



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Travaux Publics

Option : Voix et ouvrage d'art (v.o.a)

Présenté par :

HAFSI DJALILA
GUEMAIR KARIMA

Sujet du mémoire



***Effet de système d'isolation parasismique de
base sur la réponse dynamique d'une structure***



Soutenu publiquement le 18/06/2018 devant le jury composé de :

Mr, M.Zidour

Mr, SAOULA A.E.K

Mr, T.Bensatalah

Mr, H.Daouadji

Mr, A.Rabahi

Président

Rapporteur


Examineur

Examineur

Examineur

PROMOTION : 2017/2018

REMERCIEMENTS



Tout d'abord nous remercions Dieu le tout puissant qui nous adonné le courage et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions vivement, notre promoteur Mr: SAOULLA. A.E.K de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils. Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de génie civil qui ont contribuant outre formation de master en Travaux public.

Nous remercions Mme Quezir de nous avoir aidés à réaliser ce travail. Nous ne saurons oublier de remercier les honorables membres du jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions le personnel de la DIRECTION DES TRAVAUX PUBLIC de nous reçus et de nous apporter notre aide et de nous fournir l'information et l'expérience en rapport avec cette question.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leurs soutiens trouvent ici, l'expression de notre vive et Sincère reconnaissance.



DÉDICACES

Au non de dieu et par sa volonté et son aide qui enrichit mes savoirs.
Ces savoirs qui m'ont mené à réaliser ce travail, dont j'en suis comblé et fier.
La science consistée à oublier ce qu'on croit savoir, et la sagesse à ne pas s'en soucier.
Sans oublier tous ceux qui m'ont fait l'éminent honneur avec différence, je tiens à leur
dédier ce travail :

A mon très cher père qui m'en courage et me conseille pendant mes plus
pénibles moments et qui m'a guidé vers chemin droit.

A mes très chère : mère et sœur

Qui m'ont entouré d'amours et de tendresse et qui m'ont appris la patience et le défile.

A toute la famille **HATSI & GUEMAIR.**

A mes très chère frères et tous mes amies

A toutes la promotion sortante 2017/2018

A tous nos enseignants de l'université Ibn Khaldoun

Pour tous ceux que je n'ai pas cité bien que ne croyez pas
que je vous ai oublié, vous êtes toujours dans
mon cœur.

Hafsi & Guemair



Résumé

La protection sismique des structures est une exigence qui est de plus en plus encadrée par les codes du domaine génie parasismique. L'utilisation d'un système d'isolation à la base pour la protection des constructions est devenue à présent une technologie assez répandue et bien établie dans le monde, elle offre une meilleure réduction d'effet sismique sur le bâtiment en termes de déplacement relatifs, d'accélération et des efforts tranchants.

Le travail présenté dans ce mémoire, est d'évaluer la performance de ce système d'isolation en utilisant le type HDRB. Pour cela une analyse dynamique a été effectuée par le logiciel ETABS 2016 sur un bâtiment à sept niveaux avec deux configuration ; base fixe, base isolée par type HDRB. Le but est de démontrer l'efficacité de ce système par les meilleurs résultats. Suite à une comparaison de deux systèmes cités auparavant, le système isolée reste le meilleur et donne des résultats satisfaisants.

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

Abstract

The seismic protection of structures is a requirement, which is framed more and more by the codes of the parasismic engineering field. The base isolation is one of the most replied technologies in this field; therefore, it offers a better reduce of seismic effect on the building in terms of relative displacement, acceleration and shear forces.

The aim of our research is to evaluate the performance of the isolation system using Type HDRB. There for, a dynamic analysis was performed by the ETABS 2016 software on an seven-level building with two configuration; fixed base, base isolated with type HDRB. The aim is to demonstrate the effectiveness of this system the best results.

Following a comparison between the two systems, the système isolation is the best and provides satisfied results.

Key words: basic insulation, seismic excitation, ETABS, methods for dynamic analysis, seismic response, base isolators,building.

ملخص

حماية المباني من الزلازل هو شرط يتم تأطيره بشكل متزايد وفقا لمعايير المجال الزلزالي . و من بين هذه التقنيات يوجد نظام العزل القاعدي لحماية المنشآت بحيث تعتبر من أنجع الأنظمة في هذا المجال على المستوى العالمي. بحيث تقدم أفضل تقليص لتأثير الزلازل على المبنى من حيث الانتقال النسبي، التسارع وقوى القص.

الهدف من بحثنا هو تقييم أداء نظام العزل باستخدام نوع من الدعم .لذا تم إجراء تحليل حركي بواسطة برنامج "إيتابس 2016" على مبني مكون من سبع طوابق .قاعدة ثابتة ، قاعدة معزولة بهذا النوع من الدعم ، الهدف من ذلك هو إثبات فعالية هذا النظام على أفضل النتائج.

بعد المقارنة بين النظامين المذكورين من قبل، توصلنا إلى أن العزل الأفضل بحيث يقدم نتائج مرضية.

الكلمات المفتاحية: العزل الأساسي ، الإثارة الزلزالية ، الإيتابس ، طرق التحليل حركي ، الاستجابة للزلازل، عازل قاعدي، بناية.

Table des Matières

	Page
Remerciement.....	i
Dédicaces.....	ii
Résumé.....	iii
Abstract.....	iv
ملخص.....	v
Table des matières.....	vi
Liste des notations.....	xii
Liste des tableaux.....	xvi
Liste des figures.....	xv
Introduction générale.....	01
<i>CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES APPUIS PARASISMIQUES.</i>	
I-1 Introduction	03
I-2 Historique sur les isolateurs	03
I-3 Application des systèmes d'isolation	04
I-4 Principe de l'isolation à la base.....	07
I-5 Les différents systèmes d'isolation parasismique	08
I-5.1 Les appuis parasismiques	09
I-5.1.1 Appuis à déformation	09
a/Appuis en élastomère fretté avec noyau de plomb.....	11
b/Appuis frettés.....	12
I-5.1.2 Appuis à pot.....	12
I-5.1.2.1 Les type de l'appui à pot.....	13
I-5.1.3 Les appuis à glissement.....	14
I-5.1.3.1 Appuis pendulaires à glissement RESTON®PENDULU	15

I-5.1.4 Les appuis à déformation et glissement.....	16
I-5.1.5 Les appuis à roulement	16
I-5.2 Amortisseurs parasismique	17
I-5.2.1 Amortisseur hystérésis (élasto-plastique).....	17
I-5.2.2 Amortisseur hydraulique.....	18
I-5.2.3 Amortisseur à friction	19
I-5.2.4 Amortisseurs visqueux	19
I-5.2.5 Amortisseur de masse accordée (TMD)	20
I- 5.3 Système izolatech (zts)	21
I-5.4 Pendules à friction	22
I-6 Choix entre les types d'appuis parasismiques.....	23
I-7 Conclusion	23

CHAPITRE II : FONCTIONNEMENT ET DIMENSIONNEMENT DES APPUIS PARASISMIQUES.

II-1 Introduction	24
II-2 Le fonctionnement des appuis parasismiques [25]	24
II-2.1 Appuis à déformation.....	25
II-2.1.1 Appuis en caoutchouc fretté	25
II-2.1.2 Appuis en élastomère fretté avec amortisseur en barreau de plomb	26
II-2.2 Appuis à glissement	27
II-2.2.1 Appuis à frottement pur FP.....	27
II-2.2.2 Appuis à en pendules glissants FPS	28
II-2.3 Modèle de calcul de structure isolée	29
a/ Les équations du mouvement	30
II-3 Les méthodes d'analyse et dimensionnement des isolateurs.....	34
II-3.1 Description des codes parasismiques	34
II-3.2 Méthodes de calcul et d'analyse des structures isolées	35

II-3.2.1	Méthode modale spectrale.....	35
II-3.2.1.1	L'isolement séismique au Japon.....	35
II-3.2.1.2	L'isolement séismique en Italie.....	37
II-3.2.1.3	L'isolement séismique aux Etats-Unis.....	39
II-3.2.2	Méthode statique équivalente.....	42
II-3.2.3	La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	44
II-4	: Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques	46
II-4.1	Dimensionnement de l'appui en élastomère à fort amortissement HDRB	47
III-4.1.1	Le calcul de déplacement.....	47
II-4.2	Dimensionnement de l'appui en pendules glissants FPS	49
II-5	Conclusion	50
CHAPITRE III : DESCENTE DES CHARGES ET PRÉ- DIMENSIONNEMENT.		
III-1	introduction	51
III-2	Présentation de l'ouvrage	51
III-2.1	Présentation du bâtiment étudié	52
a/	Caractéristiques géométriques.....	52
b/	ossature et système constructif adopté.....	52
c/	Caractéristiques des matériaux	52
III-3	Détermination de l'épaisseur du plancher à corps-creux	53
III-4	Dimensionnement des poutrelles	53
III-5	Descente de charges	54
III-5.1	Les planchers	54
a/	Plancher terrasse inaccessible	54
b/	plancher d'étage courant(1 ^{er} -6 ^{eme}) étages	55
III-5.2	Balcon.....	56

III-5.3 Maçonnerie	57
III-5.4 L'acrotère.....	58
III-5.5 Les escaliers.....	59
III-5.5.1 Dimension des escaliers	59
III-5.5.3Détermination de l'épaisseur du palier et paillasse.....	60
III-5.5.4 Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier.....	61
III-6 Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	62
III-6.1 Pré dimensionnement des poutres.....	62
III-6.1.1 les poutres principales	62
III-6.1.2Les poutres secondaires.....	63
III-6.1.3 La poutre palière.....	63
III-6.2 Pré-dimensionnement des poteaux.....	63
III-6.2.1.Calcul de l'aire du plancher supporté par le poteau le plus sollicité.....	64
III-6.2.2.Calcul de poids propre des poutres revenant au poteau le plus sollicité.....	65
III-6.2.3.Calcul de poids propre des planchers revenant au poteau.....	65
III-6.2.4 Calcul du poids propre des poteaux.....	65
III-6.2.5 Calcul des surcharges d'exploitation.....	65
III-6.2.6 Loi de dégression des charges d'exploitation	66
III-7 Conclusion.....	69

CHAPITRE IV :DIMENSIONNEMENT DE D'APPUI PARASISMIQUES TYPE HDRB.

IV-1 Introduction.....	70
IV-2Définition des appuis en élastomère à fort taux d'amortissement HDRB	70
IV-3CARACTERISTIQUE DU PRODUIT HDRB.....	70
IV-3.1Principe.....	70
IV-3.2Application.....	70
IV-3.3 Isolation sismique.....	71
IV-4Propriétés et avantages.....	72

IV-4.1 Propriétés	72
IV-4.2 Matériaux.....	73
IV-4.3 Système d'ancrage	74
IV-4.4 Protection contre la corrosion.....	74
IV-4.5 Inspection et maintenance.....	74
IV-4.6 Avantages.....	75
IV-5 Qualité et services.....	75
IV-5.1 Qualité.....	75
IV-5.2 Conformité CE.....	76
IV-5.3 Essais.....	76
IV-6 Dimensionnement de d'appuis parasismiques type HDRB.....	76
IV-7 CONCLUSION.....	84

CHAPITRE V : ETUDE COMPARATIVE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTÈME D'ISOLATION.

V.1 Introduction.....	85
V.2 Présentation du logiciel	85
V.3 Description de l'excitation sismique	86
V.4 Description du système d'isolation	87
V.5 Modélisation avec le logiciel ETABS	87
V.6 Résultats	89
V.6.1 Les périodes, les pulsations et les facteurs de contribution modale	89
V.6.2 Déplacement	91
V-6.2.1 Déplacement maximal des niveaux.....	91
V-6.2.2 Déplacement du dernier niveau	93
V.6.3 Accélération	94
V-6.3.1 Accélération maximale des derniers niveaux.....	94

V.6.4 Effort tranchant	96
V-6.4.1 Les efforts tranchants pour différents niveaux	96
V-6.4.2 Les efforts tranchants à la base	98
IV.7 Conclusion.....	100
Conclusion générale.....	101
Référence bibliographique.....	103

Liste des Notations

NOTATION

f_{c28} : La résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

f_{t28} : La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

E : Module d'élasticité.

f_e : La limite d'élasticité de l'acier.

S : La section.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

L : Longueur ou portée.

P : Poids de chaque élément.

β : Coefficient de pondération.

b : Dimensions de la structure.

c : L'amortissement.

c_{eq} : Coefficient d'amortissement équivalent.

d : Diamètre de la surface sphérique de l'appui FPS.

e : Excentricité.

g : accélération de la pesanteur.

h_x : Hauteur du niveau x .

h_i : Hauteur du niveau i .

h_h : Hauteur de l'appui HDRB.

i : Rayon de giration.

k : La rigidité.

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

I_f : longueur de flambement.

m : La masse de la structure.

m_s : La masse de la structure.

m_b : La masse de la base.

n_a : Nombre des frettes d'acier.

q_1, q_2 : Coefficients modaux dépendants du temps.

t_r : Epaisseur d'une seule couche en élastomère.

t_e : L'épaisseur des plaques d'extrémité.

t_a : L'épaisseur des frettes d'acier.

u_b : Déplacement absolu de la base.

u_s : Déplacement absolu de la structure.

v_b : Déplacement relatif de la base.

v_s : Déplacement relatif de la structure.

y : Distance entre le centre de rigidité du système d'isolation.

A : Section de l'appui.

A, B, C : Types de la faille sismique.

B_D : Coefficient d'amortissement correspond au tremblement de terre de conception DBE.

B_M : Coefficient d'amortissement correspond au tremblement de terre de conception MCE.

C_{VD} : Coefficient sismique correspond au tremblement de terre de conception DBE.

C_{MD} : Coefficient sismique correspond au tremblement de terre de conception MCE.

D : Le déplacement de conception.

D_Y : Déplacement à la plastification.

D_{TD} : Déplacement totale de la conception correspond au tremblement de terre DBE.

D_{TM} : Déplacement totale de la conception correspond au tremblement de terre MCE.

D'_D : Le déplacement maximal du système d'isolation correspond au tremblement de terre BDE.

M'_D : Le déplacement maximal du système d'isolation correspond au tremblement de terre MCE.

E_{ij} : Le module d'élasticité instantané.

F_b, F_s : Les forces sismiques.

F_f La force de frottement

F_D : Force maximum correspond au tremblement de terre DBE.

F_M : Force minimum correspond au tremblement de terre MCE.

F_X : Force appliquée au-dessus du secteur du bâtiment selon la distribution de masse aniveau x .

F_Y : Force limite élastique.

G : Module de cisaillement de l'élastomère.

$K_{D,eff}$: Rigidité effective du système d'isolation correspond au tremblement de terre de conception DBE.

K_H : Rigidité horizontale de l'élastomère.

$K_{M,eff}$: Rigidité effective du système d'isolation correspond au tremblement de terre de conception MCE.

K_{Dmax} : Rigidité effective maximale correspond au correspond au tremblement de terre DBE.

K_{Dmin} : Rigidité minimale de système d'isolation correspondant au déplacement minimum.

k_1 : Rigidité élastique.

k_2 : Rigidité post-élastique.

L_1, L_2 : Les facteurs de participation du premier et du deuxième mode dans la réponse

M_M : Coefficient de réponse au séisme capable maximum.

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

N_S : L'effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

N_V : Coefficient de proximité de la faille active.

Q : La résistance caractéristique.

R : Rayon de la surface sphérique d'appui FPS.

R_1 : Facteur de réduction de force de conception.

S : facteur de forme.

S_A : Spectre d'accélération

S_A : Type de profil de sol très rocheux.

S_B : Type de profil de sol rocheux.

S_C : Type de profil de sol très dense et roche molle.

S_D : Type de profil de sol raide.

S_D : Le déplacement spectral du mouvement du sol.

T : Période de la structure à base fixe.

T_M : La période effective de la structure d'isolation en seconde correspondant au tremblement de terre maximum MCE.

TD : La période effective de la structure d'isolation en seconde correspondant au tremblement de terre de conception DBE.

V_b : Force sismique.
 V_s : Force du cisaillement minimale.
 W : Le poids total de la structure.
 W_s : Poids du niveau x .
 W_i : Poids du niveau i .
 Z : Coefficient de zone sismique.
 ξ : Coefficient d'amortissement.
 ω : Fréquence propre.
 μ : coefficient de frottement.
 ξ_s : Facteur d'amortissement de la structure.
 ξ_b : Facteur d'amortissement du système isolé.
 ω_s : Fréquence propre du système isolé.
 ω_b : Pulsation propre du système isolé.
 ω_s : Pulsation propre de la structure.
 ϕ_1, ϕ_2 : La matrice modale.
 β_b : Coefficient d'amortissement du système isolé.
 β_1, β_2 : Les rapports d'amortissements modaux pour la structure et le système d'isolation.
 γ_{max} : est la contrainte de cisaillement maximale.
 γ_{bc} : La contrainte limite de service du béton en compression.
 λ : Élancement du poteau.
 Δ : Déplacement statique due à un déplacement de support unitaire.
 ΔE : L'énergie totale dissipée.
 $[C]$: Matrice de masse globale de la structure.
 $[K]$: Matrice d'amortissement de la structure.
 $[M]$: Matrice de rigidité de la structure.
 $\{V\}$: Vecteur d'accélération de la structure.
 $\{V\}$: Vecteur vitesse de la structure.
 $\{V\}$: Vecteur de déplacement de structure.
EDC : énergie dissipée par cycle.
FPS: Friction Pendulum System.
HDRB: High DampingRubberBearing.
LDRB: LowDampingRubberBearing.
LRB: LowRubberBearing.
TMD: Tuned Mass Damper.

Liste de Tableaux

<i>Tableau</i>	<i>page</i>
CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES APPUIS PARASISMIQUES.	
Tableau I. 1 : Caractéristiques de caoutchouc.....	10
CHAPITRE II : FONCTIONNEMENT ET DIMENSIONNEMENT DES APPUIS PARASISMIQUE.	
Tableau II.1 : Valeurs des paramètres décrivant le spectre élastique.....	39
Tableau II.2: Accélérations du sol pour les différentes zones séismiques.....	39
Tableau II.3:Les valeurs du coefficient F_a en fonction des zones et les accélérations spectrales à périodes courtes.....	41
Tableau II.4: Les valeurs du coefficient F_V en fonction des zones et les accélérations spectrales à période d'une seconde.....	41
Tableau II.5:Facteurs d'amortissement B_M et B_D	42
Tableau II.6:Les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans les trois différents codes Japonais, américain et Italien.....	43
Tableau II.7 : Valeurs de l'analyse dynamique données en fonction des valeurs de l'analyse statique.....	46
CHAPITRE III : DESCENTE DES CHARGES ET PRÉ DIMENSIONNENT.	
Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques du plancher.....	54
Tableau III.2 : Descente des charges du plancher terrasse inaccessible avec gravillon.....	55
Tableau III. 3 : Descente des charges de l'étage courant et RDC.....	55
Tableau III. 4 : Descente des charges de balcon.....	56
Tableau III. 5 : Descente des charges des murs double parois.....	57
Tableau III. 6 : Descente des charges de garde-corps.....	58
Tableau III.7: Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.....	61
Tableau III.8 : Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.....	61
Tableau III.9 : Coefficients de dégression de surcharge.....	66

Tableau III.10 : Dimensions des sections du poteau.....	66
Tableau III.11 : Dimensions et ferrailages des poteaux et poutres du bâtiment étudié.....	69

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE D'APPUI PARASISMIQUES TYPE HDRB.

Tableau IV.1 : Coefficient sismique C_{VD}	80
Tableau IV.2 : Facteur de la zone sismique Z	80
Tableau IV.3 : Facteur de proximité de la faille active N_p	81
Tableau IV.4 : Type de failles sismiques.....	81
Tableau IV.5 : Coefficients sismiques C_{VM}	82
Tableau IV.6 : Coefficient de response au séisme capable maximum M_M	82
Tableau IV.7 : Les caractéristiques de l'appui HDRB.....	83

CHAPITRE V : ETUDE COMPARATIVE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTÈME D'ISOLATION.

Tableau V.1 : Comparaison entre les périodes, les pulsations et les facteurs de contribution pour les deux modèles.....	89
Tableau V.2 : déplacements des deux structures suivant X (mm).....	91
Tableau V.3 : déplacements des deux structures suivant Y (mm).....	91
Tableau V.4 : efforts tranchants aux différents niveaux suivant X (KN).....	96
Tableau V.5 : efforts tranchants aux différents niveaux suivant Y (KN).....	96

Liste des Figures

Figure *page*

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES ISOLATEURS.

Figure I. 1 : Mise en place des isolateurs sur les massifs d'une structure.....	3
Figure I.2 : Morceaux de bois installés entre la base et le palier des maisons en Iran.....	4
Figure I.3 : la Grande Mosquée d'Alger est conçue pour accueillir 120 000 fidèles.....	5
Figure I.4: Vue en plan et en élévation du SENDI MT BUILDINNG.....	5
Figure I.5:Des structures isolées à la base à Sotchi (Russie).....	6
Figure I.6:Centre de secours et de gestion de la défense de la défense de l'Italie (Martellis et Al, 2008).....	6
Figure I.7 : Comportement d'une structure à base fixe et une structure avec isolation parasismique.....	7
Figure I.8 : Principe de l'isolation sismique, réduction de l'accélération grâce au décalage de la période.....	8
Figure I.9 : Appuis à déformation.....	11
Figure I.10 : Appui en élastomère fretté doté d'un noyau de plomb.....	11
Figure I.11 : Les appuis en élastomère fretté.....	12
Figure I.12 : Appui à pot.....	13
Figure I. 13 : Des exemples de l'appui à pot.....	13
Figure.I.14: Les types d'appuis à glissement.....	15
Figure I.15 : Appuis pendulaires à glissement RESTON®PENDULUM.....	15
Figure I.16 : Appui à déformation et glissement.....	16
Figure I.17: Appuis à roulements.....	17
Figure I.18 : Amortisseur hystérésis (élasto-plastique).....	18
Figure I. 19: Amortisseur hydraulique.....	19
Figure I.20 : Amortisseur visqueux.....	19

Figure I. 21: Amortisseur à friction.....	20
Figure I. 22: Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508m de hauteur (tour de Taipei 101) Taiwan.....	21
Figure I.23 : isolateur à déformation (à gauche) et groupe d'amortisseurs hystérétiques (barres d'acier doux, à droite).....	21
Figure I.24 : Le système ZTS.....	22
Figure I.25 : Les pendules à friction utilisent.....	22

CHAPITRE II : FONCTIONNEMENT ET DIMENSIONNEMENT DES APPUIS PARASISMIQUES.

Figure.II.1: réalisation d'une structure.....	24
Figure II.2: Principe de fonctionnement.....	25
Figure II.3 : Modèle mathématique.....	25
Figure II.4: Principe et fonctionnement de LRB.....	26
Figure II.5 : Modèle mathématique.....	26
FigureII.6 : Principe et fonctionnement du FP.....	27
Figure II.7: Principe et fonctionnement de FPS.....	28
Figure II.8 : Modèle mathématique.....	28
Figure II. 9: Modèle de structure isolée.....	29
Figure II.10 : Modèle mathématique.....	30
Figure.II.11 : La forme des modes propres de la structure isolée.....	33
Figure II.12: Accélération spectrale de conception $S_0(T)$	36
Figure II.13 : Le coefficient d'amplification de site $G_S(T)$	37
Figure II.14: Spectre de conception.....	38
Figure II.15 : Spectres d'accélération pour différentes sites à la zone sismique 1(0.35g)....	39
Figure.II.16 : Spectre de réponse selon l'IBC2003.....	41

Figure II.17 :Spectres d'emplacement aux quatre classes de site.....	42
--	----

CHAPITRE III : DESCENTE DES CHARGES ET PRÉ DIMENSIONNEMENT.

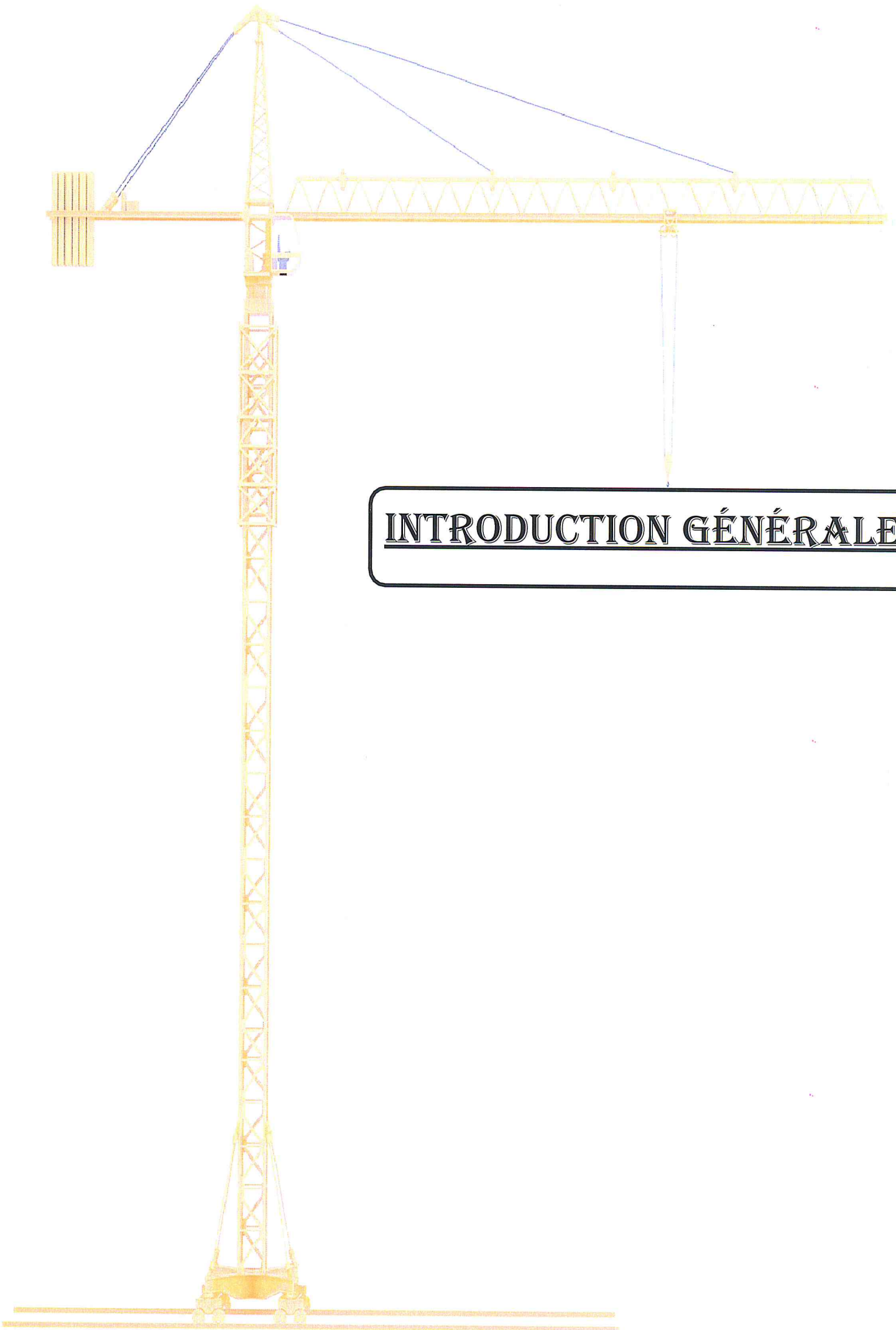
Figure III.1 :la structure RDC +6	51
Figure III.2:Vue en plan de la structure.....	52
Figure III.3 : Dessin d'un plancher en corps creux.....	53
Figure.III.4 :Nervure.....	54
Figure III.5 :Plancher terrasse inaccessible.....	55
Figure III.6 :Plancher étage courant.....	56
Figure III.7:Balcon.....	56
Figure III.8 :Coupe transversale du Mur extérieur.....	57
Figure III.9 :Coupe transversale du Mur intérieur.....	57
Figure III.10 :Dimension de l'acrotère.....	58
Figure III.11 :Schéma d'un escalier.....	59
Figure III.12 :Schéma statique de l'escalier.....	60
Figure III.13 :Section supportée par le poteau le plus sollicité.....	64
Figure III.14:La dégression des charges d'exploitation.....	66

CHAPITRE IV: DIMENSIONNEMENT DE D'APPUI PARASISMIQUES TYPE HDRB

Figure IV.1:Appareils LASTO®HDRB prêts pour l'installation.....	71
FigureIV.2 :Principe de l'isolation sismique – réduction del'accélération grâce au décalage de la période.....	72
Figure IV.3 : Vue schématique d'un appareil LASTO®HDRB.....	73
Figure IV.4 :Fabrication d'un appui LASTO®HDRB.....	74
Figure IV.5 :Appui LASTO®HDRB installé.....	75

CHAPITRE V:ETUDE COMPARATIVE DE LA STRUCTURE AVEC ET SANS LE SYSTÈME D'ISOLATION

Figure V.1 : Fenêtréd'ETABS.....	86
Figure V.2 : Accélérogramme utilisé.....	87
Figure V.3 : Modèle de la structure encastrée ou fixe.....	88
Figure V.4 : Modèle de la structure isolée par l'appui HDRB.....	88
Figure V.5 : Comparaison des périodes et des pulsations pour les deux modèles.....	90
Figure V.6: Comparaison des déplacements max et min de différents niveaux pour les deux modèles dans la direction X.....	92
Figure V.7: Comparaison des déplacements max et min de différents niveaux pour les deux modèles dans la direction Y.....	92
Figure V.8 : Comparaison des déplacements du dernier étage pour les deux modèles dans la direction X.....	93
Figure V.9 : Comparaison des déplacements du dernier étage pour les deux modèles dans la directionY.....	93
Figure V.10: Comparaison des accélérations de derniers niveaux pour les deux modèles dans la direction X.....	94
Figure V.11: Comparaison des accélérations de derniers niveaux pour les deux modèles dans la direction Y.....	95
Figure V. 12: Comparaison des efforts tranchants de différents niveaux pour les deux modèles dans les deux directions X.....	97
Figure V. 13: Comparaison des efforts tranchants de différents niveaux pour les deux modèles dans les deux directions Y.....	97
Figure V. 14 : Comparaison des efforts tranchants à la base pour les deux modèles dans la direction X.....	98
Figure V. 15 : Comparaison des efforts tranchants à la base pour les deux modèles dans la direction Y.....	98



INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les risques naturels sont à l'origine de situations socio-économiques coûteuses quelque fois graves en termes de pertes humaines et matérielles. Parmi ces risques naturels : les séismes.

Ils sont parmi les catastrophes naturelles les plus fréquentes et les plus dévastatrices de la planète. Ces phénomènes engendrent, en effet, de graves dégâts matériels et humains. Cependant, les séismes, contrairement aux autres catastrophes naturelles, tuent surtout du fait de l'effondrement des structures et des chutes des objets.

La protection parasismique de la structure constitue une prévention efficace contre les effets des tremblements de terre, car plus de 90% des pertes en vies humaines sont dues à l'effondrement des ouvrages. C'est pourquoi les ingénieurs et les architectes ont donné les principes d'une bonne conception parasismique à l'aide de différents exemples tirés des leçons des séismes passés.

Quelques règles de construction peuvent, en effet, éviter l'effondrement de la structure lors des tremblements de terre :

- Le respect de la réglementation ;
- Une mise en œuvre soignée ;
- Une conception architecturale parasismique ;
- Isolation à la base.

L'isolation à la base est l'un des systèmes de contrôle passif, le plus utilisé au monde, surtout pour les pays de forte sismicité. Elle consiste à mettre entre la superstructure et la fondation des dispositifs qui ont une déformabilité très importante.

Ces les dispositifs sont les appareils d'appuis et les amortisseurs, mais notre choix, notre choix est basé sur les appuis parasismiques. Ces derniers sont fabriqués par des matériaux résistants du caoutchouc et de l'acier, pour cela notre recherche, on va répondre aux problématiques suivantes :

- Est-ce que l'utilisation de ces appareils d'appuis influe sur la réponse dynamique d'une structure?

Introduction Générale

Le but de ce travail est d'évaluer la contribution de l'isolation de base dans la réduction des effets sismiques de la structure par une modélisation des appuis parasismiques

Ce mémoire s'articule, autour de quatre chapitres en plus une introduction générale, dont laquelle la problématique est introduite, et une conclusion générale qui synthétise le travail.

Le chapitre I est consacré à des généralités sur les appuis parasismiques, à savoir: historiquesur les isolateurs, leurs applications, principe et les types des appuis parasismiques ainsi que les critères de choix de type d'appui parasismique.

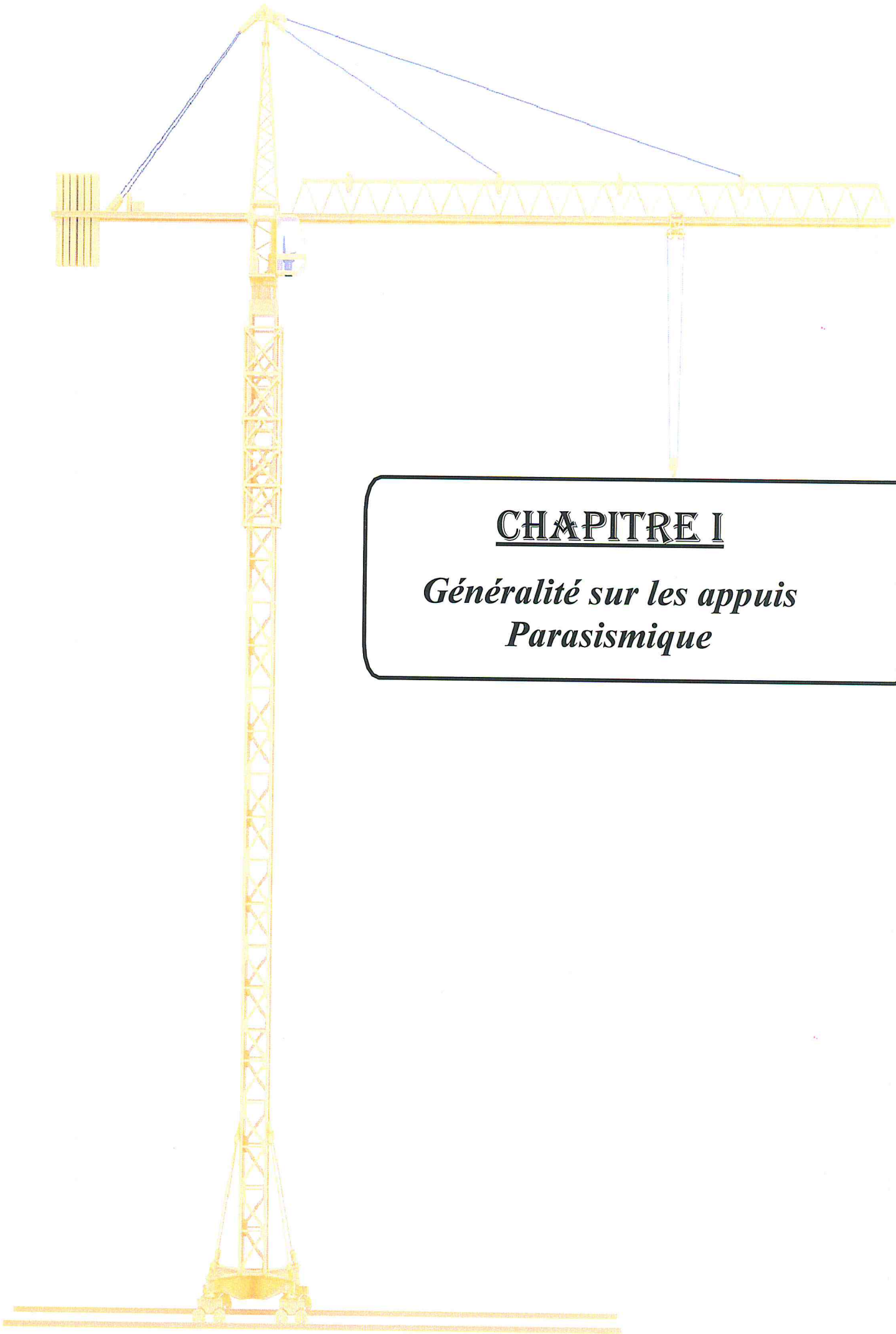
Le chapitre II présente le fonctionnement et les différentes méthodes d'analyse et de dimensionnement des appuis parasismiques (Méthodes de calcul et d'analyse des structures isolées et des appuis parasismiques)

Le chapitre III comporte le pré dimensionnement des différents éléments de la structure à étudier, et la descente des charges.

Le chapitre IV on a déterminé le dimensionnement de l'appui en élastomère à fort amortissement HDRB et les différent caractéristiques de ce produit (principe, propriétés, application, isolation sismique...), leurs qualité et service.

Le dernier chapitre V est consacré à la modélisation de la structure avec et sans système d'isolation à l'aide d'un logiciel d'analyse par éléments finis (ETABS), et 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 I

Généralité sur les appuis Parasismique

I-1 Introduction :

Les constructions sont liées au sol par leurs fondations. Elles assurent une solidité de la superstructure face aux vibrations potentielles causées par les séismes.

Pour cela, il faut intégrer un système de conception parasismique au niveau de la Fondation pour minimiser les charges sismiques, par exemple ; l'isolation parasismique à la base.



Figure I. 1 : Mise en place des isolateurs sur les massifs d'une structure.

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

Pour réaliser un tel découplage (ou isolation sismique), différents appareils parasismiques, connus sous le nom d'isolateurs, sont installés de manière stratégique à divers emplacements de la structure, leur permettant ainsi de remplir leur tâche correctement lors d'un tremblement de terre [1].

I-2 Historique sur les isolateurs :

Historiquement, des morceaux de bois ont été installés entre la base et le palier des maisons en Iran (figure I.2). Des dispositifs pour l'isolement ou pour la dissipation de l'énergie ont été appliqués pour la première fois dans le domaine de la construction mécanique, telles que des amortisseurs dans les automobiles. Dans les années 50, la technologie structurale des

blocs en caoutchouc flexible a été employée pour isoler des bâtiments induits par la vibration des chemins de fer, le trafic de véhicule, le vent...etc.

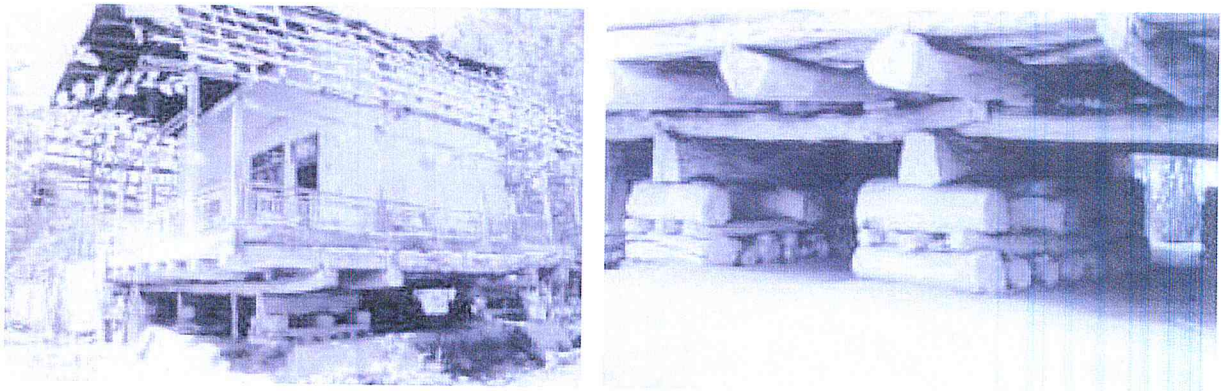


Figure I.2 : Morceaux de bois installés entre la base et le palier des maisons en Iran.

La première tentative moderne d'isoler une structure à la base contre l'effet de séisme a été réalisée à l'école de Heinrich Pestalozzi en 1969 à Skopje (ex- Yougoslavie).

Par la suite, ce système a été appliqué pour le bâtiment de William Clayton en 1981 en Nouvelle Zélande, suivi du centre de droit communautaire et de justice aux Etats-Unis en 1985. La réponse favorable des structures isolées a été observée lors du séisme de Northridge aux Etats-Unis en 1994 et le séisme de Hyogoken-Nanbu au Japon en 1995 qui ont également contribué à l'acceptation de cette technologie.

En Algérie, Le CTC-Chlef a été le premier à introduire la technique d'isolation parasismique des structures à travers la construction du siège de son agence à Ain-Defla [2].

I - 3 Application des systèmes d'isolation :

La technique d'isolation sismique a maintenant évolué dans des régions à forte Sismique l'utilisation de cette technique est en progression rapide dans le monde ; en Chine, en Amérique, en Italie, en Arménie, en Nouvelle Zélande, en Turquie, en Grèce, en Russie, en Portugal, en Corée du sud, en Chili...etc.

- En Algérie

Le CTC-Chlef a récemment finalisé la construction du siège de son agence à Ain Defla, construit sur des appuis parasismiques à base d'élastomère. La Grande Mosquée d'Alger est

un autre projet qui édifiée sur une combinaison des appuis parasismiques et des amortisseurs [3].



Figure I.3 : la Grande Mosquée d'Alger est conçue pour accueillir 120 000 fidèles.

- Au Japon

C'est au Japon qu'on trouve le plus grand nombre des structures isolées ; environ 2000 édifices de haute taille, et plusieurs milliers de pont, cependant le premier bâtiment isolé à la base était construit est SENDI MT BUILDING (figure I.4).

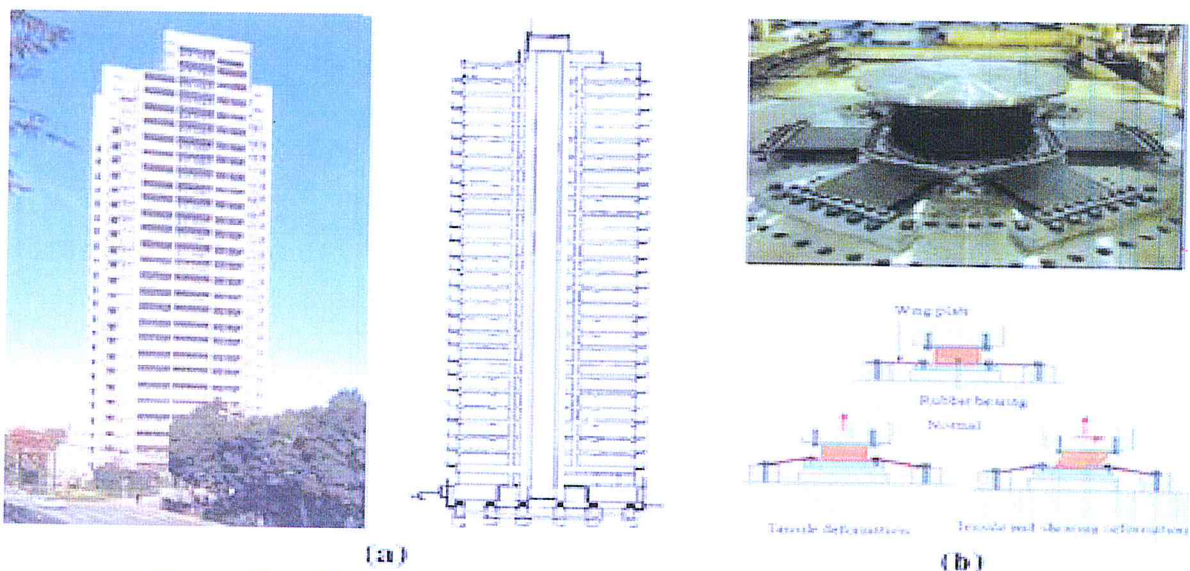


Figure I.4 : Vue en plan et en élévation du SENDI MT BUILDING.

-Au Russie:

Le nombre de bâtiments isolés est approximativement de 600 structures entre réhabilitation des constructions historiques importantes et de nouveaux projets, y compris les gratte-ciels.



Figure I.5: Des structures isolées à la base à Sochi (Russie)

-Au Italie :

Avant le séisme de l'Abruzzo en 2009 avec une magnitude 6.3 degré sur l'échelle de Richter, trente(30) applications de systèmes d'isolation étaient en cours de développement (Figure I.6). Actuellement, l'Italie contient plus de 70 bâtiments isolés qui sont déjà ouvert sà l'activité. Plus de 250 ponts et viaducs avait été déjà équipés de ce système et un nombre significatif de ce type de conception avait été appliqué au différents acquis culturels. En Italie, l'utilisation de ce système d'isolation a été limitée jusqu'à mai 2003, d'une part, en raison du manque de règles de conception et d'autre part en raison de la complexité du processus de leur réalisation[4].



Figure I.6: Centre de secours et de gestion de la défense de la défense de l'Italie (Martellis et Al, 2008).

I-4 Principe de l'isolation à la base :

Le fonctionnement de l'isolation parasismique est basé sur deux principes fondamentaux : La souplesse du système structural et l'augmentation de l'amortissement.

La souplesse et la flexibilité de la structure, d'où l'allongement de la période fondamentale, est obtenu par l'introduction d'un plancher entre le sol de fondation et la superstructure.

Intuitivement, on admet que la rigidité latérale de ce plancher est plus petite que la rigidité latérale de la superstructure, le système aura tendance à se déformer dans l'interface d'isolation, donc pas de déformation ou de dommage pendant la réponse sismique. Pour cela, l'isolateur est recommandé pour les structures rigides reposant sur des sols fermes.

L'augmentation de l'amortissement est essentiellement déterminée par le système d'isolation utilisé. Cette augmentation de l'amortissement sert à réduire la déformation du système d'isolation et de la superstructure, sans aucune augmentation de l'accélération de celle-ci.

La figure I.7, montre la mise en œuvre d'un système d'isolation à la base qui privilège le comportement de la structure puisque ce système évite les effets néfastes produits dans la structure dus aux forces résultant des déplacements relatifs entre les étages [5].

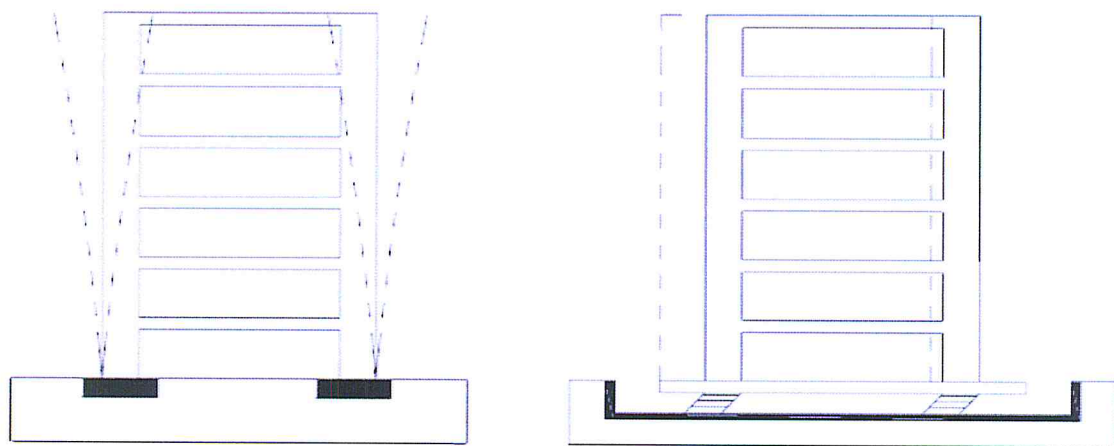


Figure I.7 : Comportement d'une structure à base fixe et une structure avec isolation parasismique.

La majeure partie de l'énergie d'un séisme est regroupée dans une bande de fréquence de 2 à 10 Hz, donc elle risque de subir une excitation conséquente si la fréquence fondamentale d'une structure encastrée au sol se situe dans cet intervalle.

A cet égard, l'utilisation de systèmes d'isolation pour les structures conventionnelles sont plussures et plus performantes par ce que l'ajout de ces isolateurs, aura comme effet de réduire la fréquence fondamentale de la structure jusqu'à des valeurs typiquement situées en dessous de 0,5 Hz, et ainsi les efforts qu'exercent les séismes sur la structure isolée sont normalement de l'ordre de 3 à 10 fois plus petites que les efforts pouvant s'appliquer à la structure à base fixe.

Les isolateurs sismiques fournissent une flexibilité suffisante dans la direction horizontale (parallèle au sol) de l'isolateur passif, d'où la réduction de la fréquence fondamentale de vibration, afin que la période naturelle de la structure diffère le plus possible de la période naturelle du tremblement de terre, et par conséquent, atteindre une diminution des accélérations au niveau de la base des bâtiments. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants se concentrent au niveau de l'isolateur. Dans ce cas, l'intégration des unités d'isolation ou de l'usage d'un dispositif parallèle et externe du dispositif de dissipation d'énergie (amortisseurs) est requise pour contrôler les mouvements et réaliser une conciliation efficace entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement[6].

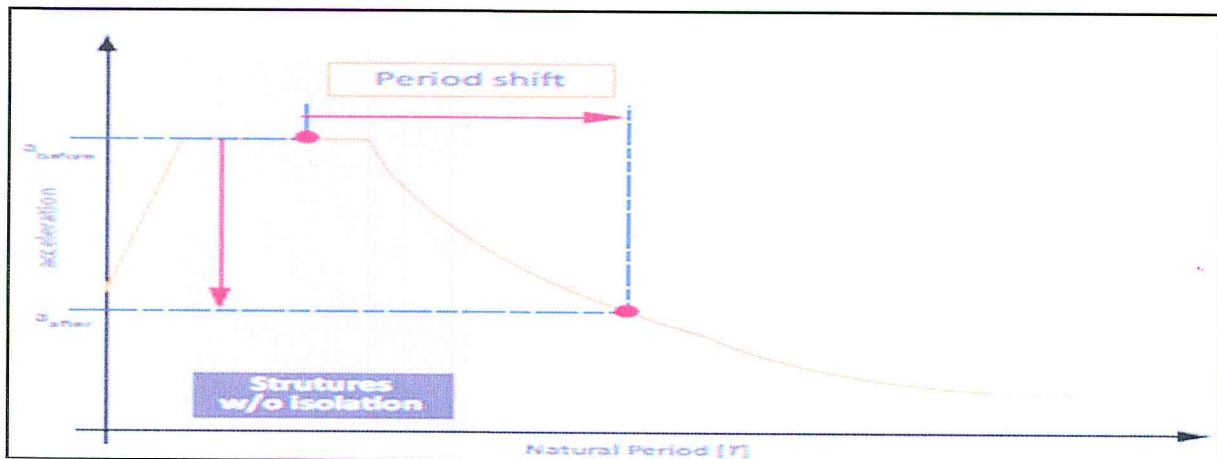


Figure I.8 : Principe de l'isolation sismique, réduction de l'accélération grâce au décalage de la période.

Les système des isolations sismiques sont situés généralement à la base et doivent permettre un déplacement horizontal de 15cm ou plus [7].

I-5 Les différents systèmes d'isolation parasismique :

Un système d'isolation à la base combine deux mécanismes principaux :

- Les appuis parasismiques ;
- Un mécanisme de dissipation d'énergie (amortisseur) ;
- Système izolatech (zts) ;
- pendules à friction ;

I-5.1 Les appuis parasismiques :

Les appuis parasismiques ont un grand intérêt pour la plupart des pays concernés par le risque sismique. L'appareil d'appui est l'élément clé qui permet la liberté de mouvement entre une structure et son assise, tout en assurant la transmission des efforts verticaux et les rotations.

Il en existe plusieurs types, certaines ont déjà été utilisés, d'autres sont restés à l'étude théorique ou d'essais. Parmi ces catégories et selon leur mode de fonctionnement, on distingue [8] :

- Appuis à déformation ou élastomère ;
- Appuis à pot ;
- Appuis à glissement ;
- Appuis à déformation et glissement ;
- Appuis à roulement ;

I-5.1.1 Appuis à déformation :

À partir de 1952 et grâce à l'idée d'Eugène Freyssinet d'associer caoutchouc et les frettes en acier en un seul produit, que s'est généralisé l'emploi de plaques d'élastomère fretté en tant qu'appuis d'ouvrages d'art [9].

Le caoutchouc est un matériau qui peut être obtenu soit naturellement et c'est alors un polymère de l'isoprène, soit de façon synthétique qui lui est produit industriellement à partir de dérivés du pétrole [10].

Tableau I. 1 : Caractéristiques de caoutchouc.

Caoutchouc naturel	Le caoutchouc synthétique
1) Une bonne résistance à la traction	1) Une excellente résistance au vieillissement
2) Un excellent allongement à rupture	contrairement à Caoutchouc naturel
3) Une tendance à la cristallisation	2) Un très faible taux de fluage sous charge
4) Un bon comportement aux sollicitations dynamiques	3) Une bonne résistance au déchirement

Les frettes en acier sont systématiquement en acier de nuance S 235 ou d'un acier présentant un allongement minimal à la rupture équivalente (un allongement au moins égal à celui d'un acier S235). L'épaisseur des frettes doit être inférieure ou égale à 2 mm.

Les appuis en élastomères sont les plus courants, ils sont utilisés depuis les années 60. Ils représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts en France [10].

Entre la structure et les fondations, on intercale des couches de l'acier pour la rigidité verticale et des couches de frette pour résister au poids de la structure en évitant une déformation verticale (figure I.9). Le fait d'ajouter des couches d'élastomère au dispositif permet une flexibilité horizontale ainsi un déplacement de la superstructure en bloc dans le sens contraire au déplacement du sol.

De ce fait, il réduit considérablement le déplacement relatif des étages. Plus, les élastomères sont élastiques/flexibles, moins les charges sismiques ressenties par le bâtiment sont importantes. Cependant une trop grande flexibilité des appuis diminue considérablement la stabilité de l'ouvrage en temps normal. Ces appuis sont donc appelés à juste titre « à déformation » car ils se déforment pour diminuer les effets des secousses sur le bâtiment [11][12][13].

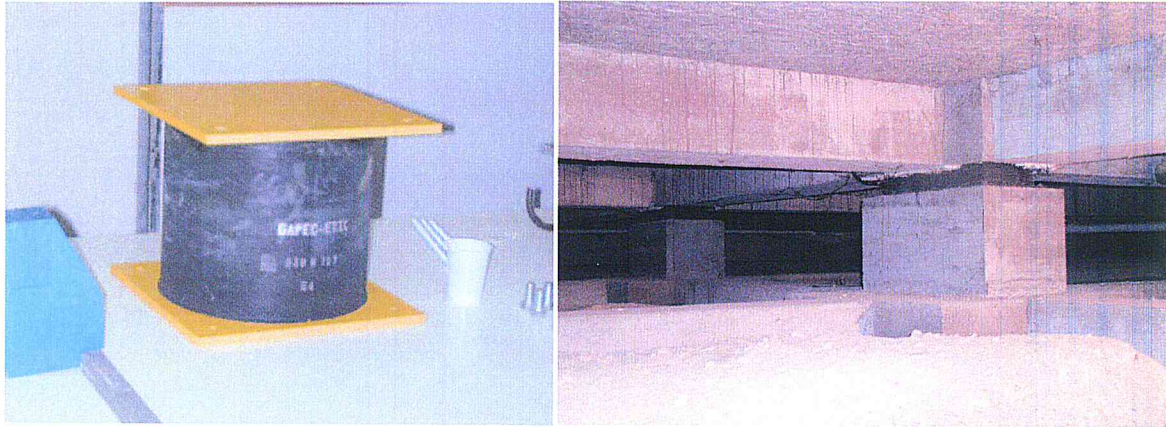


Figure I.9 : Appuis à déformation.

Il existe plusieurs types d'appareils d'appuis en élastomères qui sont utilisés en réalité, tels que l'appui en élastomère à fort taux d'amortissement HDRB (High Damping Rubber Bearings), appui en élastomère à faible taux d'amortissement LDRB (Low Damping Rubber Bearings) et l'appui en élastomère avec noyau de plomb LRB [10].

a/Appuis en élastomère fretté avec noyau de plomb :

Cet autre type d'appui en élastomère fretté est doté d'un trou central parfaitement circulaire accueillant un noyau en plomb. Ce type d'appui confère un amortissement plus élevé, jusqu'à 30 %.

Toutefois, comme pour tous les appuis en élastomère fretté, la charge verticale pouvant y être appliquée est limitée. Ils constituent une autre façon économique d'isoler sismiquement une structure [14].

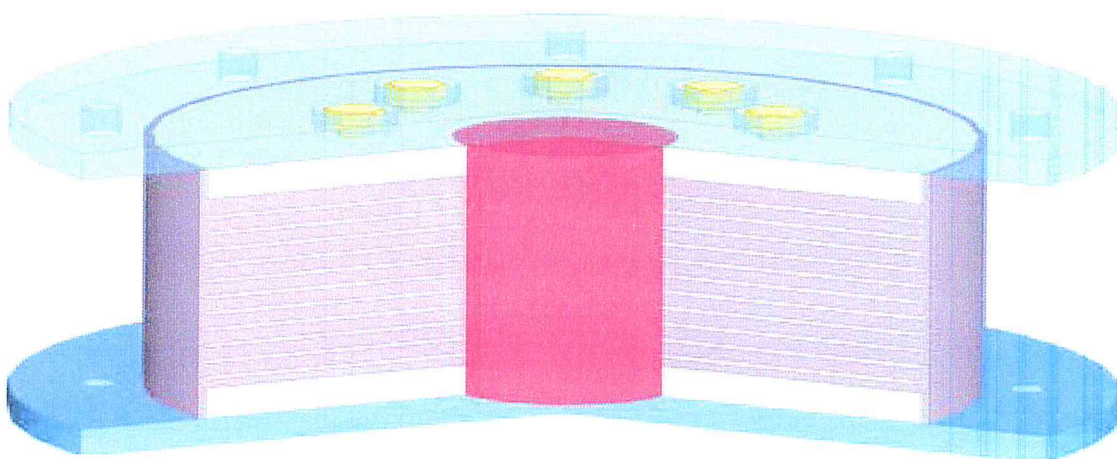


Figure I.10: Appui en élastomère fretté doté d'un noyau de plomb.

b/Appuis frettés :

Pour certaines structures, des appuis à faible amortissement peuvent considérablement réduire les coûts de construction. Les appuis frettés standard ont un amortissement d'environ 5 % comme leur utilisation est très répandue, ils constituent une solution économique.

Les appuis en élastomère à amortissement élevé sont identiques aux appuis frettés standard, mais utilisent un caoutchouc avec des propriétés amortissantes plus grandes. L'amortissement supplémentaire est obtenu par l'ajout d'additifs à l'élastomère pendant le processus de fabrication.

L'amortissement de ces appuis est d'environ 10 %. Ils constituent une autre façon économique d'isoler sismiquement une structure [14].

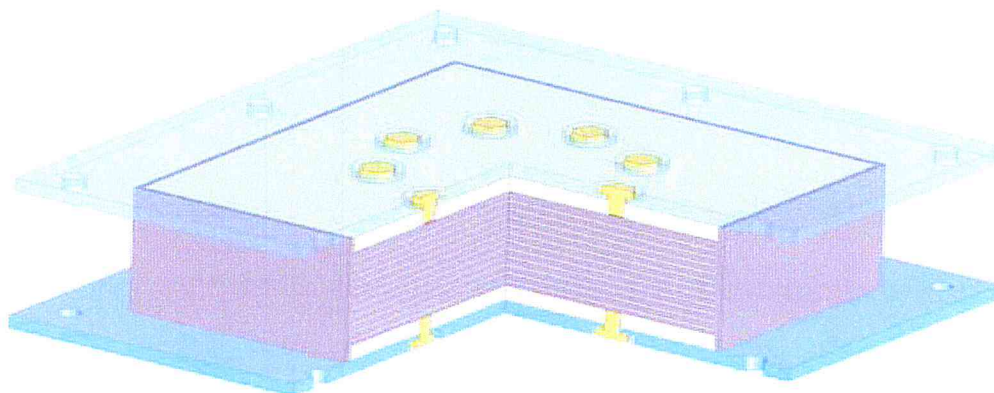


Figure I.11 : Les appuis en élastomère fretté.

I-5.1.2 Appuis à pot :

Les appuis à pot sont fabriqués avec un disque en élastomère au centre d'un assemblage de pièces d'acier. Ils reprennent les efforts verticaux et les efforts horizontaux correspondants, ainsi que les mouvements longitudinaux et transversaux[15].

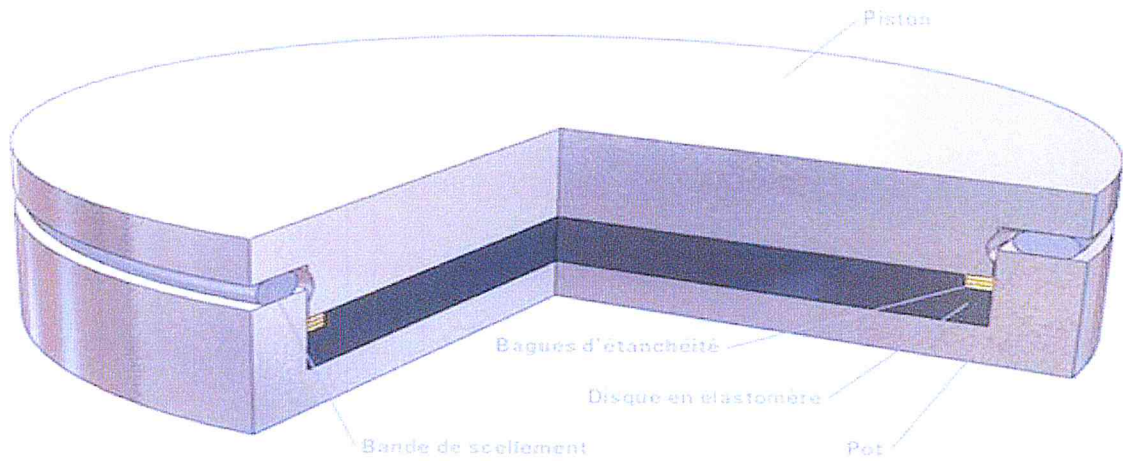


Figure I.12 : Appui à pot.

I-5.1.2.1 Les type de l'appui à pot :

Dans la littérature, on trouve les types d'appui à pot suivants :

- Appuis fixes PF ;
- Appuis multidirectionnels PM ;
- Appuis multidirectionnels à guidage latéral PMG ;
- Appuis multidirectionnels à guidage central PCMG ;
- Appuis avec dispositifs anti-soulèvement ;



Figure I. 13 : Des exemples de l'appui à pot.

I-5.1.3 Les appuis à glissement :

Ce système est composé de plaques solidaires à la superstructure et d'autres plaques fixées aux fondations et leur interface constitue le plan de glissement. Le matériau des deux séries de plaques n'est pas nécessairement le même. Le débord de la plaque la plus grande doit au moins être égal à 1.2 fois le glissement maximal pour éviter la formation d'empreinte en cas d'absence durable de secousses, la plaque la plus grande doit être plus dure que la petite plaque (voir Fig.I.14 (a)).

On trouve dans la famille des appuis glissants ; le système du pendule de frottement, FPS (Friction Pendule un System) et le système d'appui glissant sans recentrage SI. Cette catégorie d'isolateur fonctionne en limitant le transfert de cisaillement à travers l'interface d'isolation, beaucoup de systèmes glissants ont été proposés, et certains ont été utilisés.

La réponse d'un bâtiment reposant sur ce type d'appui est conditionnée par le coefficient de frottement entre les plaques ainsi que la masse du bâtiment. L'intensité des forces sismiques horizontales transmises vers la structure est inversement proportionnelle à la valeur du coefficient de frottement entre les deux plaques. Le déplacement résiduel après un séisme de ces plaques est un problème qui peut être résolu en prévoyant un système de recentrage.

Les appuis à glissement conviennent aussi bien pour les constructions sur sols durs que sur les terrains meubles car pour les faibles coefficients de frottement des plaques la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique. Parmi ces appuis, on peut citer les appuis en pendules glissants qui comportent une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule (voir Fig.I.14 (b)) [16].

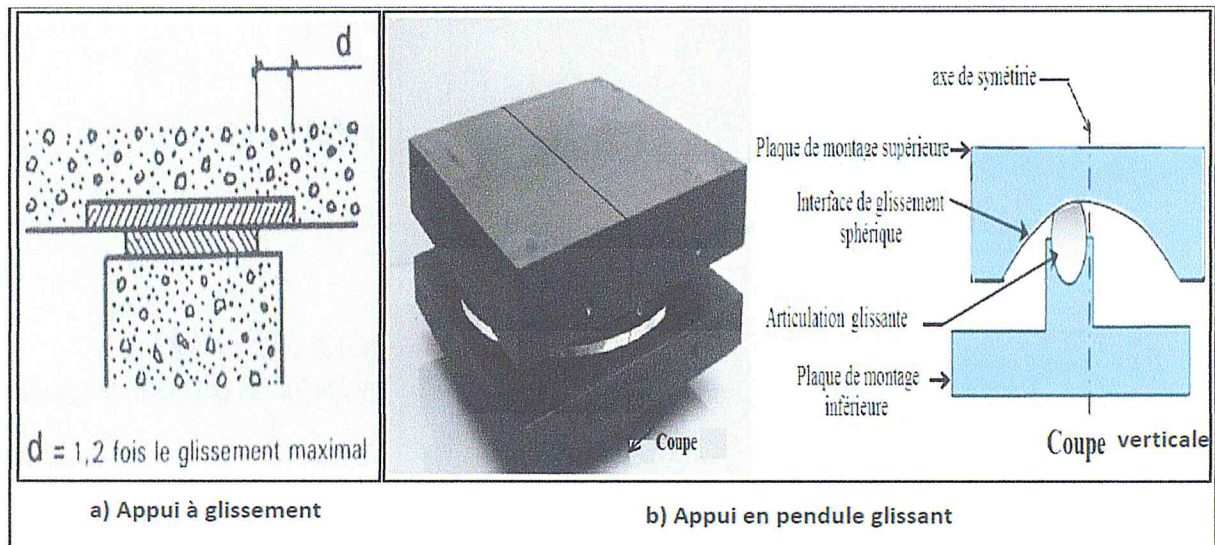


Figure I.14: Les types d'appuis à glissement.

I-5.1.3.1 Appuis pendulaires à glissement RESTON®PENDULUM :

Les appuis pendulaires à glissement mageba RESTON®PENDULUM agissent comme des isolateurs et se basent sur le principe de fonctionnement du pendule. Ils permettent en cas de tremblement de terre les déplacements horizontaux de la construction. La dissipation de l'énergie sismique est ainsi assurée par friction entre les différents composants en mouvement de l'appui. Grâce à la courbure de la surface glissante, l'appui revient en position initial de manière gravitationnelle après balayage lors du tremblement de terre [17].



Figure I.15 : Appuis pendulaires à glissement RESTON®PENDULUM.

I-5.1.4 Les appuis à déformation et glissement :

Il s'agit d'un dispositif combinant les deux types d'appuis mentionnés, il est constitué par l'association des plaques de glissement et des appuis à déformation (voir Fig.I.16). Dans un premier temps, les isolateurs se déforment latéralement grâce à la distorsion de l'élastomère. Lorsque la force nécessaire à l'accroissement de la distorsion devient supérieure à la force de frottement entre les plaques, ce qui ne se produit que lors des séismes de très forte intensité, le glissement commence. Pendant un séisme violent, il peut se produire plusieurs glissements.

Ce système entraîne une réduction à la fois des accélérations et des déplacements de la superstructure et conduit ainsi à une diminution importante des efforts tranchants à sa base. Ceci est particulièrement avantageux dans le cas des constructions sur fondations profondes plus sensibles au cisaillement que les fondations superficielles [18].

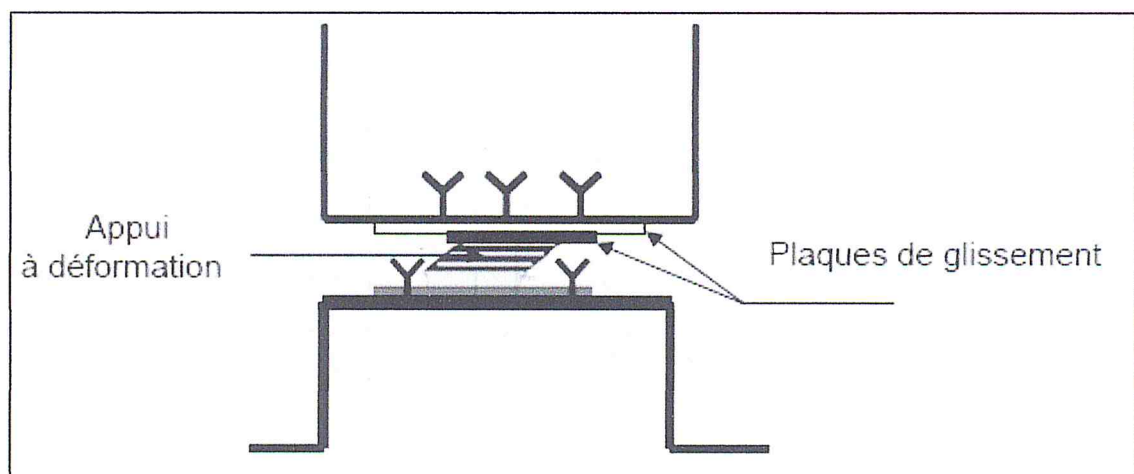


Figure I.16 : Appui à déformation et glissement.

I-5.1.5 Les appuis à roulement :

Pour permettre des mouvements dans deux directions, on utilise des billes sphériques ou deux couches orthogonales de rouleaux cylindriques (figure I.17). Ces systèmes d'appuis peuvent être complétés par un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent ainsi que des amortisseurs parasismiques peuvent être prévus afin de limiter les déplacements [19].

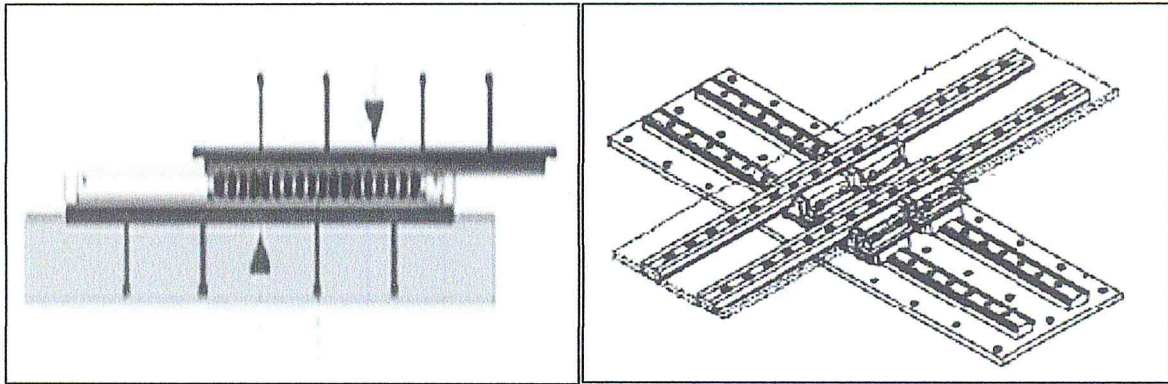


Figure I.17: Appuis à roulements.

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

I-5.2 Amortisseurs parasismiques :

Les amortisseurs permettent d'absorber et donc dissiper l'énergie emmagasinée par la structure pendant le tremblement de terre. Ces amortisseurs peuvent être installés dans l'appui antisismique ou bien installés en parallèle. Ils ont pour but de limiter la déformation de l'appui ainsi que le déplacement de la structure.

On distingue différents types de dispositifs :

- Amortisseur hystérésis (élasto-plastique) ;
- Amortisseur hydraulique ;
- Amortisseur à friction ;
- Amortisseur de masse accordée TMD (Tuned Mass Damper) ;

I-5.2.1 Amortisseur hystérésis (Elasto-plastique) :

Ils sont appelés aussi amortisseurs élasto-plastique. L'énergie est dissipée par plastification alternée d'éléments très ductiles tels que l'acier doux, plomb, alliages. Le montage de ces amortisseurs devrait permettre un remplacement facile. Ils ne demandent pas d'entretien et

peuvent supporter plusieurs centaines de cycles de déformations post-élastiques avant de se rompre (Figure I.18) [11][13].

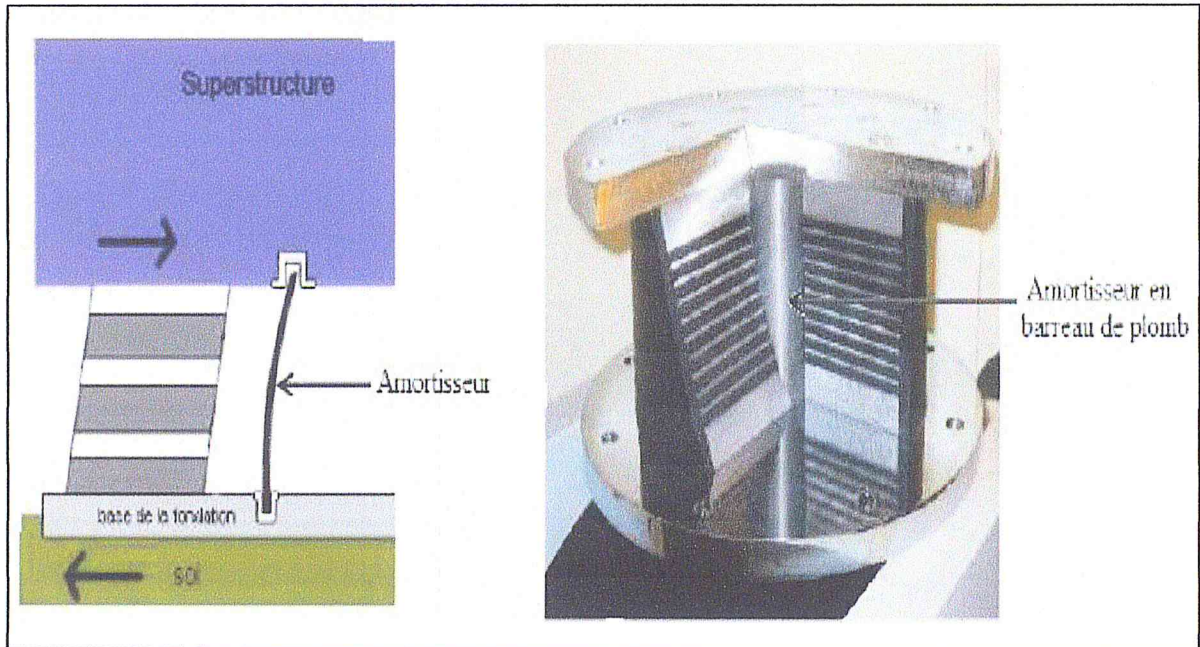


Figure I.18 : Amortisseur hystérésis (élasto-plastique).

I-5.2.2 Amortisseur hydraulique :

Ces systèmes sont constitués de tube cylindrique dans lequel une pièce mobile sépare le volume du cylindre en deux chambres isolées l'une de l'autre (figure I.19). La tige est plongée dans un fluide très dense comme l'huile hydraulique, le bitume ou la pâte silicone, pour permettre le déplacement de longue durée et pour absorber une grande quantité d'énergie provoquée par le mouvement sismique. Ils permettent à la superstructure de reprendre sa position initiale après un séisme sans dommages.

L'inconvénient de ces amortisseurs est l'influence de la température du fluide sur la sa densité [11][20] .

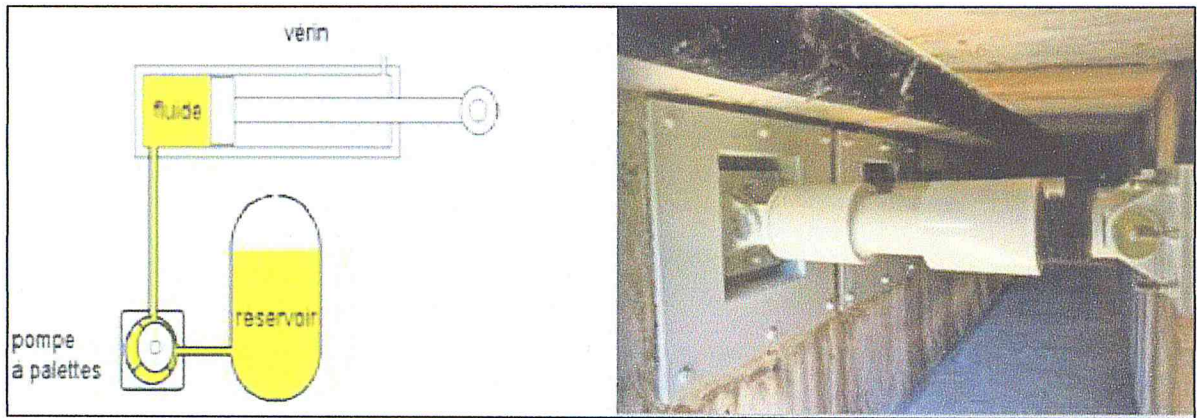


Figure I.19: Amortisseur hydraulique.

I-5.2.3 Amortisseur à friction :

Le principe des amortisseurs de types frottement sec est de dissiper le maximum de l'énergie exercée lors du chargement dynamique et de l'emmagasiner sous forme de énergie thermique par friction. Ils sont placés à des endroits stratégiques de la superstructure (figure I.20) pour assurer une meilleure résistance aux séismes [11].

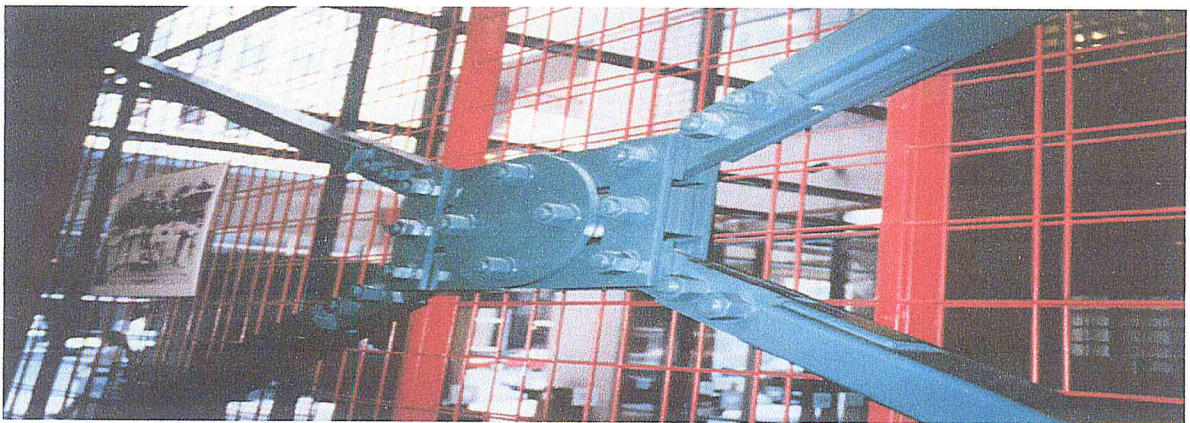


Figure I.20: Amortisseur à friction.

I-5.2.4 Amortisseurs visqueux :

Ces systèmes sont constitués de tiges solidaires à la structure plongeant dans un matériau très dense mais déformable, comme le bitume de grande viscosité, le plomb ou l'huile de grande densité. De même que les amortisseurs hystérétiques, l'inconvénient de ces amortisseurs est le besoin de maintenir la température pour le fluide (Figure I.21) [23].

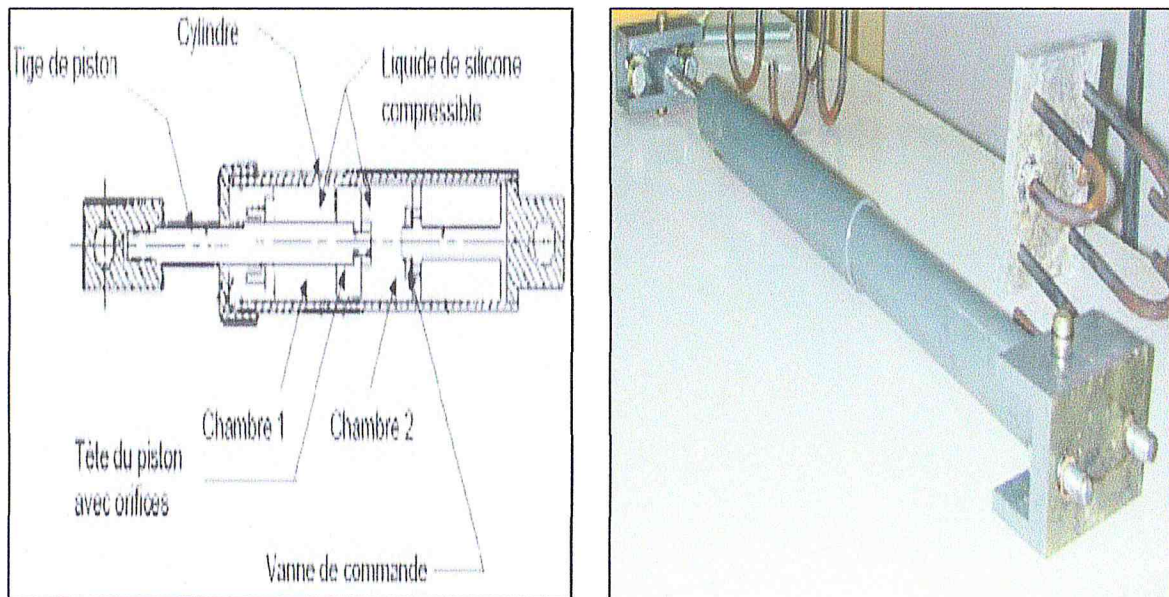


Figure I.21: Amortisseur visqueux.

I-5.2.5 Amortisseur de masse accordée (TMD) :

Ces systèmes sont les plus couramment utilisés dans différents champs d'application en génie civil tel que les bâtiments, les ouvrages d'art et surtout les buildings de grande hauteur. Ces dispositifs sont retrouvés notamment les grandes tours du monde tel que la Taipei 101 (figure I .22), Burdj Khalifa. Ce dispositif est un concept assez simple mais très efficace et peu coûteux, il s'agit d'un pendule. En effet une grosse masse est reliée à la structure par des ressorts ou bien des câbles. Quand un séisme frappe la base de la tour elle se met à osciller c'est ainsi que le pendule qui est un dispositif oscillatoire va absorber cette énergie en oscillant dans le mouvement inverse de la tour [21][22] .

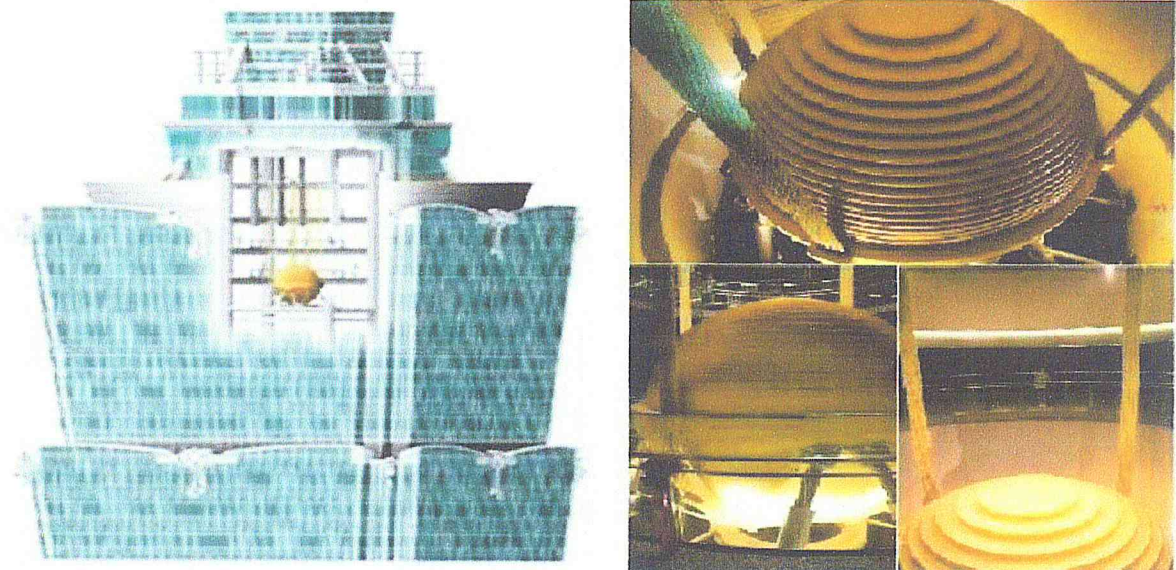


Figure I.22: Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508m de hauteur (tour de Taipei 101) Taiwan.

Remarque :

On peut utiliser les deux types des isolateur dans une seule structure voire le figure I.23



Figure I.23 : isolateur à déformation (à gauche) et groupe d'amortisseurs hystérétiques (barres d'acier doux, à droite).

I- 5. 3 Système izolatech (zts) :

Ce système peut résister à des charges verticales plus élevées grâce à un disque en élastomère confiné.

L'énergie est dissipée par une interface de glissement et des ressorts qui se déforment.

Le ZTS peut s'adapter facilement à plusieurs taux d'amortissement en modifiant les caractéristiques des ressorts.

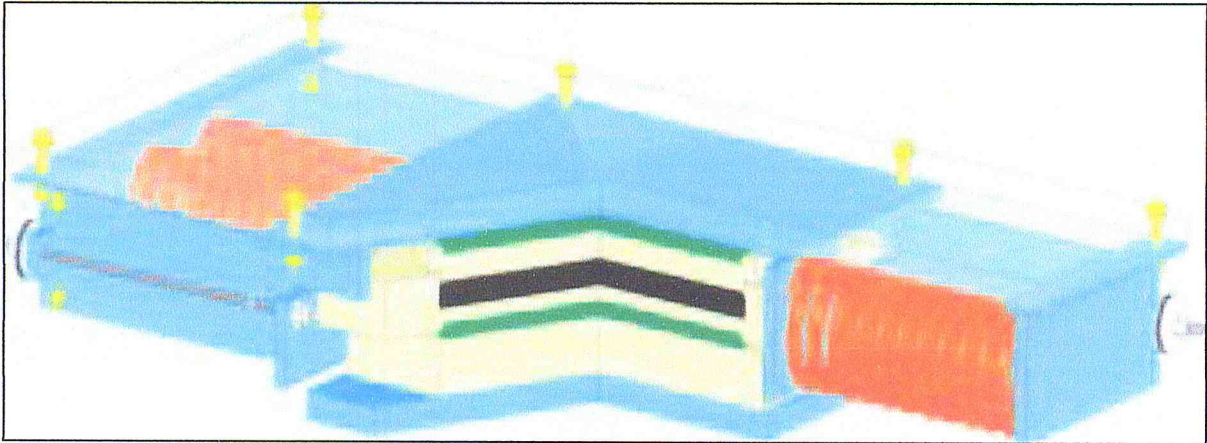


Figure I.24 : Le système ZTS.

I-5.4 Pendules à friction :

Les pendules à friction isolent différemment des autres types d'appuis parasismiques. Deux éléments bougent l'un par rapport à l'autre pour permettre le mouvement latéral de la structure et pour dissiper l'énergie. Ils peuvent être utilisés tant avec les structures légères qu'avec les plus massives, car leur période ne dépend que du rayon de courbure. Ils peuvent aussi supporter une charge verticale élevée et offrir un amortissement de plus de 30 %. Toutefois, contrairement aux précédents types d'appuis, ils ne peuvent pas être utilisés avec un autre type d'appareil d'appui sur une même structure.

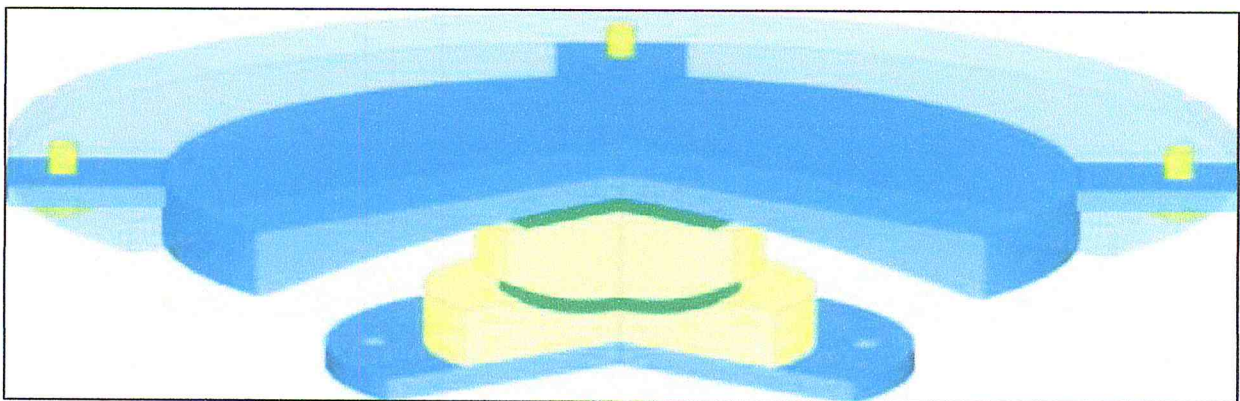


Figure I.25 : Les pendules à friction utilisés.

I-6 Choix entre les types d'appuis parasismiques :

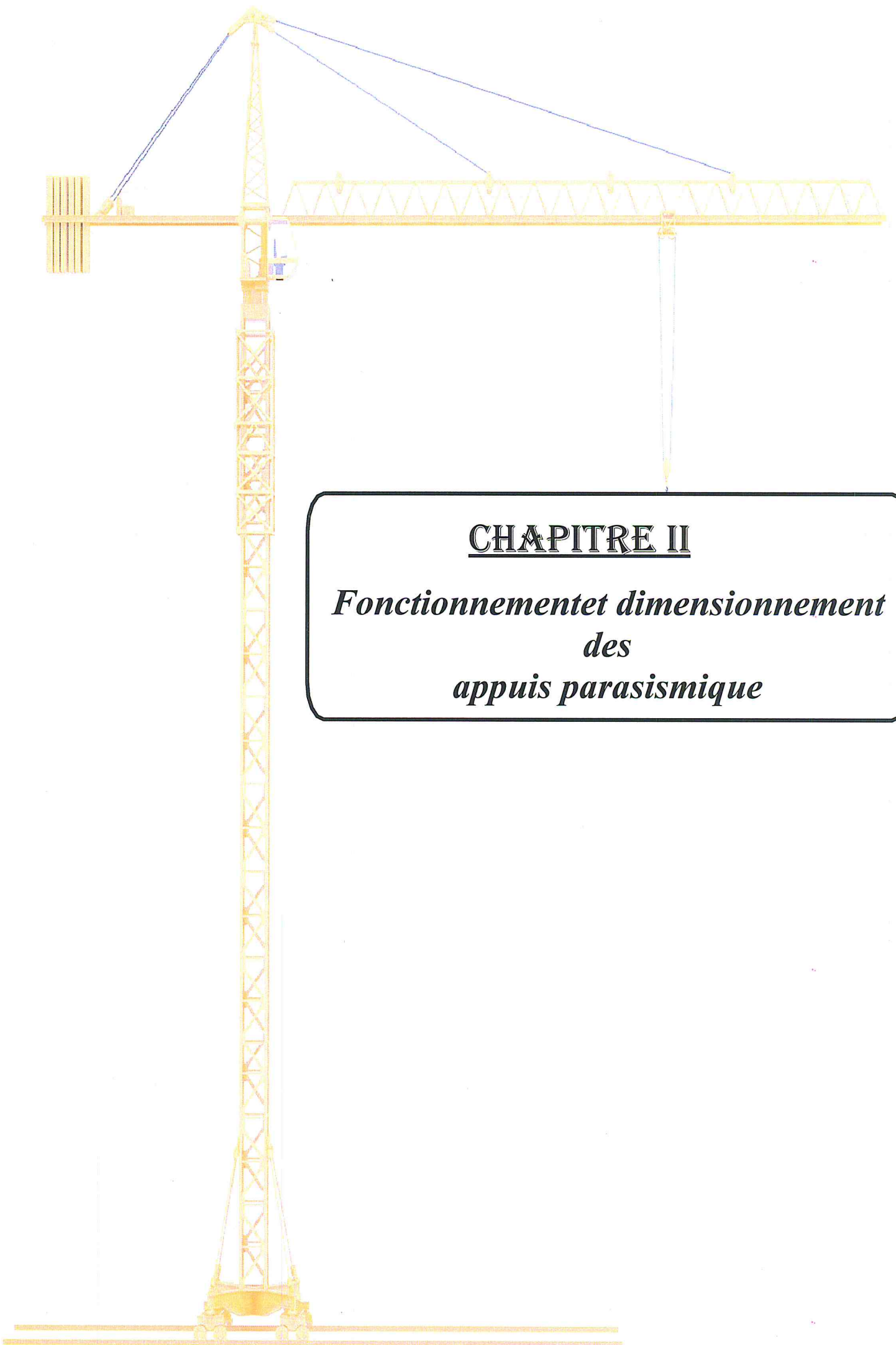
Le choix de types d'appuis appropriés pour isoler la base des constructions nécessite une évaluation des caractéristiques, des normes de performance parasismique et des coûts de ces appuis parasismiques. Il est par ailleurs nécessaire de prendre en considération le rendement et l'entretien à long terme de ces appuis. Puisque le caoutchouc peut durcir ou s'étirer, il est nécessaire d'effectuer des inspections périodiques afin de s'assurer en tout temps de sa souplesse. Par contre, les appuis à glissement ne nécessitent généralement aucun entretien.

En plus, une autre considération qui régit le choix des appuis est l'état du sol. Les appuis à déformation perdent en grande partie leur efficacité dans les sols mous, à longue période d'oscillation. En effet, leurs périodes propres sont dans ce cas proches de la période d'excitation, donc proche de la résonance. Sur ces sols, les appuis à glissement conviennent mieux car pour les faibles coefficients de frottement des plaques, la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique. D'autre part, l'association de plaques de glissement et d'appuis à déformation supprime les inconvénients que représentent ces appuis à déformation dans les sols meubles.

Les appuis à roulement sont très peu utilisés en raison de leurs inconvénients, dont les principaux sont le grippage éventuel du système en l'absence durable de mouvement, et leur faible capacité d'amortissement [24].

I-7 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté le concept général des isolateurs à la base et ses différents sous-systèmes (appuis parasismiques et amortissements) en dotant leurs importantes caractéristiques, leurs comportements, ainsi que leurs effets sous l'action sismique. Dans le chapitre qui suit, on va présenter la méthodologie de dimensionnement de ces appuis.



CHAPITRE II

*Fonctionnement et dimensionnement
des
appuis parasismique*

II-1 Introduction :

Il existe de nombreux appuis d'isolation à la base utilisés à travers le monde, de par leur mode de fonctionnement et leur dimensionnement, Ces dernier soient complètement définis.

L'évaluation exacte du comportement dynamique des appuis parasismiques est très complexe.

Pour avoir une bonne approche sur leur comportement réel, il est important de bien comprendre leur fonctionnement afin de pouvoir choisir une pré-dimensionnement adéquate qui permet à la fois la traduction du comportement réel de l'appui ainsi que l'établissement des équations mathématiques simples à résoudre soit par des méthodes analytiques ou numériques.

Ce chapitre est divisé en deux parties ; la première partie concerne le fonctionnement et les équations mathématiques et analytiques des appuis parasismiques, tandis que la deuxième partie est dédiée aux méthodes d'analyse et dimensionnement.



Figure II.1 :réalisation d'une structure.

II-2 Le fonctionnement des appuis parasismiques :

Dans cette partie, on va convertir le principe de fonctionnement des appareils d'appui en un modèle mathématique afin d'écrire les équations de mouvement.

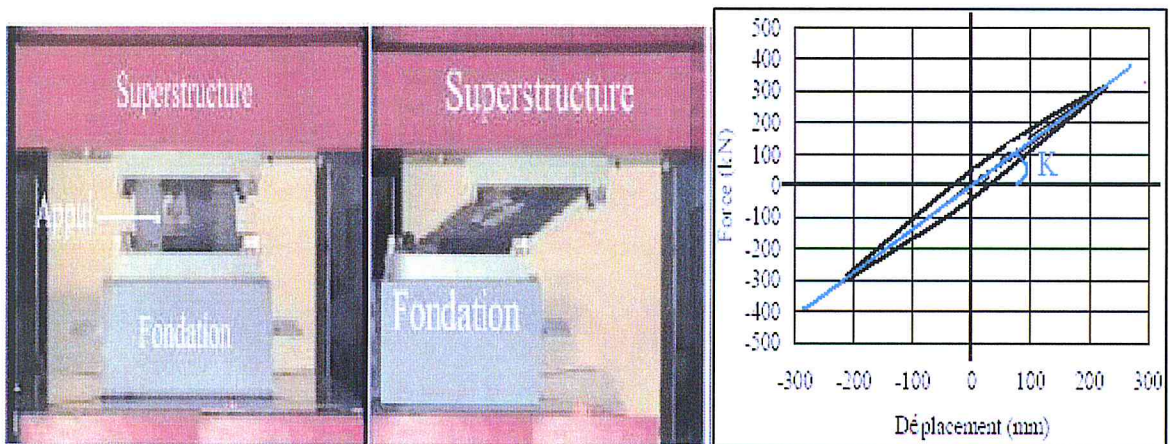
Ceci en vue d'analyser le comportement du système (l'isolation + superstructure)[25].

II-2.1 Appuis à déformation :

On définit les équations de mouvements des appuis parasismiques à déformation définis les appuis en caoutchouc fretté et appuis en élastomère fretté avec amortisseur en barreau de plomb.

II-2.1.1 Appuis en caoutchouc fretté :

Le principe de fonctionnement de ce système est décrit dans la Fig.II.2:



Hors séisme Sous séisme Loi de comportement d'un appui en caoutchouc fretté

Figure II.2 : Principe de fonctionnement.

Ce système d'appui est traduit par le modèle mathématique représenté dans la Fig.II.3 :

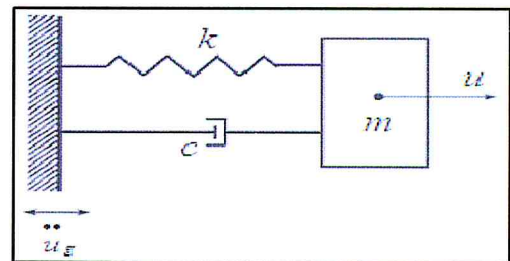


Figure II.3 : Modèle mathématique.

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

$$m (\ddot{u} + \ddot{u}_g) + C\dot{u} + K u = 0 \quad [II.1]$$

$$m\ddot{u} + C\dot{u} + K u = -m\ddot{u}_g \rightarrow \ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{u}_g \quad [II.2]$$

Où : $\omega^2 = \frac{K}{m}$ et $2\xi\omega = \frac{C}{m}$ [II.3]

m: La masse de la superstructure.

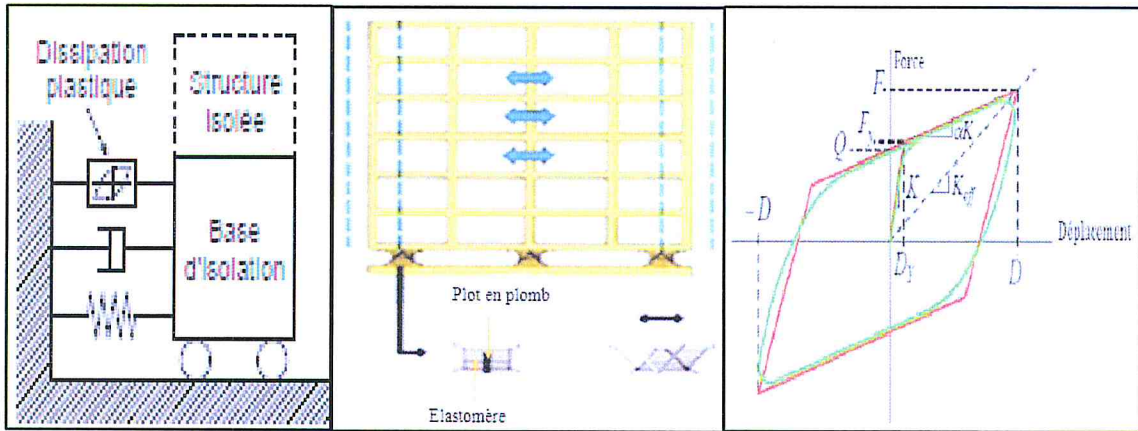
ξ : coefficient d'amortissement

ω : pulsation propre.

\ddot{u}_g : L'accélération du sol.

II-2.1.2 Appuis en élastomère fretté avec amortisseur en barreau de plomb :

Le principe de fonctionnement de ce système est le même que le système cité ci-dessus saufque ses lois de comportement sont différentes (voir Fig.II.4).



Modèle mathématique Réalisation Loi de comportement

Figure II.4 : Principe et fonctionnement de LRB.

Le modèle mathématique de ce système est représenté dans la Fig.II.5 :

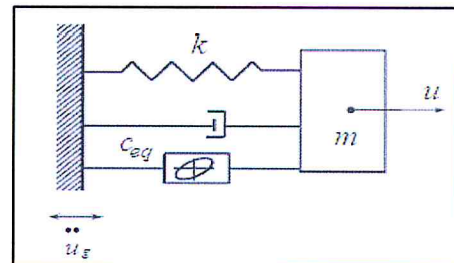


Figure II.5 : Modèle mathématique.

L'équation du mouvement est donnée comme suit :

$$m\ddot{u} + c_{eq}\dot{u} + k_{eff}u = -m\ddot{u}_g \quad [II.4]$$

k_{eff} : La rigidité effective du système d'isolation donnée par la formule suivante :

$$k_{eff} = \frac{F^+ - F^-}{D^+ - D^-} \quad [II.5]$$

c_{eq} : Le coefficient d'amortissement équivalent, défini par :

$$c_{eq} = 2\xi_{eq}\sqrt{mk_{eff}} \quad [II.6]$$

$$2\xi_{eq} = \frac{2}{\pi} \left[\left(\frac{\Delta E}{k_{eff}(|D^+| + |D^-|)^2} \right) \right] \quad [II.7]$$

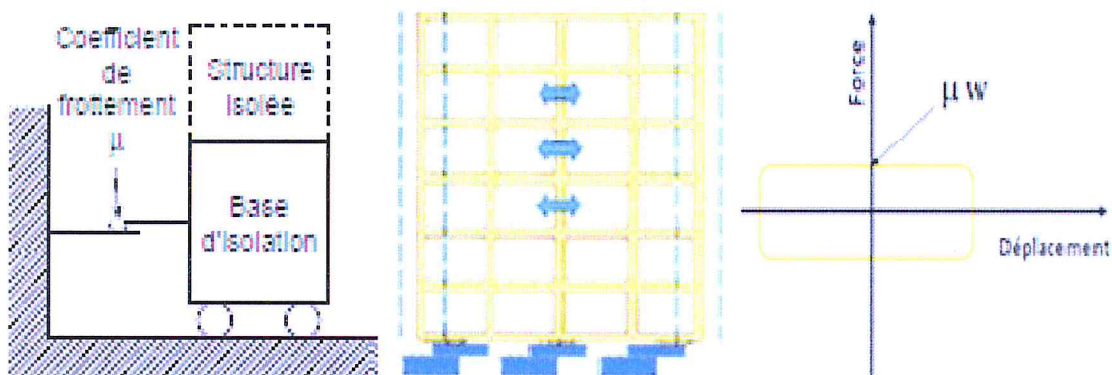
Où : ΔE : L'énergie totale dissipée.

D : Le déplacement de conception.

II-2.2 Appuis à glissement :

Les appuis à glissement qu'on va présenter dans cette section, sont les FP et lesFPS.

II-2.2.1 Appuis à frottement pur FP :



Modèle Mathématique Réalisation Loi de comportement

Figure II.6: Principe et fonctionnement du FP.

Pendant la phase de glissement, le mouvement est décrit par l'équation suivante :

$$m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + F_f = 0 \quad [II.8]$$

La force de frottement dans les plaques est donnée par la formule suivante :

$$F_f = \mu mg \text{sgn}(\dot{u}) \quad [II.9]$$

L'équation de mouvement du système devient :

$$m (\ddot{u} + \ddot{u}_g) + \mu m g \operatorname{sgn} (\dot{u}) = 0 \quad [\text{II.10}]$$

$$\ddot{u} + \mu g \operatorname{sgn} (\dot{u}) = -\ddot{u}_g \quad [\text{II.11}]$$

Ou : μ : Le coefficient de frottement.

g : L'accélération de la pesanteur.

$\operatorname{sgn} (\dot{u})$: Le signe de la direction de la vitesse tel que :

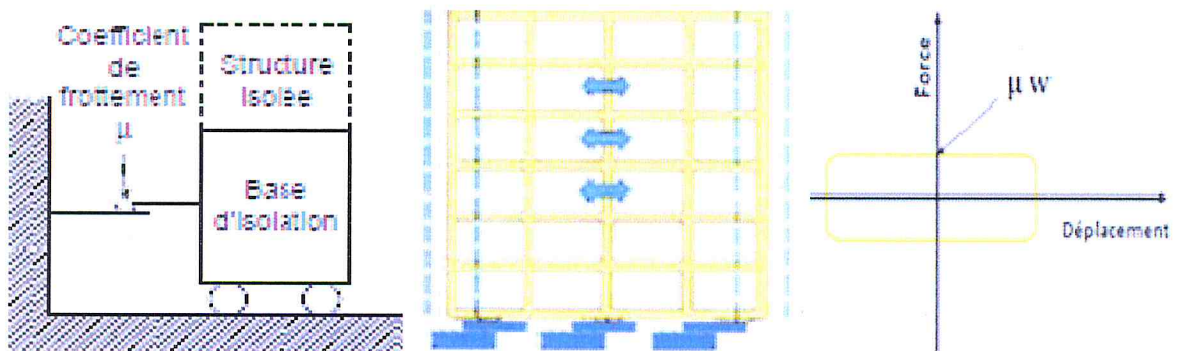
$$\text{Si } \dot{u} > 0 \rightarrow \operatorname{sgn}(\dot{u}) = +1 \quad [\text{II.12}]$$

$$\text{Si } \dot{u} < 0 \rightarrow \operatorname{sgn} (\dot{u}) = -1 \quad [\text{II.13}]$$

$$\text{Si } \dot{u} = 0 \rightarrow \operatorname{sgn}(\dot{u}) = 0 \quad [\text{II.14}]$$

$u_g - \ddot{u}_g \geq 0$: Cette relation exprime la condition d'attachement, si cette condition n'est pas vérifiée, il y aura glissement.

II-2.2.2 Appuis à en pendules glissants FPS :



Modèle mathématique Réalisation Loi de comportement

Figure II.7 : Principe et fonctionnement de FPS.

Le modèle mathématique de ce système est représenté dans la Fig.II.8 :

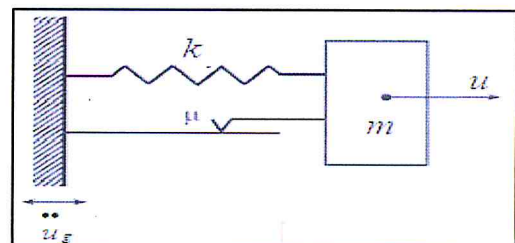


Figure II.8 : Modèle mathématique

La force latérale développée dans ce système est :

$$F = \frac{w}{R}u + \mu w sgn(u) \text{ [II.15]}$$

R : Rayon de courbure de la surface sphérique.

W : Poids de la structure.

L'équation du mouvement est :

$$m(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + F = 0 \text{ [II.16]}$$

$$m\ddot{u} + m\ddot{u}_g + \frac{w}{R}u + \mu w sgn(\dot{u}) = 0 \text{ [II.17]}$$

Remarque :

Le rapport de rigidité est donné par le poids et le rayon de courbure ; donc on aura l'équation suivante :

$$m\ddot{u} + \omega^2 u + \mu W sgn(\ddot{u}) = -m\ddot{u}_g \text{ [II.18]}$$

$$\text{Où : } W^2 = \frac{g}{R} \text{ [II.19]}$$

II-2.3 Modèle de calcul de structure isolée :

Pour comprendre le comportement des structures isolées qui sont considérées comme des systèmes de plusieurs degrés de liberté, il est utile de faire une analyse par un modèle simplifié à 2 DDL présenté sur la figure II.9 [26].

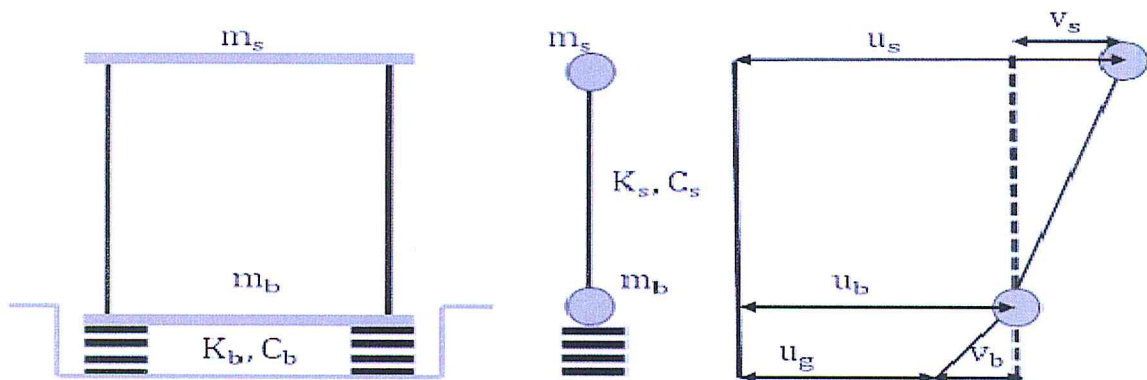


Figure II.9: Modèle de structure isolée.

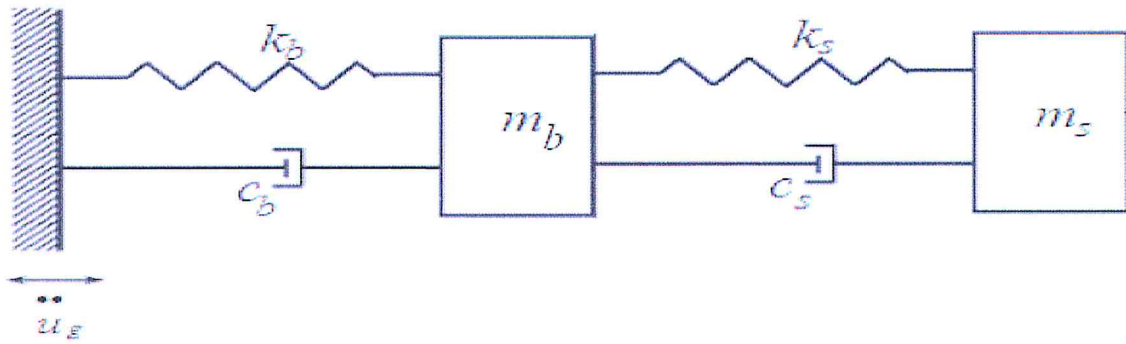


Figure II.10: Modèle mathématique.

Avec :

u_b, u_s sont les déplacements absolus de m_b et m_s respectivement.

v_b, v_s sont les déplacements relatifs de m_b et m_s respectivement.

\ddot{u}_g est l'accélération du sol.

$$\text{Où : } \begin{cases} v_s = u_s - u_b \\ v_b = u_b - u_g \end{cases} \text{ [II.20]}$$

a/ Les équations du mouvement :

Les équations du mouvement du modèle structural, une fois excitée par un séisme en termes de déplacements absolus sont :

$$m_s \ddot{u}_s + c_s (\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s (u_s - u_b) = 0 \text{ [II.21]}$$

$$m_s \ddot{u}_s + m_b \ddot{u}_b + c_s (\dot{u}_b - \dot{u}_g) + k_b (u_b - u_g) = 0 \text{ [II.22]}$$

D'où en termes de déplacements relatifs, les équations précédentes deviennent :

$$m_s (\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + \ddot{u}_g) + c_s (\dot{v}_s + \dot{u}_b - \dot{u}_b) + k_s (v_s + u_b - u_b) = 0 \text{ [II.23]}$$

$$m_s (\ddot{v}_s + \ddot{v}_b + \ddot{u}_g) + m_b (\ddot{v}_b + \ddot{u}_g) + c_s (\dot{v}_b + \dot{u}_g - \dot{u}_g) + k_b (v_b + u_g - u_g) = 0 \text{ [II.24]}$$

$$m_s \ddot{v}_s + m_s \ddot{v}_b + c_s \dot{v}_s + k_s v_s = -m_s \ddot{u}_g \text{ [II.25]}$$

$$(m_s + m_b) \ddot{v}_b + m_s \ddot{v}_b + c_b \dot{v}_b + k_b v_b = -(m_s - m_b) \ddot{u}_g \text{ [II.26]}$$

Sous forme matricielle, les équations du mouvement deviennent :

$$[M]\{\ddot{V}\} + [C]\{\dot{V}\} + [K]\{V\} = [M]\{r\}\ddot{u}_g \quad [II.27]$$

$$\text{Où : } \begin{bmatrix} m_b+m_s & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m_b + m_s & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad [II.28]$$

Avec :

$$M = m_s + m_b \quad [II.29]$$

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{m_s}{M}, \omega_s^2 = \frac{k_s}{m_s}, \omega_b^2 = \frac{k_b}{M} \quad [II.30]$$

Où :

Les facteurs d'amortissement ξ_b et ξ_s sont donnés par :

$$2\omega_b \xi_b = \frac{c_b}{m_b+m_s}, 2\omega_s \xi_s = \frac{c_s}{m_s} \quad [II.31]$$

Les équations de mouvement deviennent :

$$\ddot{v}_b + \gamma \dot{v}_s + 2\omega_b \xi_b \dot{v}_b + \omega_b^2 v_b = -\ddot{u}_g \quad [II.32]$$

$$\ddot{v}_b + \ddot{v}_s + 2\omega_b \xi_s \dot{v}_s + \omega_s^2 v_s = -\ddot{u}_g \quad [II.33]$$

$$\begin{bmatrix} 1 & \gamma \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 2\omega_b \xi_b & 0 \\ 0 & 2\omega_b \xi_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \omega_b^2 & 0 \\ 0 & \omega_s^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad [II.34]$$

Les pulsations propres sont déterminées par la relation suivante :

$$\text{Det} ([k] - \omega_n^2 [M]) = 0 \quad [II.35]$$

$$\text{Det} \left(\begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_b \end{bmatrix} - \omega_n^2 \begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \right) = 0 \rightarrow \text{Det} \left(\begin{bmatrix} \omega_b^2 & 0 \\ 0 & \omega_s^2 \end{bmatrix} - \omega_n^2 \begin{bmatrix} 1 & \gamma \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \right) = 0 \quad [II.36]$$

L'équation caractéristique pour la détermination des pulsations propres ω_n est donnée par :

$$(1-\gamma)\omega_n^4 - (\omega_s^2 - \omega_b^2)\omega_n^2 + \omega_s^2 \omega_b^2 = 0 \quad [II.37]$$

Les solutions de cette équation sont alors :

$$\omega_1^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \left\{ (\omega_s^2 + \omega_b^2) - [(\omega_s^2 - \omega_b^2)^2 - 4(1-\gamma)\omega_s^2 \omega_b^2]^{1/2} \right\} \quad [II.38]$$

$$w_2^2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \left\{ (w_s^2 + w_b^2) - [(w_s^2 - w_b^2)^2 - 4(1-\gamma)w_s^2w_b^2]^{1/2} \right\} \quad [\text{II.39}]$$

Posons $\varepsilon = \frac{w_b^2}{w_s^2}$ qui varie entre 10^{-1} et 10^{-2} vu que $w_b \ll w_s$ [II.40]

Les deux équations de w_1 et w_2 , en tenant compte de ε , se réduisent à :

$$w_1^2 = w_b^2 (1 - \gamma \varepsilon) \quad [\text{II.41}]$$

$$w_2^2 = \frac{w_s^2}{1-\gamma} (1 + \gamma \varepsilon) \quad [\text{II.42}]$$

Du fait que ε est de l'ordre de 10^{-2} , il peut être suffisamment précis dans beaucoup de cas de prendre comme approximation pour w_1 et w_2 les premiers termes :

$$w_1^2 = w_b^2 \quad [\text{II.43}]$$

$$w_2^2 = \frac{w_s^2}{(1-\gamma)} (1 + \gamma \varepsilon) \quad [\text{II.44}]$$

Les modes propres de vibration de la structure associés aux fréquences approximatives sont déterminés par l'équation suivante :

$$([K] - w_n^2 [M]) \{\phi^n\} = \{0\} \quad [\text{II.45}]$$

$$\begin{bmatrix} w_b^2 & 0 \\ 0 & w_s^2 \end{bmatrix} - w_s^2 \begin{bmatrix} 1 & \gamma \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{Bmatrix} = 0 \quad [\text{II.46}]$$

$$(w_b^2 - w_n^2) \phi_b^n - w_n^2 \gamma \phi_s^n = 0 \quad [\text{II.47}]$$

$$-w_n^2 \phi_b^n + (w_s^2 - w_n^2) \phi_s^n = 0 \quad [\text{II.48}]$$

-Le premier mode $\phi_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}$ correspond à la pulsation w_1 .

-Le deuxième mode $\phi_2 = \begin{Bmatrix} 1 - (1-\gamma)\varepsilon \\ \gamma \end{Bmatrix}$ correspond à la pulsation w_2 .

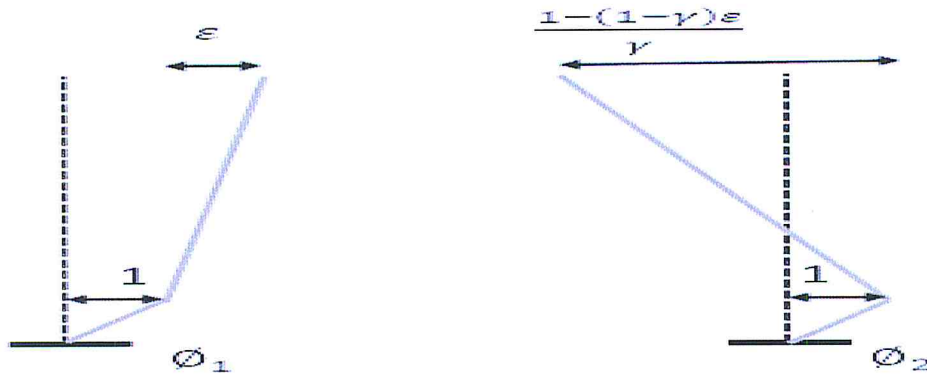


Figure II.11 : La forme des modes propres de la structure isolée.

Après que les deux modes sont obtenus, les déplacements relatifs v_s , v_b peuvent être écrits comme suit :

$$\begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_b^1 & \phi_{bb}^2 \\ \phi_s^1 & \phi_s^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{Bmatrix} \quad [\text{II.49}]$$

q_1, q_2 : Coefficients modaux dépendants du temps, ils sont donnés par :

$$q_1 = \frac{l_1}{\omega_1} \int_0^t \ddot{u}_g(t - \tau) e^{-i\omega\tau} \beta_1 \sin \omega_1 \tau d\tau \quad [\text{II.50}]$$

$$q_2 = \frac{l_2}{2} \int_0^t \ddot{u}_g(t - \tau) e^{-i\omega\tau} \beta_2 \sin \omega_2 \tau d\tau \quad [\text{II.51}]$$

l_1, l_2 : Les facteurs de participation du premier et du deuxième mode dans la réponse, ils sont donnés par :

$$\begin{cases} l_1 = 1 - \gamma\varepsilon \\ l_2 = \gamma\varepsilon \end{cases} \quad [\text{II.52}]$$

Du fait que, $\gamma < 1$ et que ε est de l'ordre de 10^{-2} , le facteur de participation dans la réponse pour le deuxième mode qui entraîne la déformation dans la structure est très petit.

Par conséquent, ce résultat montre l'efficacité des systèmes d'isolation, car quand la valeur de la fréquence du deuxième mode est translatée à une valeur plus élevée que celle associée au cas d'une structure à base fixe, le décalage entre ces deux valeurs isole la structure du mouvement fort du séisme.

β_1, β_2 : Les rapports d'amortissements modaux pour la structure et le système d'isolation, ils sont donnés par :

$$\beta_1 = \beta_b(1 - \frac{3}{2}\gamma\varepsilon) \quad \text{et} \quad \beta_2 = \left(\frac{1}{(1-\gamma)^2}(\beta_s + \gamma\beta_b\varepsilon^2) \right) \quad [\text{II.53}]$$

Par la suite, les valeurs maximales de q_1 et q_2 sont données par :

$$|q_1| = \max l_1 s_D(\omega_1, \beta_1) \quad \text{et} \quad |q_2| = \max l_2 s_D(\omega_2, \beta_2) \quad [\text{II.54}]$$

$s_D(\omega, \beta)$: Le déplacement spectral du mouvement du sol.

Ainsi, les déplacements v_b , v_s maximums sont donnés par :

$$|v_b| = \max \varepsilon s_D(\omega_b, \beta_b) \quad \text{et} \quad |v_s| = \max s_D(\omega_b, \beta_b) \quad [\text{II.55}]$$

En fin les forces sismiques F_s , F_b sont données par :

$$F_s = m_s \{ s_A^2(\omega_1, \beta_1) + \varepsilon^2 (1-\gamma)^2 (1-2\varepsilon)^2 s_A^2 \}^{1/2} \quad [\text{II.56}]$$

$$F_b = m_s \omega_b^2 \left\{ (1 - \gamma\varepsilon)^2 \frac{s_A^2(\omega_1, \beta_1)}{\omega_1^4} + \gamma\varepsilon^2 \frac{s_A^2(\omega_2, \beta_2)}{\omega_2^4} \right\}^{1/2} \quad [\text{II.57}]$$

II-3 Les méthodes d'analyse et dimensionnement des isolateurs :

Le principe d'isolation à la base a été utilisé dans de nombreux pays. La réalisation des appareils d'appuis parasismiques a connu une activité sur le plan commercial.

II-3.1 Description des codes parasismiques :

Les règlements parasismiques se diffèrent d'un pays à un autre selon l'aléa sismique, les méthodes de calcul, le système d'isolation et la superstructure.

En Algérie, la dernière version du règlement parasismique Algérien est le RPA 99 version 2003, qui expose les principes généraux de conception et de calcul pour l'étude. Ainsi, le code ne fournit aucune note sur le calcul des bâtiments à bases isolées.

Le code UBC97 (the Uniform Building Code) prescrit que le système d'isolation doit être stable pour le déplacement requis, et avoir des propriétés qui ne se dégradent pas sous le chargement cyclique répété. Le concept du code est de contrôler les dommages causés à la structure et de son contenu en prenant comme avantage-le fait que l'isolation sismique permet une réponse élastique dans la structure ouvrages vis-à-vis des séismes [27].

Le guide « Structures Support » s'inscrit dans le cadre de la rédaction de Guides Techniques pour la prévention parasismique des installations industrielles soumises à l'arrêté du 24 janvier 2011. Cette mission, confiée par le GICPER à l'AFPS et la SNCT a consisté en l'établissement des guides [28].

Les normes Euro codes reconnaissent la responsabilité des autorités réglementaires dans chaque État membre et ont sauvegardé le droit de celles-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions réglementaires de sécurité, là où ces valeurs continuent à différer d'un État à un autre. Ces guides constituent pour les industriels et l'administration un référentiel d'appropriation du nouvel arrêté « fixant les règles parasismiques applicables à certaines installations classées ».

Le programme des Euro codes structuraux comprend les normes, chacune étant en général constituée d'un certain nombre de parties [29].

II-3.2 Méthodes de calcul et d'analyse des structures isolées :

Toutes les méthodes d'analyse d'une structure à base fixe permettent le calcul des forces sismiques d'une structure isolée mais avec une procédure plus complexe qui représente le comportement non linéaire du système d'isolation [30].

- La méthode statique équivalente ou la méthode de la force latérale équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

II-3.2.1 Méthode modale spectrale :

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

Dans ce cas, on va aborder quelques règlements en vigueur, afin de maîtriser la conception et le dimensionnement des structures de génie civil.

II-3.2.1.1 L'isolement sismique au Japon :

D'après Masahiko Higashino et Shin Okamoto en 2006, l'accélération spectrales $a(T)$ d'un amortissement de 5%, est défini par:

$$s_a(T) = ZG_s(T)S_0() \quad [\text{II.58}]$$

Avec:

$S_0()$: L'accélération spectrale de conception définie dans l'équation [II.58] et qui est montrée sur la figure II

$$S_0(m/s^2) = \begin{cases} 8.0 & 3.2 + 30TT \leq 16 \\ 5.12/T & 0.16 < T < 0.64 \\ 5.12/T & 0.64 < T \end{cases} \quad [\text{II.59}]$$

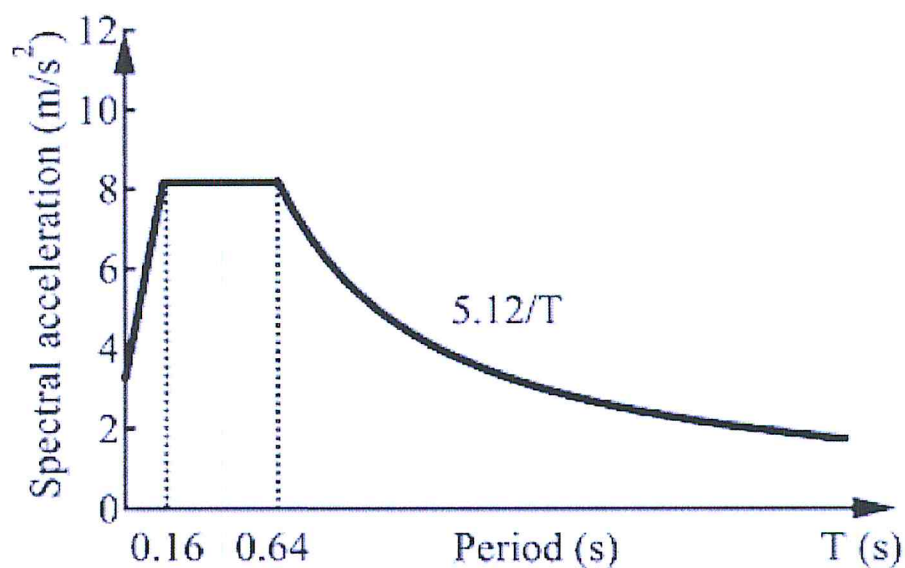


Figure II.12: Accélération spectrale de conception $S_0(T)$.

$S_0(T)$: Le coefficient d'amplification de site.

Le coefficient d'amplification de site $G_s(T)$ est défini sur la figure II.13 basé sur différentes classes de site.

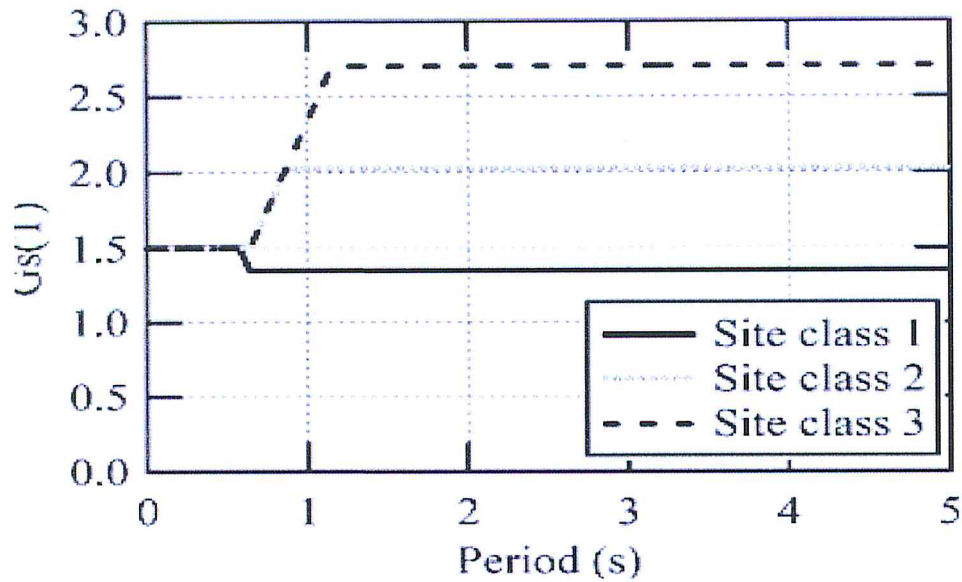


Figure II.13 : Le coefficient d'amplification de site $G_S(T)$.

Z: Le facteur séismique de zone.

Le facteur séismique de zone donné par 1.0, 0.9, 0.8 et 0.7 en fonction des quatre zones sismiques de Japon.

II-3.2.1.2 L'isolement séismique en Italie :

Le spectre élastique horizontal de réponse $S_A(T)$ est défini par l'équation et montré sur la figure

$$S_a = \begin{cases} a_g s \left[1 + \frac{T}{T_B} (2.5\eta - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ a_g s (2.5\eta) T_B \leq T \leq T_C \\ a_g s \left[\frac{T}{T_C} (2.5\eta) \right] T_C \leq T \leq T_C \\ a_g s \left[\frac{T_C T_D}{T^2} (2.5\eta) \right] T_D \leq T \leq 4s \end{cases} \quad [II.40]$$

Des paramètres utilisés dans l'équation sont récapitulés dans les tableaux II.1 et II.2.

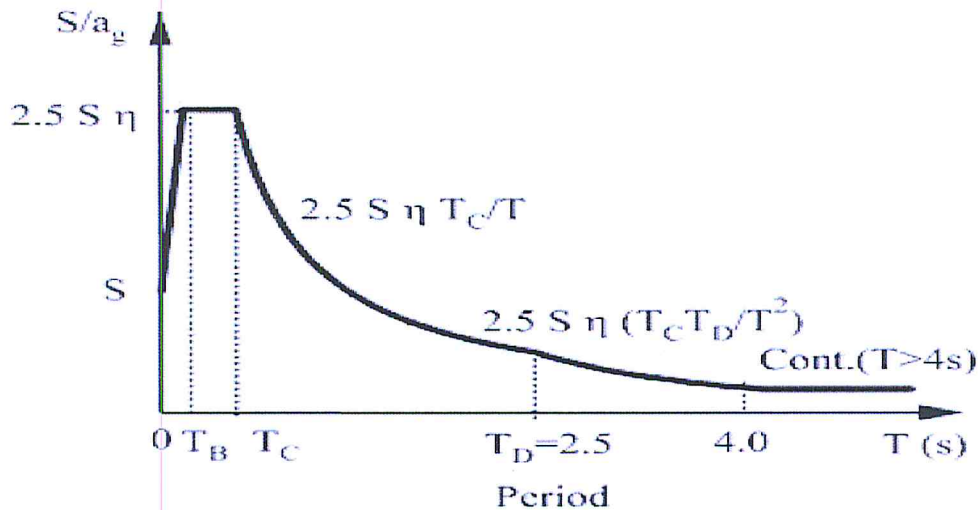


Figure II.14: Spectre de conception.

Avec :

$s_a(T)$: Le spectre élastique de réponse;

a_g : L'accélération au sol de conception pour la classe A de sol;

T_B, T_C : Le limites inférieures et supérieures de la période pour l'accélération spectrale constante;

T_D La période définissant le commencement de la gamme de déplacement constante du spectre de réponse;

S : le facteur d'amplification du sol;

η : le facteur d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\varepsilon)}} \geq 0.55$$

[II.41]

Tableau II.1 : Valeurs des paramètres décrivant le spectre élastique.

Type de site	S	T_B	T_C	T_D
A	1.00	0.15	0.40	2.0
B,C ,E	1.25	0.15	0.50	2.0
D	1.35	0.20	0.80	2.0

Tableau II.2: Accélérations du sol pour les différentes zones sismiques.

ZONE	$a_g(g)$
1	0.35
2	0.25
3	0.15
4	0.05

Le spectre de conception pour les différents sites décrits précédemment pour la zone 1 est présenté dans la figure II..

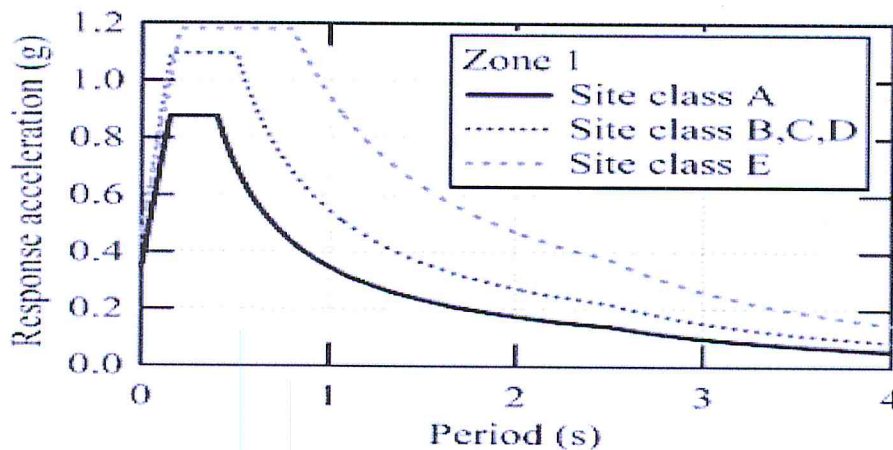


Figure II.15 : Spectres d'accélération pour différentes sites à la zone sismique 1(0.35g).

II-3.2.1.3 L'isolement sismique aux Etats-Unis :

Le règlement ASCE/SEI 7-05 " Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures" adopte une approche à deux niveaux du mouvement sismique, qui sont :

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

Selon l'IBC 2003, la courbe générale de spectre de réponse représentée sur la figure II.16 définie par l'équation [II.42].

$$S_D = \begin{cases} 0.6 \frac{S_{DS}}{T_0} T + 0.4 S_{DS} & T \leq T_0 \\ S_{DS} T_0 & T_0 \leq T \leq T_S \\ S_{D1} / T & T_S < T \end{cases} \quad [\text{II.42}]$$

Où:

S_{DS}, S_{D1} : Les accélérations de réponse spectrale à période courte et à période d'une seconde, respectivement, déterminées par l'ensemble d'équations [II.43][II.44][II.45].

$$T_0 = \frac{0.2 S_{D1}}{S_{DS}} ; T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad [\text{II.43}]$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} F_a S_S \quad [\text{II.44}]$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} F_v S_1 \quad [\text{II.45}]$$

Où:

F_a, F_v : Coefficients de zone définis dans les tableaux II.3 et II.4 respectivement.

S_S, S_1 : Les accélérations spectrales tracées pendant des périodes courtes et période d'une seconde.

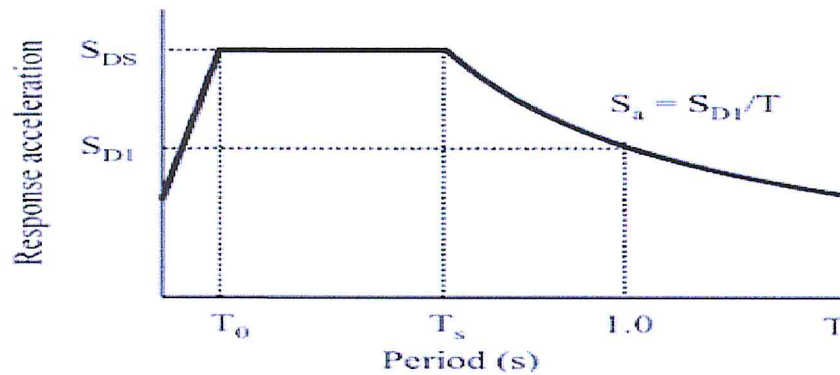


Figure II.16 : Spectre de réponse selon l'IBC2003.

Tableau II.3: Les valeurs du coefficient F_a en fonction des zones et les accélérations spectrales à périodes courtes.

	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s=0.75$	$S_s=1.00$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	*	*	*	*	*

Une étude géotechnique in-situ est nécessaire et des analyses dynamiques de réponse doivent être réalisées.

Tableau II.4: Les valeurs du coefficient F_v en fonction des zones et les accélérations spectrales à période d'une seconde.

	$S_1 \leq 0.1$	$S_1=0.2$	$S_1=0.3$	$S_1=0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	*	*	*	*	*

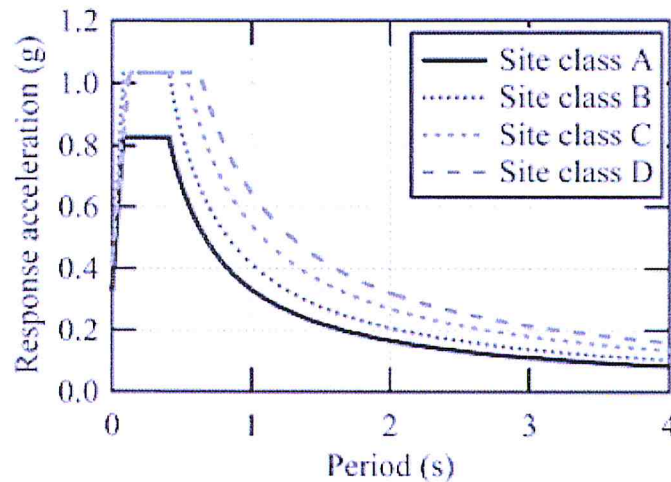


Figure II.17: Spectres d'emplacement aux quatre classes de site.

Les coefficients d'amortissement B_D et B_M sont donnés en termes d'amortissement effectif β .

Tableau II.5: Facteurs d'amortissement B_M et B_D .

Amortissement effectif (% De l'amortissement critique)	Facteur B_D ou B_M
$\leq 2\%$	0.8
5%	1.0
10%	1.2
20%	1.5
30%	1.7
40%	1.9
$\geq 50\%$	2.0

II-3.2.2 Méthode statique équivalente :

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

Les trois codes définissent des limitations sur l'application de la méthode, et ceux-ci sont récapitulés dans le tableau II.6.

Tableau II.6: Les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans les trois différents codes Japonais, américain et Italien.

	Japon	USA	Italie
Limitation sur la séismicité du site	-	$S_1 < 0.6g$	-
Limitation sur la classe de sol	1.2	A, B, C, D	-
Dimension maximum de plan	-		50m
Hauteur maximum de superstructure	60m	19.8m	20m
Nombre maximum des étages	-	4	5
Endroit des dispositifs	Base seulement	-	-
excentricité maximal	3%	-	3%
$/K_{vs}/K_e$	-	-	800%
Tension dans l'isolant	Non permis	Permis	Non permis
Force de rendement	$>0.3W$	-	
Chaîne de période de T_e	$T_2 > 2.5S$	$3Tf \sim 0.3s$	$3Tf \sim 0.3s$
Valeur maximum de T_v	-	-	$<0.1s$

T_f : Période normale de la superstructure de base fixe.

T_2 : Période du système d'isolement considérant seulement la rigidité des roulements en caoutchouc.

T_e : Période équivalente du système d'isolement.

T_v : Période du système d'isolement dans la direction verticale.

En général, la force de cisaillement en base est obtenue à partir de l'accélération et du poids de la structure comme montré dans l'équation [II.45.46.47].

$$D_D = \frac{M \cdot B(\xi, T_e) S_a(T_e)}{K_e} \quad [\text{II.45}]$$

$$D_M = a\gamma D_D \quad [\text{II.46}]$$

$$Q_S = \frac{K_e D_D}{R_1} \quad [\text{II.47}]$$

Où,

D_D : Déplacement minimal de conception ;

M : Poids total de la structure ;

B (ξ, T_e): Facteur de réduction de réponse;

ξ : Amortissement effectif ;

$S_a(T_e)$: Accélération spectrale ;

K_e : Rigidité effective du système d'isolement ;

D_M : Le déplacement maximum de conception;

α : Un coefficient relié à l'excentricité du système d'isolement;

γ : facteur de sûreté (>1.2) lié à la variation des propriétés avec la température, vieillissement... ;

Q_S : Force de cisaillement dans la base de la superstructure;

R_1 : Le facteur de réduction relié à la ductilité de la superstructure.

II-3.2.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes consiste à l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps. Elle peut être utilisée dans tous les cas en particulier pour les structures isolées qui ne répondent pas aux critères de l'analyse statique ou l'analyse modale spectrale. Cette méthode est plus précise pour la représentation de l'action sismique ainsi que pour le calcul non linéaire des structures isolées. Elle nécessite un ou plusieurs accélérogrammes ainsi que la disponibilité d'un programme numérique pour l'analyse de la structure.

Les codes exigent l'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme dans les cas suivants :

- La structure située sur un site de sols meubles, d'où un mouvement de longue période, ou le cas de sols sujets aux problèmes de liquéfaction.

- La structure isolée par des systèmes ayant un amortissement effectif supérieur à 30% parce que les niveaux élevés de l'amortissement conduisent à la participation des modes supérieurs dans la réponse dynamique de la structure.
- La structure isolée par des systèmes qui ne peuvent pas produire une force de rappel significative.
- Les codes exigent d'autres conditions sur la manière dont les mouvements des sols utilisés comme réponses temporelles doivent être appliqués dans la conception et l'analyse des structures isolées, ces conditions sont :
 - Au moins trois paires des composantes horizontales du mouvement du sol enregistrées devraient être choisies et employées.
 - Les réponses temporelles devraient montrer les durées de mouvements forts conformément aux magnitudes et aux caractéristiques de source des mouvements du sol.
 - Les réponses temporelles développées pour les sites situés à moins de 15 kilomètres des failles actives majeures devraient incorporer les phénomènes de failles proches.
 - Si les enregistrements appropriés ne sont pas disponibles, des enregistrements simulés appropriés peuvent être employés pour composer tout le nombre des enregistrements requis.
 - Pour chaque composante des paires du mouvement du sol horizontal, un spectre de 5% d'amortissement doit être construit et le spectre résultant doit être combiné selon 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 au-dessous 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 $0.5 T_D$ à $1.25 T_M$, où T_D et T_M sont les périodes d'isolation effectives correspondantes respectivement au déplacement de conception et au déplacement maximum.
 - Si trois réponses temporelles sont employées, la conception doit être basée sur les valeurs maximales de réponse. Si sept réponses temporelles sont employées, la conception peut être basée sur les valeurs moyennes de réponse [31].

Tableau II.7 : Valeurs de l'analyse dynamique données en fonction des valeurs de l'analyse statique.

Paramètre de conception	Méthode statique	Méthode statique	
		Modale spectrale	Temporelle
Déplacement de conception	$D_D = \frac{(\frac{g}{4\pi^2})C_{VD}T_D}{B_D}$		
Déplacement maximum	$D_M = \frac{(\frac{g}{4\pi^2})C_{VM}T_M}{B_M}$		
Déplacement total de la conception	$D_{TD} = D_D [1 + Y \frac{12e}{b^2+d^2}] \geq 1.1D_D$	$D_{TD} \geq 0.9 D_D$	$D_{TD} \geq 0.9 D_D$
Déplacement total maximum	$D_{TM} = D_D [1 + Y \frac{12e}{b^2+d^2}] \geq 1.1D_M$	$D_{TM} \geq 0.9 D_D$	$D_{TM} \geq 0.9 D_D$
Force sismique pour le système d'isolation	$V_b = k_{Dmax}D_D$	$\geq 0.8V_b$	$\geq 0.9V_b$
Force sismique pour une structure régulière	$V_s = \frac{K_{Dmax}D_D}{R_I}$	$\geq 0.8V_b$	$\geq 0.6V_b$
Force sismique pour une structure irrégulière	$V_s = \frac{K_{Dmax}D_D}{R_I}$	$\geq 1.0 V_b$	$\geq 1.0V_b$
Déplacement inter-étages	$\leq \frac{0.01}{R_I}$	$\leq \frac{0.015}{R_I}$	$\leq \frac{0.02}{R_I}$

II-4 : Méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques :

La sécurité des bâtiments isolés à la base par des appuis parasismiques est uniquement une question de calculs et de dimensionnement, par l'ingénieur civil, de la structure porteuse

et de l'appareil d'appui. Le dimensionnement de ces isolateurs s'effectue par des formules données par les codes UBC 97[32].

II-4.1 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 valeurs minimales des rigidités effectives $K_{D,min}, K_{M,min}$

$$K_{D,min} = \frac{4\pi^2 N}{D_D^2 g} \quad [II.48]$$

$$K_{M,min} = \frac{4\pi^2 N}{D_M^2 g} \quad [II.49]$$

Avec : N est la charge verticale reprise par l'appui.

II-4.1.1 Le calcul de déplacement :

- Le déplacement de conception D_D

$$D_D = \frac{(\frac{g}{4\pi^2}) C_{CD} T_D}{B_D} \quad [II.50]$$

-Le déplacement maximal D_M

$$D_M = \frac{(\frac{g}{4\pi^2}) C_{CM} T_M}{B_M} \quad [II.51]$$

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

$$D_{TD} = D_D [1 + Y \frac{12e}{b^2 + d^2}] \quad [II.52]$$

$$D_{TM} = D_M [1 + Y \frac{12e}{b^2 + d^2}] \quad [II.53]$$

Avec :

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

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

b et d : sont les dimensions de la structure.

-L'épaisseur de couche de caoutchouc t_r :

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_{max}} \quad [\text{II.54}]$$

Avec : γ_{max} : est la contrainte de cisaillement maximale.

- calcul de section de l'appui A :

$$K_H = \frac{GA}{t_r} \quad [\text{II.55}]$$

Avec : G Module de cisaillement de l'élastomère.

$$A = \frac{K_H t_r}{G} \quad [\text{II.56}]$$

- Calcul de l'énergie dissipée par cycle EDC

$$\text{EDC} = 2\pi k_{eff} D_D^2 \beta \quad [\text{II.57}]$$

- La résistance caractéristique Q

$$Q = \frac{\text{EDC}}{4D} \quad [\text{II.58}]$$

- Calcul de la rigidité post-élastique K_2 :

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \Leftrightarrow K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D} \quad [\text{II.59}]$$

-Calcul de la rigidité élastique k_1 :

On a le rapport entre k_1/k_2 varie entre 3 et 5 [33].

$$K_1 = 5k_2 \quad [\text{II.60}]$$

- Calcul de la force limite élastique F_Y [33] :

$$F_Y = k_1 D_Y \quad [\text{II.61}]$$

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

$$D_g = \frac{Q}{K_1 - K_2} \quad \text{[II.62]}$$

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

$$\omega_H = \sqrt{\frac{K_{HG}}{\omega}} \quad \text{ET} \quad T_H = \frac{2\pi}{\omega_H} \quad \text{[II.63]}$$

- Détermination du facteur de forme S :

$$6S^2 = \frac{f_V^2}{f_H^2} \quad \text{[II.64]}$$

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

$$t_c = \frac{a}{4S} \quad \text{[II.65]}$$

- Calcul du nombre des frettes d'acier n_a :

$$n_a = \frac{r}{t_c} - 1 \quad \text{[II.66]}$$

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

$$h_t = (2t_e) + (t_a n_a) + t_r \quad \text{[II.67]}$$

Avec :

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

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

II-4.2 Dimensionnement de l'appui en pendules glissants FPS :

-Déterminer le coefficient C_{VD}

-Calcul du rayon de la surface sphérique :

$$R = g \left(\frac{T_D}{2\pi} \right)^2 \quad \text{[II.68]}$$

-Calcul du déplacement D :

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2} \right) C_{VD} T_D}{B_D} \quad \text{[II.69]}$$

- Calcul de la rigidité effective :

$$k_{eff} = \frac{N}{R} + \frac{\mu x N}{D_D} \quad [\text{II.70}]$$

Avec : est le coefficient de frottement qui est de 0.06.

-Calcul de la rigidité horizontale :

$$K_H = \frac{N}{R} \quad [\text{II.71}]$$

On vérifie β par la formule suivante :

$$\beta = \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{\mu + D_D/R} \quad [\text{II.72}]$$

-Détermination du déplacement vertical de l'appui :

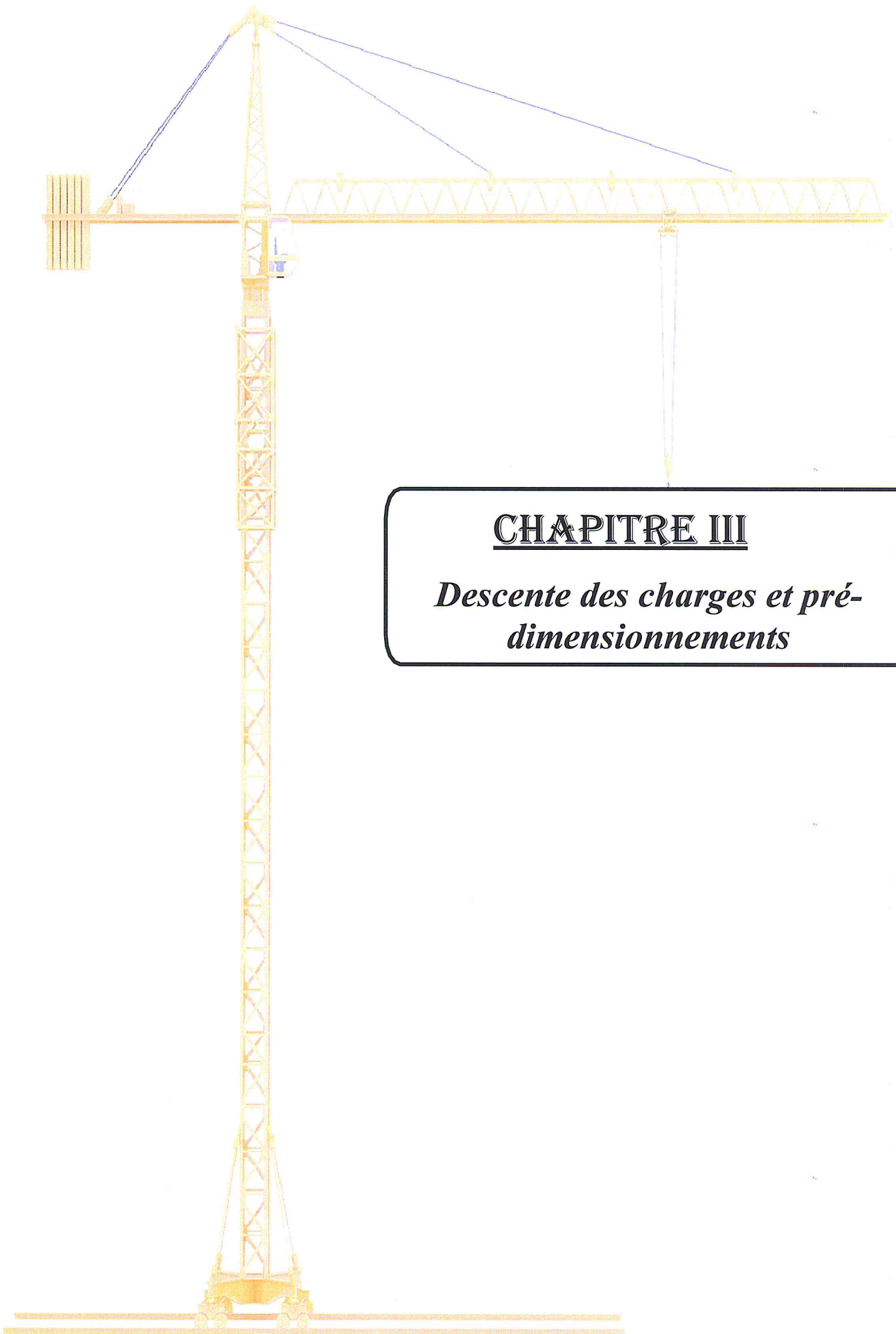
$$D_V = \frac{D_D^2}{R} \quad [\text{II.73}]$$

- Calcul de diamètre de la surface sphérique d :

$$d > 2D_D \quad [\text{II.74}]$$

II-5 Conclusion :

Dans ce chapitre, le système d'isolation sismique est traduit théoriquement par des équations de mouvements, pour les appareils d'appuis et le système isolé (de deux degrés de liberté). Ceci dans le but de comprendre leur principe de fonctionnement. Pour cela, trois méthodes de calcul ont été présentées. La méthodologie de dimensionnement des appuis parasismiques a été aussi intégrée. Par la suite, on va étudier une structure de type bâtiment à sept niveaux en se basant sur les principes du dimensionnement développé dans les règlements algériens (BAEL91, RPA99 et DTR B.C.2.2). A commencer par faire un pré dimensionnement et une descente des charges au chapitre III.



CHAPITRE III

*Descente des charges et pré-
dimensionnements*

III-1 introduction :

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

Dans ce qui suit, on va entamer la vérification de dimensionnement d'une structure à 7 niveaux (RDC+6étages courants) contreventée par des portiques auto-stables en béton armé sans et avec le système d'isolation.

III-2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment à usage d'habitation composé d'un RDC +sexe étages en béton armé .Cette structure est analysée avec et sans le système d'isolation.

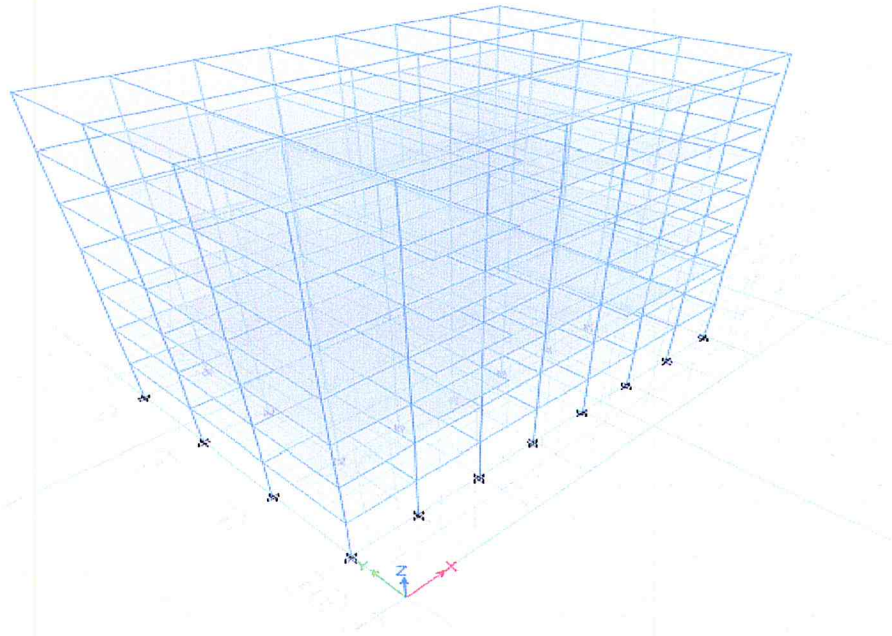


Figure III.1:la structure RDC +6.

III-2.1 Présentation du bâtiment étudié :

a/ Caractéristiques géométriques :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- Longueur totale du bâtiment : 23.8 m
- Largeur totale du bâtiment : 15.40 m
- Hauteur totale du bâtiment : 21 m (hauteur de l'acrotère 50 cm)
- Hauteur des étages : 3.00 m

b/ ossature et système constructif adopté :

La stabilité de la structure est assurée par des portiques en béton armé.

c/ Caractéristiques des matériaux :

- La masse volumique de béton armé : 2500 Kg/m³.
- La résistance à la compression du béton à 28 jours f_{c28} : 25 MPa.
- La résistance à la traction du béton f_{t28} : 2,1 MPa.
- Le module d'élasticité instantané E_{ij} : 32000 MPa.

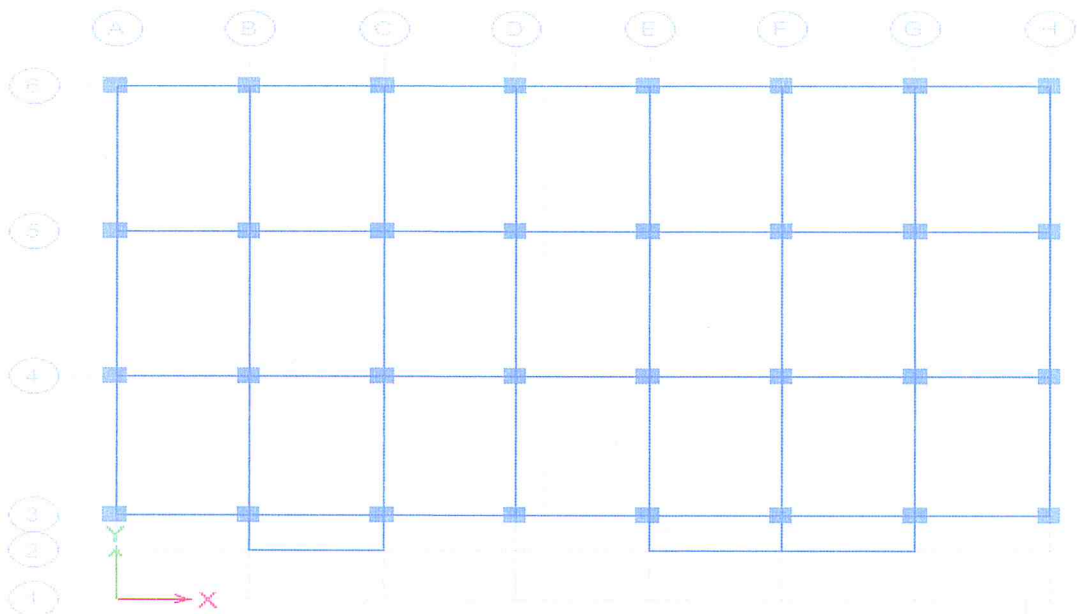


Figure III.2 : Vue en plan de la structure.

III-3 Détermination de l'épaisseur du plancher à corps creux :

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

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad [75]$$

L : La portée max d'une poutrelle : 5.2m.

$$h_t \geq \frac{520}{22.5} = 23 \text{ cm.} \quad [76]$$

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

Avec

- 16 cm : Corps creux.
- 4 cm : Dalle de compression.

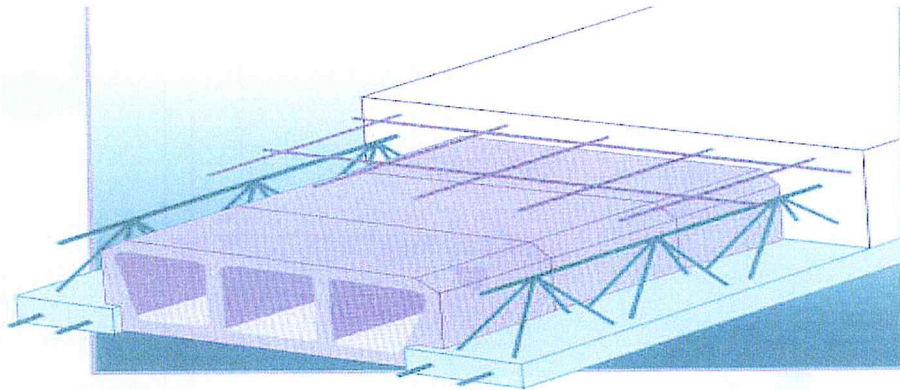


Figure III.3 : Dessin d'un plancher en corps creux.

III-4 Dimensionnement des poutrelles :

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

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

$$\text{Avec : } b_0 = 35 \text{ cm ; } b_1 = \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \text{ avec : } L_0 = 40 - 35 = 5 \text{ cm.} \quad [77]$$

$$b_1 = \min \{ 2.5 ; 52 \} = 2.5 \text{ cm soit } b = 40 \text{ cm.}$$

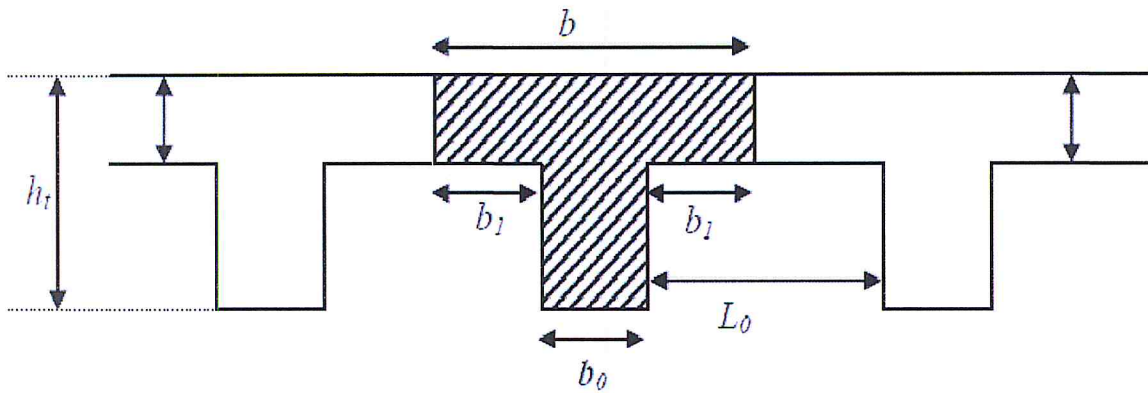


Figure III.4: Nervure.

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques du plancher.

Caractéristiques géométriques	Valeur (cm)
Épaisseur de la dalle compression	4
Épaisseur de l'entrevous	16
Épaisseur de l'entrevous	40
Largeur des nervures	35

III-5 Descente de charges :

La descente de charges a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque étage. Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort G.
- Les charges d'exploitation ou surcharge Q.

III-5.1 Les planche

a/ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau III.2 : Descente des charges du plancher terrasse inaccessible avec gravillon.

Éléments d'étanchéité	Chargement (KN/m ²)
Gravillon roulé de protection (4cm)	0.8
Etanchéité multicouche (2cm)	0.12
Forme de pente (10cm)	2.2
Isolation thermique en liège (4cm)	0.16
Enduit en plâtre (2cm)	0.20
Plancher à corps creux (16+4)	2.8

- Charge permanente $G_7=6.25(\text{KN}/\text{m}^2)$
- Charge d'exploitation $Q_7=1.00(\text{KN}/\text{m}^2)$

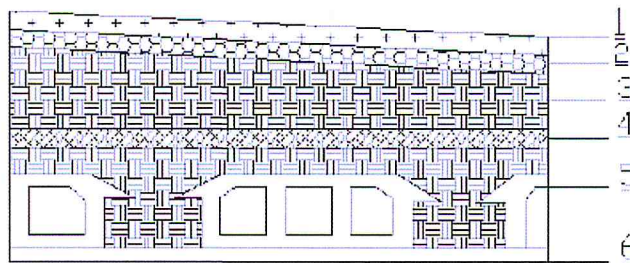


Figure III.5 : Plancher terrasse inaccessible.

b/ Plancher d'étage courant (1^{er} -6^{ème}) étage :

Tableau III. 3 : Descente des charges de l'étage courant et RDC.

Éléments de revêtement	G (KN/m ²)
Carrelage (2cm)	0.40
Mortier de pose (2cm)	0.40
Lit de sable (3cm)	0.51
Cloison (10cm)	0.9
Plancher à corps creux (16+4)	2.8
Enduit en plâtre (2cm)	0.4

- Charge permanente $G_i=5.41\text{KN/m}^2$.
- Charge d'exploitation $Q_i=1,50\text{ KN/m}^2$.

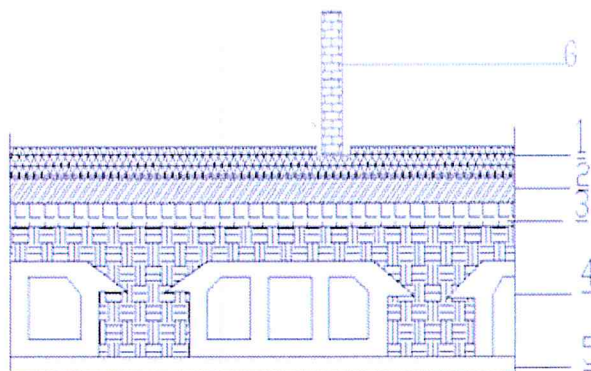


Figure III.6: Plancher étage courant.

III-5.2 Les balcons :

Tableau III. 4 : Descente des charges de balcon

Éléments de revêtement	G (KN/m ²)
Carrelage (2cm)	0.4
Mortier de pose (2cm)	0.5
Lit de sable (3cm)	0.54
Plancher en dalle pleine (16cm)	4
enduit en ciment d'épaisseur (1cm)	0.18

- Charge permanente $G_0:=5.61\text{ KN/m}^2$.
- Charge d'exploitation $Q_0=1.50\text{ KN/m}^2$.

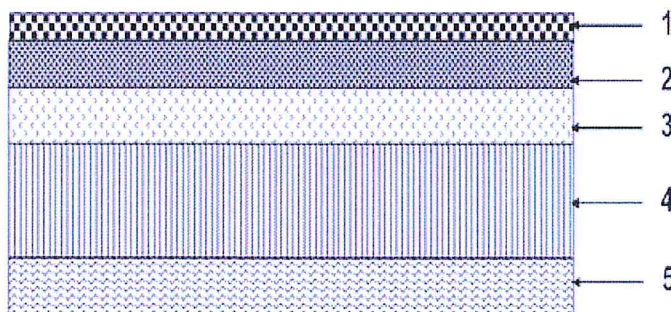


Figure III.7: Balcon.

III-5.3 Maçonnerie :

- Maçonnerie extérieure « murs double parois » :

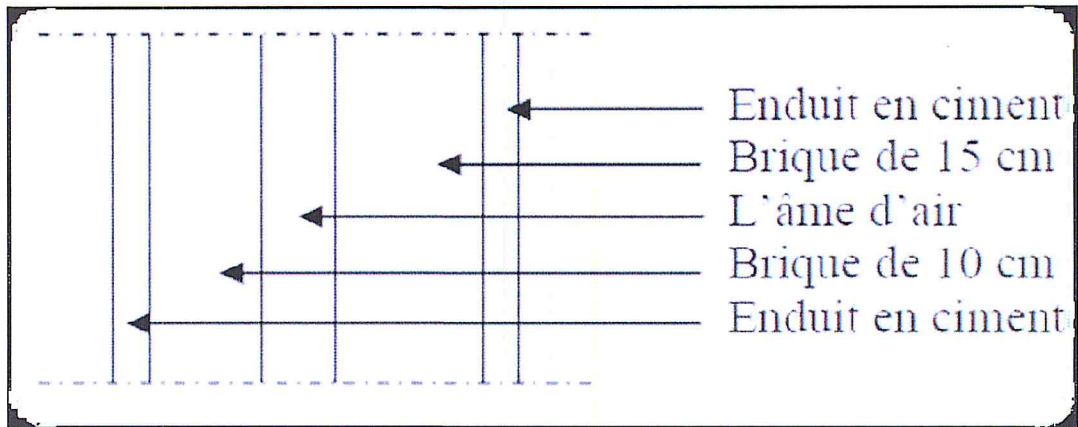


Figure III.8: Coupe transversale du Mur extérieur.

Tableau III. 5 : Descente des charges des murs double parois.

Enduit extérieur en ciment (2cm)	0.36 (KN/m ²)
Briques creuses (15cm)	1.30(KN/m ²)
Briques creuses (10cm)	0.90(KN/m ²)
Enduit intérieur en plâtre (2cm)	0.2(KN/m ²)

- Charge permanente $G_{me}=2.76$ KN/m².

- Maçonnerie intérieure « murs simple parois » :

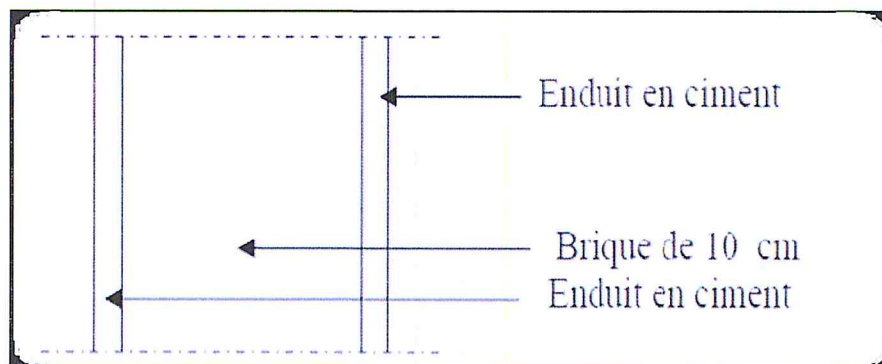


Figure III.9 : Coupe transversale du Mur intérieur.

Tableau III. 6 : Descente des charges de garde-corps.

Enduit en plâtre (2cm)	0.2 (KN/m ²)
Briques creuses (10cm)	0.90 (KN/m ²)
enduit en plâtre (2cm)	0.2(KN/m ²)

- Charge permanente $G_{mi} = 1.3 \text{ KN/m}^2$.

III-5.4 L'acrotère :

- La surface de l'acrotère :

$$S = (0.5 \times 0.1) + \left(\frac{0.1 \times 0.05}{2}\right) + (0.1 \times 0.05)$$

[78]

$$S = 0.0575 \text{ m}^2.$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$P = 25 \times 0.0575$$

$$P = 1,4375 \text{ KN/m}$$

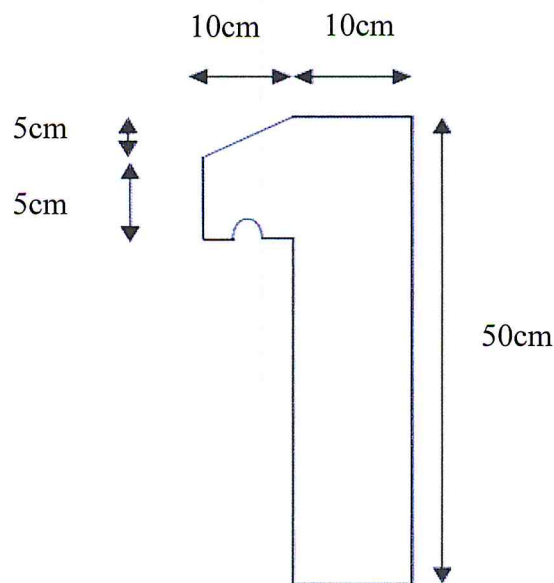


Figure III.10: Dimension de l'acrotère.

III-5.5 L'escalier :

Les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place. Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$.

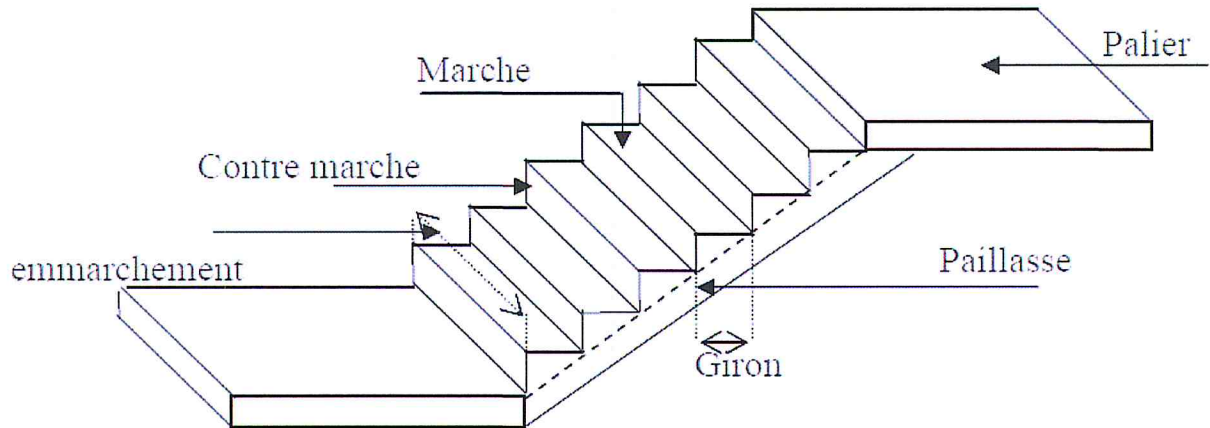


Figure III.11 : Schéma d'un escalier.

III-5.5.1 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

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

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

[79]

- Nombre des marches : $N = \frac{H}{h}$

Avec :

H : hauteur de l'étage courant ou RDC.

- Etage courant $N = 300 / 17$ $N = 18$
On a 9 contre marches et 8 marches pour chaque volée.
- RDC : $N = 300 / 17$ $N = 18$
On a 9 contre marches et 8 marches pour la première volée.
On a 9 contre marches et 8 marches pour la deuxième.

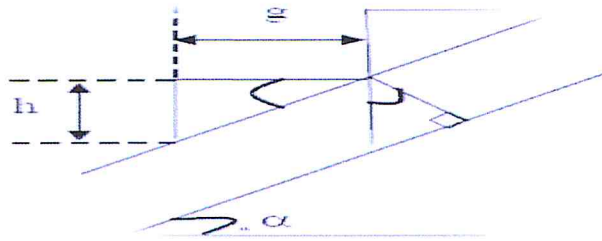


Fig.III.12: schéma statique de l'escalier.

$$\tan \alpha = 150 / 240 \quad \alpha = 32.00^\circ$$

- Type 2 :

$$\tan \alpha = 125 / 240 \quad \alpha = 27.51^\circ$$

III-5.5.3 Détermination de l'épaisseur du palier et paillasse :

- Paillasse :

$$\frac{L_p}{30} < e_p < \frac{L_p}{20} [80]$$

L_p : La longueur de volée.

- Type1 :

$$L_p = \frac{1.50}{\sin 32.00} \quad \rightarrow \quad L_p = 2.88 \text{ m } [81]$$

$$\frac{288}{30} < e_p < \frac{288}{20} \rightarrow 9.60 < e_p < 14.4 \quad \rightarrow \quad e_p = 13 \text{ cm} \quad [82]$$

- Type2 :

$$L_p = \frac{1.25}{\sin 27.51} \quad \rightarrow \quad L_p = 2.71 \text{ m} \quad [83]$$

$$\frac{271}{30} < e_p < \frac{271}{20} \rightarrow 9.03 < e_p < 13.55 \quad \rightarrow \quad e_p = 13 \text{ cm} [84]$$

III-5.5.4 Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier :

- Palier :

Tableau III.7: Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.

N°	Désignation	$e_p(\text{cm})$	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
1	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
2	Carrelage	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15

- Charge permanente G : 5,06 KN/m².
- Charge d'exploitation Q : 2,5 KN/m².

-Paillasse :

Tableau III.8 : Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.

N°	Désignation	$e_p(\text{cm})$	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
1	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20	0.40
2	Mortier de ciment horizontal	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Revêtement en carrelage vertical	0.02	$(20 \times 0,17)/0,30$	0.23
5	Mortier de ciment vertical	0.02	$(20 \times 0,17)/0,30$	0.23
6	Poids propre de la paillasse	0.15	$25/\cos 32,00$	7.81
7	Poids propre des marches	-	$(0,17 \times 20)/2$	1.7
8	Garde- corps	-	-	0.1
9	Enduit en plâtre	0.015	$10/\cos 32,00$	0.31

- Charge permanente G : 11.54 KN/m².
- Charge d'exploitation Q : 2,5 KN/m².

III-6 Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutres) soient pré dimensionnés de telle manière à reprendre toutes les sollicitations.

III-6.1 Pré-dimensionnement des poutres :

Le pré-dimensionnement est basé sur les règles B.A.E.L 91 et vérifié par les conditions imposées par les sismologues RPA 99 version 2003.

– Selon BAEL 91(Pratique de BAEL 91.p 382)

- La hauteur h de la poutre doit être : $L_{max}/15 \leq h_p \leq L_{max}/10$
- La largeur b de la poutre doit être : $0,4h_p \leq b \leq 0,8h_p$ $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$

Avec

L_{max} : La plus grande portée entre les axes des poteaux.

h : Hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre

- Les vérifications des conditions par RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

III-6.1.1 Les poutres principales :

- Hauteur :

$$\frac{400}{15} < h_p < \frac{400}{10} \quad \rightarrow \quad 26,67 < h_p < 40 \quad \text{On prend : } h = 40 \text{ cm.} \quad [85]$$

- Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \rightarrow \quad 16 \leq b \leq 32 \text{ On prend : } b = 25 \text{ cm.} \quad [86]$$

- Vérification par RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Leftrightarrow 25 \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV} \\ h \geq 30\text{cm} \Leftrightarrow 40 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Leftrightarrow \frac{25}{40} < 4 = 0.625 \dots \dots \dots \text{ CV} \end{array} \right.$$

III-6.1.2 Les poutres secondaires :

- Hauteur :

$$\frac{300}{15} < h_p < \frac{300}{10} \quad \rightarrow \quad 20 < h_p < 30 \quad \text{On prend : } h = 30 \text{ cm.} \quad [87]$$

- Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21 \text{ On prend : } b = 20 \text{ cm.} \quad [88]$$

- Vérification par RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Leftrightarrow 20 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV} \\ h \geq 30\text{cm} \Leftrightarrow 30 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Leftrightarrow \frac{20}{30} < 4 = 0.66 \dots \dots \dots \text{ CV} \end{array} \right.$$

III-6.1.3 La poutre palière :

- Hauteur :

$$\frac{300}{15} < h_p < \frac{300}{10} \quad \rightarrow \quad 20 < h_p < 30 \quad \text{On prend : } h = 30 \text{ cm.} \quad [89]$$

Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \rightarrow \quad 16 \leq b \leq 21 \text{ On prend : } b = 20 \text{ cm.} [90]$$

- Vérification par RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Leftrightarrow 20 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV} \\ h \geq 30\text{cm} \Leftrightarrow 30 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Leftrightarrow \frac{20}{30} < 4 = 0.66 \dots \dots \dots \text{ CV} \end{array} \right.$$

III-6.2 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 : $N_s = G + QN$.

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

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

Avec

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

σ_{bc} : est la contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

III-6.2.1 Calcul de l'aire du plancher supporté par le poteau le plus sollicité :

$$\left. \begin{array}{l} s_1 = 2.5 * 1.7 \\ s_2 = 2.6 * 1.7 \\ s_3 = 2.5 * 1.7 \\ s_4 = 2.6 * 1.7 \end{array} \right\} \text{D'où} \quad s_t = s_1 + s_2 + s_3 + s_4 = 17.34 \text{ m}^2 [91]$$

Avec

s_t est la surface brute.

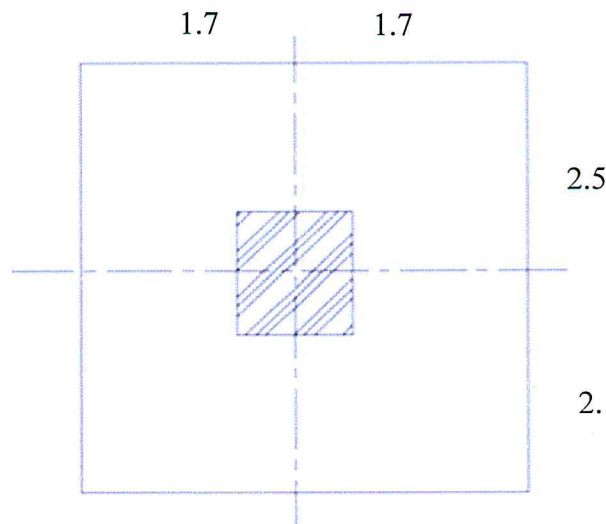


Figure III.13 : Section supportée par le poteau le plus sollicité.

III-6.2.2 Calcul du poids propre des poutres revenant au poteau le plus sollicité :

- Poutres principales :

$$G_{pp} = 0.4 * 0.25 * 3 * 25 = 7.5 \text{ KN} \quad [92]$$

- Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 0.3 * 0.2 * 3 * 25 = 4.5 \text{ KN} \quad [93]$$

D'où :

$$G_t = G_{pp} + G_{ps} = 12 \text{ KN} [94]$$

III-6.2.3 Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau :

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G_{pt} = s_t * G [95]$$

D'où :

$$17.34 * 6.25 \rightarrow 108.38 \text{ KN}$$

- Plancher courant :

$$G_{pt} = s_t * G$$

D'où :

$$17.34 * 5.41 \rightarrow 93.80 \text{ KN}$$

III-6.2.4 Calcul du poids propre des poteaux :

- Poteau d'étage courant:

$$G_{pot} = 25 * 0.40 * 0.40 * 3 \rightarrow 12 \text{ KN} \quad [96]$$

- Poteau RDC:

$$G_{RDC} = 25 * 0.40 * 0.40 * 3 \rightarrow G_{RDC} = 12 \text{ KN} \quad [97]$$

III-6.2.5 Calcul des surcharges d'exploitation :

- Plancher terrasse inaccessible :

$$Q = 17.34 * 1 \rightarrow Q = 17.34 \text{ KN} \quad [98]$$

- Plancher étage courant et RDC (habitation) :

$$Q = 17.34 * 1.5 \rightarrow Q = 26.01 \text{ KN} \quad [99]$$

III-6.2.6 Loi de dégression des charges d'exploitation :

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

Niveaux 7	Q_0
Niveaux 6	Q_0+Q_1
Niveaux 5	$Q_0 + 0.95 (Q_1 +Q_2)$
Niveaux 4	$Q_0 + 0.90 (Q_1 +Q_2+Q_3)$
Niveaux 3	$Q_0 + 0.85 (Q_1 +Q_2+Q_3 + Q_4)$
Niveaux 2	$Q_0 + 0.80 (Q_1 +Q_2+Q_3 + Q_4 + Q_5)$
Niveaux 1	$Q_0 + 0.75 (Q_1 +Q_2+Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Figure III.14 : La dégression des charges d'exploitation.

Avec :

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

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

Tableau III.9 : Coefficients de dégression de surcharge.

Niveau	7	6	5	4	3	2	1
coefficients	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75
Q	17.34	43.35	83.23	154.67	278.51		

Tableau III.10 : Dimensions des sections du poteau.

N	Poids poutres KN	Poids planchers KN	Poids poteaux KN	G KN	G_{CUM} KN	Q_{CUM} KN	$N=G_c + Q_c$ KN	A_p cm2	$A_{p,adp}$ cm2
7	12	108.38	0	120.38	120.38	17.34	137.72	9.18	40*40
6	12	93.80	12	117.80	238.18	43.35	281.53	19.78	40*40
5	12	93.80	12	117.80	355.98	83.23	439.21	28.90	40*40
4	12	93.80	12	117.80	473.78	154.67	628.45	41.33	40*40
3	12	93.80	12	117.80	591.58	278.51	870.09	57.25	40*40
2	12	93.80	12	117.80	709.38	485.96	1195.34	78.70	40*40
1	12	93.80	12	117.80	827.18	821.13	1648.31	108.76	40*40

- Vérification selon RPA 99 version 2003 :

$$\text{Min}(b, h) \geq 25 \quad \text{en zone II A} \quad [100]$$

$$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \quad [101]$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \quad [102]$$

- RDC et étage courant 1 et 2 :

$$\text{Min}(40,40) \geq 25 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Min}(40,40) \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

- étage courant 3 et 4.5 :

$$\text{Min}(40,40) \geq 25 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Min}(40,40) \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

- étage courant 6 et 7 :

$$\text{Min}(40,40) \geq 25 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Min}(40,40) \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

- Vérification d'effort normal réduit :

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}}$$

$$V = \frac{1648.318}{40 \cdot 40 \cdot 25} = 0.04 \leq 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Vérification au flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} < 50 \quad [104]$$

- RDC :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0.40 \cdot 0.40^3}{12 \cdot 0.40 \cdot 0.40}} = 0.149 \text{ m} \quad [105]$$

$$l_f = 0.7 * 3.00 = 2.10 \text{ m [106]}$$

$$\lambda = \frac{2.10}{0.149} = 14.09 < 50 \dots\dots\dots CV$$

- Etage courant 2 et 3 :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0.40 * 0.40^3}{12 * 0.40 * 0.40}} = 0.149 \text{ m [107]}$$

$$l_f = 0.7 * 3.00 = 2.10 \text{ m [108]}$$

$$\lambda = \frac{2.10}{0.149} = 14.09 < 50 \dots\dots\dots CV$$

- Etage courant 3, 4 et 5 :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0.40 * 0.40^3}{12 * 0.40 * 0.40}} = 0.149 \text{ m [109]}$$

$$l_f = 0.7 * 3.00 = 2.10 \text{ m [110]}$$

$$\lambda = \frac{2.10}{0.149} = 14.09 < 50 \dots\dots\dots CV$$

- Etage courant 6, 7 :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{0.40 * 0.40^3}{12 * 0.40 * 0.40}} = 0.149 \text{ m [111]}$$

$$l_f = 0.7 * 3.00 = 2.10 \text{ m [112]}$$

$$\lambda = \frac{2.10}{0.149} = 14.09 < 50 \dots\dots\dots CV$$

Tableau III.11 : Dimensions et ferrillages des poteaux et poutres du bâtiment étudié.

N	Poutres secondaires			Poutres principales			Poteaux	
	Dim. (cm ²)	Ferr. (appuis)		Dim. (cm ²)	Ferr. (appuis)		Dim. (cm ²)	Ferr.
		Sup.	Inf.		Sup.	Inf.		
7	20x30	3T14+3T14	3T14	25x40	3T14+3T14	3T14	40x40	8T14
6	20x30	3T14+3T14	3T14	25x40	3T14+3T14	3T14	40x40	8T14
5	20x30	3T14+3T14	3T14	25x40	3T14+3T14	3T14	40x40	8T14
4	20x30	3T14+3T14	3T14	25x40	3T14+3T14	3T14	40x40	8T14
3	20x30	3T14+3T14	3T14	25x40	3T14+3T14	3T14	40x40	8T14
2	20x30	3T14+3T14	3T14	25x40	3T14+3T14	3T14	40x40	8T14
1	20x30	3T14+3T14	3T14	25x40	3T14+3T14	3T14	40x40	8T14

III.7 Conclusion :

Durant ce chapitre on a fait un pré dimensionnement des éléments structuraux d'un bâtiment à sept niveaux, tout-en respectant les normes et les conditions des codes de calcul cités auparavant (BAEL 91 et RPA 99). Par la suite, on va entamer les dimensionnements de d'appuis parasismiques type HDRB.



CHAPITRE IV

*Dimensionnement de d'appuis
parasismiques type HDRB*

IV-1 Introduction :

Il existe plusieurs types d'appareils d'appuis en élastomères qui sont utilisés en réalité, tels que l'appui en élastomère à fort taux d'amortissement HDRB (High Damping Rubber Bearing), appui en élastomère à faible taux d'amortissement LDRB (Low Damping Rubber Bearings) et l'appui en élastomère avec noyau de plomb LRB.

IV-2 Définition des appuis en élastomère à fort taux d'amortissement HDRB :

Les appuis HDRB ont été principalement développés aux USA, au Japon et en Italie. Mebga LASTO –HDRB les roulements en caoutchouc à haute densité isolent une structure des mouvements du sol pendant un tremblement de terre et limitent ainsi l'énergie sismique agissant sur la structure .ils sont similaires aux paliers élastomères renforcés ordinaires avec des plaques de connexion en acier, mais le matériau élastomère utilisé a une composition spéciale qui dissipe l'énergie sismique par déformation et génération de chaleur.

IV-3 Caractéristiques du produit HDRB :

IV-3.1 principe :

les appuis Mageba en caoutchouc LASTO,HDRB a haut coefficient d'amortissement fonctionnent sur le principe de l'isolation de base et limitent la quantité d'énergie transférée du sol à la structure en cas de tremblement de terre .l'appui en caoutchouc et acier laminé est conçu pour supporter le poids de la structure et pour lui fournir une certaine élasticité lorsque la limite d'élasticité a été atteinte .le caoutchouc permet l'isolation de la structure mais aussi son recentrage après un événement sismique ,en atteignant après sismique un coefficient d'amortissement de jusqu'à à 16% contrairement 5% fournis par les appuis élastomériques conventionnels.

IV-3.2 Application :

Les appuis en caoutchouc à haut coefficient d'amortissement peuvent être utilisés dans de nombreux domaines de la structure, grâce à leur simplicité et à leur

fonction d'isolation et de dissipation contenue dans une seule unité compacte. Du point de vue de la protection sismique, il est très important de minimiser le transfert d'énergie sismique du sol à la superstructure et de limiter les déplacements horizontaux de l'appareil d'appui.

Dans des conditions normales, les appuis en caoutchouc LASTO®HDRB se comportent comme des appuis élastomériques habituels.

Ceci est un avantage, en particulier dans le cas de structures devant être protégées sismiquement et ne possédant qu'un espace limité pour les appuis, car toutes ces fonctions peuvent être combinées dans un seul appareil.

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



Figure IV.1: Appareils LASTO®HDRB prêts pour l'installation.

IV-3.3 Isolation sismique :

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

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

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

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

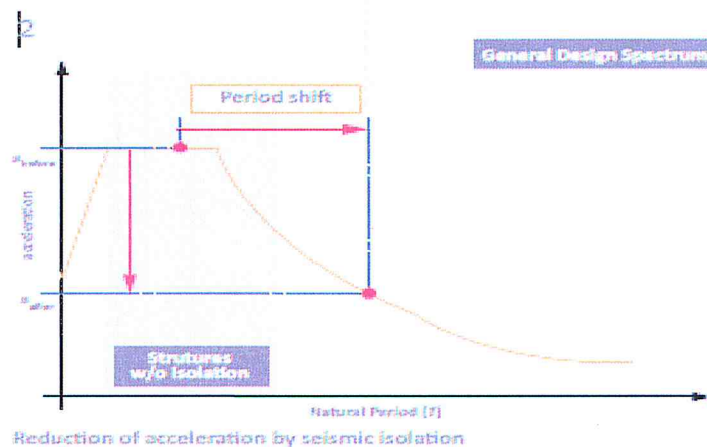


Figure IV.2 : Principe de l'isolation sismique – réduction de l'accélération grâce au décalage de la période.

IV-4 Propriétés et avantages :

IV-4.1 Propriétés :

Les appuis LASTO®HDRB sont composés de couches alternées de matériau élastomérique et de plaques d'acier vulcanisées. Ils fournissent un haut coefficient d'amortissement (jusqu'à 16 %) grâce à leurs composants en caoutchouc chimiquement amélioré ainsi qu'une grande capacité de déplacement.

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

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

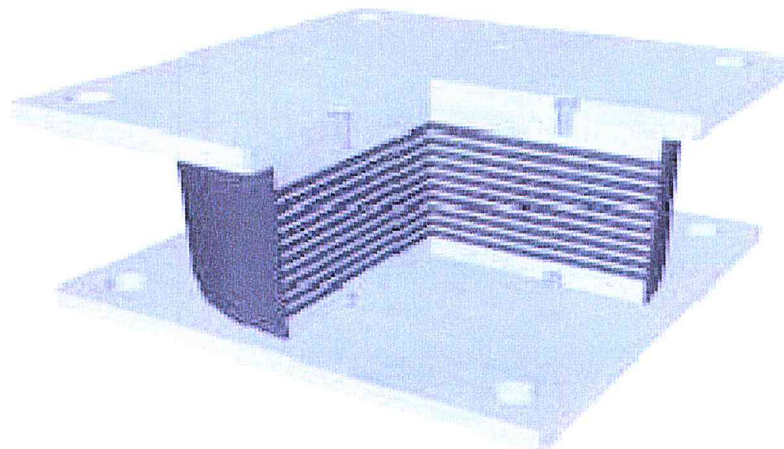


Figure IV.3 : Vue schématique d'un appareil LASTO®HDRB.

IV-4.2 Matériaux :

- Les matériaux suivants sont utilisés pour la production des appuis LASTO®HDRB :
 - Les plaques de renforcement et plaques inférieure et supérieure sont faites de tôle d'acier au carbone conforme à ASTM A36 ou A570.
 - Caoutchouc naturel, type NR, classe 3 selon ASTM D4014-81.

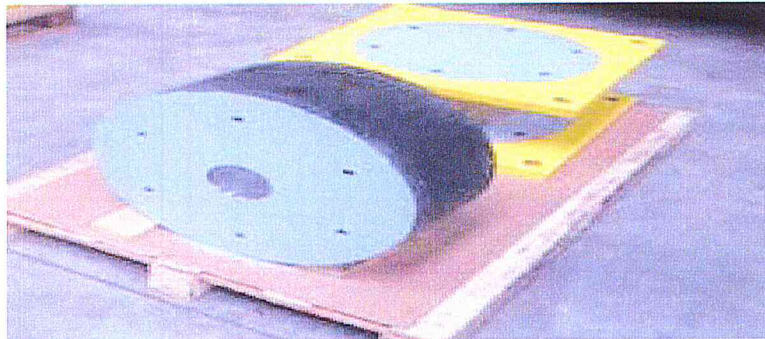


Figure IV.4 :Fabrication d'un appui LASTO®HDRB.

IV-4.3Système d'ancrage :

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

IV-4.4Protection contre la corrosion :

Mageba propose des systèmes standards de protection contre la corrosion conforme à l'EN ISO 12944. La catégorie de protection dépend de l'emplacement, des conditions environnementales et du degré de protection requis.

Des systèmes de protection contre la corrosion conformes à d'autres normes peuvent être fournis sur demande.

IV-4.5Inspection et maintenance :

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

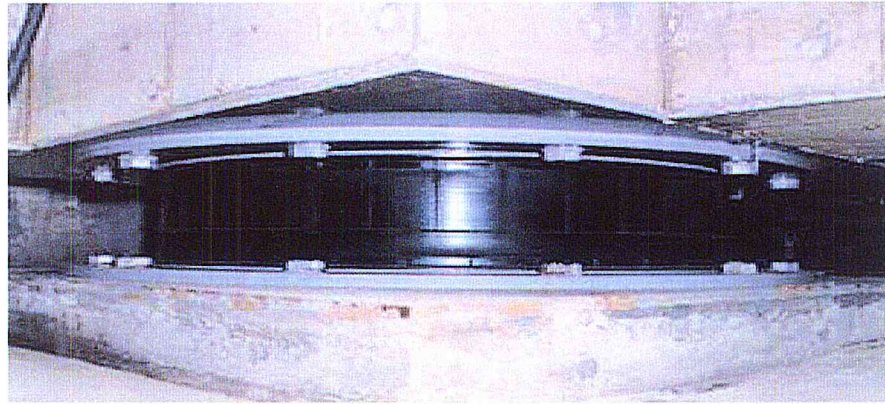


Figure IV.5 :Appui LASTO®HDRB installé.

IV-4.6 Avantages :

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

IV-5 Qualité et services :

IV-5.1 Qualité :

Durant les cinquante dernières années, les appuis mageba ont prouvé leur qualité sur des milliers de structures dans les conditions les plus extrêmes. La qualité et la durabilité des appuis produits par mageba sont assurées non seulement par leurs propriétés bien établies, mais aussi par l'expérience de notre personnel qualifié. mageba dispose d'un système de qualité orienté-processus certifié selon l'ISO9001:2008. La qualité est également contrôlée régulièrement par des organes indépendants tels que l'institut d'essais sur les matériaux (MPA) de l'Université de Stuttgart. Les usines mageba sont

approuvées pour le soudage selon l'ISO 3834-2, et certifiées conformément à la norme de construction en acier EN 1090.

IV-5.2 Conformité CE :

Les appuis en caoutchouc LASTO®HDRB à haut coefficient d'amortissement sont conçus et produits conformément aux normes européennes EN 15129:2009 et EN 1337. Les appuis sont marqués du label CE. Cela indique qu'ils satisfont à toutes les exigences spécifiées dans la norme, sans exception. Tous les tests nécessaires réalisés sur les appareils LASTO®HDRB ont été menés par un établissement d'essais indépendant et supervisés par un organisme certifié.

Les appuis LASTO®HDRB peuvent également être produits conformément à d'autres normes internationales, telles que le guide pour la conception de l'isolation sismique de l'AASHTO, les normes japonaises, les normes nationales, etc.

IV-5.3 Essais :

Si le client le désire, Mageba offre des essais de contrôle à grande échelle. Les essais sont réalisés en interne ainsi qu'avec des instituts d'essais tiers. Les tests généralement réalisés sont basés sur la norme européenne EN 15129:2009 ou sur le guide pour la conception de l'isolation sismique de l'AASHTO.

Pour les projets spéciaux, des tests sur mesure peuvent être réalisés si le client l'exige [34].

IV-6 Dimensionnement de d'appuis parasismiques type HDRB :

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

Les données sont :

$T_D = 2.5$ sec	$T_M = 3,0$ sec	$R = 2$	$Z = 0,3$	$\{\beta = 15\% \Rightarrow B_D = 1.35$ $B_M = 1,35$
--------------------	-----------------	---------	-----------	---

$$\begin{cases} M \geq 7 \\ SR \geq 5 \end{cases} \rightarrow \text{Type de faille sismique A}$$

La faille sismique est 11 Km. Le type de profil de sol est très dense.

- La détermination des coefficients N_V , M_M , C_{VD} et C_{VM} :

A partir de l'interpolation, on trouve un facteur de proximité de la faille active N_V qui est égal à 1,16

Pour $Z N_V = 0,348$ on a $M_M = 1,38$

D'après le Tableau IV.2 et Tableau IV.6, on trouve $C_{VD} = 0,45$ et $C_{VM} = 0,672$

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

$$K_{D,min} = \frac{4\pi^2 N}{T_D^2 g} \rightarrow K_{D,min} = \frac{4\pi^2 * 1930.32}{2.5^2 * 9.81} = 1242.91 \text{ KN/m} [113]$$

$$K_{M,min} = \frac{4\pi^2 N}{T_M^2 g} \rightarrow K_{M,min} = \frac{4\pi^2 * 1930.32}{3^2 * 9.81} = 863.13 \text{ KN/m} [114]$$

Avec :

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

- Le calcul de déplacement :

- Le déplacement de conception D_D :

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D} \rightarrow D_D = \frac{\left(\frac{9.81}{4\pi^2}\right) 0.45 * 2.5}{1.35} = 0.207 \text{ m} [115]$$

- Le déplacement de conception D_M :

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M} \rightarrow D_M = \frac{\left(\frac{9.81}{4\pi^2}\right) 0.672 * 3}{1.35} = 0.309 \text{ m} [116]$$

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

$$D_{T,D} = \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2}\right] \rightarrow D_{T,D} = 0.207 \left[1 + 7.7 \frac{12 * 1.19}{23.8^2 + 15.4^2}\right] = 0.032 \text{ m} [117]$$

$$D_{T,M} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2}\right] \rightarrow D_{T,M} = 0.309 \left[1 + 7.7 \frac{12 * 1.19}{23.8^2 + 15.4^2}\right] = 0.047 \text{ m} [118]$$

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

$$e = 0,05 \times 23,8 = 1,19 \text{ m} [119]$$

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

$$y = \frac{d}{2} [120]$$

b et d : sont les dimensions de la structure b=23.8, d=15.4

- L'épaisseur des couches de caoutchouc t_r :

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_{max}} \rightarrow t_r = \frac{0.207}{1.5} = 0.140m [121]$$

γ_{max} : est la contrainte de cisaillement maximale.

- Le calcul de section de l'appui A :

$$K_H = \frac{GA}{t_r} [122]$$

Avec :

G : Module de cisaillement de l'élastomère.

Qualité du caoutchouc IRHD ± 2 : 50, E = 220 N/cm², G = 64 N/cm² et K = 0,73 [123]

$$A = \frac{K_H t_r}{G} \rightarrow A = \frac{1242.91 * 0.140}{640} = 0.2718m^2 [124]$$

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

$$\text{Donc le côté de la section : } a = \sqrt{A} \rightarrow a = \sqrt{0.2718} = 0.550 \text{ m} [125]$$

On prend : a = 550 mm

- Calcul de l'énergie dissipée par cycle EDC :

$$EDC = 2\pi K_{eff} D_D^2 \beta \rightarrow EDC = 2\pi 1242.91 * 0.207^2 * 0.15 = 50.193KN [126]$$

- La résistance caractéristique Q :

$$Q = \frac{EDC}{4D} \rightarrow Q = \frac{50.193}{4 * 0.207} = 60.61KN [127]$$

- Calcul de la rigidité post-élastique K_2 :

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} [128]$$

$$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D} \rightarrow K_2 = 1242.91 - \frac{50.193}{0.207} = 950.10 \text{ KN/m} [129]$$

- Calcul de la rigidité post-élastique K_1 :

On a le rapport entre K_1/K_2 varie entre 3 et 5 [39].

$$K_1=5K_2 \rightarrow K_1 = 5 * 950.10 = 4750.50 \text{ KN/m} [130]$$

- Calcul de la force limite élastique F_y :

$$F_y=K_1 * D_y [39] \rightarrow F_y = 4750.50 * 0.016 = 76.00 \text{ KN} [131]$$

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

$$D_y = \frac{Q}{K_1+K_2} [39],[132]$$

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

$$\omega_H = \sqrt{\frac{K_H g}{W}} \rightarrow \omega_H = \sqrt{\frac{1442.91 * 9.81}{1930.32}} = 2.513 \frac{\text{rad}}{\text{sec}} [133]$$

$$T_H = \frac{2\pi}{\omega_H} \rightarrow T_H = \frac{2\pi}{2.513} = 2.5 \text{ sec} [134]$$

- La détermination de facteur de forme S :

$$6S^2 = \frac{f_V^2}{f_H^2} [135]$$

Avec :

$$f_V = 10 \text{ hz}$$

$$f_V = \frac{1}{T_H} \rightarrow f_V = \frac{1}{2.5} = 0.4 \text{ hz} [136]$$

$$\text{Donc : } S = 10 / \sqrt{6} * 0.4 = 10.2 [137]$$

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

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

$$t_c = \frac{a}{4S} \rightarrow t_c = \frac{550}{4 * 15} = 9.16 \quad \text{On prend } t_c = 10 \text{ m} [138]$$

- Calcul du nombre des frettes d'acier n_a :

$$n_a = \frac{t_r}{t_c} - 1 \rightarrow n_a = \frac{140}{10} - 1 = 13 [139]$$

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

$$h_t = (2t_e) + (t_a n_a) + t_r \rightarrow h_t = (2 * 25) + (2 * 13) + 140 = 216 \text{ [140]}$$

Tableau IV.1: Coefficient sismique C_{VD} .

Type de profile de sol	Factures de zone sismique				
	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32 N _V
S_B	0.08	0.15	0.2	0.3	0.4 N _V
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56 N _V
S_D	0.18	0.32	0.4	0.54	0.64 N _V
S_E	0.26	0.5	0.64	0.84	0.96 N _V

Z : Coefficient de zone sismique, ses valeurs sont données selon UBC 97 (Tableau IV.2) comme suit :

Tableau IV.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. Ces valeurs sont données selon l'UBC97 (Tableau IV.3) comme suit:

Tableau IV.3: Facteur de proximité de la faille active N_v .

<i>Type de faille sismique</i>	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 IV.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	$M < 6,5$	$SR \leq 2$

C_{VM} est en fonction du type de profil de sol et de l'intensité maximum capable tremblement de terre $M_M Z N_V$.Il est donné selon l'UBC97 (Tableau IV.5) comme suit:

Tableau IV.5: Coefficients sismiques C_{VM} .

<i>Type de profile de sol</i>	L'intensité maximum capable de tremblement de terre				
	MMZ NV=0,07	MMZ NV=0,15	MMZ NV=0.2	MMZ NV=0.3	MMZ NV \geq 0,40
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	0,8 $M_M Z N_V$
S_B	0.08	0.15	0.2	0.3	1.0 $M_M Z N_V$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	1.4 $M_M Z N_V$
S_D	0.18	0.32	0.4	0.54	1.6 $M_M Z N_V$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	2.4 $M_M Z N_V$

M_M : Coefficient de réponse au séisme capable maximum. Il est en fonction d'intensité de tremblement de terre de conception $Z N_V$. IL est donné selon l'UBC97 (Tableau IV.6) comme ci-après:

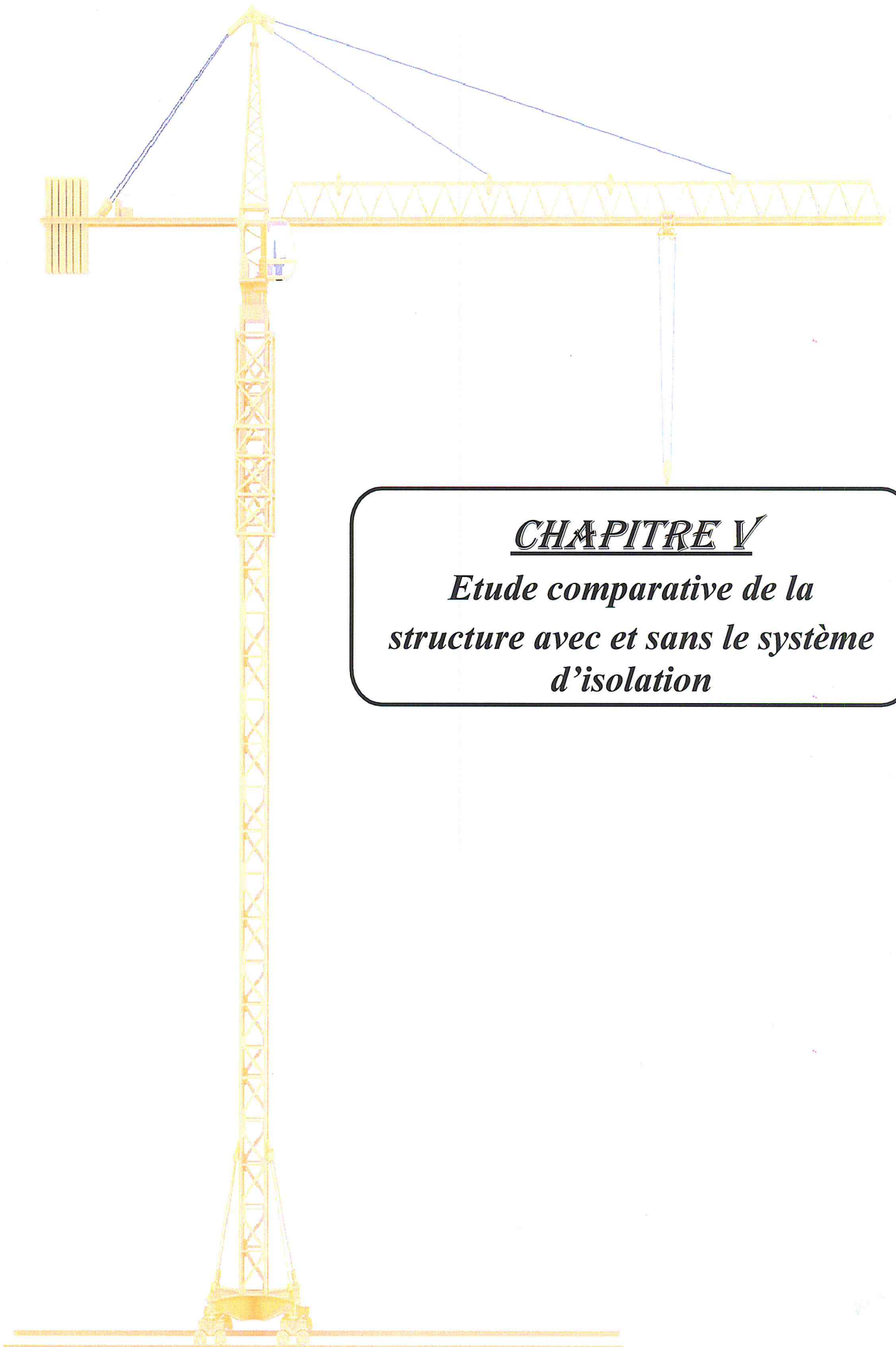
Tableau IV.6: Coefficient de réponse au séisme capable maximum M_M .

$Z N_V$	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40	$\geq 0,50$
M_M	2.67	2.0	1.75	1.5	1.25	1.20

Poteau	N	$\beta\%$	K_{eff} (KN/m)	A (m ²)	a (m)	EDC (KN)	Q (KN)	K_2 (KN/m)	K_1 (KN/ m)	f_y (KN)	h_t (m)
G	1930.32	15	1242.91	0.2718	0.550	50.19	60.61	950.10	4750.50	76.00	216
F	1700.72	15	1095.07	0.2395	0.500	44.22	53.40	837.09	4185.45	66.96	216
E	1539.88	15	991.51	0.2168	0.500	40.04	48.35	757.93	3789.65	60.63	216
D	1448.85	15	932.89	0.2040	0.500	37.67	45.49	713.13	3565.65	57.05	216
C	1341.15	15	863.55	0.1889	0.450	34.87	42.11	660.12	3300.60	52.80	216
B	1274.43	15	820.59	0.1795	0.450	33.13	40.01	627.30	3136.50	50.18	216
A	995.67	15	641.10	0.1402	0.400	25.89	31.26	490.09	2450.45	39.20	216

IV-7 CONCLUSION:

Dans ce chapitre, on a étudié les dimensionnement d'appuis parasismiques types HDRB Ceci dans le but de comprendre leur principe de fonctionnement Par la suite, on va faire un étude comparative d'une structure de type bâtiment à sept niveaux avec un système isolation type HDRB et sans système en se basant sur les principes des dimensionnement développés dans les règlements algériens (BAEL91, RPA99 et DTR B.C.2.2). Qui on étudier au chapitre III un redimensionnement et une descente des charge.



CHAPITRE V

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

V-1 Introduction :

Dans ce chapitre nous avons modélisé notre structure par le logiciel ETABS version 2016.2.0 avec deux modèles, et puis nous avons procédé à une comparaison entre les résultats donnés par ces modèles :

- Le premier modèle : Structure à base fixe.
- Le deuxième modèle : Structure isolée avec un appui en élastomère à fort taux d'amortissement HDRB (High Damping Rubber Bearing).

V-2 Description générale du logiciel « ETABS » :

L'ETABS est un logiciel de calcul des structures conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments dont le nom est issu de l'abréviation « Extended 3D Analysis of Building Systems ». Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

ETABS, Version 2016 dispose d'une interface graphique intuitive et puissante associée à la modélisation intégrée, et les procédures de conception d'analyse, le tout intégré en utilisant une base de données commune. Bien que rapide et facile pour les structures simples, ETABS peut également gérer des modèles les plus importants et les plus complexes de construction, y compris un large éventail de comportements non-linéaires, ce qui en fait l'outil de choix pour les ingénieurs structurels dans l'industrie du bâtiment.

Datant de plus de 30 ans pour le développement initial d'ETABS, le prédécesseur d'ETABS, il a été clairement reconnu que les bâtiments constituaient une classe très particulière de structures. Les premières versions d'ETABS fournies entrée, de sortie et de la solution numérique des techniques qui prennent en considération les caractéristiques propres à la construction de structures de ce type, fournissant un outil qui a offert d'importantes économies en temps et en précision accrue sur les programmes d'usage général.

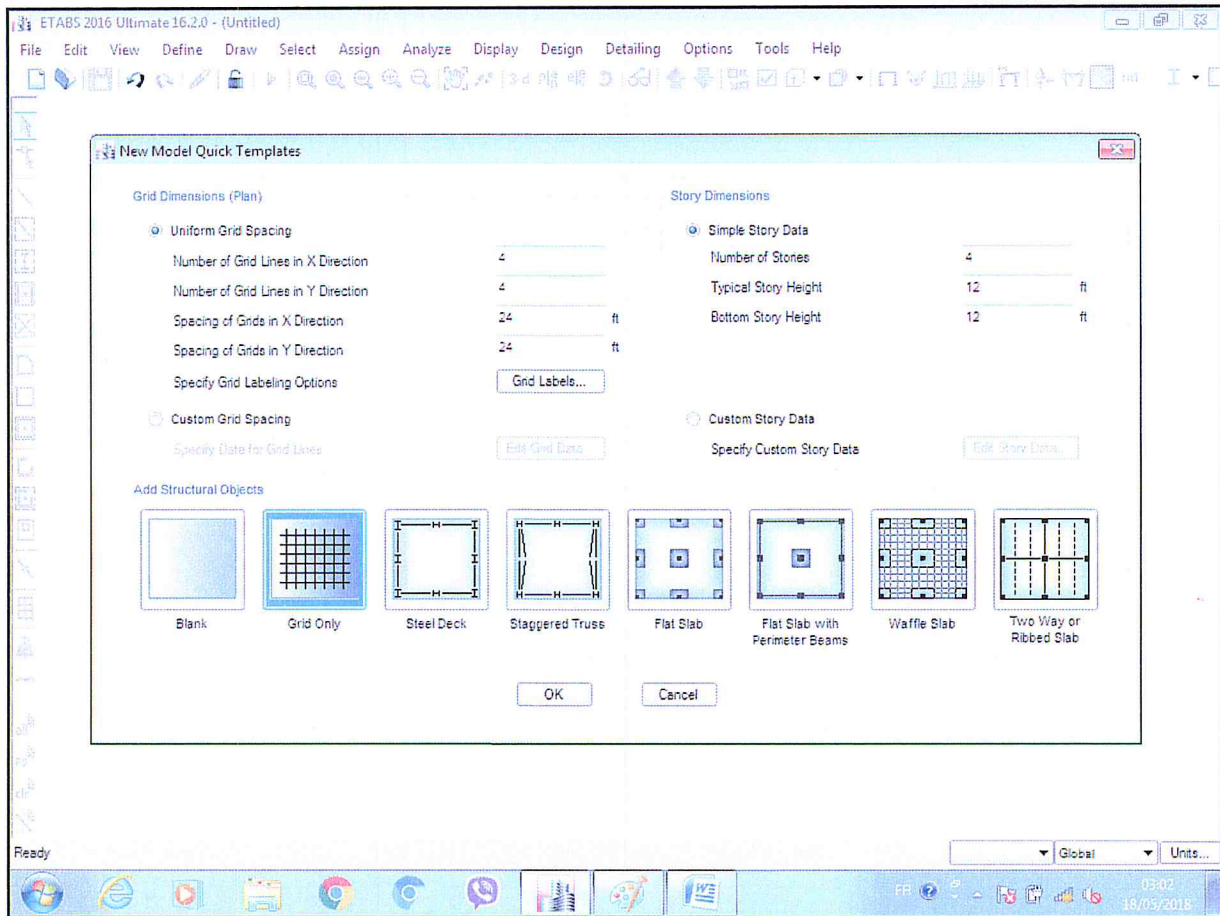


Figure V.1 : fenêtre d'ETABS.

V-3 Description de l'excitation sismique :

Comme on a présenté au chapitre II, les méthodes d'analyse des structures isolées, on a cité que parmi les méthodes d'analyse dynamique, la méthode d'analyse par accélérogramme, qui est plus précise pour l'analyse du comportement des structures en fonction du temps. Pour cela, l'analyse dynamique des réponses par accélérogramme est utilisée pour les deux types de structure encastree et isolée, l'excitation sismique considérée est celle du séisme de Boumerdès (21 mai 2003) enregistrées par la station de Dar Beidha avec des accélérations maximale de **(0.537g)** pour la composante longitudinale et de **(0.501g)** pour la composante transversale pour les deux structures. L'accélérogramme et le contenu fréquentiel de cette excitation est représenté sur la figures 2.

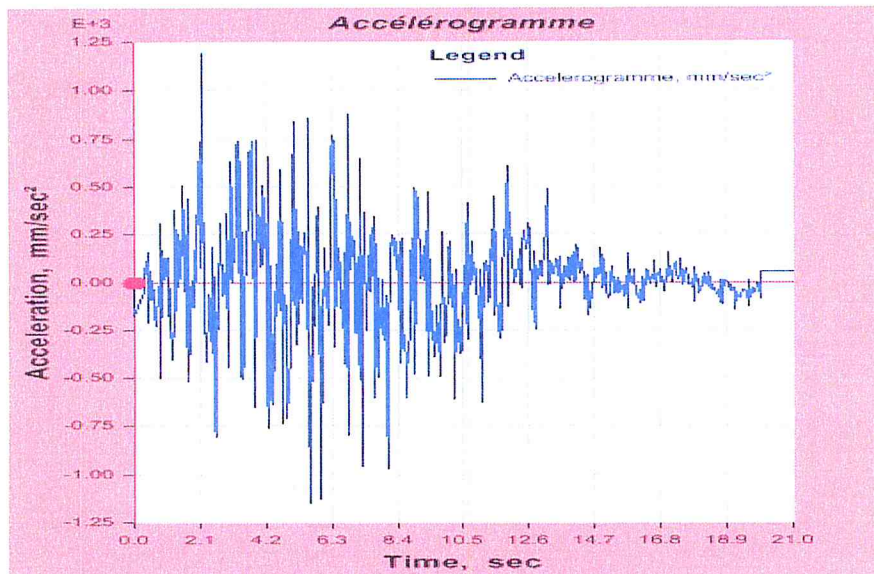


Figure V.2 : Accélérogramme utilisé.

V-4 Description du système d'isolation :

Parmi les appuis passés en revue, notre choix est porté sur les appuis l'appui en élastomère à fort taux d'amortissement HDRB (High Damping Rubber Bearing) ils se composent de Les plaques de renforcement et plaques inférieure et supérieure sont faites de tôle d'acier au carbone conforme à ASTM A36 ou A570 et Caoutchouc naturel, type NR, classe 3selon ASTM D4014-81.

Le système d'isolation dans la structure isolée consiste en 32 appuis en élastomère à fort taux d'amortissement HDRB (High Damping Rubber Bearing) chaque poteau.

V-5 Modélisation avec le logiciel ETABS :

L'organigramme suivant résume la démarche de modélisation de la structure avec ETABS. Les détails de cette modélisation sont présentés ci-dessus :

- Initialisation du modèle (unités, grilles, niveaux).
- Définition des propriétés mécaniques des matériaux.
- Définition des paramètres de l'analyse (Les charges, combinaisons de chargements).
- Définition de la géométrie du modèle.
- Les conditions aux limites (articulation ou appui parasismique, diaphragme....)
- Application des charges.
- Analyse de la structure & extraction des résultats

Les différentes illustrations de la structure à base fixe et isolée modélisée sont représentées dans les figures suivantes :

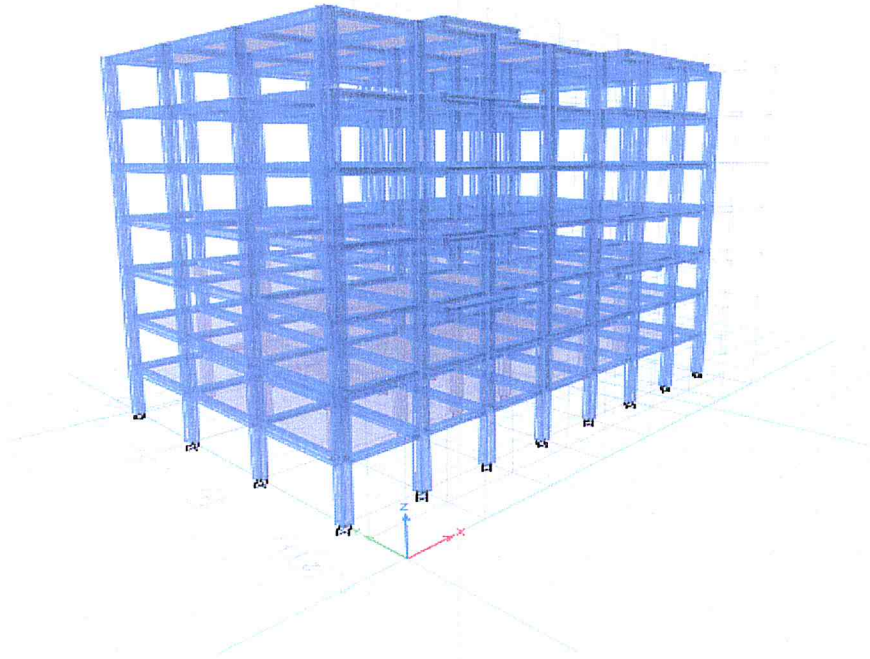


Figure V.3 :Modèle de la structure encastrée ou fixe.

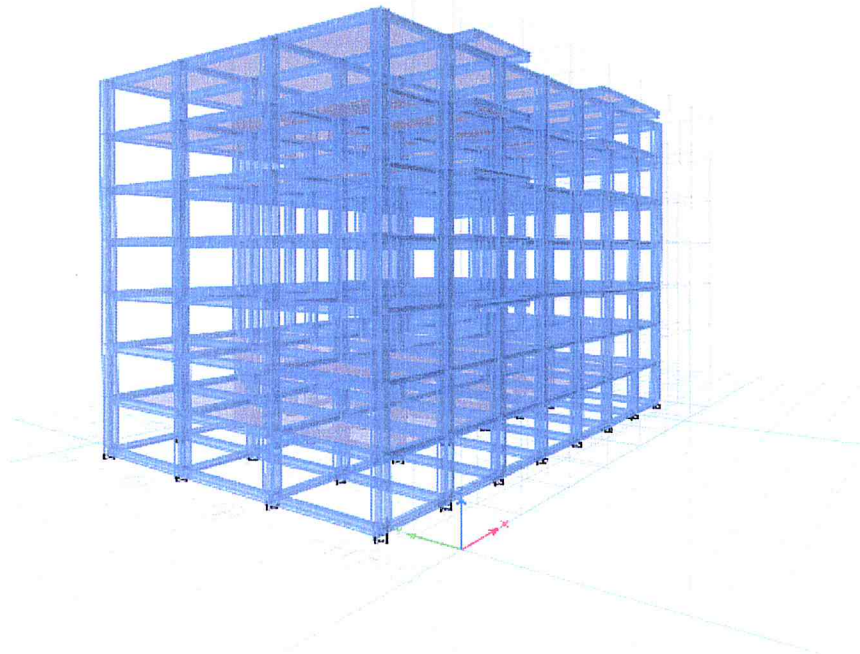


Figure V.4 :Modèle de la structure isolée par l'appui HDRB.

V-6 Résultats :

V-6.1 Les périodes, les pulsations et les facteurs de contribution modale :

Les résultats illustrés ci-dessous dans le tableau V.1 présentent la comparaison entre les périodes les pulsations et les facteurs de figure V.3 Comparaison entre les périodes, les pulsations et les facteurs de contribution pour les deux modèles.

Tableau V.1: Comparaison entre les périodes, les pulsations et les facteurs de contribution pour les deux modèles.

<i>Structure à base fixe</i>						<i>Structure à base isolée (HDRB)</i>				
Mode	T (sec)	ω (Rad/s)	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum R_x$	T (sec)	ω (Rad/s)	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum R_x$
1	1.426	4.404	0.8072	0	0	2.395	2.622	0.9704	0	0
2	1.198	5.242	0.8072	0.8146	0.1875	2.241	2.802	0.9705	0.9603	0.0153
3	1.171	5.363	0.8072	0.8175	0.1881	2.231	2.815	0.9717	0.9836	0.0156
4	0.441	14.240	0.9085	0.8175	0.1881	0.654	9.602	0.9966	0.9836	0.0156
5	0.379	16.570	0.9085	0.9163	0.7648	0.564	11.135	0.9966	0.9983	0.9717
6	0.369	17.019	0.9085	0.9164	0.7658	0.554	11.336	0.9967	0.9983	0.9727
7	0.236	26.610	0.9503	0.9164	0.7658	0.329	19.088	0.9993	0.9983	0.9727
8	0.209	30.048	0.9503	0.9553	0.8412	0.283	22.191	0.9993	0.9996	0.9787
9	0.203	30.936	0.9503	0.9554	0.8413	0.279	22.509	0.9993	0.9996	0.9787
10	0.149	42.148	0.974	0.9554	0.8413	0.201	31.244	0.9998	0.9996	0.9787

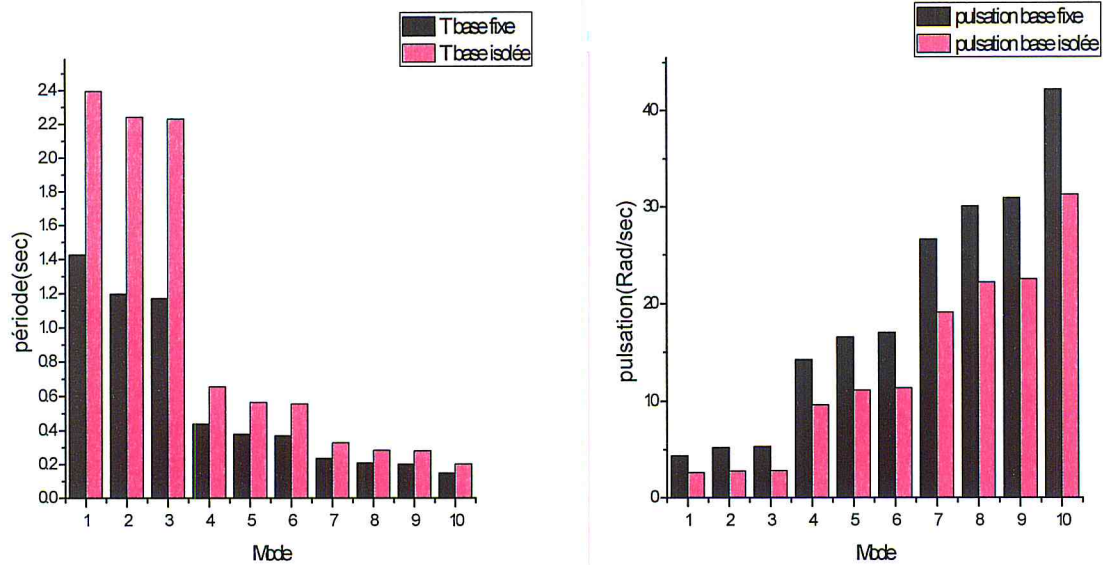


Figure V.5 : Comparaison des périodes et des pulsations pour les deux modèles.

D'après le tableau V.1 et l'histogramme de la figure V.5 présentés ci-dessus, nous constatons les remarques suivantes :

- Les périodes sont augmentées et les pulsations sont réduites pour les modes de la structure isolée par rapport à celle de base encastree. En termes de pourcentage la période fondamentale montre une augmentation de 68%, et une diminution de 40% pour la pulsation respectivement aux HDRB par rapport à la base fixe ;
- Le système de l'isolation ramène la période fondamentale de la structure à une valeur plus grande par rapport à celle obtenue pour la structure à base fixe. Ceci montre la souplesse de la structure due à l'accroissement de la période qui est obtenue par l'introduction d'un isolateur entre la fondation et la superstructure.
- Pour les deux modèles, le mode fondamental a un facteur de participation modal dépassant 80% pour la base fixe et 97% pour la base isolée. Ce qui nous permet de dire que la réponse de la structure à base encastree est régie jusqu'au quatrième mode par contre la base isolée est régie par le premier mode. Cela est significatif dans le cadre de l'analyse dynamique des structures car la contribution des modes supérieurs est complètement négligeable. Ce qui n'a pas été vérifié dans le cas de la structure encastree.

V-6.2 Déplacement :

V-6.2.1 Déplacement maximal des niveaux :

Les figures et les tableaux suivants montrent une comparaison entre les déplacements des différents niveaux de deux modèles dans les deux directions X et Y.

Tableau V.2 : déplacements des deux structures suivant X (mm).

<i>Story</i>	ACCX Max		ACCX Min	
	<i>Base fixe</i>	<i>Base isolée</i>	<i>Base fixe</i>	<i>Base isolée</i>
<i>STORY7</i>	57.189	108.004	-59.277	-95.895
<i>STORY6</i>	54.184	105.759	-55.853	-93.568
<i>STORY5</i>	49.044	101.781	-50.137	-89.56
<i>STORY4</i>	41.134	95.887	-42.733	-83.844
<i>STORY3</i>	30.719	88.098	-33.048	-76.557
<i>STORY2</i>	18.569	78.646	-20.652	-67.967
<i>STORY1</i>	6.637	68.086	-7.622	-58.588
<i>BASE</i>	0	58.094	0	-49.862

Tableau V.3 : déplacements des deux structures suivant Y (mm).

<i>Story</i>	ACCX Max		ACCX Min	
	<i>Base fixe</i>	<i>Base isolée</i>	<i>Base fixe</i>	<i>Base isolée</i>
<i>STORY7</i>	44.383	109.139	-49.793	-90.138
<i>STORY6</i>	41.889	107.022	-47.739	-88.497
<i>STORY5</i>	37.645	103.292	-43.62	-85.619
<i>STORY4</i>	31.827	97.95	-36.896	-81.446
<i>STORY3</i>	24.385	91.21	-27.727	-76.086
<i>STORY2</i>	15.42	83.316	-17.076	-69.697
<i>STORY1</i>	5.944	74.675	-6.396	-62.609
<i>BASE</i>	0	66.575	0	-55.877

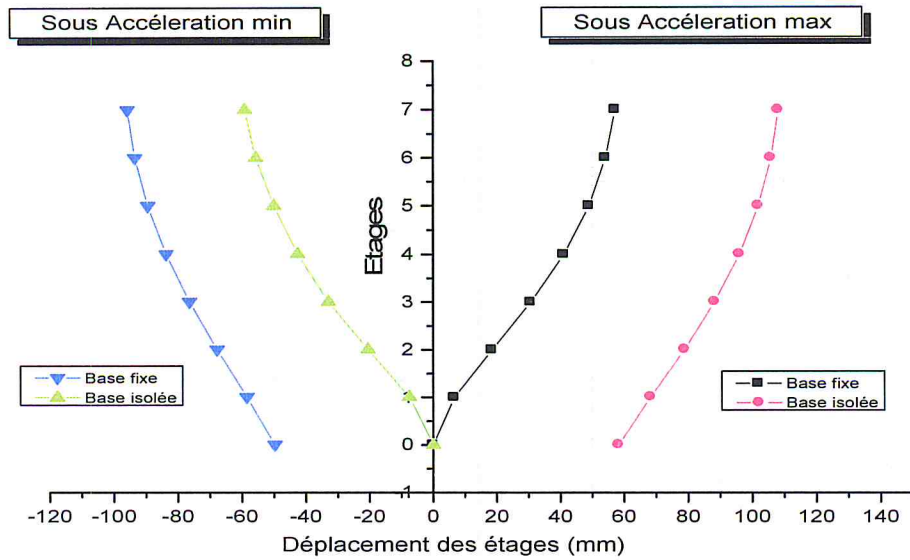


Figure V.6: Comparaison des déplacements max et min de différents niveaux pour les deux modèles dans la direction X.

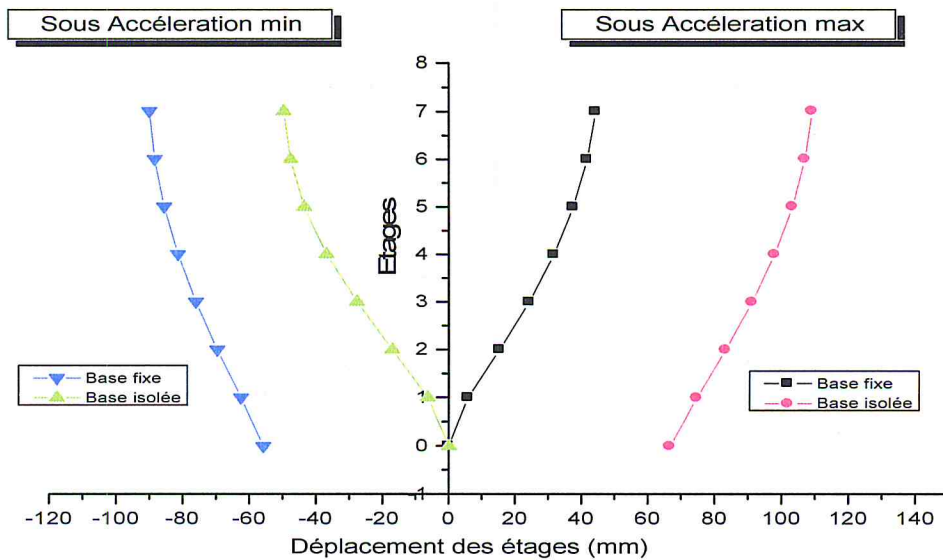


Figure V.7: Comparaison des déplacements max et min de différents niveaux pour les deux modèles dans la direction Y.

- D'après les figures ci-dessus on remarque que le déplacement maximal dans la direction X est égal à 5.71 cm pour la structure fixe et 10.80 cm pour la structure isolée. Suivant Y, 4.43 cm pour la structure fixe et 10.91 cm pour la structure isolée.

- La remarque tirée de cette comparaison est que les déplacements de la structure isolée sont plus importants par rapport aux déplacements de la structure encastree, ceci est causé par les grands déplacements de la base de la structure isolée.

V-6.2.2 Déplacement du dernier niveau :

Les figures V.8 et V.9 présentent une comparaison entre le déplacement du dernier étage pour les deux modèles dans les deux directions X et Y :

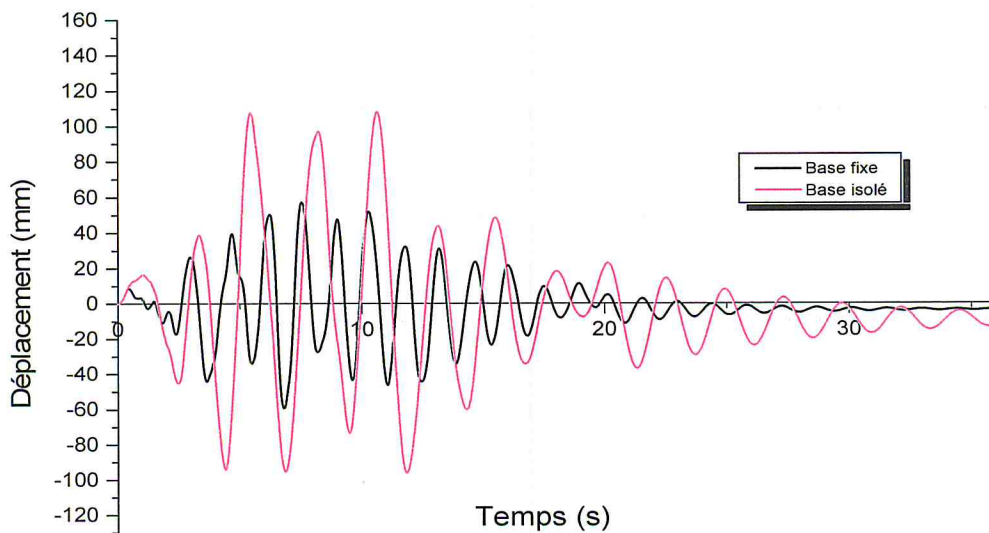


Figure V.8 : Comparaison des déplacements du dernier étage pour les deux modèles dans la direction X.

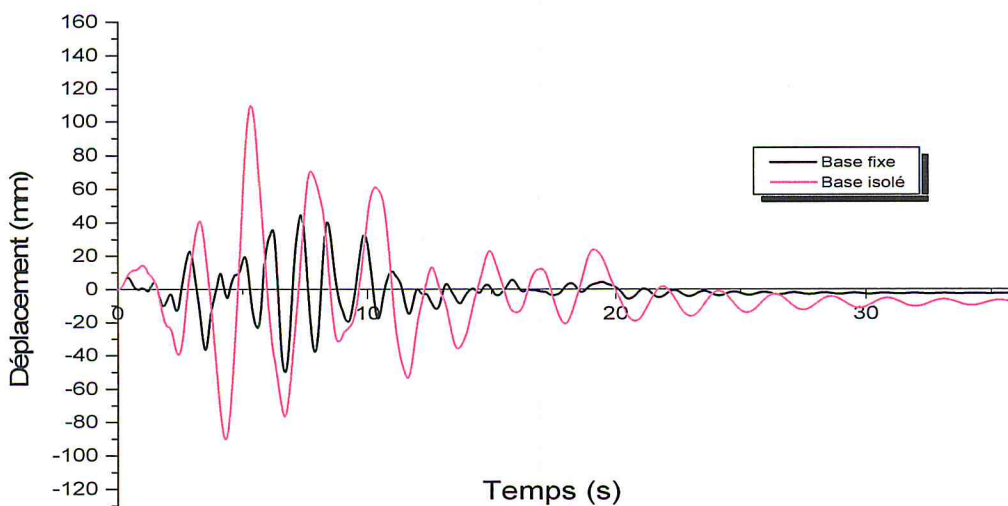


Figure V.9 : Comparaison des déplacements du dernier étage pour les deux modèles dans la direction Y.

D'après les figures ci-dessus, nous remarquons que :

- Le plus grand déplacement suivant X pour la structure fixe est de 5.92cm à 6.79s, et pour la structure isolée est de 10.80cm à 10.6s. Le plus grand déplacement suivant Y pour la structure fixe est de 4.97cm à 6.69s, et pour la structure isolée est de 10.91cm à 5.30s.
- le système HDRB augmentent le déplacement de 82% dans la direction X par rapport à la structure fixe et 120% dans la direction Y.
- Les déplacements inter-étages dans le cas de structure isolée sont négligeables vis-à-vis de la structure fixe. Ce qui veut dire que la structure isolée vibre comme un bloc rigide.
- Les déplacements de la structure isolée dans les deux directions X et Y sont plus appréciables (importants) relativement aux déplacements de la structure encastree. La relation est proportionnelle, la période augmente donc le déplacement augmente. Ceci est amené par les grands déplacements de la base isolée.

V-6.3 Accélération :

V-6.3.1 Accélération maximale des derniers niveaux :

Les figures ci-dessous montrent une comparaison entre les accélérations des derniers niveaux de deux modèles dans les deux directions X et Y.

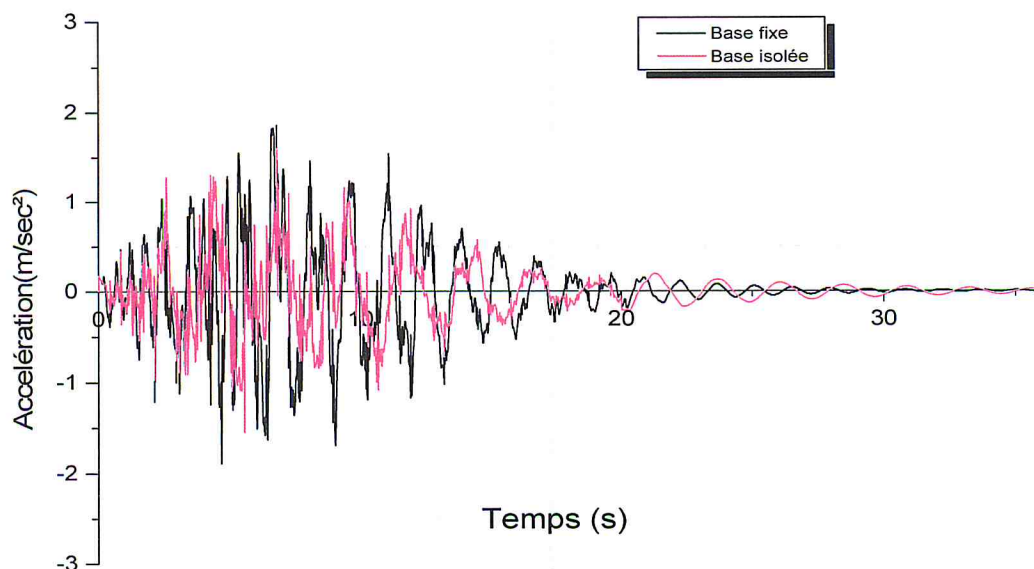


Figure V.10: Comparaison des accélérations de derniers niveaux pour les deux modèles dans la direction X.

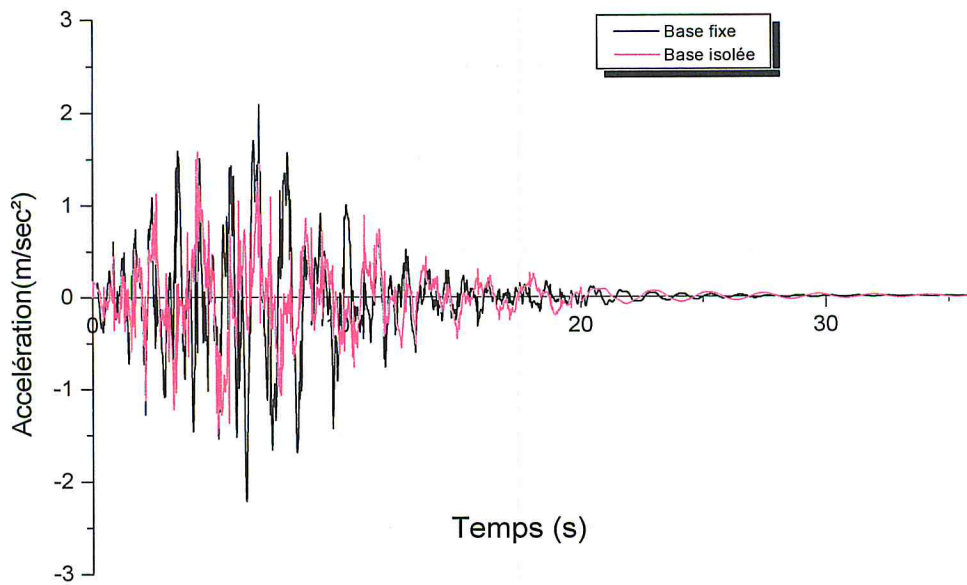


Figure V.11: Comparaison des accélérations de derniers niveaux pour les deux modèles dans la direction Y.

Les figures V.10 et V.11 montrent que :

- pour les structures à base fixe, l'accélération maximale dans la direction X enregistrés à 4.69 secondes qui valent 1.890 m/sec², et pour celle isolée 1.600 m/sec² à 6.80 secondes. Suivant Y, 6.27 secondes qui valent 2.210 m/sec², et pour celle isolée 1.573 m/sec² à 4.28 secondes. Donc la réduction des accélérations par rapport à celle de la base fixe sont de l'ordre de 15.34% suivant X et 28,95% suivant Y.
- La remarque tirée de cette comparaison est que les accélérations de la structure isolée sont moins importantes par rapport aux accélérations de la structure encastree, ceci est dû au découplage entre le mouvement du sol et celui de la superstructure dans le cas où la structure est isolé. Par conséquence, la vitesse d'oscillation de la superstructure diminue considérablement.
- Pour la structure à base fixe, les accélérations sont variables du premier jusqu'au dernier niveau, la structure vibre d'un coté à un autre. Pour le modèle isolé, les accélérations sont approximativement identiques sur toute la hauteur.

V-6.4 Les efforts tranchants :

V-6.4.1 Les efforts tranchants pour différents niveaux :

Tableau V.4: efforts tranchants aux différents niveaux suivant X (KN).

<i>Story</i>	ACCX Max		ACCX Min	
	<i>Base fixe</i>	<i>Base isolée</i>	<i>Base fixe</i>	<i>Base isolée</i>
STORY7	527.4608	276.6023	-496.6113	-303.0418
STORY6	993.8394	577.5621	-866.0888	-634.153
STORY5	1347.1827	826.4409	-1134.3582	-937.8487
STORY4	1606.0448	1027.5987	-1464.0799	-1191.6852
STORY3	1808.5134	1204.21	-1746.2724	-1384.687
STORY2	2179.0767	1356.2256	-1957.8176	-1520.1329
STORY1	2375.596	1469.8032	-2060.8881	-1695.9625

Tableau V.5: efforts tranchants aux différents niveaux suivant Y (KN).

<i>Story</i>	ACCX Max		ACCX Min	
	<i>Base fixe</i>	<i>Base isolée</i>	<i>Base fixe</i>	<i>Base isolée</i>
STORY7	555.9778	280.8554	-593.0196	-340.2814
STORY6	993.4418	586.3974	-1024.0124	-720.1388
STORY5	1340.4298	852.9342	-1325.8425	-1055.0884
STORY4	1901.2202	1085.324	-1664.9001	-1336.6935
STORY3	2230.9381	1297.1203	-1855.9252	-1580.6506
STORY2	2413.7946	1482.8541	-2157.1936	-1793.3664
STORY1	2427.6904	1645.9607	-2327.8962	-1968.4638

Les figures V.12 V.13 montrent une comparaison entre les efforts tranchant de différents niveaux pour les deux modèles dans les deux directions X et Y :

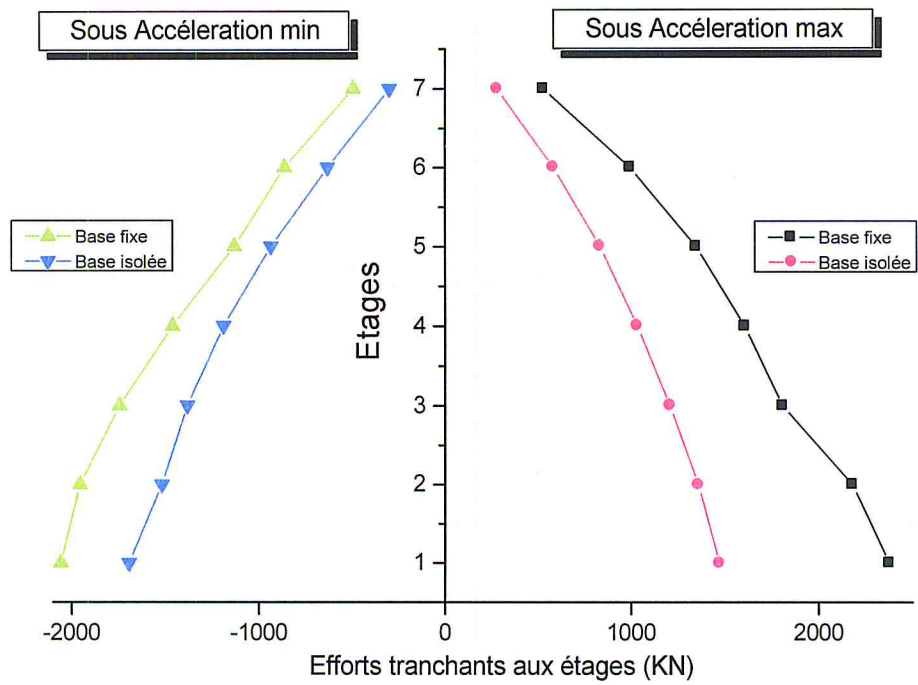


Figure V. 12: Comparaison des efforts tranchants de différents niveaux pour les deux modèles dans les deux directions X.

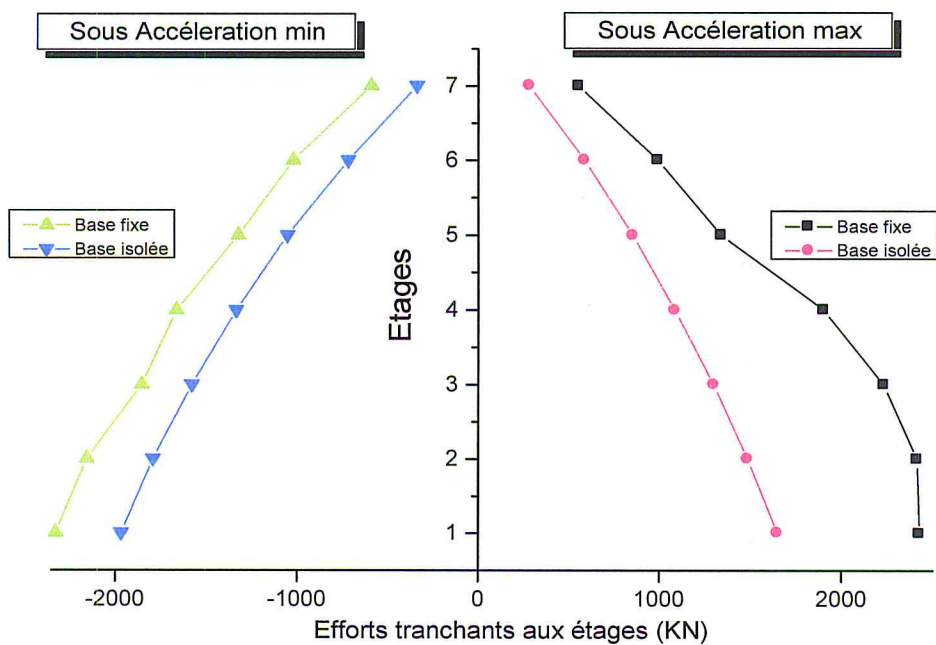


Figure V. 13: Comparaison des efforts tranchants de différents niveaux pour les deux modèles dans les deux directions Y.

D'après les figures ci-dessus, on remarque que les efforts tranchants aux différents étages de la structure isolée diminuent par rapport aux efforts tranchants dans la structure fixe ou encastree dans les deux directions X et Y. Cette diminution est expliquée par la diminution de l'effort tranchant à la base et qui dû lui-même au déplacement des appuis à la base.

V-6.4.2 Les efforts tranchants à la base :

Les figures et montrent une comparaison entre les efforts tranchants à la base pour les deux modèles dans les deux directions X et Y:

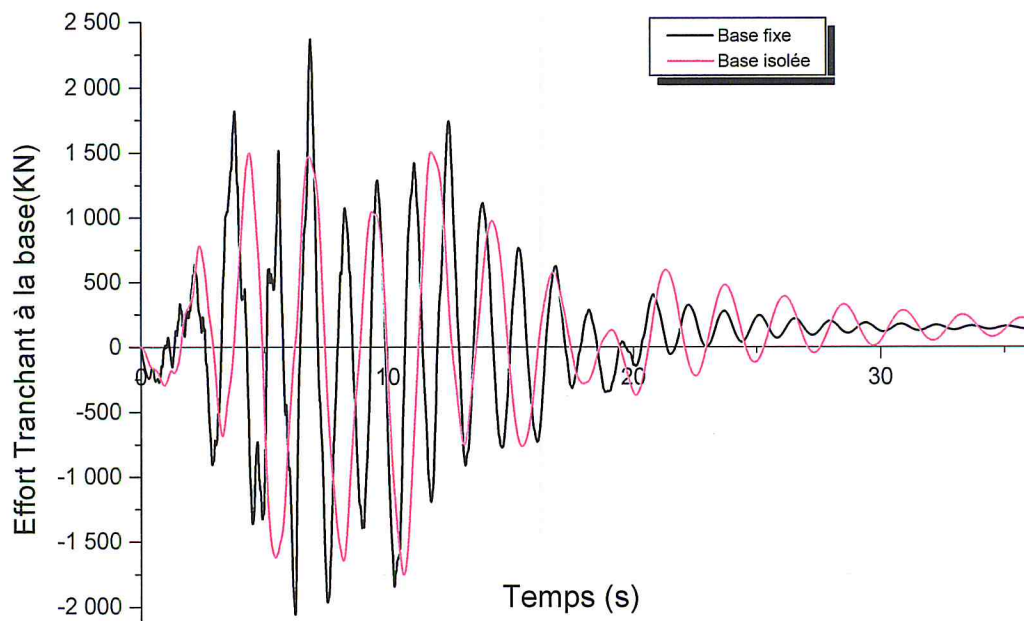


Figure V. 14: Comparaison des efforts tranchants à la base pour les deux modèles dans la direction X.

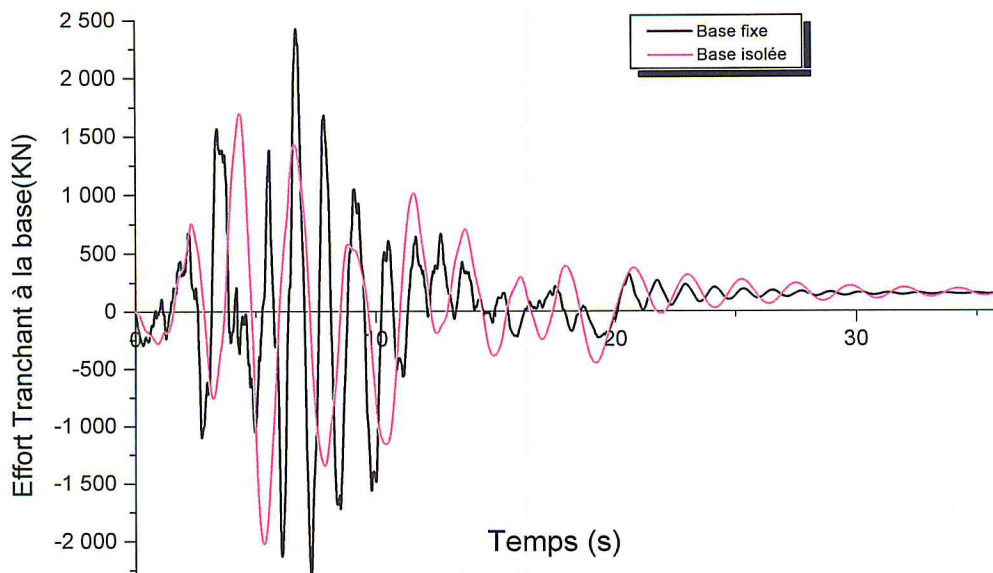


Figure V. 15: Comparaison des efforts tranchants à la base pour les deux modèles dans la direction Y.

Les figures ci-dessus illustrent la variation des efforts tranchants à la base dans les deux directions X et Y pour les deux modèles, et nous trouvons que :

- Le plus grand effort suivant X pour la structure fixe est de 2368.68 KN à 6.85s, et pour la structure isolée est de 1750.51 KN à 10.61s. Le plus effort suivant Y pour la structure fixe est de 2421.50 KN à 6.69s, et pour la structure isolée est de 2024.60 KN à 5.30s.
- La réduction de l'effort tranchant de la structure isolée HDRB par rapport à celle d'une base encastree. Les réductions sont estimées à 26.12% et 16.40 % respectivement pour les deux directions X et Y.
- le système d'isolation réduit l'effort tranchant à la base. Ceci est dû à la réduction des accélérations transmises à la superstructure.
- L'analyse montre l'efficacité du système isolée (HDRB) pour la réduction des efforts tranchants à la base.

IV.7 Conclusion

Après l'analyse comparative entre les deux systèmes, isolé et à base fixe, on récapitule les résultats suivants :

- Les périodes du système isolé sont prolongées par rapport aux celles du système à base fixe.
- La réponse dynamique de la structure isolée est régie par le premier mode. Par conséquent, la contribution des modes supérieurs dans le mouvement global est complètement négligeable.
- Les déplacements de la structure isolée sont plus considérables qu'aux déplacements de la structure à base fixe.
- Les déplacements inter-étages de la structure isolée sont quasi nuls. Cela signifie que la structure vibre presque comme un corps rigide.
- Les accélérations de la structure isolée sont moins importantes que celles de la structure à base fixe.
- Les efforts tranchants sont réduits par ce système d'isolation.



CONCLUSION GÉNÉRALE

Les pertes inestimables en vies humaines et dégâts matériels occasionnées par les séismes viennent à chaque fois nous confirmer les insuffisances de nos pratiques de conception. A cet effet, Pour affronter les actions sismiques et renforcer les il est nécessaire d'adapter des conceptions parasismiques afin de minimiser les dégâts causés par les séismes. Pour cela, le plus convenable est d'ajouter un système de protection sismique.

L'isolation à la base est un élément de contrôle passif et des concepts les plus applicables dans les ouvrages sujets à l'excitation sismique dans le but de minimiser les effets des excitations dynamiques par la réduction des déplacements relatifs, des accélérations et des efforts tranchants à la base.

Dans ce présent travail, on a étudié l'effet des isolateurs de base sur la réponse dynamique d'une structure. Après avoir introduit les données nécessaires concernant les systèmes d'isolation à la base, (les types d'appuis parasismique, critères de choix entre eux).Egalement, le principe de dimensionnement et la méthodologie de calcul des appuis, notamment, ont été détaillé.

La structure choisie comme cas d'étude, est un ; bâtiment en béton armé à sept niveaux. Elle, a été dimensionnée selon les codes Algériens (D.T.R, B.A.E.L91 et RPA99). La phase de modélisation, par le logiciel ETABS 2016, a été effectuée en supposant deux modèles ; (i) celui à base fixe qui sert pour représenter les structures non protégées, et (ii) à base isolée par type d'appuis HDRB.

Les résultats selon cette étude sont les suivants :

- Les périodes du système isolé sont prolongées par rapport aux celle du système à base fixe.
- Les déplacements de la structure isolée sont plus considérables vis-à-vis aux déplacements des structures à base fixe.
- Les déplacements inter étage de la structure isolée sont négligeables, cela signifie que la structure vibre presque comme un corps rigide.
- Les accélérations de la structure isolée sont moins importantes que celle de la structure à base fixe.
- Les efforts tranchants sont réduits par ce système d'isolation.

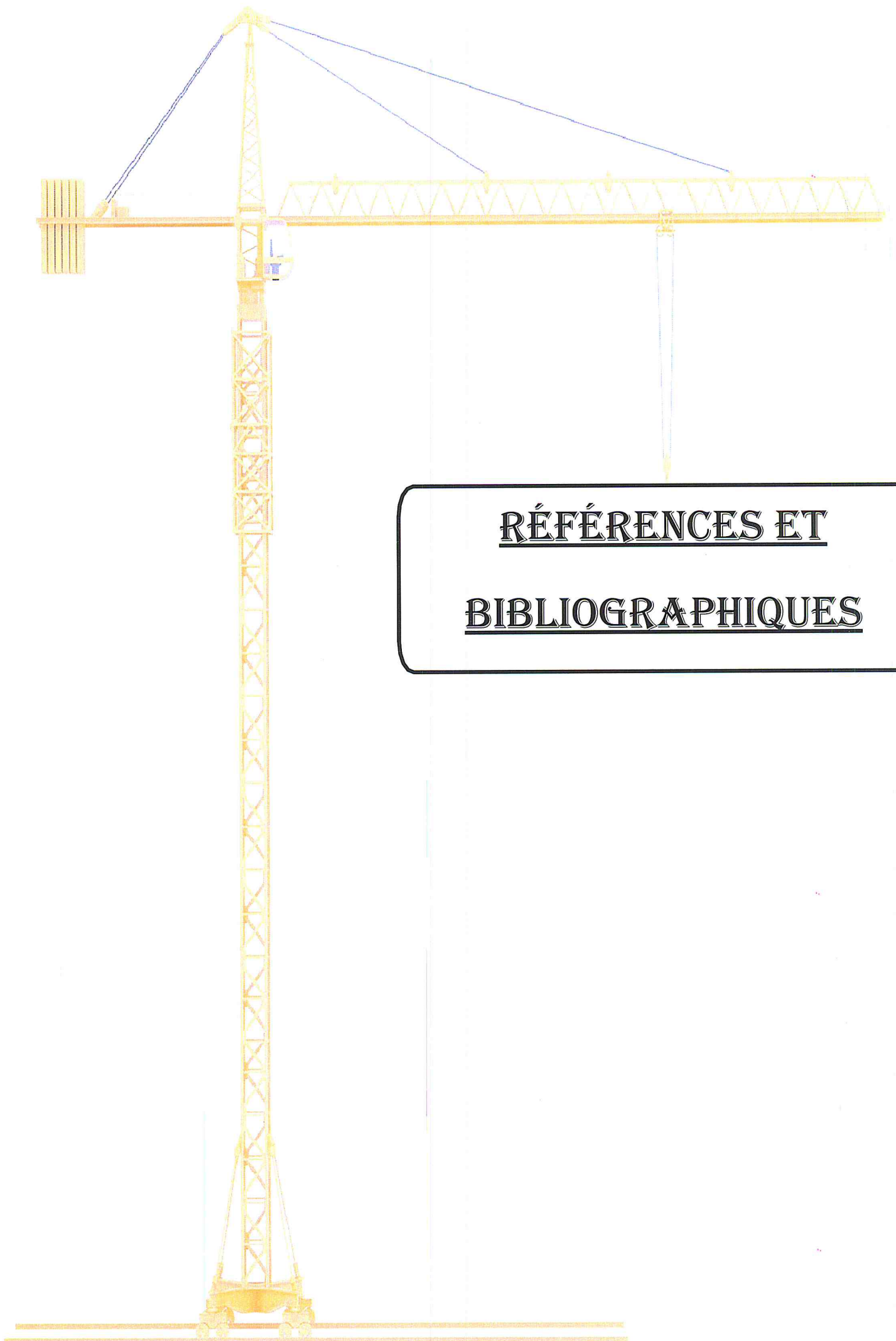
CONCLUSION GENERALE

Ce qui nous ramener à conclure que le système d'isolation capte les déformations et filtre les accélérations de sorte que la superstructure se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et des déformations quasi-nulles. Par conséquent, une réduction considérable des effets sismiques sur les structures isolées. Donc, comme réponse à la problématique établie, l'effet sismique sur la réponse dynamique d'une structure est réduit en utilisant ces appareils d'appuis.

Comme perspectives, on aura bien souhaité étudier les réponses dynamique de la structure en prenant en compte les paramètres suivants :

- Varier le degré d'appuis parasismique du système d'isolation ;
- Assembler les différents types d'appuis parasismique;
- Etudier l'influence de la hauteur des structures isolées sur l'efficacité du système d'isolation.

En fin, la technique d'isolation parasismique est une alternative admise de conception pour la réduction des risques des tremblements de terre et devrait être améliorée au futur dans le domaine du génie parasismique ainsi que pour la réalisation d'une performancesismique supérieure pour les structures nouvelles et existantes.



RÉFÉRENCES ET
BIBLIOGRAPHIQUES

Références et Bibliographiques

- [1] :Ms.GC.benhmed, mémoire fin d'étude, master en génie civil, Effet des isolateurs de base sur la réponse Dynamique d'un bâtiment p 4.
- [2] : Ms Benyade Karim, mémoire magistère en génie civil, comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base, p 11.
- [3] :Ms.GC.benhmed, mémoire fin d'étude, master en génie civil, Effet des isolateurs de base sur la réponse Dynamique d'un bâtiment, p.
- [4] :Ms Benyade Karim, mémoire magistère en génie civil, comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base, p.
- [5] : Chapitre 2, Analyse de structure avec isolation parasismique, p20.
- [6] :GUIZANI L., Les Industries Z-Tech Inc, L'isolation sismique des ponts au Canada, 1997.
- [7] :MAGEBA, Dispositif de protection parasismique mageba pour la préservation des structures, 2015, Bülach, Switzerland, p 4.
- [8] :Ms.GC.benhmed, mémoire fin d'étude, master en génie civil, Effet des isolateurs de base sur la réponse Dynamiques d'un bâtiment, p 11.
- [9] :DAVIDOVICI V, Appuis parasismique, Sécurités des bâtiments-Constructions parasismiques [En ligne] (page consultée le 03/03/2003) Disponible sur :
<http://www.inforisk.cg972.fr/spip.php?article2>.
- [10] :FRANÇOIS, J, FRAGNET, M, LACOSTE, G et al. Appareils d'appui en élastomère fretté, Edition ed : Sétra, 20017. ISBN 978-2-11-095820-4.
- [11] : Charly LAPORTE. Systèmes parasismiques pour structures, p25.
- [12] : GP. TPE sur le génie parasismique [En ligne] Disponible sur:
http://gp.tpe.free.fr/index_fichiers/Page520.htm.

- [13] : CARRON, L. Les systèmes parasismiques [En ligne] (page consultée le 13/03/2015) Disponible sur : <https://prezi.com/-dgoweefektd/les-systemesparassismiques>.
- [14] : GOODCO-Z-TECH–appuis parasismique, 2010, Montréal, Canada, p4.
- [15] :GOODCO Z-TECH, Appuis de type pot, 2010, Montréal, Canada, p20.
- [16] :*M^{elle}* MEGHOUCHE Djedjiga,Mémoire de Magister en Génie-Civil, Effet des conditions de contact sur la réponse dynamique des structures, p11.
- [17] :Base de données internationale d'ouvrages d'art et du génie civil, Megeba-Appuis pendulaires à glissement –RESTON-PENDULUN.
- [18] :*M^{elle}* MEGHOUCHE Djedjiga Mémoire de Magister en Génie-Civil Effet des conditions de contact sur la réponse dynamique des structures p12.
- [19] :Ms Benyade Karim, mémoire magistère en génie civil comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base P35.
- [20] :BATH, A., CARPARELLI, H. et CAVALLO, D. Les bâtiments parasismiques
[En ligne] Disponible sur :
<http://tpebatimentsparasismiques.weebly.com/lesfondation.html>.
- [21] BEN MEKKI, O., Amortissement semi-actif des structures flexibles, Thèse de Doctorat, 2006, Roma, Italie, p214.
- [22] PINKAEW, T., LUKKUNAPRASIT, P. et CHATUPOTE, P. Seismic effectiveness of Tuned Mass Dampers for damage reduction of structures, 2015.
- [23] :Ms Benyade Karim, mémoire magistère en génie civil, comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base, P23.
- [24] : Effets des dispositifs d'amortissement sur les déplacements, vitesses et accélérations des Structures mémoire online disponible sur le site :
https://www.memoireonline.com/01/13/6828/m_effetes-des-dispositifs-d_amortissement.

- [25] :BENCHARIF Raouf et TERCHI Brahim Projet de fin d'études En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Travaux Publics thème Contribution des appuis parasismiques dans la réduction des effets sismiques sur les bâtiments p 24-29.
- [26] :Ms.GC.benhmed, mémoire fin d'étude, master en génie civil, Effet des isolateurs de base sur la réponse Dynamique d'un bâtiment p 34-38.
- [27] :Ms.GC.benhmed, mémoire fin d'étude, master en génie civil, Effet des isolateurs de base sur la réponse Dynamique d'un bâtiment p 39.
- [28] :Mise en application de la section II[Dispositions relatives aux règles parasismiques applicables à certaines installations]de l'arrêté du 4 octobre 2010 modifié p13.
- [29] :NF EN 1995-1-1/NA (avril 2007) : Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois -Partie 1-1 : Généralités - Règles communes et règles pour les bâtiments - Annexe nationale à la NF EN 1995-1-1 (Indice de classement : P21-711-1/NA).
- [30] :Ms Benyade Karim, mémoire magistère en génie civil, comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base, P42-50.
- [31] :*M^{elle}* MEGHOUCHE Djedjiga, Mémoire de Magister en Génie-Civil, Effet des conditions de contact sur la réponse dynamique des structures, ps.
- [32] :Ms.GC.benhmed, mémoire fin d'étude, master en génie civil, Effet des isolateurs de base sur la réponseDynamique d'un bâtiment p 53.
- [33] :SIQUEIRA, G.H., Evaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers auQuébec réhabilités avec l'utilisation d'isolateurs en caoutchouc naturel, Thèse deDoctorat, 2013, Sherbrooke, Canada, 258p.
- [34] :mageba sa - Solistrasse 68 - 8180 Bülach - Switzerland - T +41 44 872 40 50 - info@mageba.chVersion 2015.02 CH-FR ©mageba.
- [36] :MAGEBA Dispositif de protection parasismique mageba pour la préservation des structures, 2015, Bülach, Switzerland, 4 p.
- [37] :KHAC, H. P., Vulnérabilité et spectres de plancher des structures sismiquement isolées, Thèse de Doctorat, 2010, 134 p.
- [38] :AFNOR. Appareils d'appuis structuraux. Partie3 : Appareils d'appui enélastomère. NF EN1337-3 [en ligne]. (Page consultée le 23/03/2008). ISBN 0335-

3931. 86 p. Disponible sur : <https://fr.scribd.com/doc/214004745/NF-EN-1337-3>

[39]:QUANG, T. N., Etude du comportement du néoprène et d'appareils d'appui parasismique en néoprène frette, Thèse de Doctorat, 2013, Strasbourg, France, 138 p.