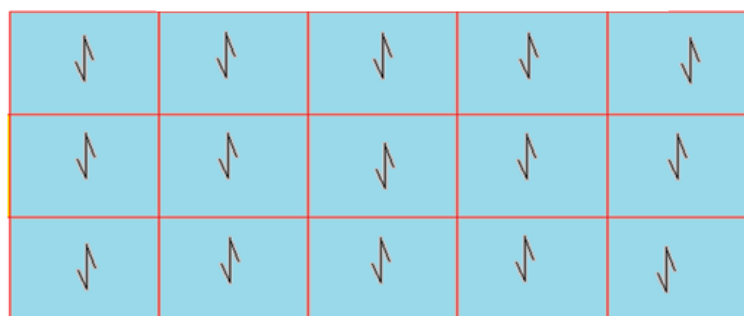


FIGURE 3.1 VUE EN PLAN DE LA STRUCTURE

3.2.2 Caractéristiques des matériaux

Le béton et l'acier sont des matériaux indispensables qui doivent respecter les règles RPA 99 version 2003, ainsi que les règles du béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

3.2.2.1 Le béton

La fabrication du béton repose sur une étude de composition réalisée par le laboratoire en prenant en considération les caractéristiques des matériaux et leurs origines. En mélangeant les composants, à savoir le ciment, l'eau, les granulats grossiers et fins, avec ou sans ajout d'additions ou d'adjuvants.

a/ Résistance caractéristique à la compression

Il s'agit d'une résistance qui se distingue par sa capacité à résister à la compression après 28 jours, obtenue grâce à plusieurs essais sur des éprouvettes normalisées (16X32), avec une note de f_{c28} . Dans notre situation, nous choisirons : $f_{c28} = 25$ MPA.

Quand on exerce une sollicitation sur un béton âgé de moins de 28 jours, on évalue sa résistance à la compression en se basant sur l'article 2-1,11/ BAEL 91modifier 99.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA.}$$

Une valeur maximale de $1.1 \times f_{c28}$ peut être admise lorsque l'âge dépasse 28 jours, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} soit au plus 40 MPa.

$$\text{Lorsque : } j \geq 60 \text{ on utilise la relation : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \end{cases}$$

b/ Résistance caractéristique à la traction

La résistance du béton à la traction à j jours, également connue sous le nom de f_{tj} , est généralement définie par la relation suivante.

- $f_{tj} = 0.06 f_{cj} + 0.6$ (Art. A.2.1, 12 BAEL 91 modifier 99)
- Dans notre cas : $f_{c28} = 25$ MPa, ce qui donne : $f_{t28} = 2.1$ MPa.

c/ Module de déformation longitudinale

En définissant le module d'élasticité comme le rapport entre la contrainte normale et la déformation causée, on peut distinguer deux types de module en fonction de la durée d'application de la contrainte :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cJ}} [\text{MPa}] \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa. (art 2.1.2.1 BAEL 91 modifier 99)}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours } \dots \dots \dots f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa.}$$

d/ Module d'élasticité différée

En cas d'application prolongée de la contrainte normale, et pour prendre en considération l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), nous utiliserons un module équivalent :

$$> E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cJ}} \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (Art A.2.1, 22 BAEL 91 modifiée 99) Pour } j = 28 \text{ jours } \dots$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$> E_{v28} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

e/ Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale est donné par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec :

- ν : coefficient de poisson.
- E : module de Young (module d'élasticité).

$$\nu = 0 \quad \rightarrow \quad G = 0.5 \times E_{ij}$$

$$\nu = 0.2 \quad \rightarrow \quad G = 0.42 \times E_{ij}$$

Coefficient de poisson (ν) (art A.2.1, 3 / BAEL 91 modifier 99) .

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation longitudinale.

$$V = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Avec :

- $\vartheta = 0$ à ELU.
- $\vartheta = 0.2$ à ELS.

f / Contrainte limites

Les états limites

Les états limites sont définis comme des situations qui répondent aux différentes exigences de sécurité et de comportement en service, et pour lesquelles une structure sera calculée.

Etat limite ultime (ELU)

Il représente la capacité portante maximale sans risque d'instabilité. Il fait référence à l'un ou l'autre de ces états :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture).
- Etat limite ultime de la stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite de béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$> \sigma_{bc} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28} \text{ en MPa} \quad (\text{art 4.3.4.1 BAEL 91 modifier 99})$$

- Le coefficient « 0.85 » en numérateur a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.
- Le coefficient de sécurité « γ_b » a pour valeur :
- $\gamma_b = 1.5$ en situation courante $f_{c28} = 14.2\text{MPa}$.
- $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle $f_{c28} = 18.48\text{MPa}$.

- θ : Coefficient dû à la durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeur :
- $\theta = 1$ si la durée de l'application est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0.9$ si la durée de l'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

Etat limite de service (ELS)

Les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites lorsque l'état limite de service est atteint. On distingue:

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte limite de compression du béton à l'ELS est donnée par la formule :

$$> \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} \text{ en MPa. (art 4.5.2 BAEL 91 modifier 99)}$$

D'où: $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$.

Contrainte tangentielle conventionnelle

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{v_u}{b_0 + d} \quad (\text{Art A 5.1.21. BAEL 91 modifier 99})$$

Il ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- $\tau_u = \min(0.13f_{c28}; 5\text{MPa})$. Pour la fissuration peu nuisible.
- $\tau_u = \min(0.10f_{c28}; 4\text{MPa})$. Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

3.2.2.2 L'acier :

Les armatures en béton armé sont des matériaux en acier qui se démarquent par leurs subtilités et leurs propriétés de surface :

L'acier est un alliage de faible pourcentage de fer et de carbone, qui se distingue par sa résistance à la traction et à la compression.

Nous avons utilisé dans notre cas E500 ses caractéristiques sont mentionnées dans le tableau ci-dessous

(voir le tableau 3.1)

Tableau 3.1 : Caractéristique de l'acier utilisé

Nomination	Limite d'élasticité Fe(MPa)	Résistance à la rupture (MPa)	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient t de scellement ψ
Haute adhérence Fe E 500	500	$\sigma_r \leq 550$	12	1.6	1.5

a/ Module de déformation longitudinale

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{art A.2.2.1/ BAEL 91 modifier 99})$$

- Coefficient de Poisson des aciers : est pris égal à 0.3
- La limite d'élasticité garantis F.

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2%.

b/ Contrainte limite des aciers**Etat limite ultime ELU**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par l'art A 4.3.2 du BAEL91 modifier 99[27].

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ Où γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ en situation durable.

$\gamma_s = 1.00$ en situation accidentelle.

Etat limite de service (ELS)

Il est essentiel de restreindre l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures) en réduisant les contraintes dans les armatures tendues lorsqu'elles sont soumises aux sollicitations de service, conformément aux règles de BAEL91 modifier 99 . Trois types de fissures sont identifiés:

Fissuration peu nuisible (Art 4.5.32 /BAEL91 modifier 99)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas ; il n'y a pas de vérification à effectuer.

Fissurations préjudiciable (Art 4.5.33/BAEL91 modifier 99)

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \sigma_s = \min \left[2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$$

Avec : η : coefficient de fissuration égale à :

- $\eta = 1.6$ pour les HA si $\varnothing \geq 6$ mm.
- $\eta = 1.3$ pour les HA si $\varnothing < 6$ mm.

La valeur exacte obtenue est : $\sigma_s = 201.63$ MPa.

- Fissuration très préjudiciable (Art 4.5.34/BAEL 91 modifier 99)

Cas d'un milieu agressif où doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \min[2/3f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}].$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

La valeur exacte obtenue est : $\sigma_s = 165 \text{ MPa}$

Protection des armatures

Afin d'assurer un bétonnage adéquat et préserver les armatures des conditions météorologiques et des agents agressifs. Il est essentiel de s'assurer que l'enrobage (C) des armatures respecte les exigences suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $C \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

3.3 Détermination de l'épaisseur du plancher à corps-creux

Pour l'épaisseur du plancher h_t on utilise la condition de flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

L : La portée max d'une poutrelle : 4,40 m.

$$h_t \geq \frac{440 - 30}{22,5} = 18.22 \text{ cm}$$

Tableau 3.2 : Caractéristiques géométriques du plancher

Caractéristiques géométriques	Valeur (cm)
Épaisseur de la dalle compression	4
Épaisseur de l'entrevous	16
Entraxe des nervures	65
Largeur des nervures	10

On adopte un plancher à corps creux de type (16 + 4)cm.

Avec

→ 16 cm : Corps creux.

→ 4 cm : Dalle de compression.

3.4 Dimensionnement des poutrelles

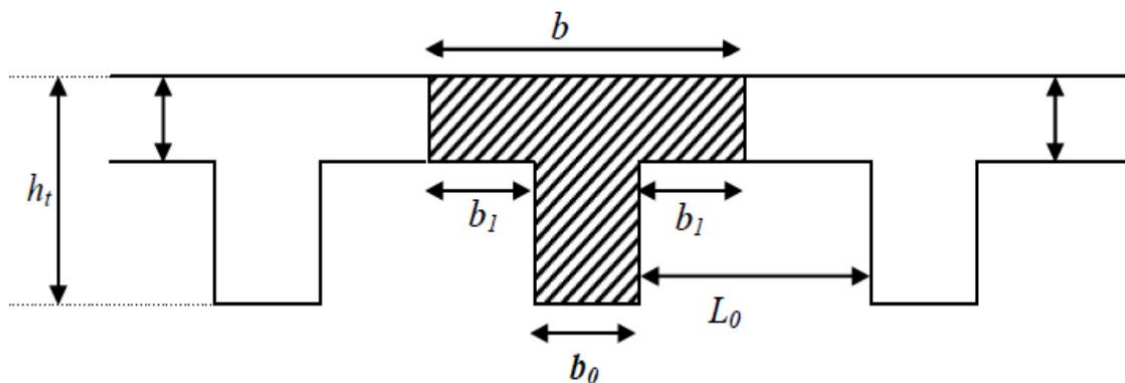
Les poutrelles travaillent comme une section en T. Elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales.

- La largeur de la table de compression est égale à $b = b_0 + 2 b_1$.

Avec

$$b_0 = 10 \text{ cm}; b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2}; \frac{L}{10} \right\} \text{ avec } L_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \{ 27,5; 44 \} = 27,5 \text{ cm soit } b = 65 \text{ cm.}$$

**FIGURE 3.2** Nervure.

3.5 Descente de charges

3.5.1 Les planchers

a/ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau 3.3 : Descente des charges du plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Protection en gravillon	5	20	1
Etanchéité multicouche	2	6	0.12
Forme de pente	10	22	2.20
Isolation thermique	4	4	0.16
Dalle + corps creux	16 + 4	14	2,8
Enduit plâtre	2	10	0.20

- Charge permanente G : 6,48 KN/m².
- Charge d'exploitation Q : 1,00 KN/m².

b/ Plancher étage courant, R D C :**Tableau 3.4 :** Descente des charges du plancher étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Cloison en briques	10	10	1.00
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	18	0.36
Plancher corps creux	20	14	2,8
Enduit plâtre	2	10	0.2

- Charge permanente G : 5.00 KN/m².
- Charge d'exploitation Q : 2,5 KN/m².

3.5.2 L'acrotère

La surface de l'acrotère :

$$S = (0,5 \times 0,1) + \frac{(0,1 \times 0,04)}{2} + (0,1 \times 0,06)$$

$$S = 0,058 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère:

$$P = 25 \times 0,058$$

$$P = 1,45 \text{ KN/m}$$

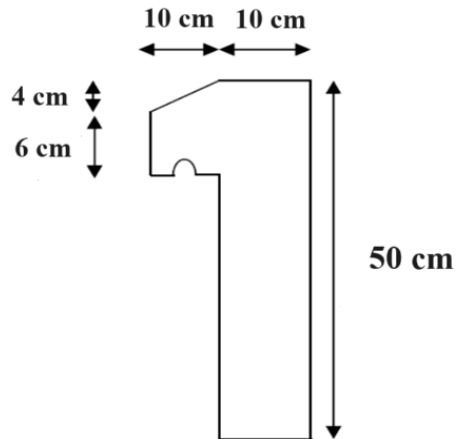


FIGURE 3.3 acrotère

3.5.3 La Maçonnerie

Tableau 3.5 : Descente des charges des murs double parois.

N°	Désignation	Ep (m)	G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment extérieur	0,02	0,40
2	Brique creuse	15	1,30
3	Brique creuse	10	0,90
4	Enduit en Ciment	0,02	0,40

- Charge permanente G : 3 KN/m².

3.5.4 L'escalier

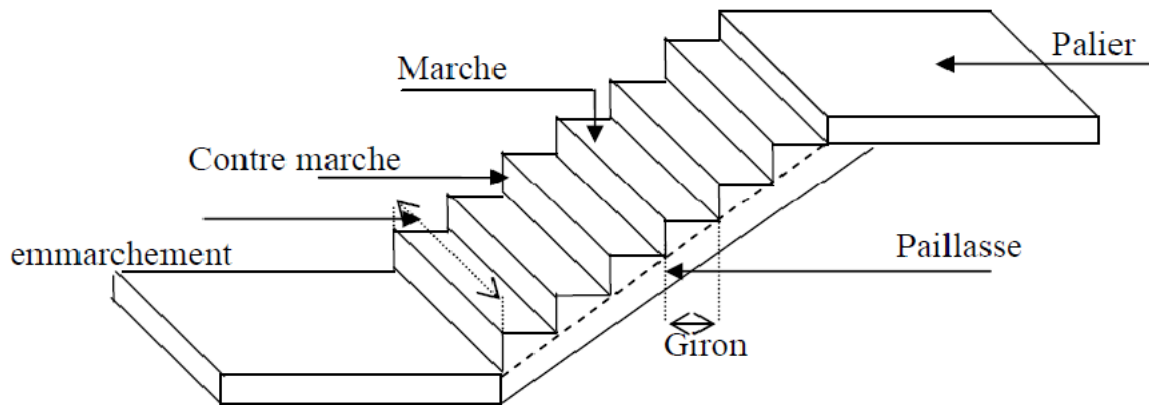


Figure 3.4 L'escalier 3D

Dimensions des escaliers

- Largeur des marches « g » et la hauteur des contremarches « h » :

D'après la formule de BLONDEL : $59 \leq 2h + g \leq 66$ cm

$$16 \leq h \leq 18 \rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

$$59 - 2 \times 17 \leq g \leq 66 - 2 \times 17 \rightarrow 25 \leq g \leq 32 \rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

- Nombre des marches :

$$N = \frac{H}{h}$$

Avec :

H : hauteur de l'étage courant ou RDC.

- Etage courant et RDC :

$$N = 408 / 17 \quad N = 24$$

On a 12 contre marches et 11 marches pour chaque volée.

Les différents angles d'inclinaisons

- Dans notre cas nous avons un seul type de volée :
- $\tan \alpha = 17/30$

$$\alpha = 29,54^\circ$$

Nombre de marches par volée : $n = (N_c/2) - 1 = 12 - 1 \leftrightarrow n = 11$

Inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = 17/30 \leftrightarrow \alpha = 29,54^\circ$

La projection horizontale de la paillasse : $L_1 = g(n - 1) = 0,3 \times (11 - 1) = 3 \text{ m}$

Longueur de la paillasse : $L = L_1 / \cos \alpha \leftrightarrow L = 3.45 \text{ m}$

Epaisseur de la paillasse : $L/30 \leq e \leq L/20 \leftrightarrow 11,5 \leq e \leq 17,25$ Nous prendrons : $e = 15 \text{ cm}$.

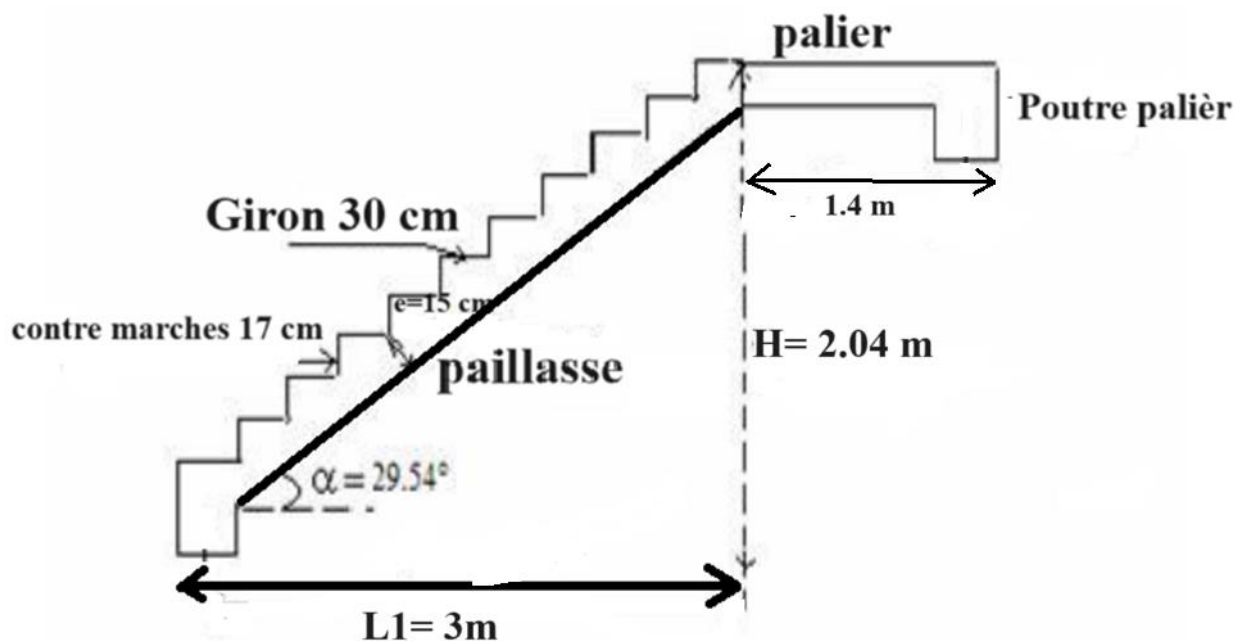


Figure 3.5 L'escalier 2D

a/ Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier

- Palier

Tableau 3.6 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.

N°	Désignation	Ep (m)	ρ (KN/m3)	G (KN/m2)
1	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
2	Carrelage	0,02	20	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18	0,54
5	Enduit de ciment	0,015	20	0,40

- Charge permanente G : 5,53 KN/m².
- Charge d'exploitation Q : 2,5 KN/m².

b/ Evaluation des charges sur la volée

Tableau 3.7 : Evaluation des charges et des surcharges pour la volée

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Paillasse	15	25	3.75
Gardes corps	/	/	0.60
Marches	17 x (1/2) x 30	25	0.638
Enduit de ciment	2	20	0.40

- Charge permanente G : 6.55 KN/m².
- Charge d'exploitation Q : 2,5 KN/m².

3.6 Pré-dimensionnement des poutres

Le pré-dimensionnement repose sur les règles B.A.E.L 91 et est vérifié en fonction des conditions établies par les sismologues RPA 99 version 2003.

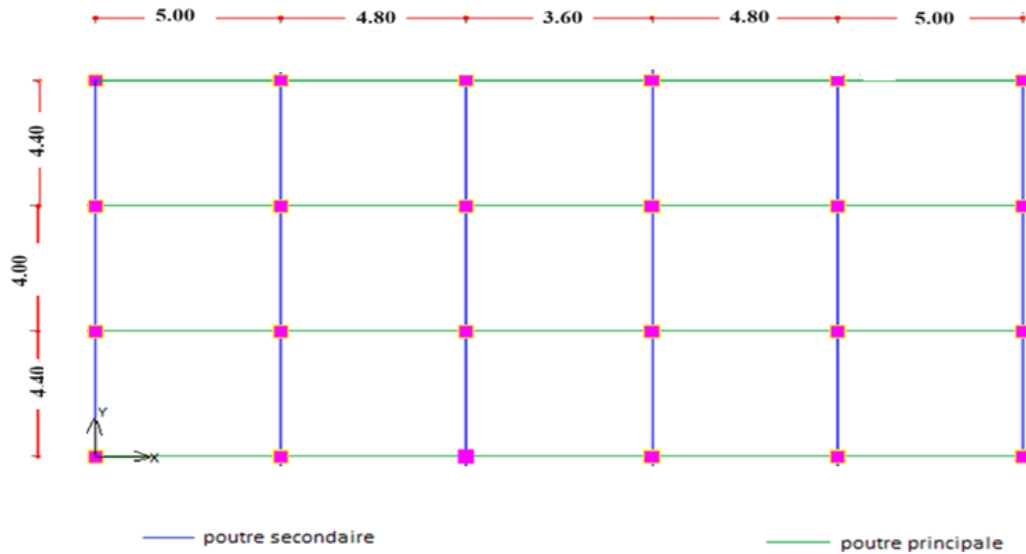


FIGURE 3.6 Vue en plan des poutres principale et secondaire.

D'après les règles B.A.E.L 91 on a :

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

Avec

L: La plus grande portée entre les axes des poteaux.

h : Hauteur de la poutre.

⇒ Les vérifications des conditions par RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

3.6.1 Les poutres principales

- Hauteur :

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \rightarrow 33.33 \leq h \leq 50$$

On prend : $h = 45$ cm.

- Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad 18 \leq b \leq 36$$

On prend : $b = 30$ cm.

- Vérification par RPA 99 version 2003 :

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

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

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Leftrightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 4$$

3.6.2 Les poutres secondaires

- Hauteur :

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \rightarrow 29.33 \leq h \leq 44$$

On prend : $h = 35$ cm.

- Largeur :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : $b = 30$ cm.

- Vérification par RPA 99 version 2003 :

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

$$h \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow 40 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Leftrightarrow \frac{35}{30} = 1,17 < 4$$

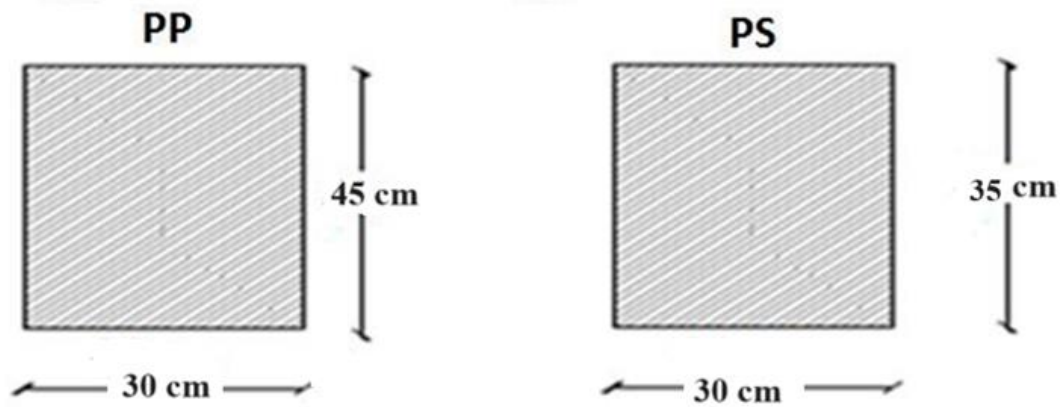


FIGURE 3.7 section des poutres secondaires et principales.

3.7 Les voiles :

D'après l'article 7.7.1 du RPA :

L'épaisseur minimum est $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

« a » dépend de la hauteur de l'étage

$$H_e = 408 - 40 = 368 \text{ cm}$$

$$a \geq \max (h/25 , h/22 , h/20) \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad a \geq \max (14.72 , 16.72 , 18.40) \text{ cm}$$

$$a \geq 18.40 \text{ cm}$$

Donc on prend : $a = 20 \text{ cm}$

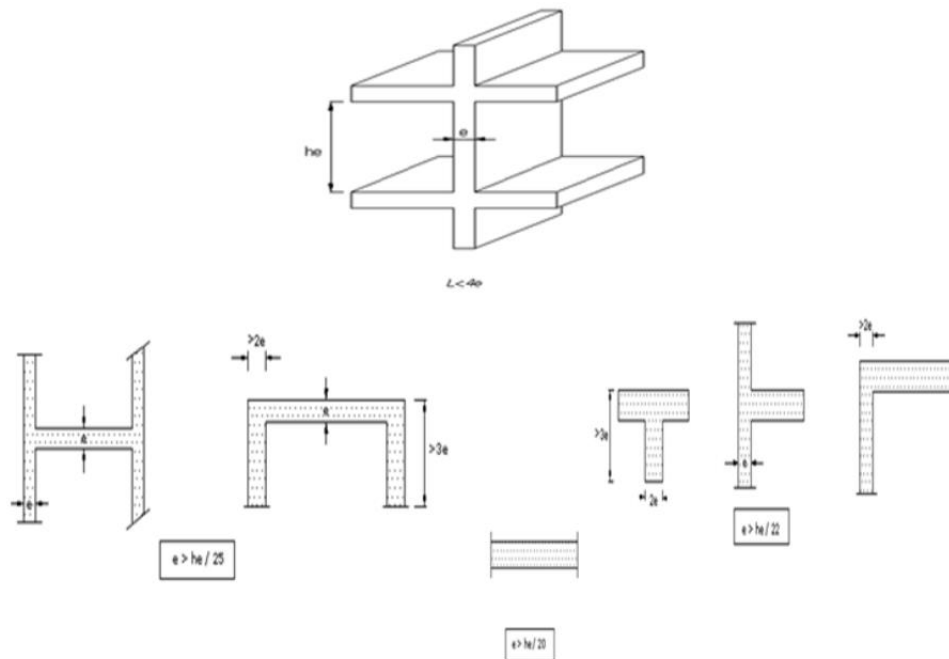


FIGURE 3.8 Coupe de voile.

3.8 Les poteaux :

a/ Pré-dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : $N_u = 1.1(1.35G + 1.5QN)$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :

$$A_p = \frac{N_u}{\sigma_{bc}}$$

Avec

N_u est l'effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

σ_{bc} est la contrainte limite ultime du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

b/ Calcul de l'aire du plancher supporté par le poteau le plus sollicité

$$\left. \begin{array}{l} S_1 = 2,2 \times 2,5 = 5,5 \\ S_2 = 2,5 \times 2 = 5 \\ S_3 = 2,4 \times 2 = 4,8 \\ S_4 = 2,4 \times 2,2 = 5,28 \end{array} \right\} \text{D'où } S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 20,58 \text{ m}^2$$

Avec S_t est la surface brute. $S_t = 20.58 \text{ m}^2$

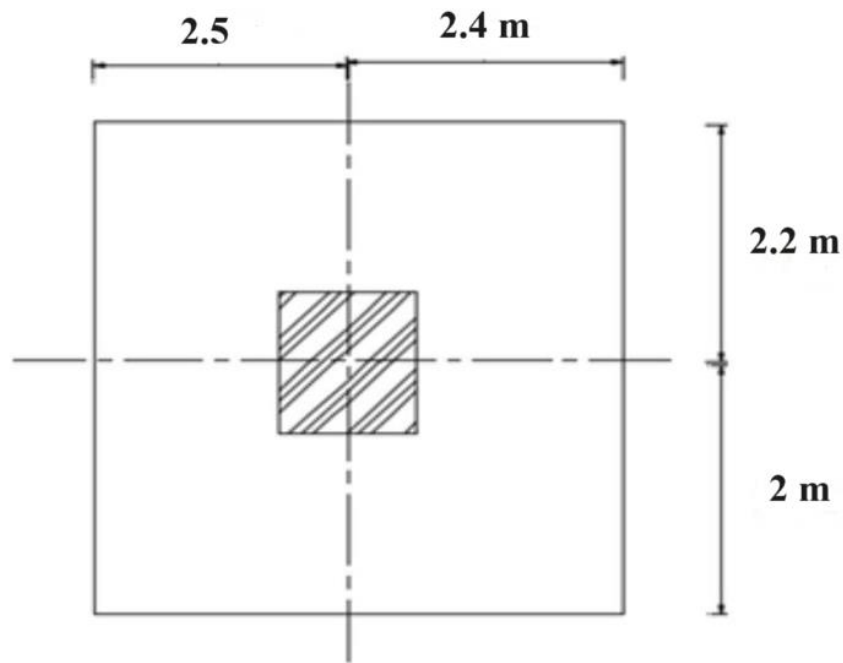


FIGURE 3.9 : Section supportée par le poteau le plus sollicité.

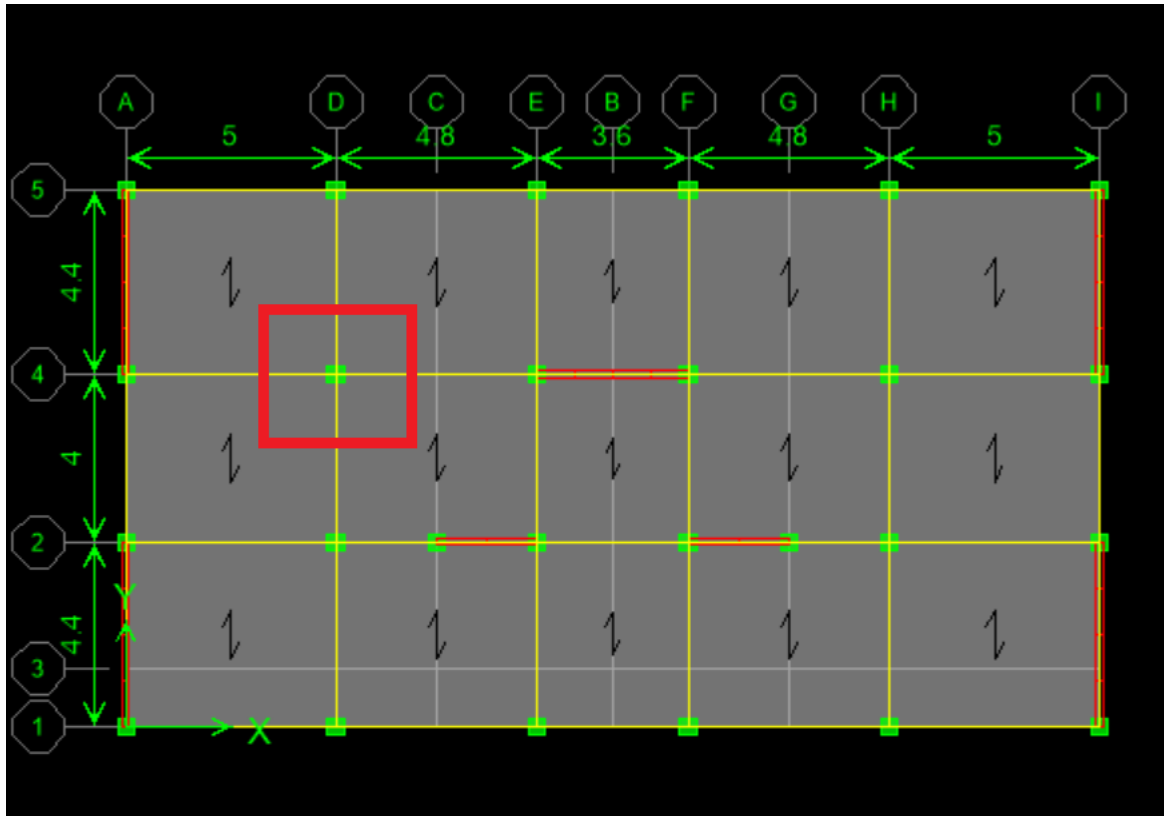


FIGURE 3.10 Vue en plan du poteau le plus sollicité.

c/ Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau le plus sollicité

- Poutres principales :

$$G_{PP} = 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 4,9 \rightarrow G_{PP} = 16,54 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires :

$$G_{PS} = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 4,2 \rightarrow G_{PS} = 11,03 \text{ KN}$$

D'où :

$$G_t = G_{PP} + G_{PS} \rightarrow G_t = 27,57 \text{ KN}$$

d/ Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G_{Pt} = S_t \times G$$

D'où :

$$G_{Pt} = 20.58 \times 6,48 \rightarrow G_{Pt} = 133.36 \text{ KN.}$$

- Plancher courant:

$$G_{Pc} = S_t \times G$$

D'où :

$$G_{Pt} = 20.58 \times 5,00 \rightarrow G_{Pt} = 102.90 \text{ KN.}$$

e/ Calcul du poids propre des poteaux

$$\text{Poteau d'étage courant et RDC : } G_{pot} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 4,08 \rightarrow G_{pot} = 9,18 \text{ KN}$$

f/ Calcul des surcharges d'exploitation

- Plancher terrasse inaccessible :

$$Q = 20.58 \times 1 = 20.58 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant et RDC :

$$Q = 20.58 \times 2,5 = 51.45 \text{ KN}$$

g/ Calcul de la charge limite ultime Nu :

La charge limite ultime pour chaque étage est :

$$Nu = 1.35 N_g + 1.5 N_q$$

h/ La charge limite ultime majorée :

$$Nu^* = 1.1 Nu$$

i/ Calcule section Br :

$$Br \geq 0.65 Nu$$

$$(A-0.02)^2 \geq 0.65Nu$$

$$A \geq \sqrt{0.65Nu} + 0.02$$

j/ 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).

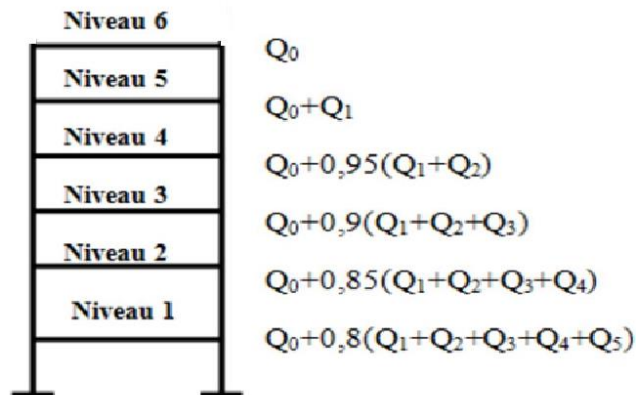


FIGURE 3.11 : La dégression des charges d'exploitation.

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 3.8 : Coefficients de dégression de surcharge.

Niveau	Charge	$\Sigma d'$ exploitation	Q cumulé (KN/m ²)	Q cumulé (KN/m ²)
Terrasse (24,48)	Q0	Q ₀	1	20.58
20.4	Q1	Q ₀ +Q ₁	3.5	72.03
16,32	Q2	Q ₀ +0,95 (Q ₁ + Q ₂)	5.75	118.34
12.24	Q3	Q ₀ +0,90 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)	7.75	159.50
8.16	Q4	Q ₀ + 0,85 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)	9.5	195.51
4.08	Q5	Q ₀ + 0,80 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄) + Q ₅	11	226.38

Tableau 3.9 récapitulatif de la descente de charge aux poteaux D 4.

Niveau	Poids poutres (KN)	Poids planchers (KN)	NG (KN)	NG CUM (KN)	NQ CUM (KN)	Nu= 1.1(1.35xNGC + 1.5xNQC) (KN)	Br (Cm²)	a=b (cm)	Ap. adp (Cm²)
6	27,57	133.36	160.93	160.93	20.58	272.94	177.411	15	30*30
5	27,57	102.90	130.47	291.40	72.03	551.58	358.527	20	30*30
4	27,57	102.90	130.47	421.87	118.34	821.74	534.131	25	30*30
3	27,57	102.90	130.47	552.34	159.50	1083.40	704.21	28	40*40
2	27,57	102.90	130.47	682.81	195.51	1336.56	868.764	31	40*40
1	27,57	102.90	130.47	813.28	226.38	1581.25	1027.813	34	40*40

Vérification selon RPA 99 version 2003 :

$$\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ en zone III}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$$

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

- RDC et étage courant 1 et 2

$$\text{Min}(40, 40) \geq 30$$

$$\text{Min}(40, 40) \geq \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4 \text{ CV}$$

- Etage courant 3, 4 et 5 :

$$\text{Min}(30, 30) \geq 30$$

$$\text{Min}(30, 30) \geq \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} = 1 \leq 4$$

- Vérification au flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} < 50$$

- RDC et Etage courant 1 et 2 :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0,40 \times 0,40^3}{12 \times 0,40 \times 0,40}} = 0,120 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times 4.08 = 2,856 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,856}{0,120} = 23.8 < 50 \text{ CV}$$

- Etage courant 3, 4 et 5 :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0,30 \times 0,30^3}{12 \times 0,30 \times 0,30}} = 0,087 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,856}{0,087} = 32,83 < 50 \text{ CV}$$

- Vérification d'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{Bf_{c28}} < 0,3$$

$$v = \frac{1581,25}{40 \times 40 \times 25} = 0,39 > 0,3$$

Condition non vérifiée : on va augmenter la section des poteaux dans la modélisation de la structure dans la manière suivante :

- RDC et Etage courant 1 et 2 : des poteaux (50x50)
- Etage courant 3, 4 et 5 : : des poteaux (40x40)

3.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué un pré-dimensionnement des éléments structuraux d'un bâtiment à cinq niveaux, en suivant les normes et les conditions des codes de calcul présentés ci-dessus (BAEL 91 et RPA 2003). Par la suite, nous allons entamer la modélisation de cette construction en utilisant deux schémas. Le bâtiment est d'abord supposé immobile, puis isolé. Le logiciel Etabs 2015 sera utilisé pour cette recherche.

CHAPITRE 4 :

**ETUDE DYNAMIQUE DE LA
STRUCTURE AVEC ET SANS
LE SYSTEME D'ISOLATION**

4.1 Etude dynamique de la structure sans le système d'isolation

4.1.1 Introduction

Dans cette partie on va présenter l'étude d'un bâtiment encastré (sans l'isolation) en utilisant les dimensions mentionnées dans le chapitre 3, en utilisant le logiciel ETABS, l'un des logiciels de modélisation et de calcul des structures.

4.1.2 Programme de calcul ETABS

L'ETABS est un logiciel de modélisation et de calcul des structures développé pour l'analyse et la conception de bâtiments à plusieurs étages. L'idée de projet a été développée en 1963 et la première version a été développée à l'Université de Berkeley, Californie, États-Unis en 1984. Plusieurs versions du programme ont ensuite été développées, dont la version la plus récente est la version ETABS V18.

4.1.3 Excitation sismique utilisée

Dans ce modèle de calcul, l'excitation est basée sur graphe de spectre (RPA). avec $R=3.5$, $Q=1.15$

$$\xi = 10 \%$$

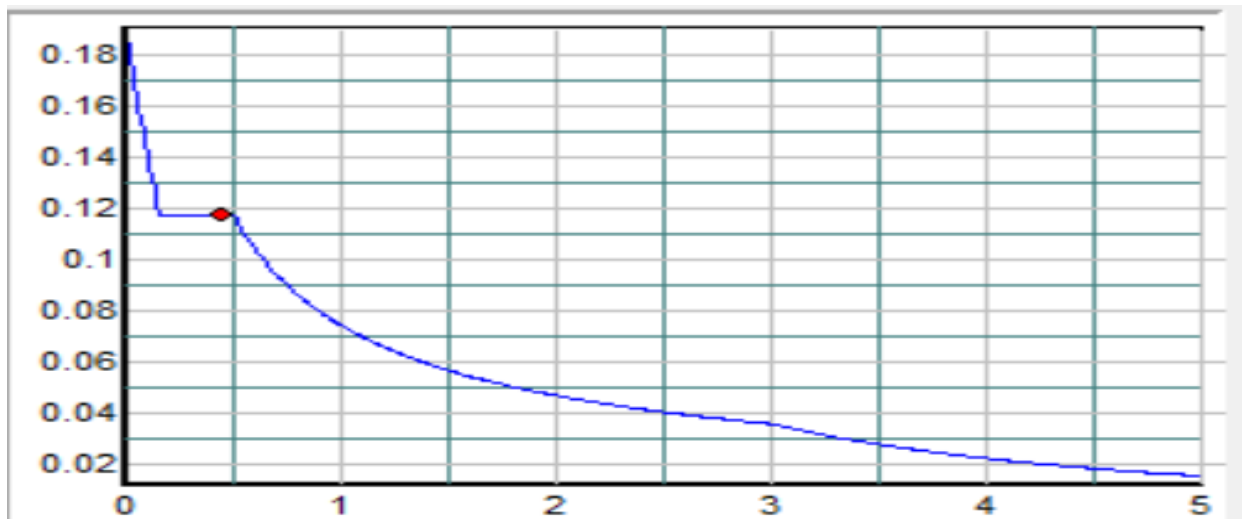


FIGURE 4.1 spectre RPA

4.1.4 Modélisation

Avant de revoir la structure avec le logiciel, il est essentiel de comprendre :

- La géométrie précise de la structure
- Identifier les matériaux et les composants qui la composent.
- Déterminez et appliquez des cas de charge statiques et dynamiques aux nœuds et aux éléments.
- Sélectionnez l'approche de calcul et d'analyse des données.

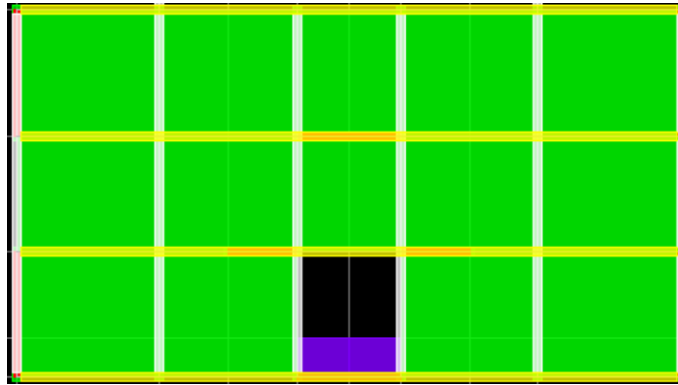
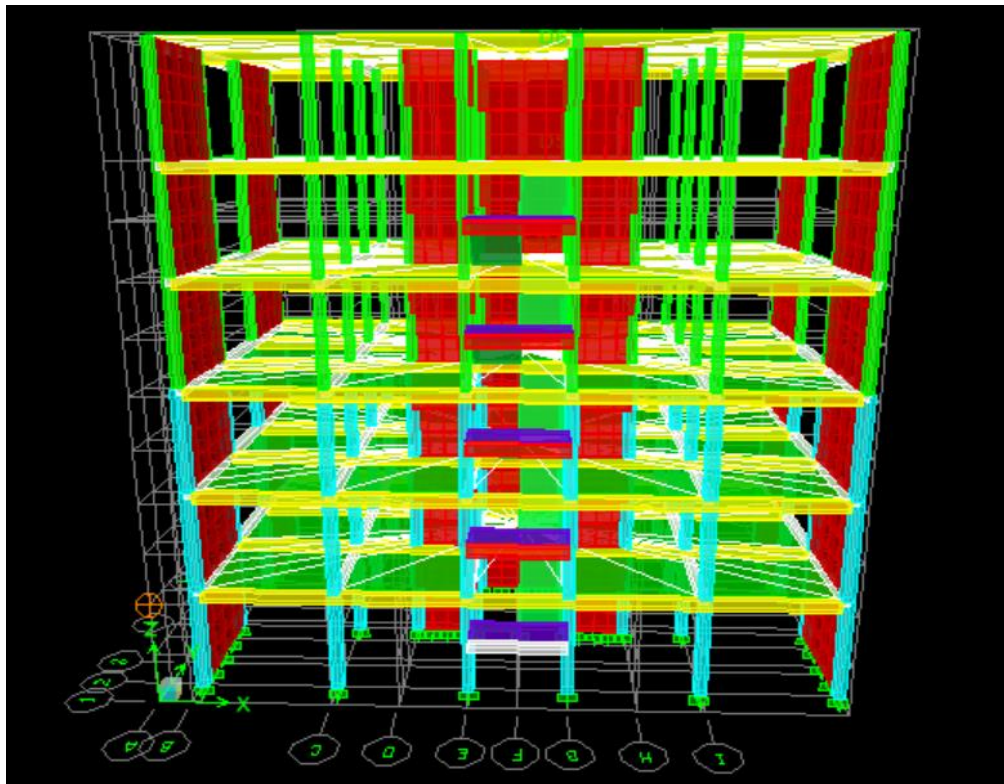


FIGURE 4.2 VUE EN PLAN



FIGUER 4.3 VUE EN 3D

4.1.5 Etude de la structure avec voiles de contreventement

La structure sera étudiée dans cette section en utilisant le programme de calcul et une excitation sismique, avec des voiles disposés dans les deux directions.

a/ Disposition

La structure est située en zone 03 avec une hauteur qui dépasse 11 mètres (+de 3 niveaux) l'article (3.4.A) du RPA99/V2003 exige de mettre des voiles.

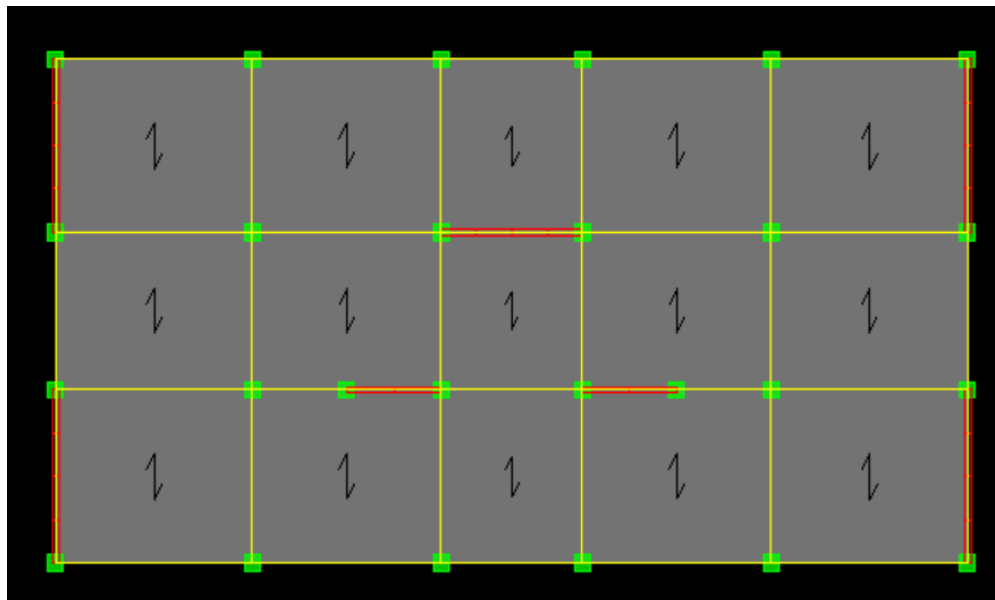


FIGURE 4.4 disposition de voiles

4.1.6 Réponse dynamique de la structure

a/ Estimation du période fondamentale de la structure :

D'après l'article 4.2.4 RPA99 la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La période fondamentale est calculée suivant les formules empiriques :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

Avec :

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 (R.P.A99).

$C_T = 0,05$ (contreventement assuré par des voiles en béton armé)

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 24.48 \text{ m}$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 23.20m \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (24.48)^{\frac{3}{4}} = 0,550s \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{24.48}{\sqrt{23.20}} = 0,457s \end{cases}$$

$$T_x = 0.457$$

$$D_y = 12.80m \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (24.48)^{\frac{3}{4}} = 0,550s \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{24.48}{\sqrt{12.80}} = 0,615s \end{cases}$$

$$T_y = 0.550$$

Sens X : $T_{\text{dyn}} = 0.527 \text{ s} < 1.3 \times \text{TRPA} = 0.715 \text{ s} \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée

Sens Y : $T_{\text{dyn}} = 0.466 \text{ s} < 1.3 \times \text{TRPA} = 0.715 \text{ s} \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

b/ Périodes propres de vibration

Les valeurs des périodes de vibration ainsi que les facteurs de participations modales sont donnés dans le tableau suivant :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	NATURE
1	0.52676	70.3814	0.0008	0	70.3814	0.0008	0	TRANSLATION
2	0.465696	0.0012	67.7613	0	70.3826	67.7621	0	TRANSLATION
3	0.34683	0.9651	0	0	71.3477	67.7621	0	TORSION
4	0.152308	17.5253	0.0001	0	88.8729	67.7622	0	
5	0.105493	0	21.4567	0	88.873	89.2189	0	
6	0.077965	0.002	0.0001	0	88.8749	89.219	0	
7	0.071658	6.834	0.0002	0	95.7089	89.2192	0	
8	0.04738	0.005	7.0595	0	95.7139	96.2787	0	
9	0.044998	2.8005	0.0115	0	98.5144	96.2902	0	
10	0.035114	0.0005	0.0003	0	98.5149	96.2905	0	
11	0.033847	1.0153	0.0009	0	99.5302	96.2913	0	
12	0.030326	0.0003	2.4717	0	99.5305	98.763	0	
13	0.028911	0.359	0.0003	0	99.8896	98.7633	0	
14	0.025009	0.0001	0.0002	0	99.8897	98.7635	0	
15	0.024097	0.0003	0.1453	0	99.89	98.9088	0	
16	0.023757	0	0.3088	0	99.89	99.2176	0	
17	0.022969	0.0002	0.3914	0	99.8902	99.609	0	
18	0.022557	0.0005	0.0056	0	99.8906	99.6145	0	

FIGURE 4.6 Périodes propres de vibration

Constatations :

- Le 1^{er} mode est de mode de translation T= 0.537919 s (Translation sens X)
- Le 2^{eme} mode est de mode de translation T= 0.466813s (Translation sens Y)
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 7 premiers modes, pour que la masse modale arrive les 90% (selon le RPA99version2003).

Comparaison entre période empirique et période fondamentale donnée par logiciel ETABS :

	Période empirique Fondamentale	Période fondamentale donnée par logiciel ETABS	Niveau convergence (NC)
T _x	0.457	0.527	15.32 %
T _y	0.550	0.466	15.27 %

Tableau 4.1 : comparaison des périodes fondamentale ETABS et empirique

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

Pour calculer niveau de convergence entre la période fondamentale calculer par les formules empiriques

$T_{emprique}$ et celles calculer à partir de ETABS T_{ETABS} , on utilise :

$$NC = \left| \left(\frac{T_{ETABS} - T_{emprique}}{T_{emprique}} \right) \times 100 \right|$$

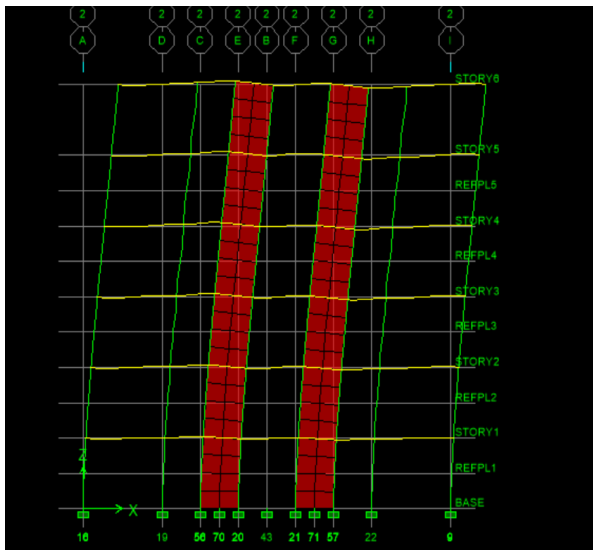


FIGURE 4.5 mode 1

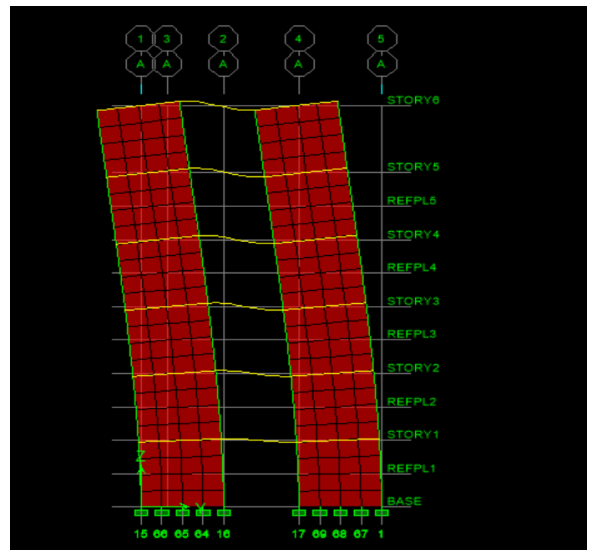


FIGURE 4.6 mode 2

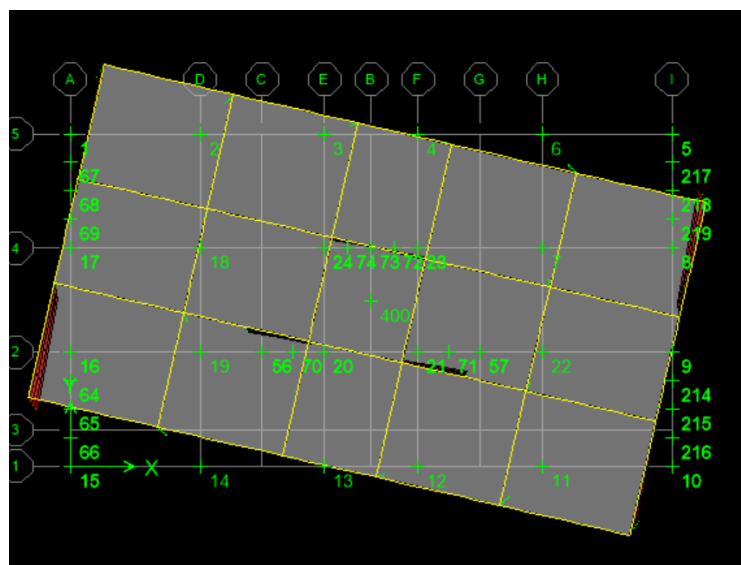


FIGURE 4.7 mode 3

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

c/ EFFORTS TRANCHANTS DUS AU SEISME :

La résultante des forces sismiques à la base, obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalents (RPA99/2003, article 4-3-6)

D'après l'analyse sismiques menée en utilisant le logiciel ETABS, les efforts sismiques (dans les deux sens, à la base de la structure sont :

- Sens X : $V_x = 2730.966 \text{ kN}$

- Sens Y : $V_y = 2810.332 \text{ kN}$

d/ Calcul de force sismique totale par la méthode statique équivalente :

Elle est calculée, dans les deux sens, selon la formule de RPA99/2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

η : coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

a) Classification du site :

Selon le rapport géotechnique de cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble, donc de catégorie S3.

Pour un site type S3 : $T_1 = 0.15 \text{ s}$ et $T_2 = 0.5 \text{ s}$.

b) Coefficient d'accélération de zone A :

Sa valeur pour une zone III, groupe d'usage II est : $A = 0.25$

c) Choix coefficient de comportement R :

D'après article RPA 3.4 le paragraphes- 4a-page 30 et Tableau 4.3 page 41 :

R -----> **R=3.5 Voiles porteurs**

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

d) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Critère	P _q (s. long)			
	Obs.	N/Obs.	Q _x	Q _y
Condition minimale sur les files de Contreventement	0	0,05	0	0
Redondance en plan	0	0,05	0	0
Régularité en plan	0	0	0	0
Régularité en élévation	0	/	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05	0.05	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	/	0.1	0.1	0.1
Q (totale)			Q= 1.15	

Tableau 4.2 : Facteur de qualité

$$Q_x = Q_y = 1.15$$

e) D : facteur d'amplification dynamique moyen :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Coefficient de correction d'amortissement η :

Ce coefficient est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$; $\xi = 10\% \rightarrow \eta = 0.76 > 0.7$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\eta = 0.76$$

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

Le facteur D :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3\text{sec} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le **tableau 4-7** de RPA 99

$$\begin{array}{lll} \text{(Site S3)} \quad T_2 = 0,50 \text{ sec} & \rightarrow & 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3,0\text{s} \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} D_x = 1.83 \text{ sec} \\ D_y = 1.83 \text{ sec} \end{array} \right.$$

f) Poids total de la structure W_t :

D'après le RPA 99 le poids total de la structure

$$W_t = W_G + \beta W_P$$

Le coefficient β est donné par le **tableau 4 – 5 de RPA 99 modifier 2003**

$$\beta = 0,2$$

D'onc :

$$W_t = 20505.42 \text{ KN.}$$

- La force sismique totale sera donc :

$$V_x = V_y = (0.25 \times 1.83 \times 1.15 \times 20505.42) / 3.5 = 3082.404 \text{ KN}$$

b) Vérification : La condition sur les efforts sismiques donne :

Sens X : $V_x = 2730.966 \text{ KN} > 0.8 \times 3082.404 = 2465.923 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$

Sens Y : $V_y = 2810.332 \text{ KN} > 0.8 \times 3082.404 = 2465.923 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

e/ Limitation des déplacements :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, calculé sous les efforts sismiques, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû à la force sismique F_k donné par le fichier des résultats d'ETABS.

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$.

NS : Niveau de sécurité est différence entre 1% hauteur d'un étage et le déplacement relatif, est calculé avec la formule suivante :

$$Ns = \left| \left(\frac{\Delta_k - 1\%He}{1\%He} \right) \times 100 \right|$$

• Sens longitudinal

Tableau 4.3 : Déplacements relatifs dus aux forces sismiques (sens longitudinal)

NIVEAU	δ (cm)	R δ (cm)	Δ_k (cm)	1%He (cm)	Vérification	N.S (%)
NIV6	1.86	6.51	1.26	4.08	C.V	69
NIV5	1.5	5.25	1.23	4.08	C.V	68
NIV4	1.13	3.96	1.21	4.08	C.V	68
NIV3	0.76	2.66	1.19	4.08	C.V	71
NIV2	0.42	1.47	0.98	4.08	C.V	76
NIV1	0.14	0.49	0.49	4.08	C.V	88

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

- **sens transversal :**

Tableau 4.4 : Déplacements relatifs dus aux forces sismiques (sens transversal)

NIVEAU	δ (cm)	R δ (cm)	Δ_k (cm)	1%He (cm)	Vérification	NS(%)
NIV6	1.53	5.36	1.19	4.08	C.V	71
NIV5	1.19	4.17	1.16	4.08	C.V	72
NIV4	0.86	3.01	1.08	4.08	C.V	74
NIV3	0.55	1.93	0.91	4.08	C.V	78
NIV2	0.29	1.02	0.7	4.08	C.V	83
NIV1	0.09	0.32	0.32	4.08	C.V	92

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

4.2 Etude dynamique de la structure avec le système d'isolation

4.2.1 Introduction

Dans cette partie, nous allons revoir l'étude de la structure précédente en utilisant le même système de dimensionnement et en lui ajoutant des supports parasismiques à la base.

4.2.2 Description et dimensionnement du système d'isolation

Parmi les appuis examinés, nous avons opté pour le système d'isolation suivant :

4.2.2.1 Appuis en élastomère fretté HDRB

- Le système d'isolation se compose de 24 supports disposés de manière concentrique sous chaque poteau.
- Il est nécessaire de calculer la charge correspondante à chaque appui en tenant compte de la régularité de la structure en plan et en élévation, ainsi que de la symétrie du chargement.
- Dans notre illustration, nous allons mesurer la taille de l'appui qui supporte la charge verticale la plus importante (D-4).

Tableau 4.5 Les constantes G, E, k

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

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

4.2.2.1.1 Dimensionnement du système d'isolation

Le calcul des isolateurs sismiques n'est pas encore inclus dans le règlement parasismique algérien (RPA). Nous utiliserons UBC pour ce effet.

Les appareils d'appui pour une structure sont dimensionnés en utilisant les réactions reprises par chaque poteau sous les charges [(G+Q) symbolisées par W et le maximum entre les combinaisons [(G+Q+EX) et (G+Q+EY) symbolisées par la charge P] obtenues à partir de la structure à base fixe.

En se basant sur la valeur minimale des propriétés matérielles (E, G, K) par rapport à l'appui le plus sollicité, nous avons choisi la qualité du caoutchouc IRHD $\pm 2=55$, après avoir effectué une étude. Donc, les caractéristiques matérielles du caoutchouc sélectionné sont représentées par les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} E = 3250 \text{ KN/m}^2 \\ \text{IRHD } \pm 2 = 55 \\ k = 0.64 \end{cases} \quad G = 810 \text{ KN/m}^2$$

Au sein de notre illustration, nous allons mesurer la taille de l'appui qui supporte la charge verticale la plus importante au nœud (D-4).

Les données sont :

- $C_{VD} = 0.45$ et $C_{VM} = 0.7$, d'après le tableau 16-R et A-16-G de l'UBC 97

$$\begin{cases} B_D = 1.5 \\ B_M = 1.5 \end{cases} \Rightarrow \xi_{eff} = 20\% \text{ (D'après le tableau A-16-C (UBC97)).}$$

- $W = 1502.3575 \text{ KN}$ (le poids qui revient à l'appui D-4).
- La déformation angulaire $\gamma_{max} = 1.5$ (c'est une valeur choisie).
- $T_D = 2 \text{ Second:}$ (T_D est choisie de telle façon qu'elle soit supérieure à trois fois T dynamique).

4.2.2.1.2 Calcul des paramètres géométriques et mécaniques de l'appui

La détermination de la rigidité horizontale effective k_{eff} et du déplacement maximum de conception D de l'appui: D'après l'article (14.7.1) de l'UBC 97

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

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

- AN : $K_{\text{eff}} = \frac{1502.3575}{10} \left(\frac{2\pi}{2} \right)^2 = 1482.767 \text{ KN/m.}$

$$D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \cdot c_{VD} T_D}{B_D}.$$

- AN: $D = \frac{0.253 \cdot 0.45 \cdot 2}{1.5} = 0.152 \text{ m.}$

2. Le calcul de la hauteur totale du caoutchouc t_r de l'appui est donné par la formule suivante :

$$> t_r = \frac{D}{\gamma_{\max}}$$

- AN: $\frac{0.152}{1.5} = 0.101 \text{ m.}$

3. Le calcul de la surface A et l'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc :

a- Le choix du facteur de forme S :

$$> \frac{K_v}{K_H} = \frac{E(1 + 2kS^2)}{G} \geq 400 \Rightarrow S = 20$$

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

- AN : $E_c = 3250(1 + (0.64)(20^2)) = 1667250 \text{ KN/m}^2.$

b- La détermination de la section A_0 par la formule suivante :

$$> S_C = \frac{P_u}{A_0} \leq 7840 \text{ KN/m.}$$

- AN: $A_0 = \frac{P_u}{7840} = \frac{1502.3575}{7840} = 0.192 \text{ m}^2.$

c- La détermination de la section A_1 de l'appui à partir de la contrainte de cisaillement due à la charge verticale P_u .

$$> G_C = 6 \cdot S \frac{P_u}{E_c \cdot A_1} \leq \frac{e_b}{3}$$

$$> A_1 = \frac{3 \times 6 \times S \times P_u}{E_c e_b}.$$

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

- AN: $A_1 = 0.065 \text{ m}^2$.

d- L'obtention de la section minimale A_{sf} à partir de la fatigue de l'appui vis-à-vis du cisaillement :

$$> A_{sf} = \frac{K_{eff} \chi t_r}{G}$$

- AN : $A_{sf} = \frac{1482.767 \times 0.101}{810} = 0.185 \text{ m}^2$.

- AN : $A_{sf} = \frac{1482.767 \times 0.101}{810} = 0.185 \text{ m}^2$.

*L'utilisation d' A_{sf} pour déterminer les dimensions de l'appui :

$$> A_{sf} = \frac{\pi d^2}{4} \Rightarrow d = 0.485 \text{ m de la section } A_{sf}$$

* Le calcul de la section $A_2 = A_{re}$ par la formule suivante :

$$> A_{re} = \frac{d^2}{4} \cdot (b - \sin b)$$

$$> b = 2\cos^{-1} \left(\frac{D}{d} \right)$$

- AN : $b = 2.5 \text{ rd}$

- $A_2 = A_{re} = 0.112 \text{ m}^2$

e- La section A de l'appui est le maximum des valeurs calculées (A_0 , A_1 et A_2)

- AN: $A = \max(A_0, A_1 \text{ et } A_2) = \max(0.192, 0.065 \text{ et } 0.112) = 0.192 \text{ m}^2$.

f- La détermination des dimensions de la section A à partir de la section A_0 : $d = 0.494 \text{ m}$.

4. Le calcul de l'épaisseur d'une seule couche en caoutchouc t et le nombre N des couches en caoutchouc.

a- L'utilisation du facteur de forme S et les dimensions d'une seule couche de caoutchouc pour la détermination de l'épaisseur t :

$$S = \frac{d}{4t}$$

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

- AN: $t = \frac{d}{4S} = \frac{0.494}{4 \times 20} = 0.0061 \text{ m.}$

b- L'utilisation de $t_r = Nxt$ pour déterminer le nombre N :

- $N = \frac{t_r}{t} = \frac{0.101}{0.0061} = 17$

5. Le calcul de l'épaisseur d'une seule frette d'acier t_s par la formule suivante :

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

- AN: $t_s = \frac{4 \times 0.0061 \times 1502.3575}{0.112 \times 0.6 \times 274400} = 1.987 \text{ mm} \geq 2 \text{ mm} \Rightarrow t_s = 2 \text{ mm.}$

6. La hauteur totale h est égale à :

$$h = t_r + (N - 1) \times t_s + 0.025 \times 2 = 0.101 + 16 \times 0.002 + 0.025 \times 2 = 0.183 \text{ m}$$

Les dimensions géométriques de l'appui sont résumées comme suit :

- Le diamètre d de l'appui $d = 0.494 \text{ m.}$
- La hauteur totale h de l'appui $h = 0.183 \text{ m.}$
- Le nombre de couches de caoutchouc $N = 17$
- L'épaisseur t d'une seule couche de caoutchouc $t = 0.0061 \text{ m}$
- Le nombre de couches d'acier $n_s = (N - 1) = 16.$
- L'épaisseur t_s d'une seule couche d'acier $t_s = 2 \text{ mm.}$
- L'épaisseur de la plaque de montage $= 2.5 \text{ cm.}$
- ξ_{eff} : L'amortissement effectif 20%.
- K_{eff} : La rigidité effective $K_{\text{eff}} = 1482.767 \text{ KN/m}^2.$
- La section de l'appui $A = 0.192 \text{ m}^2.$

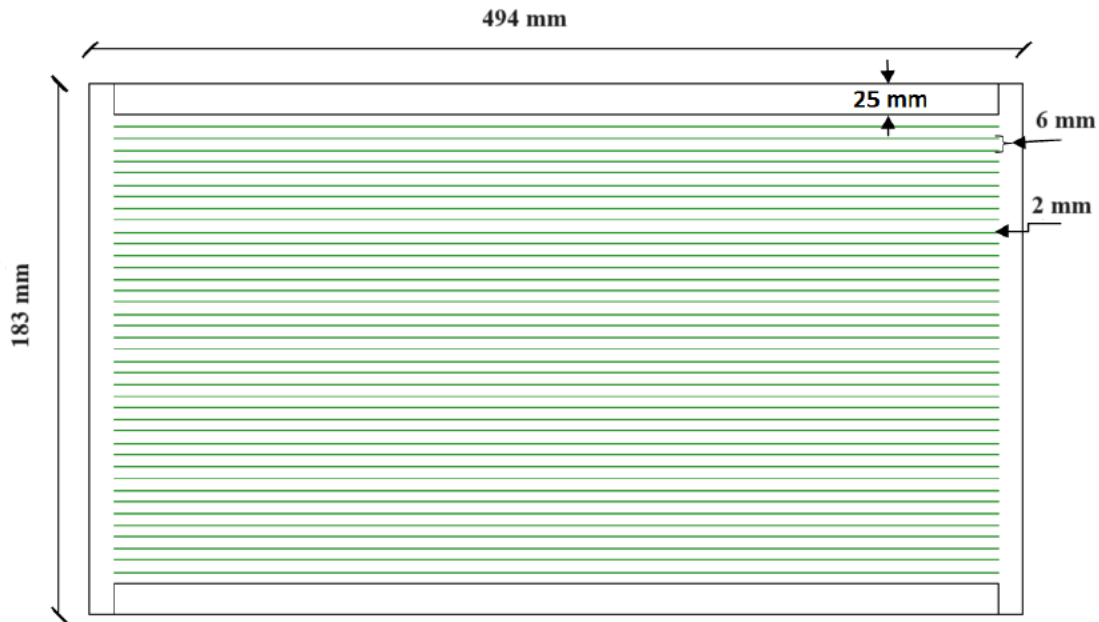


Figure 4.9 Les dimensions finales d'appui HDRB

4.2.2.1.3 Les vérifications

1. La résistance au cisaillement sous la charge verticale P :

$$> G_c = 6 \cdot S \cdot \frac{P}{E_c - A} \leq \frac{e_b}{3}$$

- AN: $G_c = 6 \cdot 20 \cdot \frac{1502.3575}{1667250 - 0.192} = 0.108 \leq \frac{e_b}{3} = \frac{5}{3} = 1.67$

$$G_c < \frac{e_b}{3} \quad \text{C.V}$$

2. La résistance au flambement :

$$> S_c = \frac{P}{A} < S_{cr} = \frac{\pi \cdot G \cdot S \cdot d}{2\sqrt{2} \cdot t_r}$$

- S_c : La contrainte de compression appliquée sur l'appui.

- AN: $S_c = \frac{P}{A} = \frac{1502.3575}{0.192} = 7840 \text{ KN/m}^2$.

- S_{cr} : La contrainte critique de flambement.

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

- AN: $S_{cr} = \frac{3.14 \times 810 \times 20 \times 0.494}{2\sqrt{2} \times 0.101} = 88008.67 \text{ KN/m}^2$.

3. La résistance au cisaillement sous le séisme :

$$> g_{sc} + g_{eq} + g_{sr} \leq 0.75 e_b$$

- g_{sc} : Le cisaillement dû à la compression.

$$> g_{sc} = 6 \cdot S \frac{P' u}{E_c \cdot A_{re}}$$

- AN: $g_{sc} = (6)(20) \frac{1810.2761}{(1667250)0.112} = 1.16$

avec:

- $P' u$: La combinaison des charges G, Q et E.

- A_{re} : la section réduite.

- g_{eq} : Le cisaillement dû au séisme.

$$> g_{eq} = \frac{D}{t_r}$$

- AN: $g_{eq} = \frac{0.152}{0.101} = 1.5$

- g_{sr} : Le cisaillement dû à la rotation.

$$> g_{sr} = \frac{12 \cdot D \cdot e}{d^2 + b^2}$$

Avec :

- e : L'excentricité théorique + (l'excentricité accidentelle=5%).

- d et b : Les dimensions en plan de la structure.

- Déplacement maximal de l'appui :

- AN: $g_{sr} = \frac{12 \cdot 0.152 \cdot 0.05}{23.2^2 + 12.8^2} = 13(10^{-5})$

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

$$g_{sc} + g_{eq} + g_{sr} \leq 0.75e_b \text{ C.V}$$

- **AN:** $1.16 + 1.5 + 13(10^{-5}) = 2.66 < (0.75) \cdot (5) = 3.75 \quad \text{C.V}$

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

$$\delta_{\text{rot-out}} = \frac{P'_u * L}{P'_u + K_{\text{eff}} * h} = \frac{1810.2761 * 0.494}{1810.2761 + 1482.767 * 0.183} = 0.430$$

$$0.152 \leq 0.430 \quad \text{C.V}$$

4.2.2.1.4 Calcul des paramètres mécanique de l'appui

Le calcul présenté ci-dessous est pour l'appui le plus sollicité D.4.

1. Le calcul de la rigidité verticale effective.

$$> K_v = \frac{E_c \cdot A}{t_r}$$

- AN : $K_v = \frac{1667250 \cdot 0.192}{0.101} = 3169425.743 \text{ KN/m.}$

2. Calcul de l'énergie dissipée par cycle EDC :

$$> \text{EDC} = 2\pi \cdot K_{\text{eff}} \cdot D^2 \cdot \beta.$$

- AN : $\text{EDC} = (6.28) (1482.767) (0.152)^2 \cdot 0.2 = 43.05 \text{ KN. m.}$

3. La résistance caractéristique :

$$> Q = \frac{\text{EDC}}{4 \cdot D}.$$

- AN :

$$Q = \frac{43.05}{4(0.152)} = 70.81 \text{ KN}$$

4. La rigidité post-élastique K_2 :

$$> K_2 = K_{\text{eff}} - \frac{Q}{D_D}.$$

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

- AN : $K_2 = 1482.767 - \frac{70.81}{0.152} = 1016.91 \text{ KN/m.}$

5. La rigidité linéaire :

$$> K_u = \alpha \cdot K_2$$

- AN: $K_u = (10)(1016.91) = 10169.1 \text{ KN/m.}$

6. La rigidité élastique K_1 :

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

$$> K_1 = 5 \cdot K_2$$

- AN : $K_1 = 5084.55 \text{ KN/m.}$

7. La force limite élastique :

$$> F_y = K_1 \cdot D_y$$

- AN : $F_y = (0.0117)(5084.55) = 86.44 \text{ KN.}$

Avec

- D_y : Déplacement à la plastification donné par la formule suivante :

$$> D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$$

- AN :

$$D_y = \frac{70.81}{5084.55 - 1016.91} = 0.017 \text{ m}$$

Le **tableau 4.6** et le **tableau 4.7** résument les caractéristiques du système d'isolation en élastomère fretté HDRB de la structure étudiée.

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

Tableau 4.6 Les dimensions du système d'isolation en élastomère fretté HDRB.

N° Du Noud	W(KN)	P' _u (KN)	d(cm)	h(cm)	N	t (mm)	t _r (mm)	n _s	t _s (mm)	K _{eff} (KN/m)	ξ _{eff} %
D – 4	1502.36	1810.28	49.4	18.3	17	6.19	101	16	2	1482.67	20

Tableau 4.7 Les caractéristiques mécaniques des éléments du système d'isolation.

Poteaux	A(m ²)	K _v (KN/m)	EDC (KN.m)	Q (KN)	K ₂ (KN/m)	K _u (KN.m)	K ₁ (KN/m)	D _y (m)	F _y (KN)
D – 4	0.192	3169425.74	43.05	70.81	1016.91	10169.1	5084.55	0.017	86.44

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

4.2.3 Résultats

Les tableaux et les graphes ci-dessous présentent les résultats obtenus.

4.2.3.1 Périodes et facteurs de contribution modale

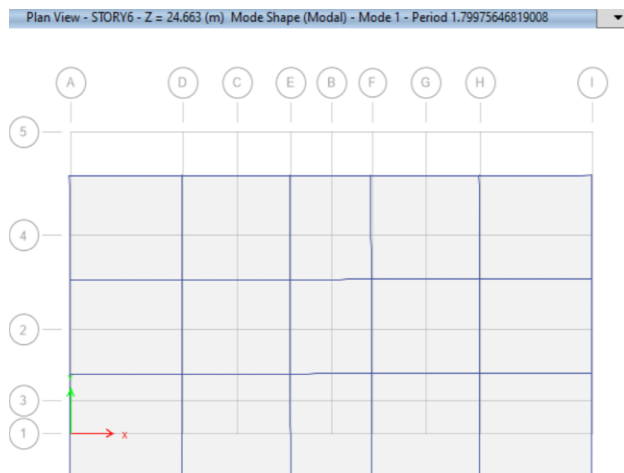


Figure 4.10 mode 1



Figure 4.11 mode 2

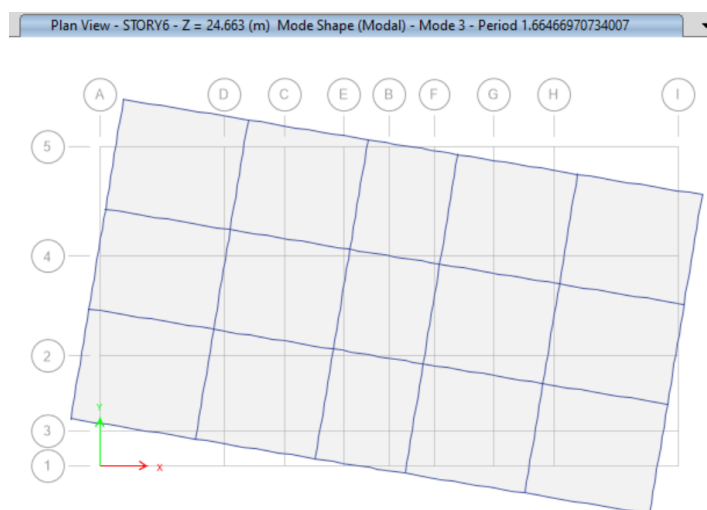


Figure 4.12 mode 3

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

- Le premier mode présente une translation avec une période de 1.799 s.
- Le deuxième mode présente une translation avec une période de 1.778 s.
- Le troisième mode présente une torsion avec une période de 1.664 s.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	1.8	0.0005	0.9866	0	0.0005	0.9866	0
Modal	2	1.779	0.9785	0.0005	0	0.979	0.9871	0
Modal	3	1.665	0.0106	4.574E-05	0	0.9896	0.9872	0
Modal	4	0.457	5.511E-06	0.0119	0	0.9896	0.9991	0
Modal	5	0.446	0.0075	8.828E-06	0	0.997	0.9991	0
Modal	6	0.404	0.0023	0	0	0.9993	0.9991	0
Modal	7	0.231	7.909E-07	0.0008	0	0.9993	0.9999	0
Modal	8	0.229	0.0004	2.417E-06	0	0.9997	0.9999	0
Modal	9	0.204	0.0002	0	0	0.9999	0.9999	0
Modal	10	0.152	0	0.0001	0	0.9999	1	0
Modal	11	0.15	0.0001	0	0	0.9999	1	0

Figure 4.13 Périodes propres de vibration

4.2.3.2 Les déplacements

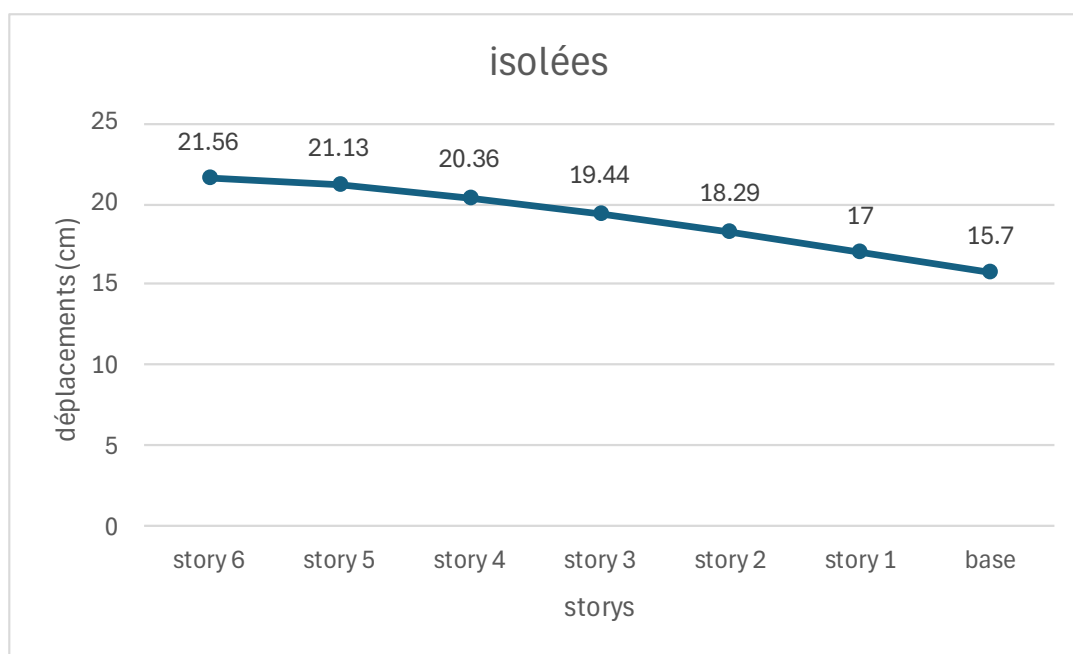


Figure 4.14 Déplacement des storys suivant X.

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

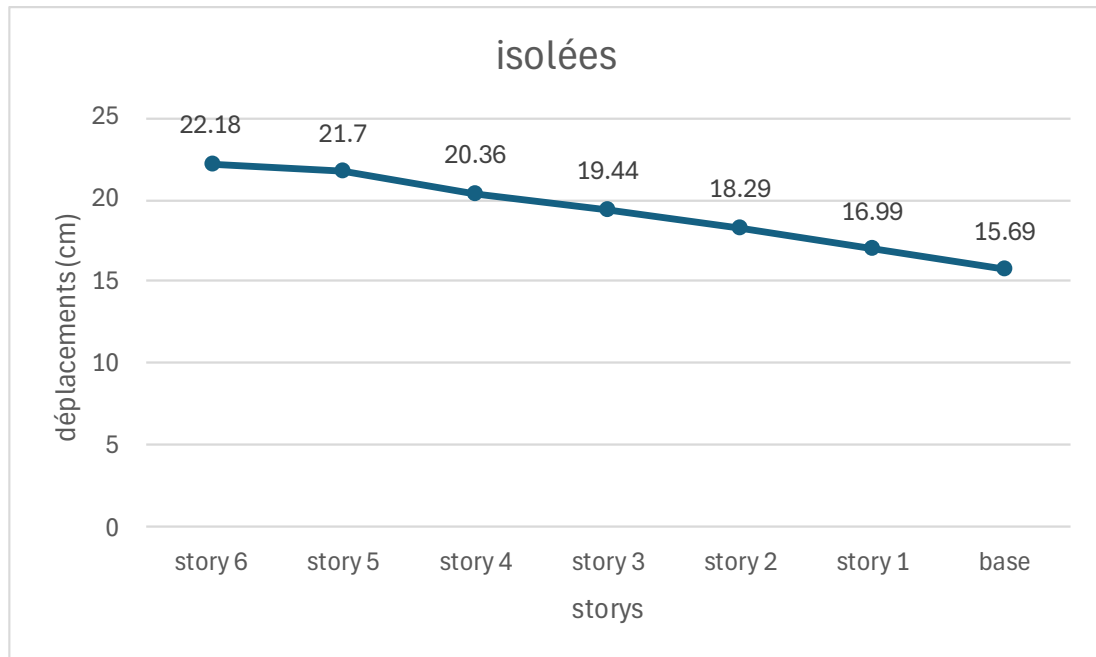


Figure 4.15 Déplacement des storys suivant Y.

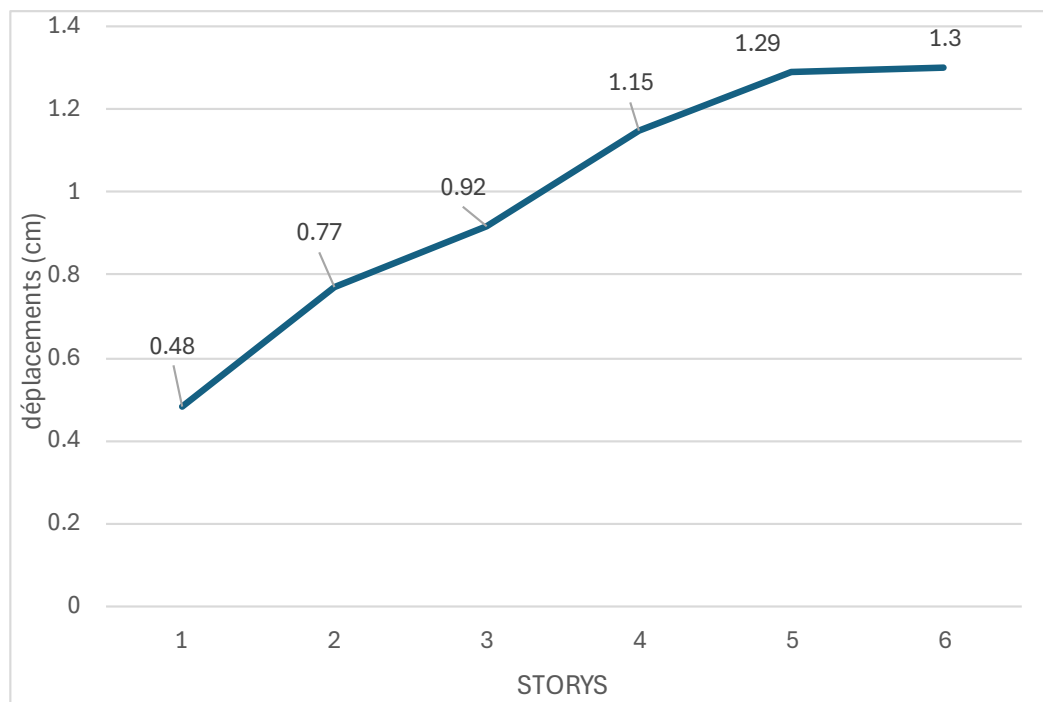


Figure 4.16 déplacements inter-étage direction X

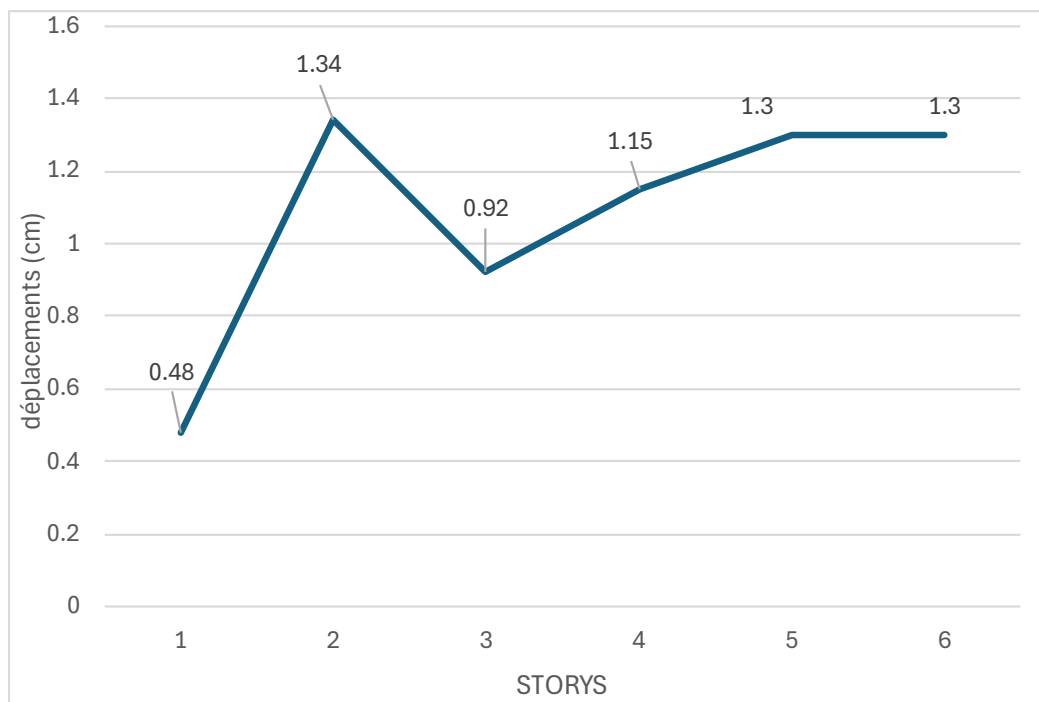


Figure 4.17 déplacements inter-étage direction Y

4.2.3.3 Accélération



Figure 4.18 Accélération des storys suivant X

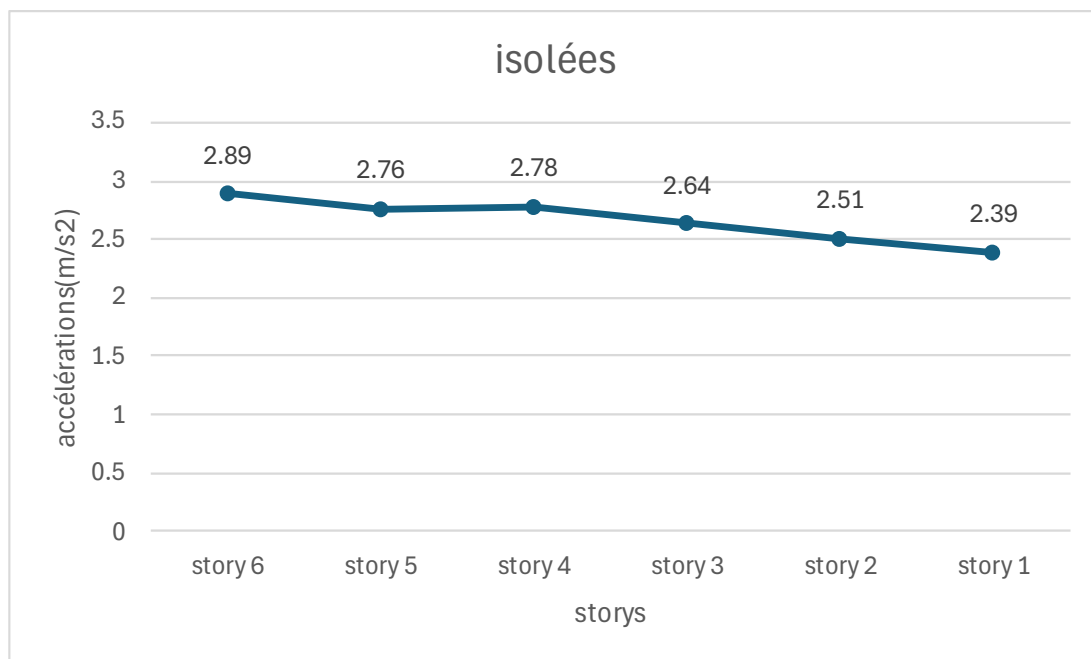


Figure 4.19 Accélération des storys suivant Y

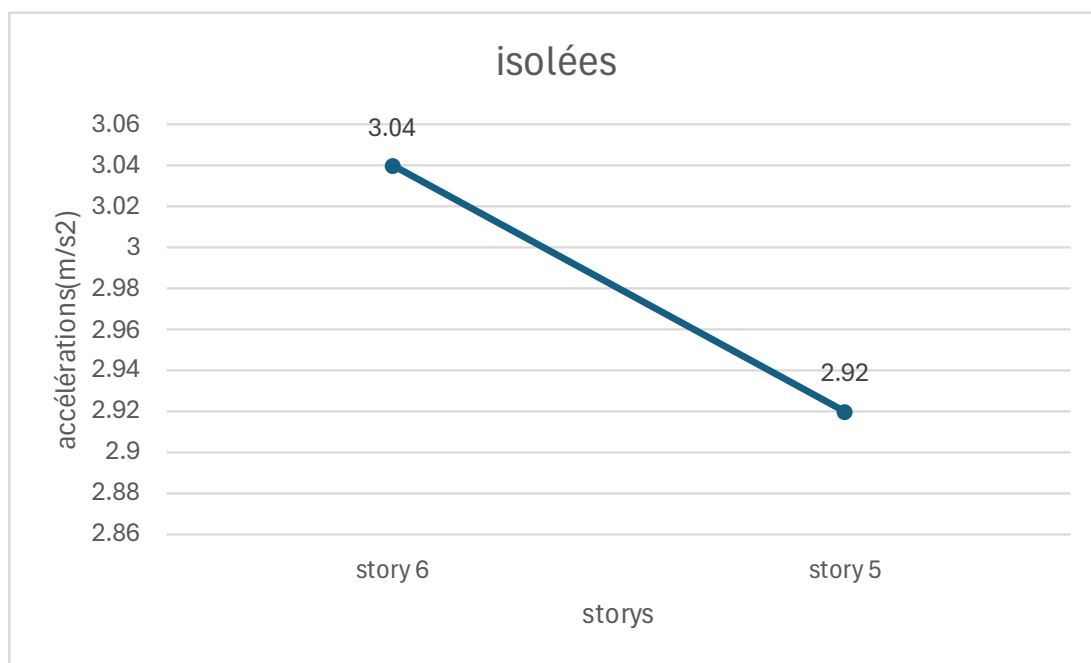


Figure 4.20 Comparaison des accélérations relatives de la structure isolée pour les deux derniers niveaux dans la direction X

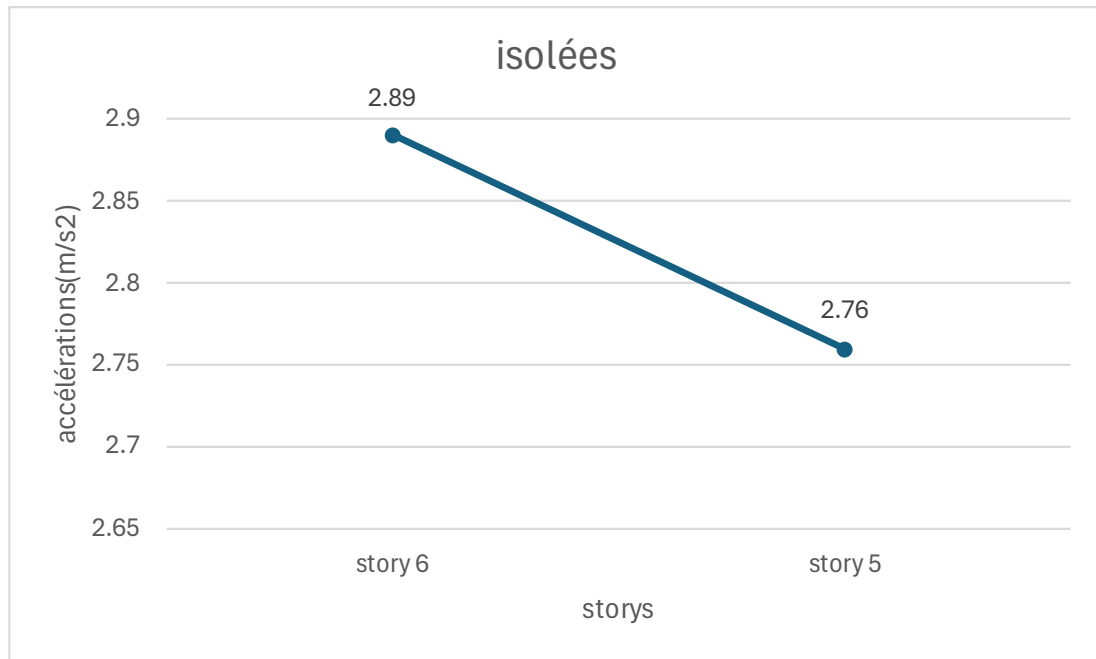


Figure 4.21 Comparaison des accélérations relatives de la structure isolée pour les deux derniers niveaux dans la direction Y

4.2.3.4 Efforts tranchants

D'après l'analyse sismiques menée en utilisant le logiciel ETABS, les efforts sismiques (dans les deux sens, à la base de la structure sont :

- Sens X : $V_x = 1356.78 \text{ kN}$
- Sens Y : $V_y = 1434.05 \text{ kN}$

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

Tableau 4.8 Les résultats

	Niveau	La Direction	Structure isolée
Déplacements (cm)	Dernier niveau	X	21.56
		Y	22.18
	Avant dernier niveau	X	21.13
		Y	21.7
	A la base	X	15.69
		Y	15.68
Accélérations (m/s²)	Dernier niveau	X	3.04
		Y	2.89
	Avant dernier niveau	X	2.92
		Y	2.76
	A la base	X	2.39
		Y	2.39
Effort tranchant (KN)	A la base	X	1356.78
		Y	1434.05

4.3 Conclusion

Dans ce chapitre, on a étudié un bâtiment à six niveaux sans système isolation en se basant sur les principes dimensionnement développés dans les règlements Algériens « BAEL 99, RPA 2003 », après on a dimensionné l'isolateur de type HDRB avec « l'UBC 97 », puis étudié le bâtiment avec l'isolateur HDRB.

CHAPITRE 5 :

***ETUDE COMPARATIVE DE LA
STRUCTURE AVEC ET SANS LE
SYSTEME D'ISOLATION***

Chapitre 5 : ETUDE COMPARATIVE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

5.1 Introduction

En comparant les réponses dynamiques (les déplacements de dernier niveau, les déplacements entre les étages, les accélérations et les efforts tranchants) entre une structure isolée et la même structure encastrée (avec voiles), nous pouvons évaluer l'efficacité du système d'isolation et évaluer la performance des structures isolées.

5.2 Etude comparative

5.2.1 Périodes et facteurs de contribution modale

Les tableaux (Tableau 5.1 et Tableau 5.2) ci-dessous présentent les résultats des périodes obtenues pour les différents types de structures :

5.2.1.1 Périodes et facteurs de contribution modale de la structure encastrée :

Tableau 5.1 : Périodes et facteurs de contribution modale de la structure encastrée

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	Nature
1	0.52676	70.3814	0.0008	70.3814	0.0008	Trans.Y
2	0.465696	0.0012	67.7613	70.3826	67.7621	Trans.X
3	0.34683	0.9651	0	71.3477	67.7622	Torsion
4	0.152308	17.5253	0.0001	88.8729	89.2189	Trans.Y
5	0.105493	0	21.4567	88.873	89.2192	Trans.X
6	0.077965	0.002	0.0001	88.8749	89.219	
7	0.071658	6.834	0.0002	95.7089	89.2192	
8	0.04738	0.005	7.0595	95.7139	96.2787	

5.2.1.2 Périodes et facteurs de contribution modale de la structure isolée

Tableau 5.2: Périodes et facteurs de contribution modale de la structure encastree

	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	Nature
1	1.8	0.0005	0.9866	0.0005	0.9666	Trans.Y
2	1.779	0.9785	0.0005	0.979	0.9871	Trans.X
3	1.665	0.0106	4.574E-05	0.9896	0.9872	Torsion
4	0.457	5.511E-06	0.0119	0.9996	0.9991	Trans.Y
5	0.448	0.0075	8.828E-06	0.997	0.9991	Trans.X
6	0.404	0.0023	0	0.9993	0.9991	
7	0.231	7.909E-07	0.0008	0.9993	0.9999	
8	0.229	0.0004	2417E-07	0.9997	0.9999	

Périodes

Le système isolé a une période plus longue que le système encastree (avec voile), ce qui est l'un des objectifs des isolateurs à la base qui ont pour fonction d'allonger la période, ce qui permet d'assouplir le bâtiment en évitant la résonance.

Les facteurs de contribution modale

Le facteur de contribution modale dans la structure isolée est supérieur à 98% dans le premier mode, ce qui suggère que la réponse dynamique de cette structure est influencée par le premier mode. En revanche, la structure encastree ne dépend pas du premier mode.

5.2.2 Les déplacements

La Figure 5.1 et 5.2 présentent une comparaison des déplacements des storys direction des deux structures encastrees et isolées dans les deux directions X et Y.

Chapitre 5 : ETUDE COMPARATIVE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

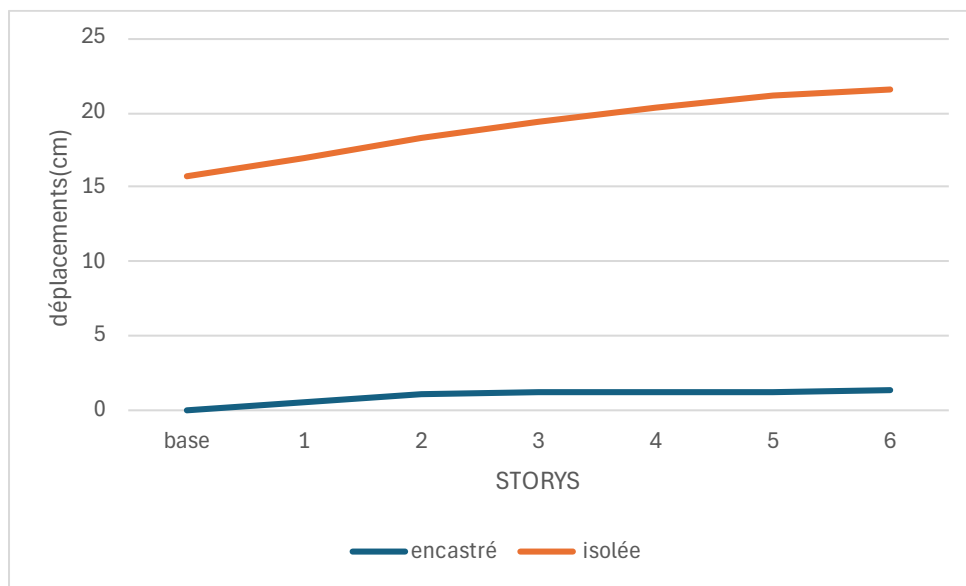


Figure 5.1 comparaison des déplacements des storys direction X

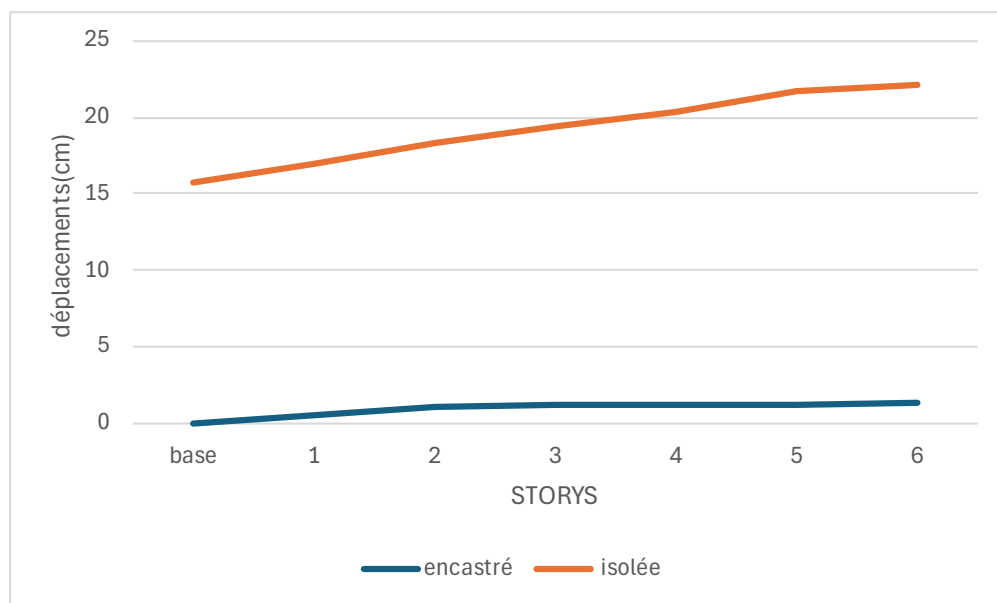


Figure 5.2 comparaison des déplacements des storys direction Y

D'après les figures (Figure 5.1 et 5.2), il est évident que le déplacement de la structure isolée est beaucoup plus important que celui de la structure encastrée, en raison du grand déplacement de la base de la structure isolée.

Chapitre 5 : ETUDE COMPARATIVE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

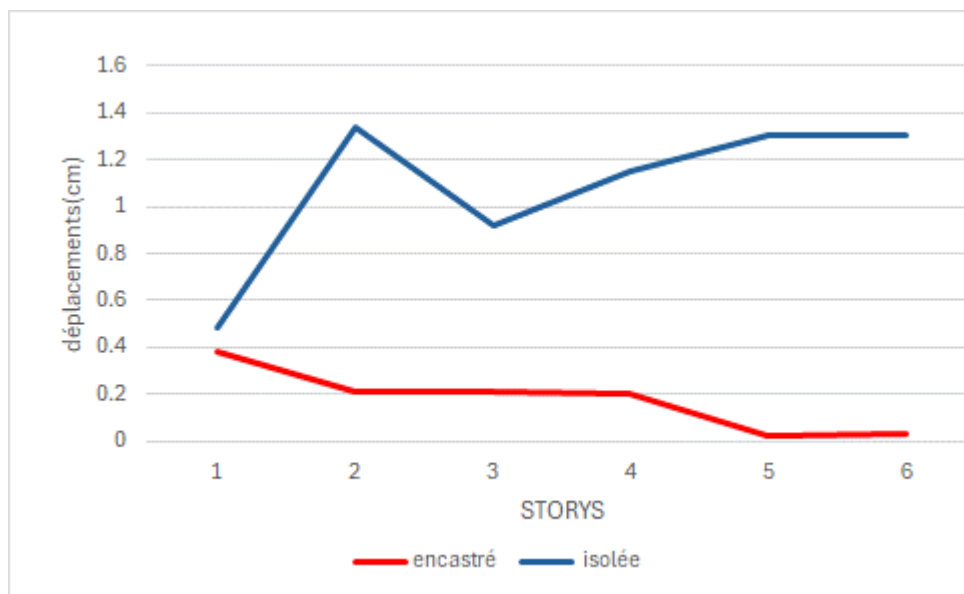


Figure 5.3 comparaison des déplacements inter-etage direction X

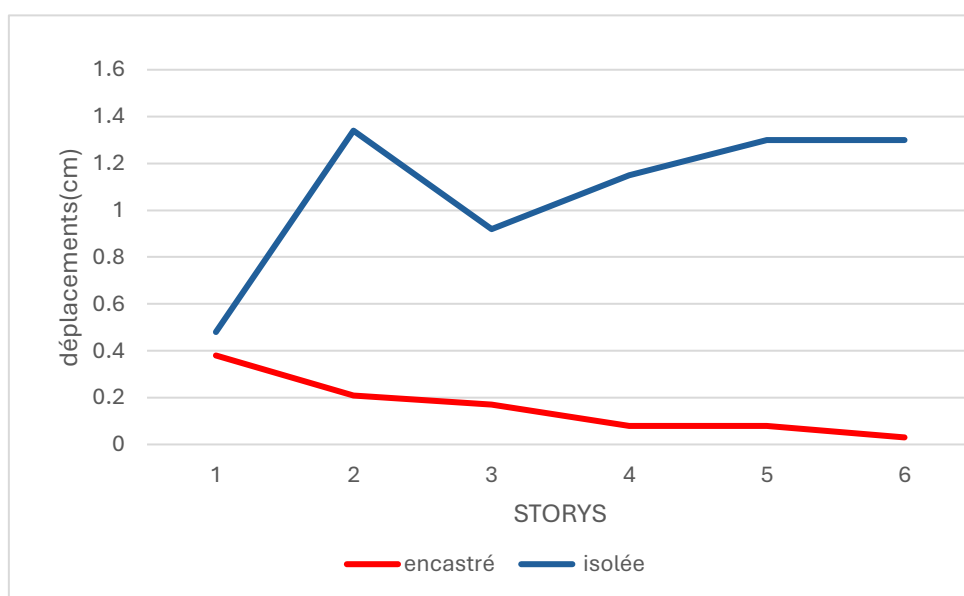


Figure 5.4 comparaison des déplacements inter-etage direction Y

5.2.3 Les accélérations

Les figures (**Figure 5.5** et **5.6**) présentent une comparaison des accélérations du dernier niveau des deux structures encastrée et isolée dans les deux directions X et Y.

Chapitre 5 : ETUDE COMPARATIVE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

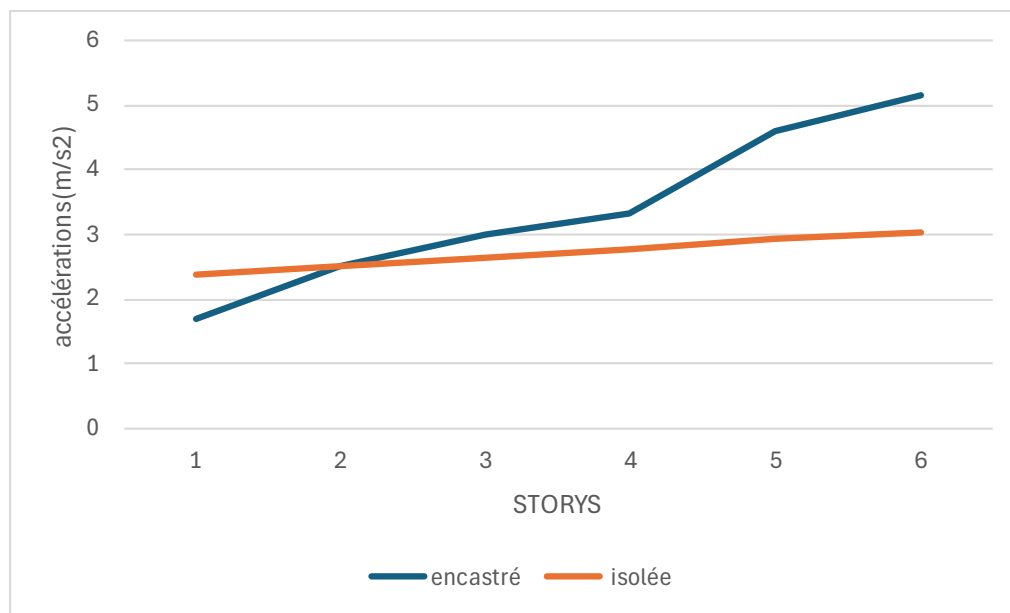


Figure 5.5 comparaison des accélérations des storys direction X

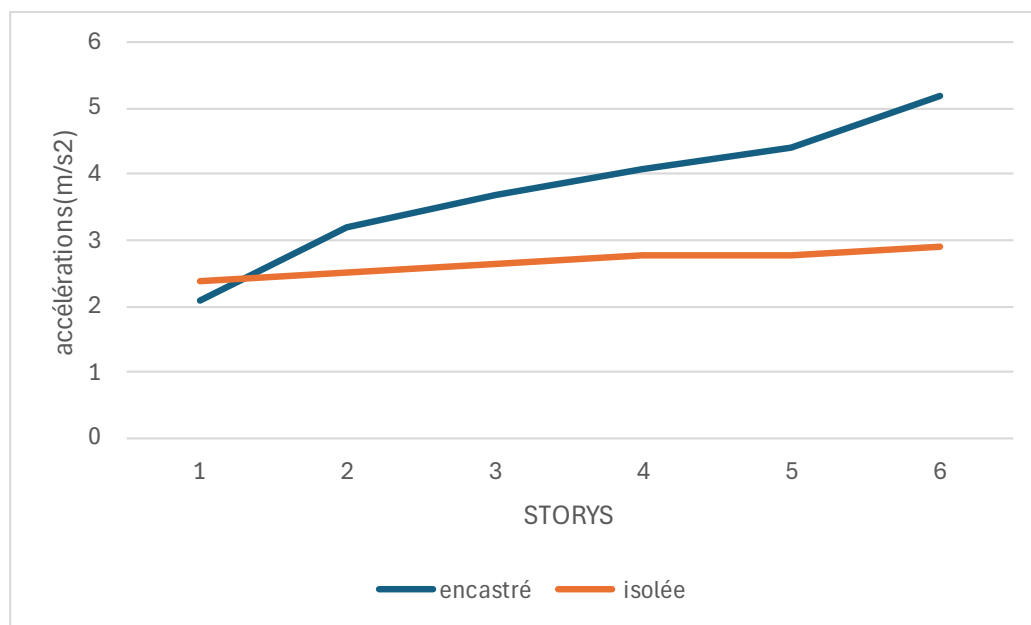


Figure 5.6 comparaison des accélérations des storys direction Y

Les accélérations obtenues dans le système isolé sont très réduites par rapport à celles du système non isolé en raison de découplage entre le mouvement du sol et celui de la superstructure.

5.2.4 Les efforts tranchants

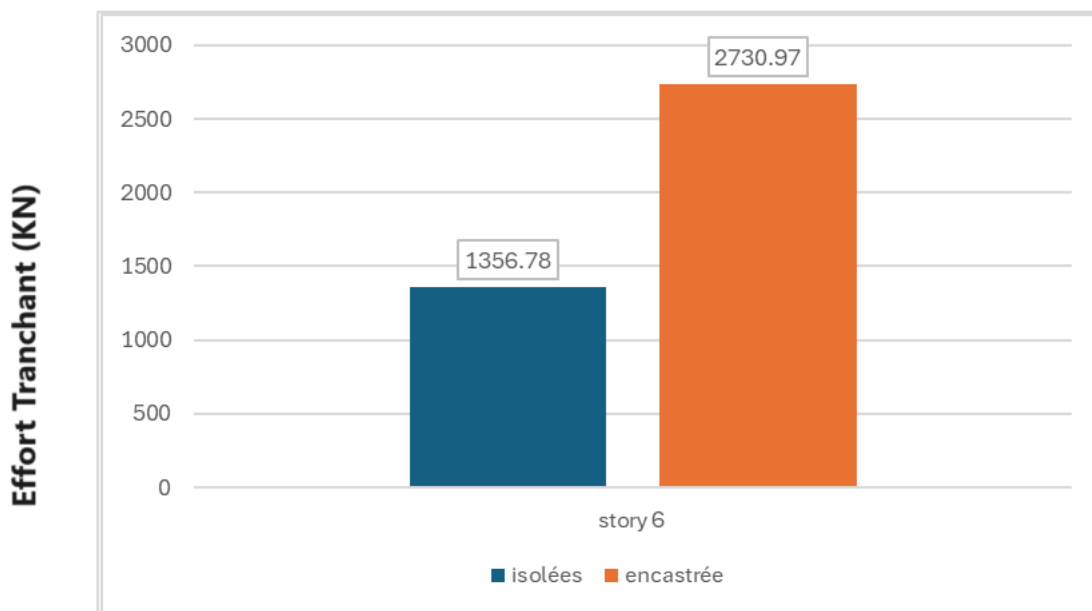


Figure 5.7 comparaison des efforts tranchant du dernier niveau direction X

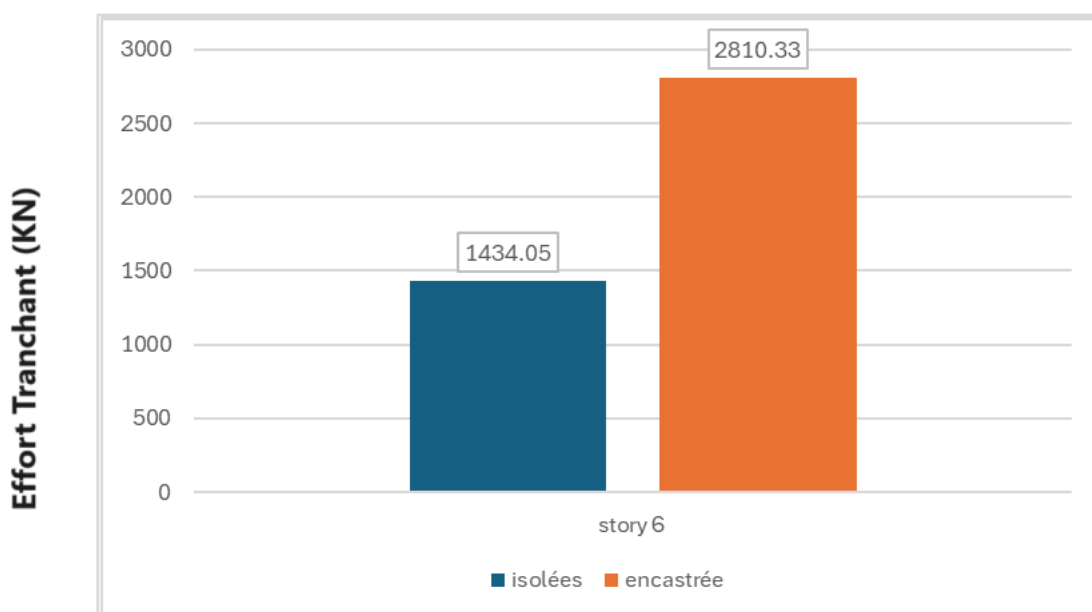


Figure 5.8 comparaison des efforts tranchant du dernier niveau direction Y

Chapitre 5 : ETUDE COMPARATIVE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

En ce qui concerne les structures traditionnelles, l'effort tranchant est relativement élevé en raison de l'augmentation des accélérations. En revanche, dans le système isolé, l'effort tranchant est diminué en raison de la réduction des accélérations grâce aux isolateurs qui agissent comme des filtres.

Le comportement de la réponse en ce qui concerne les mouvements, les accélérations et les efforts tranchants démontre clairement que les isolateurs jouent un rôle de filtres pour les fréquences élevées.

Tableau 5.3 : Comparaison des réponses maximales pour les deux structures isolée et encastree.

Paramètres Maximums	Niveau	Direction	Structure encastree	Structure isolée
Déplacements (cm)	Dernier niveau	X	1.26	21.56
		Y	1.19	22.18
	Avant dernier niveau	X	1.23	21.13
		Y	1.16	21.7
Accélérations (m/s²)	Dernier niveau	X	5.16	3.04
		Y	5.2	2.89
	Avant dernier niveau	X	4.6	2.92
		Y	4.4	2.76
Effort tranchant (KN)	A la base	X	2730.97	1356.78
		Y	2810.33	1434.05
Période fondamentale (s)	/	/	0.527	1.8

Chapitre 5 : ETUDE COMPARATIVE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTEME D'ISOLATION

Les tableaux suivantes représentent un résumé de l'étude comparative des deux structures étudiées :

Tableau 5.4 : comparaison des déplacements des niveaux direction X

NIVEAU	Structure encastéré	Structure isolée
NIV6	1.26	21.56
NIV5	1.23	21.13
NIV4	1.21	20.36
NIV3	1.19	19.44
NIV2	0.98	18.29
NIV1	0.49	17
BASE	0	15.7

Tableau 5.5 : comparaison des déplacements des niveaux direction Y

NIVEAU	Structure encastéré	Structure isolée
NIV6	1.19	22.18
NIV5	1.16	21.7
NIV4	1.08	20.36
NIV3	0.91	19.44
NIV2	0.7	18.29
NIV1	0.32	16.99
BASE	0	15.69

**Chapitre 5 : ETUDE COMPARATIVE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE
SYSTEME D'ISOLATION**

Tableau 5.6 : comparaison des accélérations des niveaux direction X

NIVEAU	Structure encastré	Structure isolée
NIV6	5.16	3.04
NIV5	4.6	2.92
NIV4	3.32	2.78
NIV3	3.01	2.64
NIV2	2.5	2.51
NIV1	1.68	2.39

Tableau 5.7 : comparaison des accélérations des niveaux direction Y

NIVEAU	Structure encastré	Structure isolée
NIV6	5.2	2.89
NIV5	4.4	2.76
NIV4	4.07	2.78
NIV3	3.7	2.64
NIV2	3.2	2.51
NIV1	2.1	2.39

5.3 Conclusion

L'aspect de la réponse en ce qui concerne les mouvements, les accélérations, les efforts tranchants et le moment renversant démontre clairement que les isolateurs jouent un rôle de filtres pour les fréquences élevées.

Suite à l'analyse comparative des deux systèmes (isolé et à base fixe), les résultats obtenus peuvent être résumés comme suit :

- Les temps du système isolé sont plus longs que ceux du système à base fixe.
- Les mouvements de la structure isolée sont plus importants que ceux de la structure avec une base fixe. Les mouvements entre les étages de la structure isolée sont presque inexistantes. Cela implique que la structure oscille à peu près comme un corps immobile.
- La structure isolée présente des accélérations inférieures à celles de la structure à base fixe.
- Les efforts tranchants sont réduits par ce système d'isolation.
- Le découplage du sol diminue le moment renversement, ce qui soulage les éléments porteurs verticaux et réduit les tassements différentiels.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Pour conclure, nous souhaitons souligner que notre travail vise à aider à modéliser les isolateurs sismiques et à comprendre le comportement des structures qui utilisent cette technique. Elle implique l'incorporation d'une structure flexible entre le sol et la structure, séparant ainsi les mouvements de la superstructure de ceux du sol. On peut effectuer cette technique d'isolateurs de différentes façons. Parmi celles-ci, les isolateurs à base d'élastomère occupent une position privilégiée en raison de leur facilité de fabrication, de leur faible coût et de leur similitude avec les appuis traditionnels.

Une comparaison a été réalisée entre une structure à base fixe et une structure isolée (système en élastomère frété (HDR)), qui ont été exposées à la même excitation sismique. Selon les résultats de cette étude, il est démontré que l'isolation sismique est plus efficace pour réduire les dégâts structurels et préserver des vies humaines pendant et immédiatement après un tremblement de terre. À partir de l'analyse comparative, les principales conclusions sont les suivantes :

Les structures isolées se déplacent sur les supports comme un bloc presque indéformable. Les mouvements de la construction causés par les secousses du sol se situent principalement au niveau des supports. Grâce à leur faible résistance, la période propre de la construction s'étend et la vitesse d'oscillation diminue.

Les accélérations de la superstructure sont plus faibles que celles du sol. Il y a donc une diminution des accélérations plutôt qu'une amplification. Ainsi, les appuis jouent le rôle d'un filtre qui ne permet de passer que des vibrations de longue durée.

Les efforts tranchants et les moments de renversement à la base sont réduits par le découplage du sol, ce qui permet de soulager les éléments porteurs verticaux et de réduire les tassements différentiels.

Grâce à cette étude qui constitue une introduction à l'isolation sismique, nous avons acquis une maîtrise des principes fondamentaux du calcul des bâtiments sur appuis parasismiques, un domaine qui n'est pas encore parfaitement développé en Algérie. En raison de la sismicité élevée de notre pays et de l'avancement réalisé dans le domaine du génie parasismique, il est essentiel que cette nouvelle technique soit intégrée dans les futurs règlements algériens pour les constructions qui doivent être opérationnelles pendant et après un séisme.

Enfin, en se basant sur les données obtenues, il est possible de conclure qu'une structure équipée d'un isolant pourra résister au tremblement de terre avec très peu de dégâts, ce qui représente une option acceptée pour réduire l'impact sismique.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Guide de la conception parasismique des bâtiments, association française de génie parasismique, AFGP 2004, France. 129 p.
- [2] : 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.
- [3]: Betbeder-Matibet. J : GENIE PARASISMIQUE, prévention parasismique volume 3, Paris, Edition EYROLLES, 2003 .
- [4] : INFO EXPOPROTECTION, Protection parasismique/ Place à l'amortissement [En ligne] (page consultée le 07/12/2012) Disponible sur :
http://www.info.expoprotection.com/site/FR/Protection_parasismique_Place_a_la_mortissement,C1294,I1687,Zoomf1aea423db172c96fda3a5635316b0e3,FromPag_eN.htm.
- [5] : GUIZANI.L, Groupe Conseil Inc., Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec : Mise au point.1997.
- [6] : BALANDIER.P, Eléments de conception parasismique à l'usage des techniciens du bâtiment pour DDE Martinique – SECQUIP, 2001(<http://www.planseisme.fr>(http://www.planseisme.fr/IMG/pdf/Polycopie_de_conception_niveau_technicien.pdf))
- [7]: International conference of bulding officials (ICBO) , Earthquake Regulations for seismic-isolated structures, Uniforme building Code, chapitre 16,1997.
- [8]: Naeim. F, Kelly. J, « Design of Seismic Isolated Structures: from Theory to Practice», John Wiley & Sons Inc., USA, 1999.
- [9] : BENYAD.K, Comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base (mémoire de magister), Université Abou Bakr Belkaid , Tlemcen,2013.
- [10] : POLYMEDIA. La Revue POLYTECHNIQUE [En ligne] (page consultée le 29/01/2014) Disponible sur : <http://www.polymedia.ch/RpArticles/view/344> .
- [11]: F.Y.Cheng,H.jiang,K.Lou, « Smart structures innovative systems for seismic reponse control », Taylor & Francis group London New York,2008.
- [12] : CHU de Martinique, Construction de nouveau plateau technique de l'hôpital PIERE ZOBDA QUITMAN, 2013, France, 6 p.

[13]: RPA 2003

[14]: DTR B.C. 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

[15] : UBC1997 uniform building code