

Table des Matières

Chapitre 1.

Introduction générale.....	1
1.1. Motivations et objectifs de l'étude.....	3
1.2. Organisation de l'étude	4

Chapitre 2.

Amortissement, notions et théorie	6
2.1. Introduction.....	6
2.2. Amortissement externe à la structure.....	7
2.2.1. Amortissement radiatif.....	8
2.2.2. Friction de Coulomb	8
2.2.3. Amortissement visqueux équivalent	10
2.3. Amortissement interne de la structure	12
2.3.1. Viscoélasticité	13
2.3.2. Effets de la température	14
2.3.3. Effet de la fréquence	15
2.3.4. Amortissement Hystérétique	17
2.3.5. Effet simultané de la fréquence et température	20
2.4. Mesure de l'amortissement	22
2.4.1. Méthode du décrétement logarithmique.....	22
2.4.2. Méthode de la largeur de bande	24
2.4.3. Méthode du facteur de qualité	26
2.4.4. Méthode de l'énergie d'amortissement spécifique	26
2.5. Conclusion	27

Chapitre 3.....

Vulnérabilité et demande en capacité des structures en acier	29
3.1. Introduction.....	29
3.2. Evaluation de la vulnérabilité	30
3.2.1. Méthodes empiriques	31
3.2.2. Méthodes déterministes basées sur la performance.....	35
3.2.3. Etat de l'art sur les études de vulnérabilité des structures en acier	37
3.3. Méthode de la poussée progressive (Pushover)	42
3.3.1. Evaluation de la capacité structurale	44
3.3.2. Principe de la méthode	45
3.3.3. Détermination de la demande sismique	46
3.3.4. Rotule plastique.....	56
3.4. Analyse temporelle non-linéaire (ATNL)	60
3.5. Analyse modale non-linéaire rapide (FNA)	63
3.6. Conclusion	66

Chapitre 4.

Protection et isolation sismique par système de dissipation passif	67
4.1. Introduction.....	67
4.2. Contrôle passif par isolation à la base.....	68
4.2.1. Appareil d'appuis en élastomère fretté à amortissement faible (LDRB)	70
4.2.2. Appareil d'appuis en élastomère à amortissement élevé (HDRB).....	72
4.2.3. Appareil d'appuis en élastomère à noyau de plomb.....	74
4.2.4. Appareil d'appuis en pendule à friction (FPS).....	77
4.3. Contrôle passif par dispositif dissipateur d'énergie.....	82
4.3.1. Dispositif Hystérétique.....	83
4.3.2. Amortisseur viscoélastique.....	91
4.3.3. Amortisseur hybride friction viscoélastique.....	94
4.3.4. Amortisseur inertiel couplé	94
4.3.5. Amortisseur à fluide visqueux (FVD)	97
4.4. Conclusion	97

Chapitre 5.

Dissipation passive de l'énergie sismique par amortisseurs à fluide visqueux.....	99
5.1. Introduction.....	99
5.2. Etat de l'art sur le contrôle passif des structures en acier par les FVD	104
5.3. Propriétés mécaniques des systèmes amortis par FVD.....	109
5.3.1. Identification des propriétés mécaniques des amortisseurs FVD.....	109
5.3.2. Modèle analytique	112
5.3.3. Identification des propriétés d'un système structural à un seul degré de liberté....	119
5.3.4. Identification des propriétés d'un système structural à plusieurs degrés de liberté	121
5.3.5. Evaluation du taux d'amortissement des FVD	124
5.3.6. Calcul des actions maximales	126
5.4. Conclusion	130

Chapitre 6.

Analyse de la réponse des structures en portique équipées d'amortisseurs à fluide visqueux.....	132
6.1. Introduction.....	132
6.2. Présentation de la structure en portique étudiée	134
6.3. Analyse dynamique de la structure équipée de FVD linéaire.....	138
6.3.1. Amortissement visqueux pur.....	138
6.3.2. Amortissement visqueux avec rigidité de stockage	148
6.3.3. Analyse comparative avec d'autres systèmes de dissipation	155
6.3.4. Influence de la combinaison des FVD avec d'autres systèmes sur la réponse sismique	157
6.4. Analyse dynamique de la structure équipée de FVD non-linéaire	161
6.5. Analyse statique non-linéaire de la structure par poussée progressive « Pushover »	171
6.6. Conclusion.....	181

Conclusion générale.	185
----------------------------------	------------

Références bibliographiques

Liste des Figures

Figure 2.1 : Poutre en mouvement libre	7
Figure 2.2 : Amortissement de Coulomb	9
Figure 2.3 : Modélisation d'un amortissement visqueux	10
Figure 2.4 : Boucle d'hystérésis d'un amortissement visqueux	11
Figure 2.5 : Variation du module de E et η en fonction de la température	14
Figure 2.6 : Modèles analytiques : (a) Kelvin-voigt, (b) Maxwell et (c) Zener	15
Figure 2.7 : Réponse en contrainte et déformation pour un matériau viscoélastique	17
Figure 2.8 : Hystérésis d'un matériau viscoélastique linéaire (a) et non-linéaire (b)	18
Figure 2.9 : Variation de module de E et de η en fonction de la déformation	19
Figure 2.10 : Nomogrammes en fréquences réduites	21
Figure 2.11 : Réponse temporelle d'un system en vibration libre.....	23
Figure 2.12 : Bande Passante	25
Figure 2.13 : Mesure de la capacité d'amortissement spécifique	27
Figure 3.1 : Courbes de Fragilité	33
Figure 3.2 : Classification des dommages lors du séisme de Boumerdes	37
Figure 3.3 : Représentation graphique de la méthode du spectre de capacité selon l'ATC40	44
Figure 3.4 : Spectre de réponse élastique dans le format accélérations-périodes	48
Figure 3.5 : Spectre de réponse élastique dans le format accélérations-déplacements	48
Figure 3.6 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité	49
Figure 3.7 : Schématisation de l'énergie dissipée par la structure	50
Figure 3.8 : Représentation d'une famille de spectres réduits	53
Figure 3.9 : Détermination point (a^* , d^*).....	54
Figure 3.10 : Détermination point (a_y , d_y)	54
Figure 3.11 : Détermination du point de performance	55
Figure 3.12 : Développement de rotule plastique	56
Figure 3.13 : Paramètres de rotation θ	59
Figure 3.14 : Caractéristiques de la force - déplacement d'une structure en acier	60
Figure 3.15 : Courbe force - déplacement du matériau acier	62
Figure 3.16 : Modélisation du comportement non-linéaire (RAMBERG OSGOOD)	62
Figure 3.17 : Représentation de la rigidité initiale linéaire et non-linéaire.....	63
Figure 3.18 : Exemples de comportement non-linéaire localisé.....	64
Figure 4.1 : Système de contrôle passif : a) Isolation sismique à la base, b) Amortisseur visqueux, c) Amortisseur à masse accordée	68
Figure 4.2 : Comportement de la structure avec et sans le dispositif d'isolation sismique	69
Figure 4.3 : Hystérésis force-déformation d'un appuis LDRB	71
Figure 4.4 : Modèle analytique du LDRB	71
Figure 4.5 : Appuis élastomère à amortissement élevé installé au siège du CTC Chlef.....	74
Figure 4.6 : Hystérésis force-déformation d'un appuis LDRB et HDRB	74
Figure 4.7 : Isolateur de base en élastomère avec un barreau (noyau) de plomb LRB	75
Figure 4.8 : Modèle analytique du LRB	76
Figure 4.9 : Boucle d'hystérésis de l'appui LRB	77
Figure 4.10 : Appuis FPS installés aux fondations de la grande mosquée d'Alger	79
Figure 4.11 : Isolateur de base FPS	79
Figure 4.12 : Modèle analytique du FPS	80

Figure 4.13 : Boucle d'hystérésis de l'appui FPS	81
Figure 4.14 : Appuis à déformation et glissement	82
Figure 4.15 : Boucle d'hystérésis de dispositif hystérétique	83
Figure 4.16 : Courbe Charge-déformation d'un dispositif hystérétique	84
Figure 4.17 : Amortisseur ADAS	85
Figure 4.18 : Amortisseur TADAS	86
Figure 4.19 : Amortisseur BRB	87
Figure 4.20 : a) Amortisseur Slit , b) Amortisseur à panneaux	88
Figure 4.21 : Amortisseur de Sumitomo	89
Figure 4.22 : Amortisseur de Pall	89
Figure 4.23 : Amortisseur boulonné encoché	90
Figure 4.24 : Amortisseur à contrainte de dissipation d'énergie	91
Figure 4.25 : Boucle d'hystérésis d'un dispositif viscoélastique et visqueux	92
Figure 4.26 : Amortisseur viscoélastique fluide	93
Figure 4.27 : Amortisseur viscoélastique solide (WTC, N.Y)	94
Figure 4.28 : Amortisseur hybride	94
Figure 4.29 : Application de l'amortisseur TLD	95
Figure 4.30 : Modèle analytique du TMD	96
Figure 4.31 : Amortisseur à masse accordée	97
Figure 5.1 : Courbe de dissipation d'énergie	100
Figure 5.2 : Différentes configurations de FVD : a) en diagonal, b) en chevron, c) à cheville TBD (Toggle brace damper), d) Isolation à la base	102
Figure 5.3 : Coupe longitudinale d'un amortisseur à fluide visqueux	103
Figure 5.4 : Variation de la rigidité et du coefficient d'amortissement en fonction de la fréquence	111
Figure 5.5 : Courbe force-déplacement d'un FVD : a) Visqueux pur, b) Viscoélastique.....	112
Figure 5.6 : Modèle de Maxwell	113
Figure 5.7 : Courbe force-vitesse pour un FVD en fonction de l'exposant α	115
Figure 5.8 : Courbe force-déplacement d'un FVD non-linéaire	116
Figure 5.9 : Système à un seul degré de liberté.....	119
Figure 5.10 : Système à plusieurs degrés de liberté (PDDL)	122
Figure 5.11 : Courbe force déplacement de la structure équipée de dispositif FVD	129
Figure 5.12 : Mouvement harmonique de la structure équipée de dispositif FVD	129
Figure 6.1 : Modèle 3D de la structure étudiée	135
Figure 6.2: Signaux sismiques: a) Boumerdes Mai 2003 (EW), b) Northridge 1994 (direction 1)	136
Figure 6.3 : Comparaison des spectres de réponse en accélération des accélérogrammes de Boumerdes et Northridge avec le spectre du RPA	136
Figure 6.4 : Les différentes variantes de dispositions des diagonales.....	137
Figure 6.5 : Disposition des amortisseurs FVD dans la structure	138
Figure 6.6 : Réponse temporelle en déplacements et en accélérations	141
Figure 6.7 : Variation temporelle des sollicitations N, T et M du poteau le plus sollicité.....	142
Figure 6.8 : Variation de l'énergie sismique et de déformation (a. non amorti b. amorti)	143
Figure 6.9 : Variation temporelle de l'effort tranchant à la base	144
Figure 6.10 : Boucle d'hystérésis force - déplacement	145
Figure 6.11 : Déplacements et accélérations d'étages.....	146
Figure 6.12 : Déplacements inter-étages	147
Figure 6.13 : Effort tranchant par étage	147
Figure 6.14 : Réponse temporelle en déplacements et accélérations	149
Figure 6.15 : Variation temporelle des sollicitations N, T et M du poteau le plus sollicité...	150

Figure 6.16 : Variation temporelle de l'effort tranchant à la base	151
Figure 6.17 : Boucle d'hystérésis force - déplacement d'un amortisseur FVD linéaire	152
Figure 6.18 : Déplacements et accélérations d'étages.....	153
Figure 6.19 : Déplacements inter-étages	153
Figure 6.20 : Effort tranchant par étage	154
Figure 6.21 : Déplacements maximaux pour différents systèmes dissipatifs	155
Figure 6.22 : Efforts tranchants à la base pour différents systèmes dissipatifs.....	156
Figure 6.23 : Efforts normaux maximaux pour différents systèmes dissipatifs.....	156
Figure 6.24 : Sollicitations internes maximales (M et T) pour différents systèmes dissipatifs	157
Figure 6.25 : Réponse temporelle en déplacements et en efforts tranchants à la base (séisme de Boumerdes).....	158
Figure 6.26 : Réponse temporelle en déplacements et efforts tranchants à la base (séisme Northridge).....	159
Figure 6.27 : Réponse temporelle en déplacements et en efforts tranchants à la base (séisme de Boumerdes).....	160
Figure 6.29 Réponse temporelle en déplacements et accélérations pour différentes valeurs de α	161
Figure 6.30 : Réponse temporelle en déplacements pour différentes valeurs de C_d	163
Figure 6.31 : Réponse optimale en déplacements pour différentes valeurs de α	163
Figure 6.32 : Taux d'amortissement ξ_d en fonction du coefficient C_d	164
Figure 6.33 : Comparaison de la réponse en sollicitations N, T, M du poteau le plus sollicité	165
Figure 6.34 : Variation de l'effort tranchant à la base en fonction de l'exposant α	166
Figure 6.35 : Variation de l'énergie de dissipation avec des FVD linéaire et non-linéaire ...	168
Figure 6.36 : Boucle d'hystérésis force - déplacement d'un amortisseur FVD non-linéaire .	169
Figure 6.37 : Variation de la force d'amortissement en fonction de la hauteur du bâtiment .	170
Figure 6.38 : Déplacements relatif d'étage et inter-étages	171
Figure 6.39 : Courbe Pushover structure: a) auto-stable, b) Contreventée	172
Figure 6.40 : Courbe Pushover structure avec FVD : a) Amortissement pur, b) Avec rigidité	173
Figure 6.41 : Distribution des rotules plastique dans le bâtiment non contreventé	175
Figure 6.42 : Distribution des rotules plastique dans le bâtiment contreventé.....	175
Figure 6.43 : Distribution des rotules plastique dans le bâtiment renforcé par FVD.....	176
Figure 6.44 : Courbes de capacité et position du point de performance	177
Figure 6.45 : Diagramme moment - rotation.....	178
Figure 6.46 : Demande en ductilité	179
Figure 6.47 : Courbes de fragilité de la structure avec FVD.....	180
Figure 6.48 : Courbes de fragilité de la structure avec contreventement	181

Liste des Tableaux

Tableau 2.1 : Valeurs du coefficient de frottement pour différents types de matériaux	10
Tableau 2.2: Ordre de grandeurs de η pour différents types de matériaux	21
Tableau 3.1 : Valeurs du facteur k pour différents niveaux d'amortissement	51
Tableau 3.2 : Types de comportements structuraux.....	52
Tableau 6.1 : Dimensions des poteaux et poutres	135
Tableau 6.2 : Comparaison des résultats des différentes méthodes numériques.....	139
Tableau 6.3 : Comparaison des résultats des trois configurations	140
Tableau 6.4 : Comparaison des résultats de trois modèles.....	148
Tableau 6.5 : Influence du type d'assemblage sur la réponse de la structure renforcée par FVD	154
Tableau 6.6 : Périodes fondamentales.....	155
Tableau 6.7 : Influence du facteur de non-linéarité dans la réduction de la réponse en déplacement.....	162
Tableau 6.8 : Variation de ξ_d fonction de l'exposant de non-linéarité α	167
Tableau 6.9 : Caractéristiques des états limites élastique et ultime de la courbe Pushover ...	174
Tableau 6.10 : Position du point de performance pour les trois modèles	176
Tableau 6.11 : Classification des degrés de dommages	180

NOTATIONS & SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone

A_T : Amplitude de la fonction de transfert en accélération totale.

A_{\max} : Accélération maximale.

A_1 et A_2 : Surfaces.

A_I : Constante adimensionnelles.

(a_{pi}, d_{pi}) : Coordonnées du point de performance.

a_y : Accélération élastique limite.

(a^*, d^*) : Coordonnées géométriques du point d'intersection avec la courbe de capacité.

B_1 et B_2 sont des constantes d'intégration.

B_1 et B_s : Facteur de réduction de ξ_{eff} pour les longues et courte périodes respectivement.

C : Coefficient d'amortissement du système.

C_r : Amortissement critique.

C_s : Coefficient d'amortissement de l'isolateur.

C_{eq} : Coefficient d'amortissement équivalent.

C_d : Coefficient d'amortissement du dispositif FVD.

CF_1 : Action calculée pendant la phase de déplacement maximal.

CF_2 : Action calculée pendant la phase de la vitesse maximale.

c_s : Constante.

C_1, C_2 : Caractéristiques du matériau dont les valeurs sont en degré C° .

d : Déplacement.

d_s : Niveau de perte.

d_v : Capacité d'amortissement par unité de volume.

d_y : Le déplacement élastique limite.

$\frac{d^r}{dt^r}$ et $\frac{d^q}{dt^q}$: Des dérivées fractionnaires de l'ordre r et q .

E_D : Energie dissipée par le système.

E_s : Energie maximale stockée (Elastique).

E_K : Energie cinétique.

E_h : Energie hystérétique.

$E(t)$: Energie totale.

E : Le module d'élasticité longitudinal (Module de Young).

E^* : Le module complexe.

\hat{E} : Valeur maximale du module d'élasticité longitudinal en fonction de la fréquence.

\check{E} : Valeur minimale du module d'élasticité longitudinal en fonction de la fréquence.

E' : Le module de stockage.

E'' : Le module de perte.

\exp : Un entier qui contrôle la transition d'une réponse élastique à celle post-élastique.

F_d : Composant horizontale de la Force d'amortissement.
 $\overline{F_d}$: Composant horizontale de la Force d'amortissement après transformation de Fourier.
 F_y : Limite élastique de l'acier.
 F_u : Résistance ultime de l'acier.
 G : Module d'élasticité transversal.
 $G(\omega)$: Modules de cisaillement de stockage.
 $G''(\omega)$: Module de cisaillement de perte.
 g : Accélération de la pesanteur.
 h_c : Profondeur de la section dans le sens de chargement.
 H : Hauteur.
 i : Nombre imaginaire.
 I : Moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion.
 J : Energie dissipée pour une contrainte d'amplitude unité.
 K : Rigidité du système.
 K_{NL} : Rigidité non-linéaire.
 \overline{K} : Rigidité élastique totale.
 K_e : Rigidité élastique.
 K_p : Rigidité plastique.
 K_{eff} : Rigidité effective.
 K_s : Rigidité de l'isolateur.
 K_s : Rigidité de stockage.
 K_L : Rigidité de perte.
 K^* : Rigidité complexe.
 k : Facteur correcteur du comportement structurel du bâtiment.
 l_p : Longueur de rotule plastique.
 L_b, L_c : Longueurs respectives de la poutre et du poteau.
 M_y : Moment élastique limite.
 M : Masse.
 m_b : Masse de l'infrastructure.
 N : Nombre d'étages.
 N : Nombre de degrés de liberté du système PDDL.
 n : Nombre d'amortisseurs.
 P_d : Force d'amortissement du dispositif FVD.
 P_0 : L'amplitude maximale de la force d'amortissement.
 $P(d_s/S_d)$: La probabilité d'obtenir un niveau de dégât donné d_s .
 P : Force axiale.
 P_y : Force axiale à l'écoulement.
 Q_1 : Facteur de qualité.
 Q : Force de rappel hystérétique.
 Q et Q_y : Sollicitations de calculs et limites.
 R_1 : Coefficient de comportement de la structure.
 R : rayon de courbure de la surface sphérique.
 r : Rapport entre la rigidité élastique et post-élastique

s : Le déplacement relatif entre l'isolateur et le sol.
 S_d : Déplacement spectral.
 S_{dy} : Déplacement spectral élastique.
 S_{du} : Déplacement spectral ultime.
 S_{dp} : Déplacement spectral au point de performance.
 S_a : Accélération spectrale.
 $S_{d,ds}$: Le logarithme de la valeur moyenne de déplacement d .
 \dot{s} : Vitesse de mouvement de l'isolateur.
 \ddot{s} : Accélération de mouvement de l'isolateur.
 T_a : Période du mouvement d'un système amorti.
 T : Période du mouvement d'un système harmonique.
 T_{eff} : Période effective.
 T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
 t_p : Largeur de la zone de cisaillement.
 t : Temps.
 u : Une constante qui dépendent du matériau viscoélastique.
 V_y : Effort tranchant élastique limite.
 V_b : Effort tranchant à la base.
 W : Poids de la structure.
 W_{pl} : Module de résistance plastique de la section.
 x : Déplacement horizontal.
 x_d : Déplacement de l'amortisseur FVD.
 x_0 : Déplacement initial.
 x_s : Déplacement statique.
 x_t : Déplacement au sommet de la structure.
 x_i : Déplacement à l'étage i .
 \dot{x} : Vitesse.
 \ddot{x}_d : Vitesse de mouvement de l'amortisseur FVD. \ddot{x} : Accélération.
 \ddot{x}_g : Accélération du sol.
 $\bar{x}, \dot{\bar{x}}, \ddot{\bar{x}}$: Déplacement, vitesse et accélération après transformation de Fourier.
 $\ddot{\bar{x}}_g$: Accélération du sol après transformation de Fourier.
 Z : Déplacement hystérétique.
 \dot{Z} : Vitesse de déplacement hystérétique.
 α : Exposant représentant le comportement non-linéaire de l'amortisseur FVD.
 α_L : Constante adimensionnelle.
 α_T : Fonction de la température absolue T .



α_1 : Pourcentage de participation massique du mode fondamental.
 β_L : Constante adimensionnelle.
 β : Une constante qui dépendent du matériau viscoélastique.
 β_{ds} : Le logarithme d'écart-type du déplacement d .
 β_α : Est une constante.
 γ : Poids volumique.
 γ_i : Facteur représentant le rapport en la masse de l'étage sur la masse de la structure.
 $\gamma(t)$: Distorsion.
 Γ : Fonction gamma.
 Γ_i : Facteur de participation modale.
 δ : Angle de déphasage (de perte).
 ε : Déformation.
 ε_0 : Déformation initiale.
 η : Le facteur de perte.
 η_f : Facteur de correction d'amortissement.
 θ_p : Rotation plastique.
 θ_d : Angle d'inclinaison de l'amortisseur.
 λ : Temps de relaxation de l'amortisseur FVD.
 μ : Le coefficient de frottement.
 μ_d : La ductilité.
 μ_T : Rapport en la masse du TMD et la masse de la structure.
 ν : Coefficient de Poisson.
 ξ_{eff} : Taux d'amortissement effectif.
 ξ_0 : Taux d'amortissement inhérent de la structure non amortie.
 ξ_d : Taux d'amortissement supplémentaire.
 ξ : Taux d'amortissement critique.
 ξ_h : Taux d'amortissement hystérétique.
 ξ_{eq} : Taux d'amortissement équivalent.
 ξ_s : Taux d'amortissement de l'isolateur.
 σ : Contrainte normale.
 σ_0 : Contrainte normale initiale.
 $\tau(t)$: Contrainte de cisaillement et la distorsion.
 ϑ : Valeurs propres complexes.
 φ : Angle de phase.
 ϕ_1 : Amplitude du mode fondamental.
 ϕ_p : Courbure plastique.
 ϕ : Courbure de calcul.

Φ_d : Distribution normale cumulée.

χ : Le décrétement logarithmique.

ψ : Coefficient de dissipation de l'énergie (d'absorption).

ω : Pulsation propre de l'oscillateur harmonique.

ω_0 : Pulsation propre de la structure non amortie.

ω_s : Pulsation de isolateur.

ω_a : La pulsation d'amortissement.

Ω : Pulsation de la force extérieure.

Matrices

C : Matrice du coefficient d'amortissement.

F_s : Matrice de la force de rappel.

$H(\omega)$: Matrice inverse de la matrice de rigidité dynamique.

K : Rigidité du système.

$K_D(\omega)$: Matrice de rigidité dynamique.

M : Matrice de la masse.

$R(t)$: Vecteur force du chargement dynamique extérieur.

$R_{NL}(t)$: Vecteur des forces nodales globales dans les éléments non-linéaires.

$\bar{R}(t)$: Vecteur de la force efficace extérieure.

X : Le vecteur de déplacement.

Y : Vecteur en coordonnées modales généralisées.

Φ : Matrice modale de vecteurs propres.

$\{1\}$: Vecteur de couplage dynamique

Chapitre 1.

Introduction générale

Chaque année des milliers de tremblements de terre se produisent partout dans le monde. Certains d'entre eux sont si faibles qu'ils ne sont pas ressentis, d'autres par contre, sont tellement forts qu'ils peuvent détruire une ville entière et causer de gros dommages en infrastructures (ponts, bâtiments, etc.) et tuer des milliers de personnes.

Le Nord de l'Algérie, appartenant à la ceinture sismique Afrique-Eurasie qui libère 15% de l'énergie sismique annuelle [231], est considéré comme une zone à forte sismicité. Les 6 dernières décennies témoignent de l'ampleur des catastrophes qu'ont connues les villes sièges de ses séismes meurtriers. Le nombre de victimes, quelquefois difficile à évaluer, se chiffre souvent par milliers. Notamment le séisme destructeur de la région de « Chlef » (El-Asnam 1980) qui a marqué profondément la mémoire des algériens et plus récemment, celui survenu le 21 Mai 2003 à Boumerdes et ses environs avec 2278 victimes.

Pour un grand nombre de codes parasismiques, l'approche la plus conventionnelle de la protection des ouvrages (bâtiments et ponts) des effets des tremblements de terre consiste à fournir une combinaison de résistance par augmentation de leurs rigidités (comme c'est le cas du RPA99/2003) et de la ductilité inhérente à la structure afin d'éviter une défaillance catastrophique, tout en acceptant un certain niveau de dommages (Eurocode 8). Cette approche n'est pas toujours efficace surtout quand il s'agit d'un contexte où l'événement sismique présente une fréquence de retour relativement importante ou dans le cas de bâtiments d'importance stratégique et qui doivent rester fonctionnelle en tout état de causes.

Pour cela, le domaine du génie parasismique a connu des développements considérables déclenchés entre autres par l'amélioration des techniques de calcul sur support informatique et

l'utilisation des installations d'essais puissantes. Ceci a favorisé l'émergence de plusieurs technologies innovatrices telles que l'introduction des dispositifs spéciaux d'amortissement des structures, qui ont comme effet immédiat l'augmentation du taux d'amortissement critique ξ jusqu'à 20 à 30% (contre 5% valeur habituellement utilisée pour les structures métalliques) et réduisant par la même occasion les sollicitations et contraintes générées par les séismes. Cette approche, communément connue sous le nom de "dissipation d'énergie" permet de réduire les efforts importants sans que la structure ne soit endommagée et ainsi assurer la protection des vies humaines et des biens matériels. L'objectif d'équiper les structures par des systèmes de dissipation d'énergie réside principalement dans l'absorption d'une partie importante de l'énergie sismique et la limitation des dommages dans les éléments structuraux. Parmi ces systèmes, il existe les dispositifs de dissipation d'énergie actifs, semi actifs, passifs et hybrides. Ces derniers représentent la combinaison de ces différents dispositifs fonctionnant en parallèle.

Un système de contrôle actif se compose de trois unités principales ; des capteurs, une unité de calcul qui n'est autre qu'un ordinateur et des actionneurs. Les capteurs mesurent le comportement dynamique du bâtiment et transmettent les données à l'ordinateur où la force de résistance nécessaire est calculée. Enfin l'ordinateur transmet un signal approprié aux actionneurs pour produire la force exigée. Ce genre de dispositifs demande une alimentation d'énergie électrique pour activer les amortisseurs et par conséquent peut être non fiable pendant un signal sismique dans le cas où cette alimentation est perturbée. Pour cela, les amortisseurs à contrôle actif testés dans les bâtiments à grande hauteur soumis à fortes charges du vent n'ont pas montré une grande efficacité.

Les systèmes semi actifs sont très semblables aux méthodes actives mais au lieu des actionneurs la reconstitution de la force est produite en changeant les propriétés mécaniques de l'amortisseur, ce qui va donner des dispositifs, tels que les amortisseurs à rigidité variable ou amortisseurs magnéto-rhéologiques.

Par contre, les systèmes de dissipation passive d'énergie, se sont montrés comme des dispositifs pouvant être incorporés à la structure et absorbent une portion de l'énergie sismique ce qui leurs donnent un potentiel considérable dans la réduction des dommages occasionnés par un tremblement de terre.

Plusieurs dispositifs peuvent être affiliés aux systèmes de contrôle passif. On peut citer les systèmes d'isolation à la base par appareils d'appuis, les amortisseurs hystérétiques et les amortisseurs à masse accordée ainsi que les dissipateurs viscoélastiques et à fluide visqueux. Ces derniers commencent à être utilisés avec succès dans de nombreux nouveaux bâtiments à travers le monde ainsi que dans la réhabilitation des structures existantes.

L'amortisseur à fluide visqueux FVD (Fluide Viscous Damper) est un dispositif généralement constitué d'un piston avec des orifices en tête. Ce dernier est contenu dans un cylindre rempli d'un fluide visqueux qui est généralement un composé de silicone ou d'un type d'huile similaire. L'énergie est dissipée dans l'amortisseur par le passage du fluide de part et d'autre de la tête du piston grâce aux orifices lorsque ce dernier se déplace à travers le fluide. Par conséquent, l'énergie cinétique du signal dynamique est convertie en chaleur.

Les dissipateurs FVD sont non seulement capables de dissiper l'énergie dans un bâtiment, mais en mesure à le faire revenir à sa position initiale après une secousse sismique. C'est donc pour cette raison qu'ils sont de plus en plus utilisés dans le contreventement des ouvrages en génie civil en générale et des structures métalliques de grande hauteur en particulier. En outre le coût additionnel de l'amortisseur est généralement compensé par les économies en quantité d'acier et en volume de béton dans les éléments de la structure.

1.1. Motivations et objectifs de l'étude

Partant sur la base des travaux antérieurs [34, 77, 83, 127, 208, 156] portant ces dernières années sur cet axe de recherche, le constat a été que l'état actuel des connaissances est encore loin de donner une vision claire des amortisseurs à fluide visqueux. Ceci étant motivé par un nombre important de méthodes et modèles proposés avec l'absence d'une démarche unifiée pour son analyse. Cette grande diversité est marquée par le comportement complexe de ces dispositifs qui obéissent dans leur fonctionnement à plusieurs paramètres tels que l'action sismique, le type de structures, le type de comportement du FVD (linéaire, non-linéaire, visqueux pur et avec rigidité) ainsi que les modèles mathématiques utilisés. Cela a abouti à la difficulté de développer des critères réglementaires précis de dimensionnement des structures équipées par ces dispositifs. Ajouté à cela, rares sont les études qui se sont intéressées à l'analyse des structures intégrant ce genre d'amortisseurs en Algérie.

Le présent travail va donc s'intéresser aux systèmes de dissipation d'énergie passive et particulièrement aux amortisseurs de type FVD comme système alternatif pour une construction plus souple et moins coûteuse. Pour cela, une étude numérique par le biais du logiciel SAP2000 a été réalisée afin de mettre en lumière les facteurs qui dirigent le fonctionnement de ces derniers pour en tenir compte lors de la conception des structures métalliques en portiques. Par conséquent, l'ensemble des paramètres qui ont été exposés ci-dessus feront l'objet d'investigations détaillées permettant de participer à la mise en place d'une démarche d'analyse spécifique simple et générale aux praticiens. Ajouté à cela une comparaison du rendement de ce dispositif avec celui obtenue par rapport à d'autres systèmes d'amortissement ainsi qu'une analyse de son association avec ces derniers sera réalisée. Il

s'agira aussi d'examiner la pertinence de certaines hypothèses ou résultats discutables telle que la prédominance du mode fondamental de vibration ou des paramètres produisant un rendement optimal. En plus d'évaluer le comportement structural d'un bâtiment en acier dans son domaine non-linéaire en présence de ces amortisseurs par rapport à ceux conçus conventionnellement.

A cet effet, des analyses paramétriques par des calculs dynamiques temporelles linéaires et non-linéaires utilisant les accélérogrammes des séismes de Boumerdes 2003 (Algérie) et de Northridge 1994 (USA) ont été menées sur une ossature métallique multi-étagées équipée par des amortisseurs de type FVD. Ces derniers sont caractérisés aussi bien par un comportement visqueux pur qu'avec rigidité et sont dépendant d'une relation force vitesse, linéaire et non-linéaire. Ajouté à cela, une analyse statique non-linéaire par poussées progressives (Pushover) a été réalisée afin d'examiner le comportement de la structure munie de ces dispositifs dans son domaine post-élastique.

1.2. Organisation de la thèse

Ce travail se compose de six chapitres dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

Le chapitre 1 est une introduction mentionnant le contexte, les motivations et les objectifs du domaine des dissipateurs d'énergie ou amortisseurs utilisés dans les ouvrages.

Le chapitre 2 est consacré à présenter des connaissances de base ainsi qu'à la théorie relatant à l'amortissement structural en général et à l'amortissement viscoélastique en particulier. Son origine, ces causes, ces différents types et les facteurs influant sur ce dernier. Ensuite un ensemble de méthodes de mesure de l'amortissement sont exposées.

Le chapitre 3 présente les principales méthodes d'évaluation de la vulnérabilité dans le domaine du génie civil. Une attention particulière a été réservée pour les méthodes déterministes basées sur la performance où l'approche par le calcul non-linéaire par poussée progressive Pushover a été exposée en détail. D'autres méthodes dont l'analyse temporelle non-linéaire (ATNL) et l'analyse modale non-linéaire rapide (FNA) ont fait l'objet de présentation.

Le chapitre 4 donne un aperçu sur les différents dispositifs d'isolation et de protection sismique par systèmes de dissipation d'énergie passive utilisés dans le monde à l'heure actuelle. Il donne brièvement la description et le fonctionnement de chacun de ces dispositifs. Un état de l'art des dernières recherches entamées dans ce domaine a été aussi présenté.

Le chapitre 5 donne une description de l'amortisseur à fluide visqueux. Un bref historique concernant ce dispositif est donnée suivi d'une exposition de l'ensemble de ces caractéristiques. Une revue de la littérature se focalisant sur les études les plus récentes des trois dernières années est présentée. Enfin une dernière partie dans laquelle les différentes méthodes pour l'identification de ces propriétés mécaniques linéaire et non-linéaire ainsi que l'identification des propriétés des systèmes structuraux amortis d'un seul et plusieurs DDL avec calcul du taux d'amortissement est établie.

Le chapitre 6 présente les résultats et les interprétations des analyses paramétriques des différentes variantes étudiées de la réponse structurelle obtenues en présence de ce dispositif ainsi que ceux des systèmes non amortis et conventionnellement conçus. Ajouté à cela, des comparaisons avec d'autres systèmes de dissipation passive comme les amortisseurs hystérétiques (ADAS), les systèmes d'isolation à base (LRB, FPS) ainsi que les amortisseurs à masse accordée (TMD) ont été réalisées et ont fait l'objet d'une discussion. Enfin une étude par poussée progressive (Pushover) a été menée pour identifier le comportement de la structure avec et sans dispositif FVD dans le domaine non-linéaire. Le chapitre a été terminé par une analyse de la vulnérabilité avec l'établissement des courbes de fragilité du bâtiment pour les deux types de conceptions, conventionnelle et par dissipation passive.

Enfin ce travail est achevé par une conclusion générale comportant l'intérêt de cette étude et les résultats obtenus ainsi que les perspectives pour les futurs travaux dans ce domaine.

Chapitre 2.

Amortissement, notions et théorie

2.1. Introduction

Le phénomène d'amortissement dans un système mécanique est déclenché par une dissipation d'énergie dans la structure vibrante. Le terme dissipation signifie que l'énergie mécanique se transforme en d'autres formes d'énergies se qui résultera à une atténuation ou une suppression de cette dernière. Le type d'énergie en fonction de laquelle l'énergie impulsive se transformera dépend du type de mécanisme, mais néanmoins dans la plupart des systèmes dynamiques, une part importante de celle-ci se transforme en chaleur. En absence d'amortissement, les oscillations perdurent (Fig. 2.1a), par contre en sa présence, et c'est le cas de tout système réel, les amplitudes, du mouvement se stabilise jusqu'à l'équilibre dynamique dans le cas d'un régime forcé et jusqu'à l'équilibre statique dans le cas d'un régime libre. La figure 2.1 montre l'allure des fonctions temporelles de l'amplitude de poutres non amorties et amorties par des dispositifs visqueux et à frottement [135]. Dans le cas d'un amortissement visqueux la force résistante est proportionnelle et opposée à la vitesse (Fig. 2.1 b), ainsi le mouvement d'amortissement pur prend théoriquement un temps infini pour disparaître totalement. Mais dans la réalité, un tel système associe différents types d'amortissements qui ne dépendent pas seulement de la vitesse comme par exemple la qualité des matériaux composant le système mécanique et les interfaces [54] ou assemblages boulonnées dans le cas des structures en acier ou mixte ou par amortissement radiatif ce qui contribue donc à la disparition complète du mouvement, cette ensemble est appelé

communément amortissement visqueux équivalent [143]. Alors que dans un dispositif de dissipation à frottement une force constante est créée mais change de signe à chaque demi-cycle et donc s'oppose au mouvement et prend un signe opposé à la vitesse. La décroissance des amplitudes est linéaire et l'amortissement peut être obtenu plus rapidement (Fig. 2.1c).

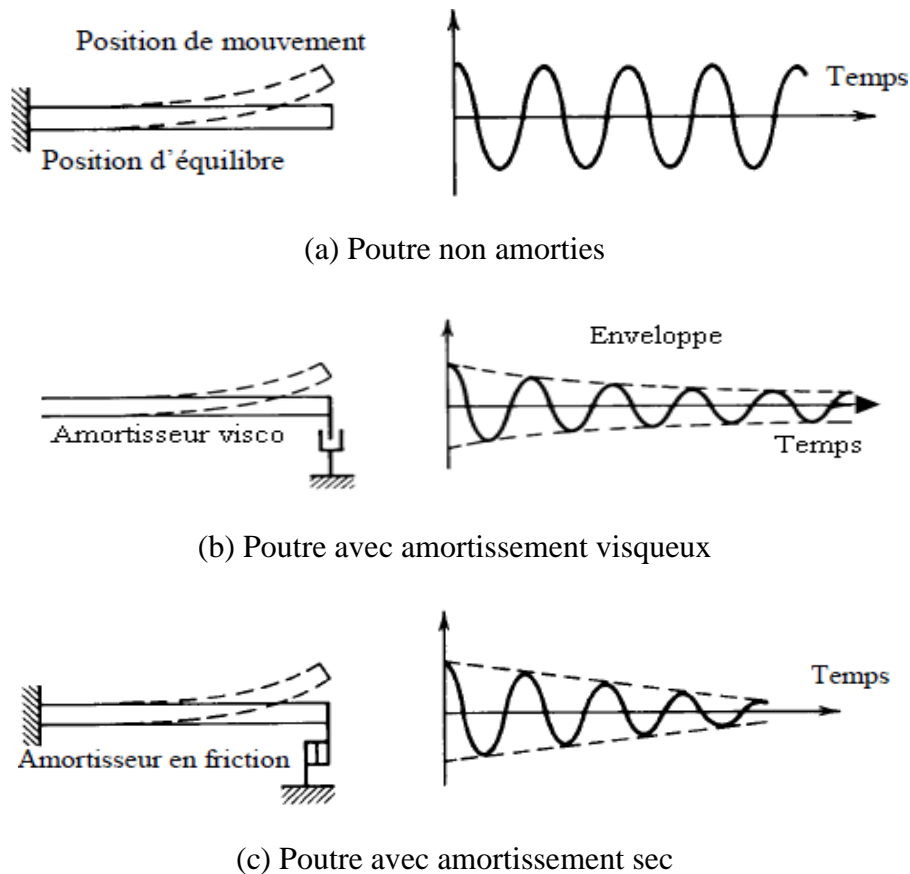


Figure 2.1 : Poutre en mouvement libre [135]

Les facteurs directs qui influent sur la dissipation de l'énergie mécanique d'un système vibrant sont en général l'amplitude et la fréquence (ou pulsation). Néanmoins, différentes sources peuvent être à l'origine de l'amortissement générant la dissipation. Ces derniers peuvent être classés en deux grands groupes, il s'agit d'amortissement externe et amortissement interne ou intrinsèque au système.

2.2. Amortissement externe à la structure

L'amortissement externe est apporté par le milieu environnant [173], le contact avec une autre structure ou un système mécanique. On peut distinguer l'amortissement radiatif (par rayonnement) et l'amortissement par frottement sec et l'amortissement visqueux équivalent.

2.2.1. Amortissement radiatif

L'amortissement radiatif est l'énergie absorbée par interaction ou couplage avec l'environnement de la structure. Dans ce contexte, la dissipation d'énergie radiatif provient de la résistance de l'air ou de fluide environnant, de l'interaction sol-structure et particulièrement de la géométrie et du type de fondations et d'effets de site [96], de la quantité et du type de composants non structuraux, du contact avec les constructions voisines (entrechoquements, perturbation de la propagation des ondes dans les fondations). Ces sources de dissipation ne modifient pas directement les caractéristiques de la structure, néanmoins l'amortissement radiatif reste difficilement prévisible. L'effet, qui est particulièrement important pour les structures en génie civil, n'est autre que l'interaction sol-structure. Cette dernière a été étudiée par Dunand [57], qui a analysé la corrélation de deux paramètres dynamiques essentiels que sont la fréquence et l'amortissement pour connaître l'origine de ce dernier. Il l'a mesuré sur plusieurs bâtiments grenoblois et niçois en France. Il a observé la relation entre les deux paramètres cités précédemment et l'interaction Sol- Structure, par amortissement radiatif. Pendant que les modèles théoriques indiquaient cette dépendance seulement pour des sols mous, ces études lui ont permis de déduire ce dernier pour tous les types de sol de fondation.

2.2.2. Friction de Coulomb

L'amortissement par frottement sec de Coulomb (dry friction) est obtenu par glissement entre deux surfaces en contact. Les forces de friction résultantes sont généralement représentées par des forces constantes proportionnelles à la charge normale sur les surfaces et opposée à la direction du mouvement [23, 174, 65]. Ce genre d'amortissement est présent dans presque tous les systèmes mécaniques. Il a même été proposé comme système d'isolation sismique à la base [55]. Dans les travaux de Dion [51], le frottement sec a été étudié entre interfaces dans les zones de discontinuités et assemblages par mesure expérimentale, les résultats ont montré l'obtention d'un facteur d'amortissement de 0.7% à 1.4%. Par ailleurs dans les travaux de Wu et al. [227], l'analyse d'une poutre doublement appuyée d'un côté et simplement de l'autre a démontré l'impact positif du contact d'interfaces dans les appuis simples sur l'amortissement. La figure 2.2a présente un système mécanique à un seul DDL en régime libre. Le mouvement aura lieu à la condition que si $|K \cdot x| > \mu \cdot W$, K étant la rigidité, μ le coefficient de frottement (Tableau 2.1) et W étant le poids du système et m sa masse. Le signe de la force de friction change avec le signe de la vitesse \dot{x} , de sorte que l'équation du mouvement devient [46]:

$$m.\ddot{x} + K.x + \mu.W.\text{sign}(\dot{x}) = 0 \quad (2.1)$$

$$\text{Avec } F_d = \mu.W.\text{sign}(\dot{x}), W = m.g \text{ et } \text{sign}(\dot{x}) = \begin{cases} 1 & \text{for } \dot{x} > 0 \\ 0 & \text{for } \dot{x} = 0 \\ -1 & \text{for } \dot{x} < 0 \end{cases}$$

La solution sera sous la forme (Fig. 2.2b) :

$$x(t) = B_1 \cos(\omega t) + B_2 \text{sign}(\omega t) \pm \frac{\mu.W}{K} \quad (2.2)$$

Où $\omega^2 = K/m$, B_1 et B_2 sont des constantes d'intégration.

En appliquant les conditions initiales pour $t = 0$: on a $x(0) = x_0$ et $\dot{x}(0) = 0$

Si le mouvement est de droite vers la gauche alors :

$$x(t) = \left(x_0 - \frac{\mu.W}{K} \right) \cos(\omega t) + \frac{\mu.W}{K} \quad (2.3)$$

Et si le mouvement est de gauche vers la droite alors :

$$x(t) = \left(x_0 - \frac{3.\mu.W}{K} \right) \cos(\omega t) - \frac{\mu.W}{K} \quad (2.4)$$

Ce schéma va se répéter jusqu'à ce que le mouvement s'arrête pour $|K.x| \leq \mu.W$ (Fig. 2.2c)

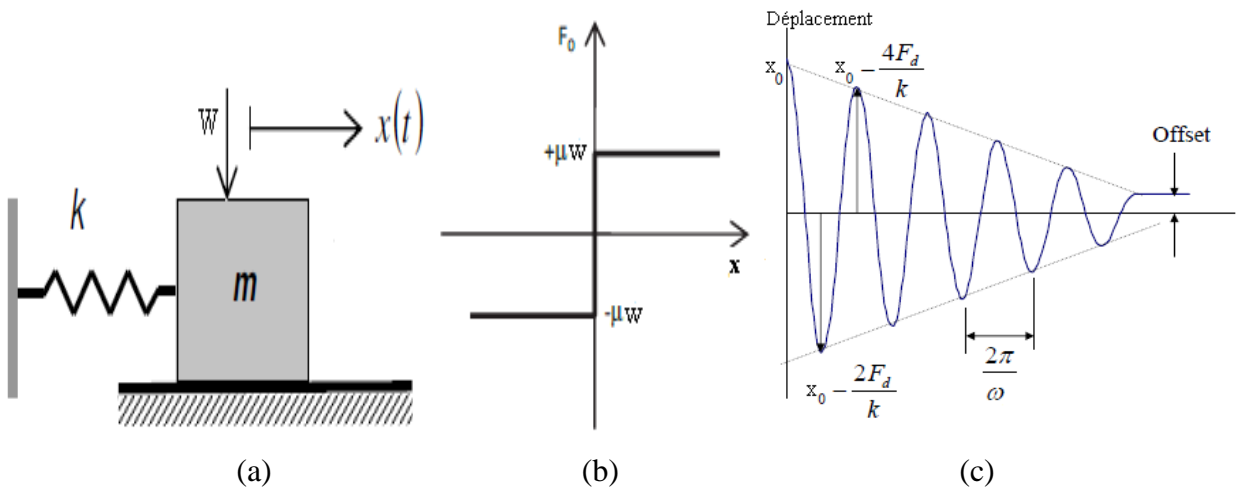


Figure 2.2 : Amortissement de Coulomb

Tableau 2.1 : Valeurs du coefficient de frottement pour différents types de matériaux [200]

Type de contact	Coefficient de frottement (μ)
Métal sur métal lubrifié	0.07
Métal sur métal non lubrifié	0.12 à 0.45
Bois sur bois	0.19 à 0.38
Caoutchouc sur acier	1

2.2.3. Amortissement visqueux équivalent

Dans un système mécanique amorti par un frottement visqueux défini par $F_d = C \cdot \dot{x}$ (Fig. 2.3), il est supposé que l'énergie dissipée par frottement est compensée par une force extérieure de sorte que les amplitudes de vibration restent constantes. C'est-à-dire que l'énergie perdue est égale à l'énergie reçue de l'extérieur [168].

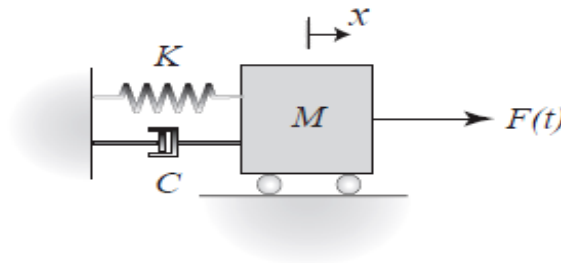


Figure 2.3 : Modélisation d'un amortissement visqueux

L'énergie dissipée au cours d'un cycle complet de vibration est définie par :

$$E_D = \int_0^{T_a} F_d \cdot dx = \int_0^{T_a} C \cdot \dot{x} \cdot dx = \int_0^{T_a} C \cdot \dot{x}^2 \cdot dt \quad (2.5)$$

Pour un mouvement harmonique simple, la solution sera de la forme :

$$x(t) = x_0 \cdot \sin(\omega t + \varphi) \quad (2.6)$$

$$\dot{x}(t) = x_0 \cdot \omega \cdot \cos(\omega t + \varphi) \quad (2.7)$$

En remplaçant l'équation (2.7) dans (2.5) on aura :

$$E_D = C \cdot x_0^2 \cdot \omega^2 \cdot \int_0^{T_a} (\cos(\omega t + \varphi))^2 \cdot dt = C \cdot x_0^2 \cdot \omega^2 \cdot \int_0^{T_a} \frac{1 + \cos(2(\omega t + \varphi))}{2} \cdot dt \quad (2.8)$$

$$\text{D'où} \quad \Rightarrow E_D = \frac{C.x_0^2.\omega^2}{2} \cdot \left[t + \frac{1}{2.\omega} \cdot \text{sign}(2.(\omega.t + \varphi)) \right]_0^{T_a} \quad (2.9)$$

$$\Rightarrow E_D = \frac{C.x_0^2.\omega^2}{2} \cdot T_a \quad (2.10)$$

Pour un amortissement très faible $\xi < 0.05 \Rightarrow T_a \approx T = \frac{2.\pi}{\omega}$

$$\text{D'où} \quad E_D = \pi.C.x_0^2.\omega \quad (2.11)$$

Cependant, pour examiner l'évolution de la force F en fonction du déplacement on aura :

$$\begin{cases} x(t) = x_0.\text{sign}(\omega.t + \varphi) \Rightarrow \frac{x(t)}{x_0} = \text{sign}(\omega.t + \varphi) \\ \dot{x}(t) = x_0.\omega.\cos(\omega.t + \varphi) \Rightarrow \frac{\dot{x}(t)}{x_0.\omega} = \cos(\omega.t + \varphi) = \frac{F_d}{C.x_0.\omega} \end{cases}$$

$$\text{D'où} \quad \left(\frac{x(t)}{x_0} \right)^2 + \left(\frac{F_d}{C.x_0.\omega} \right)^2 = 1 \quad (2.12)$$

Le résultat obtenu est une équation d'ellipse représentée sur la figure 2.4a.

Si on considère la force $F_d = K.x + C.\dot{x}$ alors $\cos(\omega.t + \varphi) = \sqrt{1 - \text{sign}^2(\omega.t + \varphi)}$

Il est possible donc de réécrire (Fig. 2.4b)

$$F_d = K.x + C.\omega.\sqrt{x_0^2 - x^2} \quad (2.13)$$

Pour $C = 0$ alors $F_d = K.x \quad (2.14)$

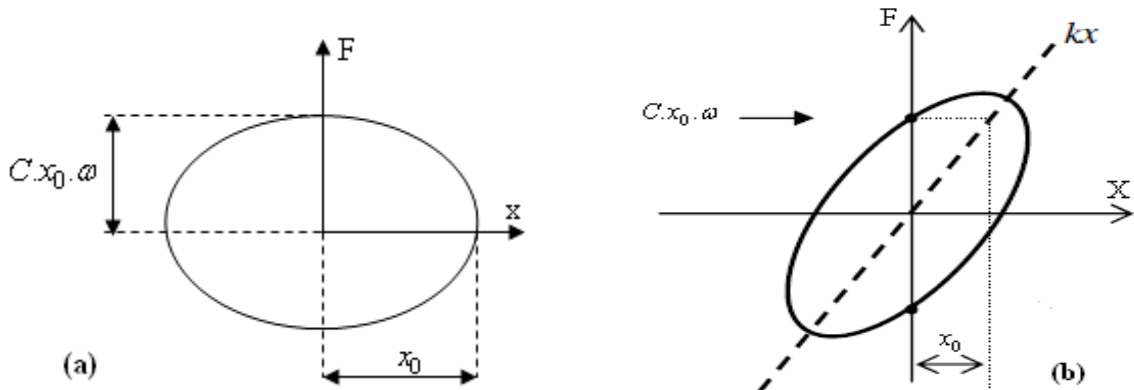


Figure 2.4 : Boucle d'hystérésis d'un amortissement visqueux

L'aire de l'ellipse est l'énergie dissipée par cycle, elle est équivalente à: $E_D = \pi.C.x_0^2.\omega$.

2.3. Amortissement interne de la structure

L'amortissement interne est un phénomène très complexe qui est dû en grande partie aux types des microstructures composant le matériau d'un système mécanique [95]. Il est plutôt associé à la dissipation intrinsèque de la structure. Plusieurs sources peuvent être à son origine, en plus de l'amortissement inhérent au comportement constitutif des matériaux [96], il y a les déformations plastiques, endommagement local (microfissures), friction entre microstructures composant le système [207], ouvertures et fermetures de fissures qui créent un impact inélastique et la chaleur générée par de la fatigue à faible nombre de cycles [84]. D'autres sources structurelles comme la quantité de matériau ductile présente dans la structure qui lui confère un état d'écoulement, et la déformabilité des éléments d'ossature, flambement des barres, effet goujon, glissement entre acier et béton. Dans le cas de déformation d'un système parfaitement élastique par l'application d'une force externe, l'énergie dépensée par la force durant la déformation est emmagasinée dans le matériau. Quand la force externe est supprimée, l'énergie emmagasinée est libérée et le matériau oscille infiniment (système non amorti). Par contre dans un matériau parfaitement plastique, toute l'énergie dépensée par la force externe est dissipée et aucune énergie n'est stockée dans le matériau. La suppression de la force externe laisse donc le matériau dans un état déformé (système entièrement déformé). En réalité la plupart des matériaux possèdent en partie ces deux propriétés. Le rapport entre la plasticité et l'élasticité utilisé pour décrire l'amortissement est appelé facteur de perte [111]. La dissipation d'énergie a été considérée à l'origine comme un comportement à la base homogène, mais il s'est avéré en réalité un comportement très complexe, qui obéit à un nombre de différents mécanismes. Ces derniers sont responsables de la réorganisation interne de la structure ; ce qui peut engendrer des processus réversibles ou irréversibles et peuvent être étroitement reliés à la température, à l'amplitude ou à la fréquence de la déformation. En plus des raisons liées aux types de déformations, l'énergie dissipée par un matériau exposé aux efforts cycliques est affectée par beaucoup de facteurs comme sa viscosité, sa composition chimique, le traitement thermique (laminage à chaud) ou mécanique (écrouissage) auxquelles il aurait été exposé, état d'efforts internes initiaux, efforts imposés par un état de service et milieu environnant corrosif, érosif et produits chimiques. Au final, la dissipation est provoquée par un cumul de plusieurs types d'amortissements engendrés par divers mécanismes mettant en action aussi bien les microstructures que le système en entier.

2.3.1. Viscoélasticité

Les propriétés viscoélastiques d'un matériau représentent très souvent un paramètre important dans la dissipation d'énergie dans un système mécanique [64]. En effet, les déformations au sein de la structure lors d'une excitation engendrent une atténuation significative d'énergie mécanique, et ainsi créent de l'amortissement. Une méthode pour amortir consiste à ajouter à la structure une couche de matériau viscoélastique, tel que du caoutchouc. Cette notion est décrite par le principe de la rigidité complexe [213]. Les propriétés viscoélastiques des matériaux ont été explorées à l'origine en 1825, par WEBER [18] lors de son étude sur la suspension des galvanomètres, au cours de laquelle il avait constaté de petits écarts par rapport à la loi élastique. Il nomma ce phénomène "traînage élastique" (*elastische Nachwirkung*).

La viscoélasticité en tant que facteur amortissant peut être considérée comme la propriété des matériaux qui associent simultanément les caractéristiques de viscosité et d'élasticité lorsqu'un système mécanique subi des déformations. Par conséquent, un matériau est dit viscoélastique s'il possède un comportement à la fois visqueux et élastique. La faculté purement élastique permet au matériau de stocker toute l'énergie pendant le chargement et de la renvoyer à la fin du chargement ce qui lui permet de retrouver sa forme originale. Il n'y a donc pas de perte d'énergie pendant les phases de chargement et de déchargement. Le matériau visqueux par contre, résiste à l'écoulement et se déforme linéairement avec le temps lorsque les charges sont appliquées. La viscoélasticité combine ces deux propriétés, et affiche une dépendance des déformation en fonction du temps.

Dans les dernières décennies, de nouvelles approches d'analyse des matériaux viscoélastiques, susceptibles de modéliser la réalité physique ont été développées de manière à comprendre et à mieux exploiter les caractéristiques de ces matériaux [122, 141, 140, 24].

Le comportement de ces matériaux vis-à-vis aux chargements qui lui sont appliqués montre une influence prononcée de la vitesse de chargement. En général, cette influence est plus grande si la contrainte varie lentement qu'il ne l'est si la contrainte atteint sa valeur maximale rapidement. Parmi les matériaux qui présentent ce comportement viscoélastique, il y a les polymères [80] et les métaux sous influence de températures élevées [32], ainsi que de nombreux verres, des caoutchoucs et les plastiques. Ces matériaux en tendance généralement aussi à être exposé au fluage et une croissance des déformation sous le chargement constant. Les propriétés élastiques et dissipatives des matériaux viscoélastiques sont dépendantes de différents paramètres comme énoncé dans le paragraphe précédent. Les facteurs les plus

influant sur le comportement en plus de la fréquence (ou pulsation propre), et de l'amplitude d'excitation, il y a la température. Parmi les caractéristiques élastiques essentielles des matériaux qui traduisent les propriétés de rigidité et d'amortissement, sont respectivement le module d'élasticité longitudinal (Module de Young) E et le facteur de perte η [135].

2.3.2. Effets de la température

Dans le processus de dissipation d'énergie mécanique dans un matériau viscoélastique une partie de cette énergie est reconvertie en chaleur grâce au frottement des éléments de microstructure composant le matériau. Cette chaleur engendrant une augmentation de la température qui va être le facteur environnemental ayant le plus d'influence sur les caractéristiques des matériaux viscoélastiques [41, 42, 43, 44]. La figure 2.5 illustre ce phénomène. Il peut être constaté un comportement non-linéaire, dépendant de la température, qui peut varier d'un matériau à un autre. Néanmoins, on peut observer quatre régions distinctes.

Région vitreuse où, le module d'Young E est presque constant en fonction de la température pendant que le facteur de perte croît fortement. La région de transition où le module E dans cette région diminue rapidement avec l'augmentation de la température, alors que le facteur de perte prend sa valeur maximale. Dans la région caoutchouteuse, le module et le facteur de perte prennent de faibles valeurs et changent peu avec la température. Enfin la région d'écoulement où le matériau continue à se ramollir avec la température, et l'amortissement s'élève fortement pendant que le module d'élasticité longitudinale continue sa chute.

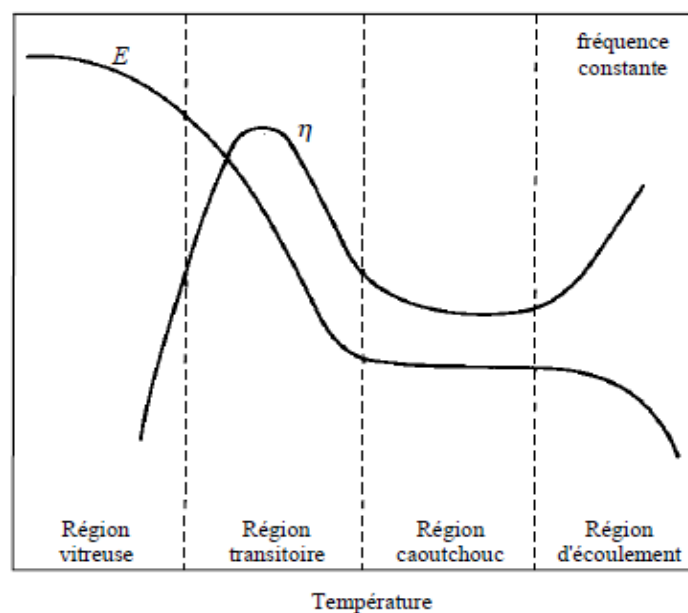


Figure 2.5 : Variation du module de E et η en fonction de la température [45]

Il est à remarquer que les valeurs maximales de E et du facteur de perte η ainsi que les largeurs de zones représentent des paramètres essentiels dans la composition de chaque matériau. Par conséquent, ces paramètres ont un impact en pratique sur le contrôle du système dynamique. Dans la perspective d'amortir les effets de vibration, il est judicieux de solliciter les matériaux au voisinage de la zone de transition. Ce choix est motivé par le fait que le facteur de perte η atteint son maximum dans cette zone, permettant cependant une utilisation optimale des propriétés amortissantes du matériau viscoélastique [18].

2.3.3. Effet de la fréquence

Concernant l'amortissement viscoélastique, la relation entre contrainte et déformation est exprimée à travers une fonction différentielle tenant compte du temps. La contrainte d'un matériau amortissant viscoélastique dépend de la fréquence de variation de la déformation et par conséquent de la pulsation du mouvement. Cette relation peut être représentée selon trois modèles (Fig. 2.6) [152]:

Kelvin-Voigt :
$$\sigma = E \cdot \varepsilon + c \cdot \frac{d}{dt} \varepsilon \quad (2.15)$$

Maxwell :
$$\sigma + \frac{c}{E} \cdot \frac{d}{dt} (\sigma) = c \cdot \frac{d}{dt} \varepsilon \quad (2.16)$$

Modèle standard linéaire d'un solide (Modèle de Zener) :

$$\frac{E_1 + E_2}{E_1} \sigma + \frac{c}{E_1} \cdot \frac{d}{dt} (\sigma) = E_2 \cdot \varepsilon + \frac{c}{E_1} \cdot \frac{d}{dt} \varepsilon \quad (2.17)$$

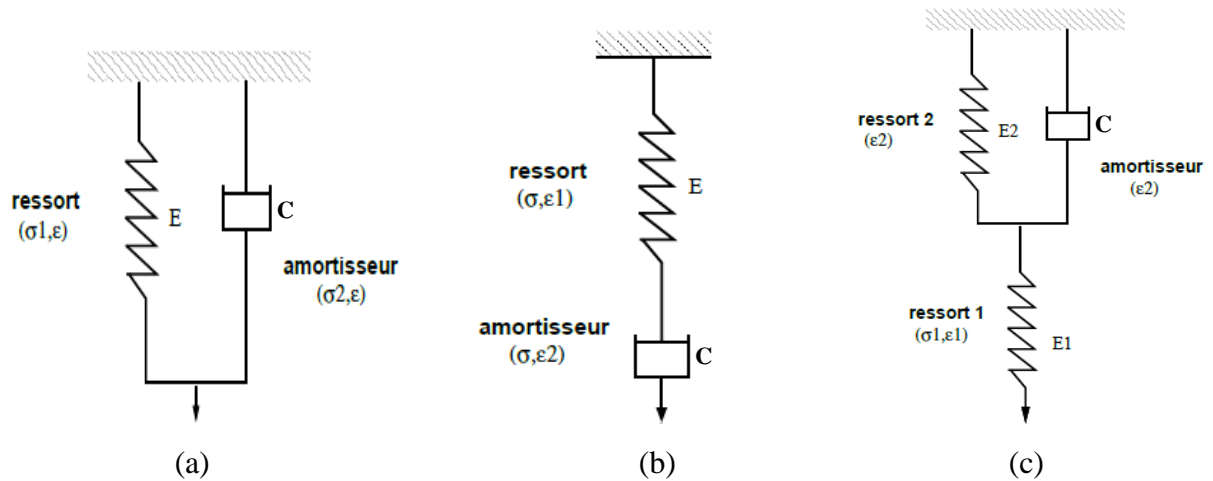


Figure 2.6 : Modèles analytiques : (a) Kelvin-voigt, (b) Maxwell et (c) Zener

Le modèle de Kelvin-voigt est le plus répandu parmi les trois modèles présentés précédemment et le plus précis en pratique pour les calculs linéaires. Il est constitué d'un ressort et d'un amortisseur associés en parallèle et rigidement liés dans leurs extrémités. Dans ce modèle la déformation reste identique dans les deux éléments tandis que la contrainte totale est la somme de celle de chaque élément.

E : est le module d'élasticité longitudinale (Module de Young). Il dépend de la pulsation du système ω .

Il peut prendre des valeurs maximales \hat{E} et minimale \check{E} , tel que $E = \check{E} + \hat{E}(1 - \Phi_v)$ [135]

$$\text{Avec } \Phi_v = \frac{1}{1 + (\beta \cdot \omega)^u}$$

$$\text{Donc } E = \check{E} + \hat{E} \left(1 - \frac{1}{1 + (\beta \cdot \omega)^u} \right) \quad (2.18)$$

β et u sont des constantes qui dépendent du matériau.

E^* : est le module complexe et il est égal à $E^* = E' + i.E'' = E' \cdot (1 + i.\eta)$

On appelle le module élastique ou module de stockage la partie réelle E' du module complexe qui définit le comportement élastique du matériau et indique sa raideur. Il permet de quantifier l'énergie emmagasinée et restituée au cours des efforts cycliques [58].

Le quotient de la partie imaginaire E'' par la partie réelle E' représente le module visqueux ou module de perte. Il représente le comportement visqueux du matériau et quantifie l'énergie dissipée sous forme de chaleur. Il définit l'amortissement intrinsèque du matériau et il est

directement évalué par le rapport : $\eta = \frac{E''}{E'}$

Ce facteur peut être exprimé en fonction de la fréquence de vibration tel que :

$$\eta = \left(\frac{\pi}{2} \right) \frac{\omega}{E} \frac{dE}{d\omega} \quad (2.19)$$

En remplaçant l'expression de E de l'équation (2.18) dans l'équation (2.19), l'expression du

$$\text{facteur de perte deviendra : } \eta = \left(\frac{u \cdot \pi}{2} \right) \frac{\hat{E} \cdot (\beta \cdot \omega)^u}{E(\omega) \cdot (1 + (\beta \cdot \omega)^u)^2} \quad (2.20)$$

$$E'' \text{ peut être exprimé : } E'' = \eta.E(\omega) = \left(\frac{u.\pi}{2} \right) \frac{\hat{E} . (\beta.\omega)^u}{\left(1 + (\beta.\omega)^u \right)^2} \quad (2.21)$$

Il atteint sa valeur maximale quand $(\beta.\omega)^u = 1$ et comme résultat il y aura $E'' = \frac{n.\pi}{8} . \hat{E}$

Dans l'équation (2.15), c'est le terme $c . \frac{d}{dt} \varepsilon$ qui est responsable de l'amortissement, contrairement au terme $E.\varepsilon$ représentant le comportement élastique pure qui n'a pas d'effet sur ce dernier.

Il représente la capacité d'amortissement par unité de volume tel que [187] :

$$d_v = E^* . \oint \frac{d}{dt} (\varepsilon) . d\varepsilon \quad (2.22)$$

Si le matériau est sujet d'une excitation harmonique l'expression devient alors (Fig. 2.7) :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 . \text{sign}(\omega.t) \quad (2.23)$$

En remplaçant l'équation (2.23) dans l'équation (2.22), la capacité d'amortissement par unité de volume sera exprimée comme suit :

$$d_v = \pi . \omega . E^* . \varepsilon_0^2 \quad (2.24)$$

A partir de l'équation (2.24), il possible donc de dire que la capacité d'amortissement d'un matériau viscoélastique est dépendante de la pulsation (fréquence) du mouvement vibratoire.

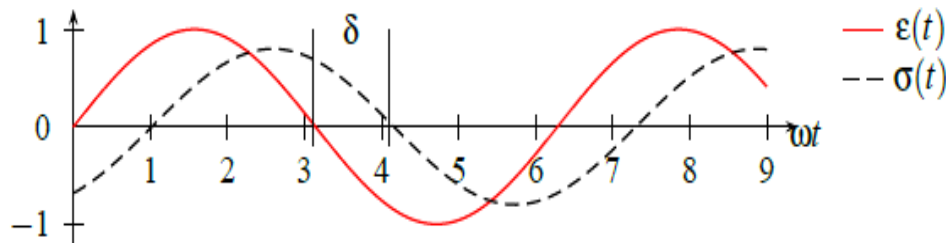


Figure 2.7 : Réponse en contrainte et déformation pour un matériau viscoélastique

2.3.4. Amortissement Hystérétique

Dans le cas d'un amortissement hystérétique appelé aussi de structure, les contraintes ne dépendent que faiblement des pulsations du mouvement oscillatoire. Par ailleurs la

capacité d'amortissement par unité de volume est indépendante de la pulsation comme le montre l'équation suivante [111]:

$$d_h = J.\sigma_{max}^u \quad (2.25)$$

J : est une constante du matériau (énergie dissipée pour une contrainte d'amplitude unité)

u : est une constante dont la valeur varie entre 2 et 8.

Pour $u = 2$, la boucle hystérésis prendra la forme d'une ellipse (Fig. 2.8a) représentant le cas d'un comportement linéaire observé dans les cas visqueux et viscoélastique. La boucle d'hystérésis perd sa forme elliptique quand les contraintes augmentent. Le comportement rentre dans le domaine élasto-plastique et il devient non linéaire comme pour le cas des amortissements prédominés par des frottements, dans ce cas alors l'hystérésis pendra la forme de la figure (Fig. 2.8b).

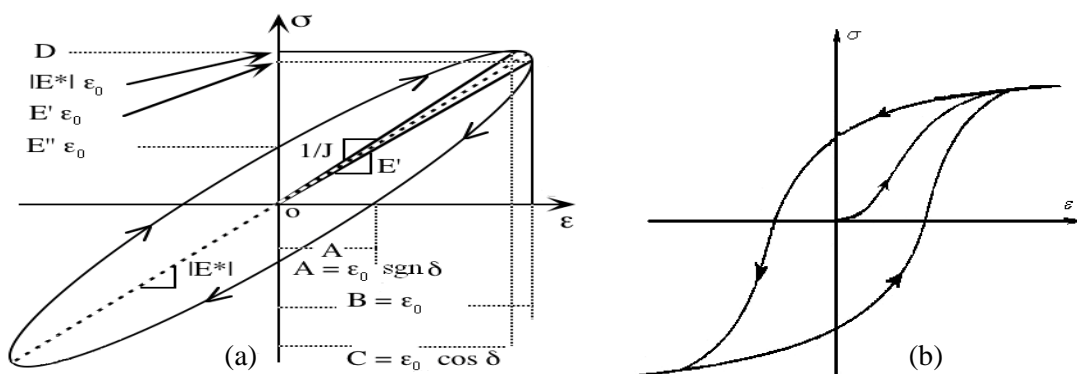


Figure 2.8 : Hystérésis d'un matériau viscoélastique linéaire (a) et non-linéaire (b)

Pour un comportement viscoélastique linéaire la contrainte peut être exprimée par l'équation (2.15). Si le matériau est soumis à une excitation harmonique et en considérant l'équation (2.23) de la déformation, la contrainte avec un déphasage δ s'écrit alors :

$$\sigma = \sigma_0.sign(\omega.t + \delta) \quad (2.26)$$

En décomposant l'équation (2.26), on aura [213]:

$$\sigma = (\sigma_0 \cdot \cos(\delta)) \text{sign}(\omega.t) + (\sigma_0 \cdot \text{sign}(\delta)) \cos(\omega.t) \quad (2.27)$$

L'équation (2.27) peut prendre forme :

$$\sigma = E'.\varepsilon + E''.\varepsilon_0.\cos(\omega.t) \quad (2.28)$$

Tel que : $E' = \frac{\sigma_0 \cdot \cos(\delta)}{\varepsilon_0}$ et $E'' = \frac{\sigma_0 \cdot \text{sign}(\delta)}{\varepsilon_0}$ (2.29)

Le facteur de perte deviendra alors : $\eta = \frac{E''}{E'} = \tan(\delta)$ (2.30)

δ représente l'angle de déphasage appelé aussi angle de perte tel qu'illustré dans la figure 2.7

En remplaçant (2.23) dans (2.28) alors la boucle d'hystérésis (Fig. 2.8a) aura l'expression:

$$\sigma = E' \varepsilon \pm E'' \cdot \sqrt{\varepsilon_0^2 - \varepsilon^2} \quad (2.31)$$

Le diagramme contrainte déformation de la figure 2.8a montre une boucle hystérésis d'un matériau viscoélastique linéaire où le rôle de l'angle de perte δ [116, 192] est bien illustré. Cet angle peut être considéré comme étant l'élément fondamental de mesure dans le processus d'amortissement. D'autres méthodes peuvent être prises en considération dans la mesure de l'amortissement des matériaux. Ces méthodes et leurs relations avec le coefficient de perte seront présentées dans les paragraphes suivants. Il faut remarquer que dans les modèles analytiques présentés ci-dessus, le module complexe du matériau viscoélastique considéré est une fonction linéaire de la déformation ou de la contrainte. Par conséquent, l'analyse du comportement de la déformation est essentielle pour définir une limite de validité de cette hypothèse dans laquelle la loi de comportement qui définit l'amortissement selon le modèle de Kelvin-voigt est linéaire. Par conséquent, le module de Young et le facteur de perte dans ce modèle analytique doivent rester dans le domaine linéaire. Dans la majorité des matériaux, dont le comportement se trouverait dans la région non linéaire, le module décroît par contre le facteur de perte augmente (Fig. 2.9). Ainsi pour une utilisation adéquate de ce type de matériau en contrôle vibratoire, il faut que les paramètres définissant la viscoélasticité soit indépendante du niveau de sollicitation, pour cela il est nécessaire de déterminer l'amplitude maximale définissant la zone linéaire [58].

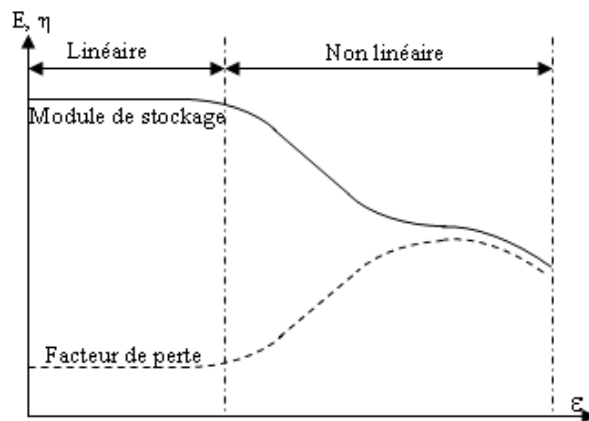


Figure 2.9 : Variation de module de E et de η en fonction de la déformation [18]

2.3.5. Effet simultané de la fréquence et température

En pratique et lors d'un mouvement oscillatoire d'un système mécanique, les effets de la fréquence de vibration et de la température, engendrées par le mouvement, deviennent étroitement liés et influent simultanément sur le système. La technique la plus utilisée pour analyser ce phénomène est la superposition fréquence - température. Cette méthode consiste [38] à tracer les courbes de variation de E et η en fonction d'une pulsation réduite $\omega.\alpha_T$ tel que ω est la pulsation réelle, $\alpha_T = \alpha(T)$ est une fonction de la température absolue T , appelée facteur de décalage en température.

Il y a plusieurs approches pour déterminer α_T [135, 203, 12, 106] parmi lesquelles on peut citer la plus utilisée dans les modèles analytiques [105] :

$$\text{Log}(\alpha_T) = \frac{C_1 \cdot (T - T_0)}{C_2 + T - T_0} \quad (2.32)$$

Les paramètres C_1 , C_2 sont des caractéristiques du matériau, leurs valeurs sont données en degré C° et ils dépendent de la température absolue de référence T_0 . Ces constantes sont obtenues expérimentalement.

En introduisant ce facteur dans les équations (2.18) et (2.20), représentant respectivement le module d'élasticité longitudinal E et le facteur de perte η , ces dernières vont être réécrites de la manière suivante :

$$E = \overset{\vee}{E} + \hat{E} \cdot \left(1 - \frac{1}{1 + (\beta \cdot \omega \cdot \alpha_T)^u} \right) \quad (2.33)$$

$$\eta = \left(\frac{u \cdot \pi}{2} \right) \frac{\hat{E} \cdot (\beta \cdot \omega \cdot \alpha_T)^u}{E(\omega) \cdot (1 + (\beta \cdot \omega \cdot \alpha_T)^u)^2} \quad (2.34)$$

Une représentation simplifiée pour l'obtention des caractéristiques du matériau (E et η) en fonction de la température et de la pulsation (fréquence) réduite $\alpha_T \cdot \omega$ est donnée par l'abaque de la figure 2.10 appelées courbes maîtresses ou nomogrammes.

La démarche exposée dans les paragraphes en dessus pour étudier le comportement des matériaux viscoélastiques sous chargements transitoires est très bien adaptée aux polymères (élastomère) mais peut être étendue pour les matériaux métalliques essentiellement pour de

faible niveau de contraintes où leur comportement est considéré anélastique. Ce dernier est défini comme un comportement viscoélastique où est exclu les deux limites correspondant à l'état visqueux et élastique. Il n'en reste que les matériaux ferreux comme les aciers sont classés dans la catégorie des matériaux non-linéaires c'est-à-dire avec amortissement hystérétique, particulièrement avec présence de température où la dissipation d'énergie est proportionnelle à l'amplitude des contraintes indépendamment de la vitesse des déformation [37]. Le Tableau 2.2 [49] présente quelques plages de valeurs du facteur de perte pour les matériaux métalliques comparés à ceux non métalliques. Pour ces types de matériaux une représentation par des modules complexes constants est utilisée.

Tableau 2.2: Ordre de grandeurs de η pour différents types de matériaux

Matériaux	Facteur de perte (η)
Aluminium	5×10^{-5} à 2×10^{-3}
Acier	2×10^{-3} à 1×10^{-2}
Béton	2×10^{-2} à 6×10^{-2}
Bois	5×10^{-3} à 1×10^{-2}
Fibre de carbone	2×10^{-3}
Fibre de verre	1×10^{-3} à 2×10^{-3}
Caoutchouc	0,1 à 1

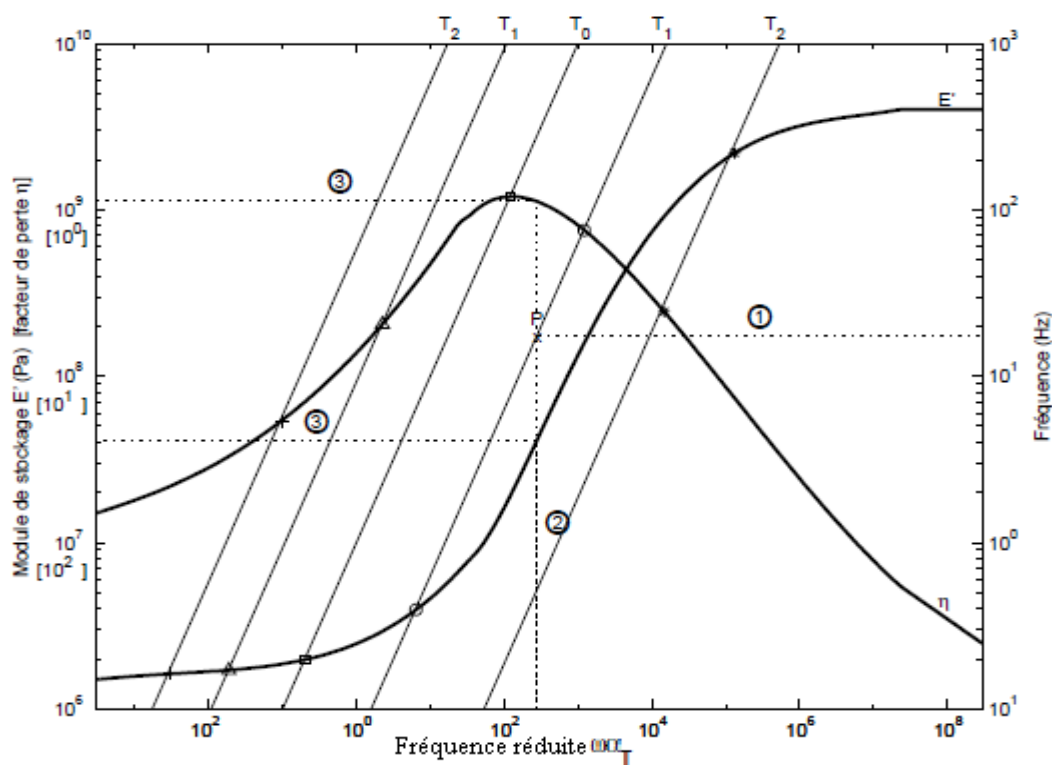


Figure 2.10 : Nomogrammes en fréquences réduites [105]

2.4. Mesure de l'amortissement

L'estimation de l'amortissement est essentiel à la conception des nouvelles structures et l'évaluation de la sûreté sismique des structures existantes. Tel que présenté précédemment, la dissipation d'un mouvement de vibration dans un système mécanique prend son origine de différentes sources, cela implique l'existence de plusieurs approches mathématiques qui permettent de modéliser la capacité d'amortissement matériel et/ou de structure. Pour chaque cas, la méthode utilisée dépendra essentiellement de manière dont la mesure est effectuée [36]. Pour les systèmes à plusieurs degrés de liberté amortis, après un certain temps le mouvement ne comportera que le mode fondamental permettant la mesure de l'amortissement par décrétement logarithmique. En régime harmonique, un système à un seul degré de liberté (SDDL) se comporte en raideur en deçà de sa pulsation propre, en inertie au delà. En l'absence d'amortissement aucun équilibre dynamique ne peut être atteint à la résonance [135]. Dans la réalité avec l'existence de l'amortissement, l'amplitude de l'équilibre dynamique dépend de l'importance des forces de ce dernier. La mesure de l'amortissement s'opère alors dans ce cas par la mesure de bande. La mesure de l'amortissement sera unique pour certains types d'amortissement, tels que visqueux ou hystérétique, mais dépendra de l'amplitude pour d'autres types d'amortissement, tel que le frottement sec, et doit donc être employée avec une certaine attention. Ajouter à cela, d'autres méthodes peuvent être utilisées pour la mesure de l'amortissement tel que la méthode de déphasage citée au paragraphe 2.3.4. et la méthode énergétique.

2.4.1. Méthode du décrétement logarithmique

Le terme décrétement logarithmique désigne la mesure logarithmique de la décroissance périodique d'une grandeur pseudo-oscillatoire [119]. Elle est définie comme le logarithme du rapport d'une grandeur à un temps t sur la même grandeur au temps $(t + T)$, T représentant la pseudo-période de la grandeur. Cette approche compte parmi les méthodes directes. Elle permet de déduire l'amortissement à partir du taux auquel l'amplitude d'une vibration diminue (Fig. 2.11). Par ailleurs, il est obtenu en mesurant la diminution de cette l'amplitude puis en déduisant le décrétement logarithmique χ [200]. Pour un système harmonique amorti la solution du système est :

$$x = x_0 \cdot e^{-\xi \cdot \omega_a \cdot t} \cdot \sin(\omega_a \cdot t + \varphi) \quad (2.35)$$

Pour le deuxième cycle $t_2 = t_1 + \frac{2\pi}{\omega_a}$

D'où

$$\frac{x_1}{x_2} = \frac{x_0 \cdot e^{-\xi \cdot \omega \cdot t_1} \cdot \text{sign}(\omega_a \cdot t_1 + \varphi)}{x_0 \cdot e^{-\xi \cdot \omega \cdot t_2} \cdot \text{sign}(\omega_a \cdot t_2 + \varphi)} \quad (2.36)$$

Après simplification on aura :

$$\frac{x_1}{x_2} = e^{2 \cdot \pi \cdot \xi \cdot \frac{\omega}{\omega_a}} \quad (2.37)$$

La pulsation d'amortissement est définie par : $\omega_a = \omega \cdot \sqrt{1 - \xi^2}$

Avec ω est la pulsation propre de l'oscillateur harmonique

Et on aura donc :

$$\frac{x_1}{x_2} = e^{2 \cdot \pi \cdot \frac{\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}}} \quad (2.38)$$

Le décrément logarithmique est défini par : $\chi = \ln\left(\frac{x_1}{x_2}\right) = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\xi}{\sqrt{1 - \xi^2}}$

D'où le taux d'amortissement sera : $\xi = \frac{\chi}{\sqrt{(2 \cdot \pi)^2 + \chi^2}} \quad (2.39)$

En utilisant l'équation (2.36), le décrément logarithmique pourrait être mesuré expérimentalement pour déterminer le coefficient d'amortissement d'un système. Pour améliorer la précision, l'amplitude est mesurée au bout de n cycles. L'expression sera donc :

$$\chi = \frac{1}{n} \cdot \ln\left(\frac{x_1}{x_{n+1}}\right) \quad (2.40)$$

Où x_1 est la première amplitude et x_{n+1} est l'amplitude après n cycle

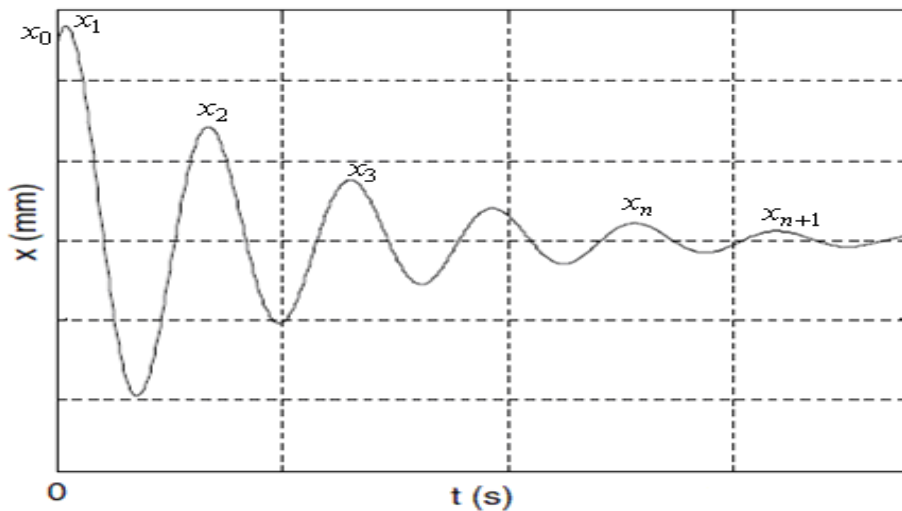


Figure 2.11 : Réponse temporelle d'un system en vibration libre

2.4.2. Méthode de la largeur de bande

Le modèle d'amortissement le plus courant dans la construction des structures est celui d'un comportement visqueux linéaire. Expérimentalement, l'amortissement peut être estimé par divers procédés, y compris celui qui fait usage de la largeur du pic de la fonction de réponse en pulsation de la structure. Cette méthode d'estimation d'amortissement est communément appelée méthode de largeur de bande à demi - puissance [221, 167, 99]. Cette méthode a été largement utilisée pour les systèmes à un seul degré de liberté (SDDL) et à plusieurs degrés de liberté pour des structures avec amortissement visqueux linéaire y compris ceux qui n'ont pas de modes normaux classiques. Il est vrai que l'utilisation de cette méthode pour l'estimation d'amortissement a une signification claire que dans la mesure où une structure peut être modélisée avec succès par un système de SDDL ou par une série de systèmes d'oscillateurs simples découplés. Néanmoins, l'utilisation de la méthode de la largeur de bande à demi - puissance a été étendue à des structures à plusieurs DDL sur la base de l'hypothèse que chaque pic dans la fonction de réponse en pulsation est affecté seulement par le mode en cours d'étude. D'autre part, cette méthode pourrait être utilisée dans les cas de structures à plusieurs DDL avec des modes ayant à peu près la même pulsation naturelle (modes rapprochées) menant à un couplage de modes possibles. Le degré de couplage de ce mode dans une structure dépend de l'interaction entre la distribution d'amortissement, de ses caractéristiques géométriques et de son type d'excitation.

Considérant un système mécanique à un seul degré de liberté soumis à une excitation harmonique, la fonction de réponse en pulsation prend la forme suivante [46]:

$$x = \frac{x_s}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2.\xi.r)^2}} \quad (2.41)$$

Où $x_s = F/K$ est le déplacement statique dû à une force F et ξ est le taux d'amortissement

$$\text{Tel que : } \xi = \frac{C}{2.m\omega} = \frac{C}{2.\sqrt{m.k}} \quad \text{et} \quad r = \frac{\Omega}{\omega}$$

Où ω et Ω sont respectivement la pulsation propre de l'oscillateur et la pulsation de la force extérieure F . La courbe de x/x_s représentant le facteur d'amplification dynamique en fonction du rapport r est donnée par la figure 2.12.

La demi – puissance est obtenue par l'intersection de la ligne correspondante à la valeur de

$\frac{Q}{\sqrt{2}} = \frac{1}{2 \cdot \sqrt{2 \cdot \xi}}$ avec la courbe x/x_s ce qui va engendrer deux points d'intersection $r_1\left(\frac{\Omega_1}{\omega}\right)$ et $r_2\left(\frac{\Omega_2}{\omega}\right)$ qui seront déterminés comme suit :

$$\frac{1}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2 \cdot \xi \cdot r)^2}} = \frac{1}{2 \cdot \sqrt{2 \cdot \xi}} \quad (2.42)$$

La solution de l'équation (2.42) donnera :

$$\begin{cases} r_1^2 = 1 - 2 \cdot \xi^2 - 2 \cdot \xi \cdot \sqrt{1 + \xi^2} \\ r_2^2 = 1 - 2 \cdot \xi^2 + 2 \cdot \xi \cdot \sqrt{1 + \xi^2} \end{cases} \quad (2.43)$$

Pour de faible taux d'amortissement ($\xi < 0.05$) l'équation (2.43) peut être simplifiée

$$(\xi^2 \approx 0) \text{ pour avoir : } \begin{cases} r_1^2 = \left(\frac{\Omega_1}{\omega}\right)^2 = 1 - 2 \cdot \xi \\ r_2^2 = \left(\frac{\Omega_2}{\omega}\right)^2 = 1 + 2 \cdot \xi \end{cases} \quad (2.44)$$

Ω_1 et Ω_2 représentent la pulsation de coupure basse et haute.

$$\text{En soustrayant } r_1 \text{ de } r_2 \text{ on aura : } \xi = \frac{\Omega_2 - \Omega_1}{2 \cdot \omega} \quad (2.45)$$

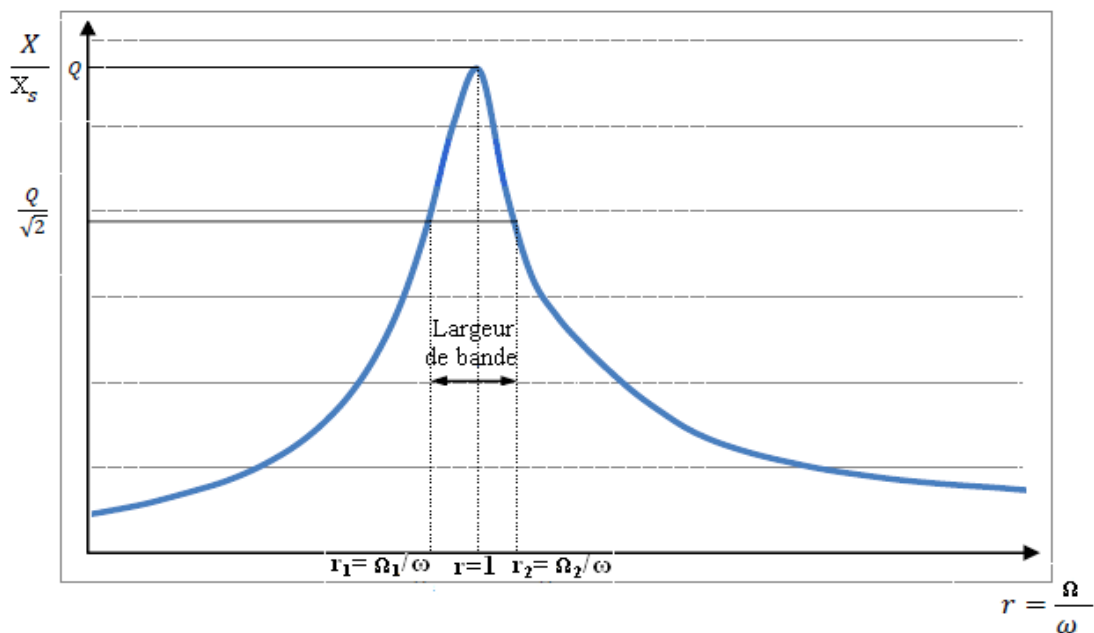


Figure 2.12 : Bande Passante

2.4.3. Méthode du facteur de qualité

Le facteur de qualité Q est défini comme le rapport de l'amplitude de la réponse à la résonance au déplacement si la force est appliquée statiquement. Comme le montre la courbe de la figure 2.12 pour $r=1$, il y aura $\omega \approx \Omega$ d'où le facteur d'amplification dynamique x/x_s atteint sa valeur maximale Q . L'équation (2.41) sera :

$$Q = \left(\frac{x}{x_s} \right)_{max} = \frac{1}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2.\xi.r)^2}} = \frac{1}{2.\xi} \quad (2.46)$$

Le facteur de qualité peut être calculé aussi pour un frottement visqueux par le rapport de l'énergie maximale stockée E_s sur l'énergie dissipée dans un cycle $|E_D|$ exprimé par l'équation suivante [69]:

$$Q = 2.\pi. \frac{E_s}{|E_D|} \quad (2.47)$$

Pour un système dont la réponse est $x(t) = x_0.\text{sign}(\omega.t)$, l'expression de l'énergie totale de Rayleigh est : [195]

$$E_s = \frac{1}{2}.K.x_{max}^2 = \frac{1}{2}.K.x_0^2 \quad (2.48)$$

Pour $K = m.\omega^2$ alors l'équation (2.48) devient :

$$E_s = \frac{1}{2}.m.\omega^2.x_0^2 \quad (2.49)$$

Sachant que : $|E_D| = \pi.C.x_0^2.\omega$ (Eq. 2.11) alors l'équation (2.47) après simplification devient:

$$Q = \frac{m.\omega}{C} = \frac{1}{2.\xi} \quad (2.50)$$

Avec $\xi = \frac{C}{C_r} = \frac{C}{2.m.\omega}$ et C_r : est l'amortissement critique

2.4.4. Méthode de l'énergie d'amortissement spécifique

L'amortissement peut être également mesuré au moyen de la capacité d'amortissement spécifique ψ définie comme étant le rapport de l'énergie de déformation perdue par cycle sur

toute l'énergie de déformation du modèle pour ce cycle (Fig. 2.13). On désigne le coefficient de dissipation de l'énergie (ou coefficient d'absorption) tel que [116] :

$$\psi = \frac{|E_D|}{E_S} \quad (2.51)$$

$$\Rightarrow \psi = \frac{\pi.C.x_0^2.\omega}{\frac{1}{2}.K.x_{max}^2} = 2.\pi.C.\frac{\omega}{K} \quad (2.52)$$

Sachant que $\omega^2 = K/m$ et $\xi = \frac{C}{2.m\omega}$, l'équation et (2.52) prendra la forme suivante :

$$\psi = \frac{2.\pi.C}{m.\omega} = 4.\pi.\xi \quad (2.53)$$

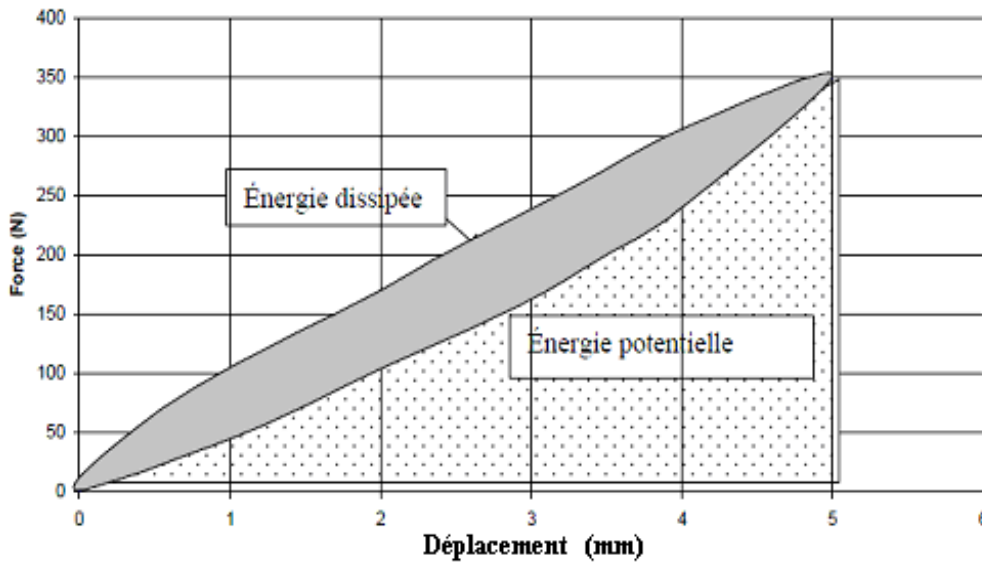


Figure 2.13 : Mesure de la capacité d'amortissement spécifique

2.5. Conclusion

Dans ce chapitre l'ensemble des notions ainsi que la théorie relevant au concept de la dissipation par amortissement ont été présentées. A cet effet, une présentation des différents types d'amortissements ainsi que les modèles analytiques utilisés dans le calcul et l'analyse théorique de ce phénomène a été réalisée. A l'issue de tout cela, on peut remarquer que la dissipation des forces de vibrations développées par une structure représente un phénomène complexe qui peut comprendre l'association simultanée de plusieurs types d'amortissements.

Ces derniers peuvent être aussi bien externes fournis par le milieu environnant qu'internes faisant appel aux microstructures composant le matériau. Parmi ces derniers types, on peut dénombrer l'amortissement viscoélastique dont le comportement est fortement dépendant de la vitesse de chargement mais il est aussi soumis à l'influence d'autres paramètres tels que la température et la fréquence.

D'un autre côté et partant de l'importance de définir le taux d'amortissement que peut produire une structure, différentes méthodes de mesure de ce dernier ont été exposées. Parmi ces méthodes, celle qui s'adapte le mieux pour le calcul de l'amortissement inhérent des structures en génie civil est la méthode énergétique. Ce taux permet d'estimer la capacité dissipative de ces structures et par conséquent, évaluer leur vulnérabilité face aux différentes charges qu'elles peuvent subir. Ce dernier concept sera l'objet de présentation dans le chapitre suivant.

Chapitre 3.

Vulnérabilité et demande en capacité des structures en acier

3.1. Introduction

Le nord algérien est une région susceptible de subir des mouvements sismiques à tout moment, cependant le code parasismique Algérien (RPA 99/2003) [189], prévoit la réponse des structures sous séismes en faisant appel à des méthodes linéaires simplifiées (méthode statique équivalente, analyse modale spectrale) qui reposent sur le principe du calcul de la force sismique. Le comportement dissipatif des ces structures est ensuite pris en compte en réduisant les efforts de calculs par un facteur de comportement (R_1) [9, 170] assez important pour des bâtiments en acier à comportement ductile ($R_1=6$) avec une limite d'amortissement établie à $\xi = 5\%$. C'est à dire qu'on privilégie une dissipation par déformation à une dissipation par amortissement, ce qui peut occasionner des dommages importants dans le cas de tremblement de terre de forte intensité. L'histoire récente des séismes survenus dans le monde et en Algérie (Nepal 2015, Chili 2014, Tohoku 2011, Boumerdes 2003), et les dommages qu'ils ont causés, a montré que les méthodes simplifiées des codes parasismiques existants s'avèrent insuffisantes. Ce qui rend les méthodes d'analyse élastique linéaire inappropriées pour le dimensionnement des structures sujettes de comportement inélastique particulièrement dans les matériaux à forte ductilité comme les aciers. Par ailleurs il fallait aussi améliorer le rendement de ces structures en augmentant la part de dissipation par amortissement. En outre ces codes devaient ce doter d'approches basées sur les méthodes non-

linéaires en intégrant le concept de vulnérabilité et demande en capacité. La notion de vulnérabilité est généralement associée au terme aléa c'est-à-dire à la possibilité ou probabilité qu'un séisme se produise, pour définir ce qu'on appelle le risque sismique. Dans ce cas le terme de vulnérabilité pour sa part peut être défini comme étant la capacité de résistance d'une structure à un évènement sismique [230]. Ce chapitre présente une revue des principales méthodes utilisées pour estimer la vulnérabilité dans le domaine du génie civil.

3.2. Évaluation de la vulnérabilité

L'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages constitue un moyen efficace dans le processus de prévention et de réduction du risque sismique. La vérification de la capacité de ces derniers à résister à un niveau de séisme donné requiert de bien connaître les différentes caractéristiques structurales requises pour une bonne performance sismique. Pour les études à grande échelle (ville ou région), la méthodologie choisie est souvent statistique car les informations sur le bâti existant sont habituellement incomplètes. Les objectifs de l'étude de la vulnérabilité sismique à grande échelle sont divers. Il y a le calcul d'une intensité macrosismique, l'estimation du nombre de victimes pour un scénario ou en temps réel, l'estimation des dommages et des coûts pour un scénario et l'estimation du risque pour classer les priorités de renforcement des bâtiments [144]. A l'échelle de la structure, les études sont généralement déterministes et font appel à la modélisation.

Les différentes méthodes d'estimation se basent généralement sur l'utilisation de courbes de fragilité ou matrices de dommages qui expriment le taux de pertes que peut subir une structure pour différentes intensités sismiques. Les courbes sont reproduites en général à partir de l'observation des dommages occasionnés par les tremblements de terre passés ou matrices de dommages probables résultantes des études statistiques ou par des consultations auprès d'experts [159]. L'application directe de ces fonctions (courbes ou matrices) ne peut cependant pas se faire si la typologie des bâtiments à l'étude est différente de celle des bâtiments ayant servi à élaborer ces fonctions. Dans ce cas, l'orientation vers les méthodes d'analyse de performance permettant de construire les courbes de vulnérabilité des bâtiments représente une alternative intéressante. Deux familles d'approches sont à l'heure actuelle, les plus utilisées pour l'analyse de la vulnérabilité sismique des structures. Les méthodes empiriques (probabilistes) fondées sur le retour d'expérience (statistiques) ainsi que les caractéristiques structurales des bâtiments, et les méthodes déterministes basées sur le comportement des structures obtenu par analyses et modélisations numériques [85].

3.2.1. Méthodes empiriques

Plusieurs méthodes d'estimation des dommages ont été élaborées. La première a été développée aux USA (ATC13) par l'Applied Technology Council en 1985. Elle dérive d'une matrice de dommages de 78 classes d'installations dont 36 représentent des bâtiments. La vulnérabilité est présentée sous forme d'une matrice de probabilité de dommage qui donne l'état des dégâts qui se produisent au niveau d'un système en fonction de l'intensité d'un séisme. L'inconvénient de cette méthode est qu'elle se base totalement sur les jugements d'experts qui peuvent être dans certains cas subjectifs. Pour palier cela, des incertitudes sur les estimations de dommage sont ensuite introduites. D'autres versions sont sorties après comme celle de 1996 (ATC40) [11], cette méthode est restée la référence jusqu'à la fin des années 1990 [159]. Sur la base de l'approche ATC, la FEMA (Federal Emergency Management Agency), en collaboration avec le NIBS (National Institute of Building Science) ont financé un projet pour l'élaboration du logiciel interactif HAZUS en 1997 et qui a été amélioré en 1999 pour l'estimation des dommages après un tremblement de terre [82]. Ce logiciel permet d'évaluer le risque sismique à partir du jugement d'experts de 38 modèles de bâtiments correspondant à la classification typologique du code FEMA178 [66] pour le bâti courant. D'autres types d'enjeux peuvent être analysés comme les constructions spéciales, les infrastructures de transport et les réseaux d'eau, d'énergie et de communications. Il est structuré en six modules indépendants : l'inventaire des enjeux, l'analyse de l'aléa, l'estimation de dommages directs, l'estimation de dommages indirects, pertes économiques directes et indirectes. Les résultats seront représentés sur une carte du système d'information géographique (SIG). Ces calculs peuvent s'initier par trois types de données : les informations contenues déjà dans la banque de données du programme, les données apportées par l'analyste et des données complémentaires relatives aux inventaires, aux paramètres techniques de construction ainsi qu'aux coûts économiques.

L'étude de l'aléa a pour objectifs de déterminer le mouvement du sol et sa probable liquéfaction. Elle analyse les possibilités de glissement de terrain et de rupture des failles. Le séisme est caractérisé par son PGA (Peak ground acceleration) et le PGV (Peak ground velocity). Le système permet de définir au choix la méthode à utiliser, déterministe ou probabiliste. L'approche déterministe peut se faire selon trois types de calculs. Le premier et le deuxième font appel à la banque de données du système où la source sismique est choisie soit à partir d'un inventaire précis de toutes les failles sismiques existantes accompagnées de toutes les informations sismiques et géotectoniques lui concernant, soit à partir de signal sismique d'événements déjà arrivés, pour lesquels toutes les informations relatant à

l'enregistrement et magnitude doivent être disponibles. Le troisième type est basé sur la définition d'un mouvement de sol arbitraire ou artificiel en indiquant son épicycle, sa profondeur, le type et l'orientation de la faille ainsi que sa magnitude. Concernant l'approche dite probabiliste, les calculs sont initiés à partir de la distribution du zonage et microzonage sismique existant. Là aussi un spectre de réponse peut être défini.

Dans le cas des deux méthodes citées précédemment, l'intensité du séisme peut être aussi bien atténuée en fonction de sa situation par rapport à l'épicentre en utilisant des relations d'atténuation en tenant compte des régions et leurs types de sols, mais également amplifiée par rapport à son effet de site.

La méthodologie permet l'analyse des pertes directes pour le cas des bâtiments courants, grâce aux courbes du spectre de capacité et de l'endommagement appelées aussi de fragilité. Le but étant cependant d'évaluer les dégâts que peut subir la structure d'un séisme défini. Par contre les courbes de spectre de capacité indiquent le comportement d'un bâtiment sous l'effet de charge sismique aléatoire. Le niveau de dommages probables dus à une charge dynamique infligée sur une échelle discrète de degré de dommages appelée fonction de vulnérabilité est par conséquent décrit par ces courbes. L'autre modèle de courbes désigne la probabilité d'atteindre un niveau donné de dommages et il est donné en général non pas en bâtiments individuels mais en classes de bâtiments.

HAZUS décrit cinq niveaux de dommage (pas de perte, léger, modéré, important et perte totale). Les courbes de capacité définissent la relation entre la capacité portante, habituellement la résultante de l'effort tranchant à la base du bâtiment, par rapport au déplacement total au sommet de la structure. La dite courbe exprime donc la performance du bâtiment jusqu'à la rupture. Elle est obtenue d'un côté grâce aux caractéristiques géométriques et mécaniques du bâtiment et de l'autre par une analyse statique non-linéaire jusqu'à la rupture appelée « Pushover ». Les courbes appelées spectre de capacité sont obtenues en traçant la variation de l'accélération spectrale S_a par rapport au déplacement spectral S_d . Elles servent à comparer la demande (charge sismique imposée) à la performance (déplacement maximal du bâtiment). Ces courbes seront amplement expliquées dans les méthodes basées sur la performance et la demande en capacité.

Les courbes de fragilités (Fig. 3.1) représentent la probabilité d'arriver ou de dépasser un certain niveau de pertes, pour un déplacement donné correspondant au point de demande. Ces courbes sont réalisées à partir de données extrapolées obtenues par le biais observations effectuées sur des événements de même intensité et des enjeux de même types. Ces

observations résultent aussi bien de jugements d'experts que d'essais de laboratoire (ATC40). Une calibration des courbes est ensuite faite, par rapport à des données consécutives aux séismes de Loma Prieta (1989) et de Northridge (1994). C'est l'une des raisons qui fait que les courbes ne peuvent pas être automatiquement utilisées par tous les pays et en outre par l'Algérie. L'endommagement atteint un niveau de perte d_s provoqué par un déplacement spectral S_d est donné par la fonction probabiliste d'endommagement, $p(d_s / S_d)$, exprimée à travers la formule suivante :

$$p(d_s / S_d) = \Phi_d(\beta_{ds}, S_{d,ds}) \quad (3.1)$$

Avec : $p(d_s / S_d)$ est la probabilité d'obtenir un niveau de dégât donné d_s pour un déplacement spectral S_d .

Φ_d est la distribution normale cumulée.

$S_{d,ds}$: est le logarithme de la valeur moyenne de déplacement d pour le niveau d'endommagement fixé à d_s .

β_{ds} : est le logarithme d'écart-type du déplacement d pour le niveau d'endommagement ou degré de dégât d_s .

Ce calcul est refait pour chaque classe de bâtiment et impose la connaissance des données pour un grand nombre de bâtiments similaire à la classe considérée.

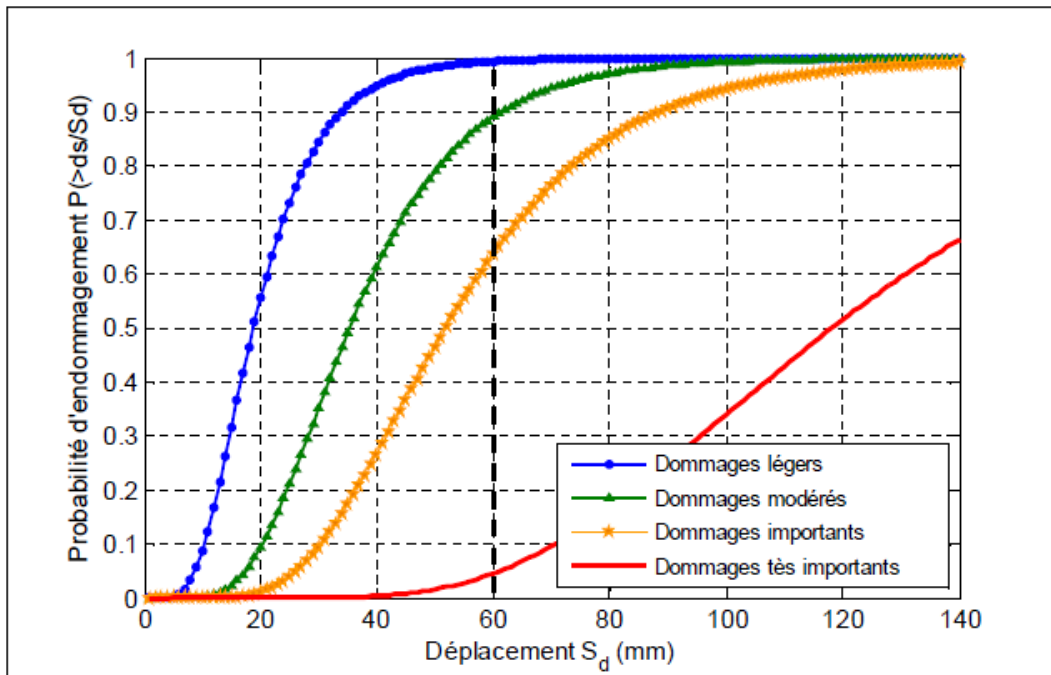


Figure 3.1 : Courbes de Fragilité [85]

L'écart-type prend en compte les incertitudes liées aux valeurs moyennes du déplacement spectral qui sont calculées en tenant compte de l'observation des plages des déplacements associés à chaque degré de perte d'un côté et de l'effort sismique de l'autre. Les courbes de fragilité définissent donc le déplacement spectral S_d par rapport à la probabilité d'endommagement. Le pourcentage de bâtiments en fonction du nombre total de bâtiments dans la classe examinée, sont dans une telle courbe susceptibles de subir un degré de dégâts donné sous l'effet d'un tremblement de terre ou d'un déplacement spectral donné. La prise de décision pour les actions à entreprendre devient plus aisée quant les dégâts probables subis par une structure dans un tremblement de terre sont bien quantifiés grâce à ces courbes et aux différents inventaires de bâti existant.

Sur le plan européen, un travail en collaboration, sur la vulnérabilité sismique des structures, piloté par des institutions universitaires et des organismes de recherches parmi lesquels il y a en Italie le GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti) et le groupe AFPS (Association française de génie parasismique) [19] a été entamé et au bout duquel un projet européen (RISKE UE) a vu le jour en 2003. Ce dernier est basé sur une corrélation statistique entre l'intensité macrosismique et le dommage apparent et décrit les pertes en termes de degré de dommage. Le fondement de cette méthode repose sur une exploitation de la méthode d'évaluation des intensités de l'Echelle Macrosismique Européenne (EMS98) qui définit la vulnérabilité par le biais d'une matrice d'endommagement DPM (damage probabilistic matrix), et ce-ci par l'élaboration de statistiques sur les dommages subis par différentes classes de bâtiments lors de séismes passés [196]. La méthode RISKE UE s'est focalisée sur la vulnérabilité de sept villes européennes : Nice (France), Barcelone (Espagne), Catane (Italie), Sofia (Bulgarie), Bucarest (Roumanie), Thessalonique (Grèce), et Bitola, (Macédoine). La méthodologie est passée par l'établissement d'un inventaire complet de tous les éléments à risque. Comparé au programme américain, le modèle intègre l'évaluation des anciens sites urbains, les monuments et les bâtiments à caractère historiques. Le programme RISK-UE [19] est modulaire et représente la première alternative à ce jour du programme HAZUS.

Le programme européen est caractérisé par le fait que chaque équipe a développé des courbes de fragilité basées sur une analyse de spectre de réponse spécifique au site ou à la région étudiée de manière à ce qu'elle soit largement différente des autres. Par conséquent, la méthodologie souffre d'une incohérence dans les données, les méthodes utilisées et les résultats obtenus, ce qui prouve que les équipes ont travaillé de façon indépendante. Le modèle ne présente aucune étude critique sur les différences de résultats obtenues. Par contre

toutes les courbes de fragilité développées par l'ensemble des équipes ont adopté une même formulation (calcul par ductilité), établie par Vidic et al. (1994) [219] et Fajfar (2000) [60].

D'autres programmes se basant sur le retour d'expérience et reposant sur les principes de l'EMS 98 ont été développés pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique comme les programmes GEMITIS et RADIUS [178]. Conçus par le comité français (Décennie Internationale pour la Prévention des Catastrophes Naturelles), ces programmes ont pour objectif l'estimation de dommages en cas de risque sismique pour des villes françaises (Nice, Pointe à Pitre et Fort) et pour GEMITIS des villes internationales (Addis Abeba (Ethiopie), Antofagasta (Chili), Bandung (Indonésie), Guayaquil (Ecuador), Izmir (Turquie), Skopje (Macédoine), Tashkent (Ouzbékistan), Tijuana (Mexico) et Zigong (Chine)) sous l'égide des Nations Unies pour le programme RADIUS.

Ces méthodes présentées ci-dessus ont été toutes établies sur la base d'observations post-sismiques, recensant les niveaux de dommages observés en fonction du type de construction. Ces niveaux de dommages constatés ne peuvent être reliés à un mouvement du sol en l'absence d'enregistrement, mais seulement à une intensité macrosismique estimée elle-même à partir de dégâts, ce qui rend ce paramètre une donnée implicite. Cette incohérence est un des points faibles de ces méthodes, par ailleurs les relations entre paramètres structuraux et dommages sont estimées de manière statistique.

Ces approches basées sur le retour d'expérience statistique exigent la prise en compte d'un échantillon élevé de structures et ne sont pas valides que pour les régions étudiées, par conséquent l'établissement des courbes de fragilité pour chaque site et pour différents systèmes peut prendre des dizaines d'années. Dans ces conditions, une approche déterministe fondée sur des modèles numériques ou analytiques peut être plus intéressante pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure dans une zone et pour un événement donné [86].

3.2.2. Méthodes déterministes basées sur la performance.

Dans les dernières années, une nouvelle série de concepts pour l'estimation de la vulnérabilité des structures soumises aux charges sismiques a vu le jour. Ces concepts reposant sur l'avènement du « Performance Based Design », tant pour la conception parasismique de nouveaux bâtiments que pour l'évaluation du risque des bâtiments existants ont remplacé les méthodes conventionnelles existantes fondées sur des dires d'experts et des constats de dommages survenus lors de séismes ultérieurs. L'évolution de la définition de l'état limite vers celle d'un niveau de performance a traduit d'un côté le besoin de mieux

comprendre le comportement d'une structure lors de sa réponse face à un séisme et d'autre part la nécessité de définir des degrés d'endommagements progressifs dans le cadre d'un diagnostic sismique [157]. Par conséquent, des niveaux de performance sont définis par différentes méthodes utilisant cette approche, dans ce cas l'endommagement structural est déterminé par l'accélération ou le déplacement spectral au lieu de l'intensité macrosismique. Ce changement dans le concept a été réalisé grâce à des changements de fondamentaux engendrés par le développement des méthodes de calculs dans le domaine de l'analyse sismique [130].

Cette génération de méthodes se base principalement sur une analyse non-linéaire des structures pour déterminer leurs performances. La plus précise et la plus complète est le calcul dynamique temporel non-linéaire (Nonlinear time history Analysis). Elle permet de prédire la force et les déformations dans différents éléments de la structure et reproduit fidèlement le comportement de cette dernière, cela engendre la connaissance de ses états de performance à différents instants du séisme, la méthode permet d'obtenir un nombre important de résultats parmi lesquelles il y a le déplacement au sommet, ou encore le déplacement inter-étage (inclinaison d'étage) qui sont des paramètres utilisés pour quantifier l'endommagement, car la progression des dommages dans une structure est plus sensible aux déplacements qu'aux forces [19]. Néanmoins, ce type d'étude exige la disponibilité d'une banque de donnée de signaux sismiques temporels de la zone étudiée. Elle reste difficilement envisageable pour des études courantes car le temps requis pour l'analyse et la sortie des résultats peut être très long en raison de la complexité des modèles et du nombre d'opérations de calculs à réaliser [109].

L'autre alternative est le calcul non-linéaire en poussée progressive (Pushover) pour qui les données matérielles seraient similaires à celles de l'analyse temporelle non-linéaire mais avec moins de difficultés de calcul pas à pas. Cette méthode consiste à soumettre une structure à un chargement latéral progressif incrémental distribué sur toute sa hauteur jusqu'à qu'elle atteigne un niveau de performance traduit par son déplacement maximal. La courbe de capacité (Fig.3.2) est obtenue dans un graphique représentant la variation de la charge (souvent l'effort tranchant à la base) en fonction du déplacement souvent en sommet dans le cas de structures en portiques. L'hypothèse de la méthode repose sur le fait que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant tout le séisme [17].

Selon la classification en fonction des pourcentages de pertes établie lors du séisme de Boumerdes en 2003, plusieurs niveaux d'endommagement ont été utilisés et inspirés de l'échelle de classification européenne EMS 98 qui sont : Vert 1 (V1), Vert 2 (V2), Orange 3

(O3), Orange 4 (O4) et Rouge 5 (O5). Ces derniers peuvent être distingués à travers la représentation graphique de la Figure 3.2. Le premier niveau (V1) correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception habituel. Il indique par conséquent un niveau d'endommagement habituel ou bien l'absence de pertes (0 à 25%). Le deuxième niveau d'endommagement (V2) correspond à un niveau de dommages contrôlé (25 à 50%). La stabilité de la structure n'est pas en danger mais un endommagement mineur est susceptible de se développer. Le troisième niveau (O3) représente un état d'endommagement avancé caractérisé par une sécurité réduite de la structure (50 à 75%), sa stabilité devient en danger. Au-delà de ce niveau (O4), la structure est fortement dégradée et susceptible d'atteindre sa ruine (75 à 99%). Le niveau (O5) représente un seuil de destruction très important (effondrement total ou partiel de la construction) [26].

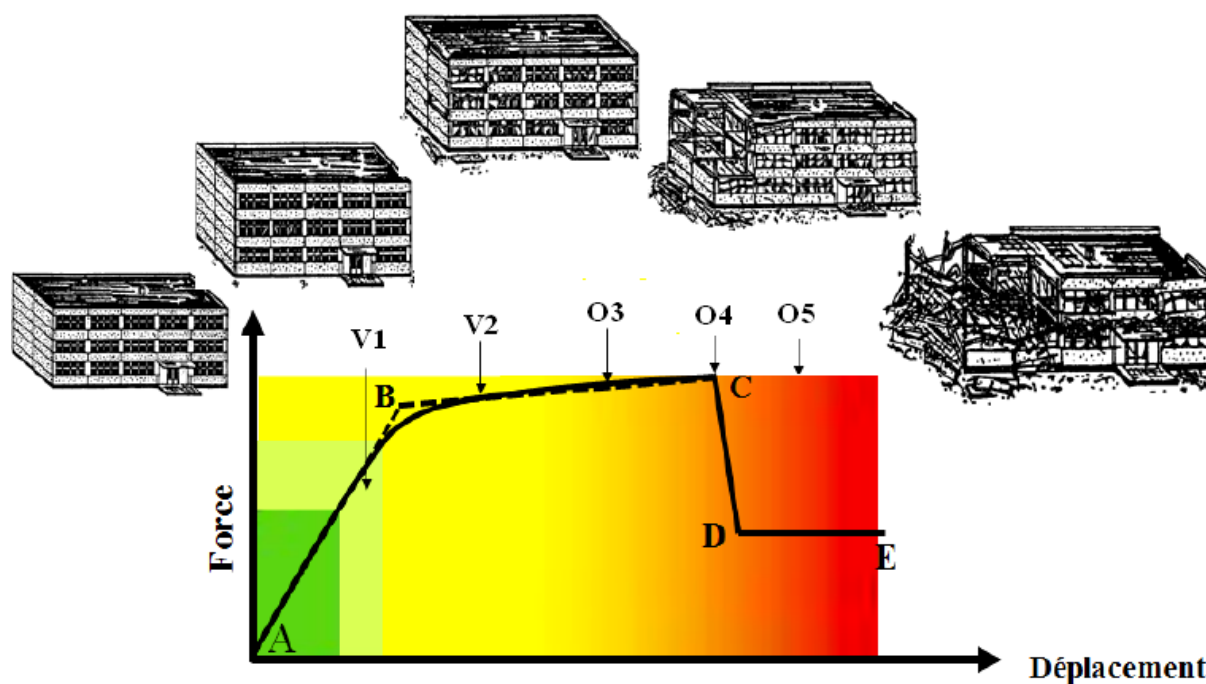


Figure 3.2 : Classification des dommages lors du séisme de Boumerdes [26]

3.2.3. Etat de l'art sur les études de vulnérabilité des structures en acier

Plusieurs études ont été menées afin d'évaluer la performance des bâtiments soumis aux sollicitations sismiques et ce en se basant sur les approches décrites précédemment. Freeman (1975) [85] a été le précurseur à utiliser l'approche basée sur la performance par le biais de la méthode spectrale non - linéaire (MNSL), par la suite Sasaki & al [193] ont proposés la procédure Multi-Mode Pushover (MMP) pour identifier les mécanismes de défaillance en tenant compte des modes de vibrations plus élevés. Cette procédure utilise des modèles de chargements indépendants basés sur des modes plus élevés par rapport à celle

fondée sur le mode fondamental. L'analyse s'effectue par poussée progressive en obtenant une courbe de capacité pour chaque modèle de chargement compte tenu des modes d'intérêt. La capacité de la structure pour chaque mode est comparée à la demande de séisme en utilisant la méthode de capacité du spectre. Dans la dernière décennie beaucoup d'études se sont focalisées sur l'analyse de la vulnérabilité des bâtiments en aciers, le paragraphe ci-dessous va permettre de présenter les plus récentes.

Moghaddam et Hajirasouliha (2006) [150] ont développé une méthode de calcul simplifiée permettant d'étudier la réponse sismique des structures en acier contreventées par palés triangulés en acier. Dans leur approche, des bâtiments en acier de 5, 10 et 15 étages ont été soumis à des chargements progressifs par analyse non-linéaire « Pushover » en modélisant les portiques de chaque étage par deux ressorts connectés en série représentant l'effort axial et le cisaillement. Ils ont conclu que la nouvelle méthode permet d'avoir une estimation plus précise de la réponse sismique de ces bâtiments comparée à une approche conventionnelle.

Li et Ellingwood (2008) [121] ont présenté une méthode efficace pour choisir les assemblages soudés qui doivent être inspecté dans les bâtiments MRF (Moment Resisting Frame) en acier en vue d'évaluer leur fragilité sismique. L'efficacité de cette méthode a été testée en modélisant le processus d'inspection sur deux bâtiments en acier. Dans cette étude, l'analyse de la vulnérabilité a été un élément de base pour l'évaluation des coûts de réparation.

Shakib et al (2011) [201] ont réalisé une étude sur la réhabilitation sismique d'un bâtiment en acier à Téhéran avec assemblage poteau-poutre semi-rigide. Ce bâtiment composé de trois blocs de 19 étages avec une forme asymétrique a été construit il y a 30 ans. En première étape une évaluation qualitative de la vulnérabilité a été réalisée, suivie d'une évaluation quantitative. Les résultats ont montré que la structure était assez forte pour résister à des charges de gravité mais pas assez forte pour les charges sismiques. Pour pouvoir le réhabiliter trois méthodes ont été proposées. La première consistait à introduire des voiles en béton armé, la deuxième en des voiles en acier, et la troisième était de prévoir des contreventements en palés triangulés. La comparaison des trois solutions en termes d'architecture, performance, et résistance sismique, ont montré qu'une réhabilitation en voiles en béton armé était bien adaptée au cas étudié.

Izadinia et al (2012) [92] ont fourni une recherche permettant l'évaluation de certains paramètres de la demande sismique tels que le facteur de réduction de ductilité, le facteur de sur-résistance (overstrength) et en particulier le facteur de modification de réponse à partir de courbes de capacité obtenues de différentes méthodes Pushover APA (adaptive Pushover

Analyses) et CPA (Conventionnel Pushover Analysis). L'analyse a été menée sur trois portiques en acier de 3, 9 et 20 étages. Parmi les principales conclusions est que la différence maximale obtenus du facteur de modification de réponse était d'environ 16 % entre les approches CPA et APA.

Khoushnoudian et Khashani (2012) [107], dans leur étude ont proposée une nouvelle méthode appelée MCMP (Modified Consecutive Modal Pushover) qui permet d'apporter plus de précision au résultats d'analyse de la réponse sismique des bâtiments de grandes hauteurs en prenant en charge les modes supérieurs de déformation contrairement à la méthode conventionnelle (Nonlinear static procedure) qui ne calcul qu'un seul mode. En comparant leurs résultats avec ceux trouvés par une analyse dynamique temporelle non – linéaire, ils concluent par démontrer la fiabilité de cette méthode pour représenter le comportement sismique des structures de grande hauteur.

Li et al (2012) [120] ont conduit une étude afin d'évaluer la performance des bâtiments de moyen à grande hauteur face aux efforts sismiques. Une d'analyse non - linéaire par la méthode Pushover modale modifiée (MMPA) a été utilisée permettant d'estimer la demande sismique inélastique de ces bâtiments en considérant le code parasismique chinois. Le coût d'un cycle de vie du bâtiment est calculé par l'addition du coût initial de construction en plus de celui des dommages à prévoir qui ont été estimés en fonction des niveaux des performances sismiques correspondant à des probabilités de rupture par le biais d'un modèle statistique. Le niveau d'endommagement est évalué par le déplacement inter – étages. Les résultats du calcul mené sur un portique en acier de R+9 ont montré que l'approche permet non seulement une conception plus rentable mais améliore les caractéristiques de résistance.

Omidvar et al (2012) [163] ont présenté un modèle pour évaluer la vulnérabilité des bâtiments iraniens. Cette méthode permet l'évaluation de la vulnérabilité pour de nombreux ensembles de bâtiments représentatifs du parc immobilier en Iran tout en définissant les courbes de vulnérabilité pour chaque type de bâtiment basé sur les observations de dommages des tremblements de terre précédents. Pour définir ces courbes, une classification de typologie de bâtiment a été présentée. Le risque est décrit en termes d'intensité macrosismique et des catégories de dommages selon la méthodologie européenne EMS 98.

Seo et al (2012) [197] ont estimé la fragilité structurale des bâtiments en acier en forme de L aux Etats-Unis. Les courbes de fragilité tracées par la méthode RSM (Response Surface Method) ont été comparées à celles obtenues par le logiciel HAZUS. Ajouté à cela une étude paramétrique a été menée mettant en évidence l'influence de l'effet de site, de l'irrégularité

géométrique ou de l'année de construction de ces bâtiments. Les résultats ont indiqué l'importance de certains paramètres d'irrégularité comme la hauteur du premier étage et l'impact d'excentricité sur la vulnérabilité.

Gong et al (2013) [76] ont proposé une méthode de conception de capacité optimale de structures en acier en adoptant un calcul dynamique temporel non-linéaire sous chargement sismique extrême. Un poids minimum et une capacité hystérétique maximale sont les objectifs de cette méthode. La conception prévoit des déformations plastiques limites sur chacun des membres de la structure ainsi que des déplacements inter-étages maximaux. Pour cela un algorithme génétique multi-objectif est utilisé pour rechercher une section optimale pour les éléments constituant la structure parmi les profilés en acier disponibles dans le commerce. L'analyse a été réalisée sur un bâtiment R+3 contreventé par palés triangulés.

Abbasnia et al (2014) [1] ont réalisé une étude permettant de calculer le niveau de ductilité pour chaque palier de chargement auquel est soumise une structure pour évaluer la capacité de dissipation d'énergie par déformation de cette dernière. Pour cela une analyse Pushover multi mode a été conduite sur un bâtiment de R+9 de formes régulière et irrégulière. Les résultats ont montré que cette méthode fournit une estimation précise des paramètres de performance concernant les bâtiments de forme régulière par contre il n'y a pas d'améliorations significatives en terme de déplacements totaux et inter-étages pour les formes irrégulières.

Gerasimidis (2014) [73] a proposé une méthode analytique permettant d'estimer la perte de capacité des poteaux métalliques. La méthode peut indiquer le mécanisme d'effondrement d'un bâtiment en acier dans le cas d'endommagement d'un poteau de coin par le développement de courbe de ductilité critique. Les impacts, du nombre d'étages, de la position du poteau, de l'irrégularité verticale et du type de conception de la structure ont été également étudiés.

Güneyisi et Muhyaddin (2014) [78] ont mené des analyses statiques (Pushover) et dynamiques (histoire temporelle) non-linéaires pour comparer la réponse structurale de différents types de bâtiments en acier équipés avec des systèmes de contreventements diagonaux concentriques (à une seule barre) sous un chargement latéral. Pour cela, les portiques ont été étudiés selon deux configurations avec différentes rigidités au niveau des nœuds poteau-poutre. La première configuration présente un comportement flexible et la deuxième représente un portique de type MRF (Moment Resisting Frame) c'est-à-dire à comportement rigide. Les bâtiments ayant 4, 8, 12, et 16 étages comprennent les mêmes caractéristiques géométriques et mécaniques. L'étude des résultats s'est portée sur

l'évaluation de la courbe de capacité, des déplacements d'inter-étages, de la variation des déplacements d'étage en fonction de la hauteur ainsi que l'histoire temporelle en déplacement du toit ajoutée à cela l'analyse de l'apparition de plastification dans différents éléments constituant les portiques étudiés. Les résultats ont démontré l'importante amélioration des capacités dissipative de ces bâtiments après incorporation des éléments diagonaux à une barre dans la performance global à résister aux charges sismiques et cela en fonction du nombre d'étages et du niveau de rigidité de la structure.

Lee et Shin (2014) [117] ont fournis aux ingénieurs concepteurs une indication de la méthodologie TRIZ pour évaluer la performance des assemblages de type « diagrid » dans le but de résoudre les aspects problématiques de ces dispositifs comme la concentration des efforts aux extrémités du tube en contact avec les platines. Les diagrids en acier est une nouvelle tendance d'assemblages des systèmes structuraux des bâtiments de grandes hauteurs de formes libres. Le TRIZ est une approche algorithmique approuvée pour résoudre les problèmes techniques. Cette méthodologie considère que les problèmes rencontrés durant la conception d'un nouveau produit présentent des analogies avec d'autres et que des solutions analogues doivent pouvoir s'appliquer. Leurs travaux ont confirmé que le processus de TRIZ peut être un outil puissant de génération d'idées pour le développement de détails structurels et améliorer les comportements des structures existantes. En utilisant une analyse non-linéaire Pushover, l'efficacité du nouveau dispositif a été démontrée.

Lin (2014) [125] a proposé un nouveau dispositif d'assemblage poteau-poutre permettant de diminuer l'endommagement des éléments constituant les portiques en acier par déformations irréversibles. La dissipation d'énergie est obtenue par glissement relatif des deux éléments du dispositif d'assemblage au lieu d'apparition de rotule plastique au niveau de la poutre. Le calcul à été conduit par des analyses non-linéaires Pushover et dynamique temporelle sur 44 signaux sismiques pour étudier les déplacements au niveau du dispositif ainsi que les déplacements inter-étages. Les résultats ont montré une performance globale du système ainsi que sa capacité à réduire significativement les déplacements inter-étages.

Lopez-Almansa et Montana (2014) [126] ont estimé le risque sismique sur dix-huit bâtiments. Tous ces édifices sont symétriques en plan et uniformes en hauteur et contreventés par profilés en acier. Les propriétés structurales des bâtiments conçus avec les anciens et les nouveaux codes colombiens ont été comparés pour étudier les répercussions pratiques du nouveau règlement. La vulnérabilité de ces bâtiments a été évaluée par analyse « Pushover ». L'objectif principal de ces analyses était de déterminer le facteur de réduction de la réponse

spectrale. Les résultats ainsi obtenus ont été comparés avec les recommandations du code parasismique colombien en vigueur.

Minasisdis et al (2014) [145] ont mené une analyse sur l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse non-linéaire des bâtiments en acier soumis aux tremblements de terre. Pour cela, trente-six portiques conçus par des codes européens ont été examinés sous l'action de soixante impulsions sismiques. L'interaction sol-structure a été modélisée au moyen de ressorts à l'interface sol-fondation. Les paramètres de réponse sismique, comme les déplacements inter-étage et les accélérations maximales de plancher ont été déterminés par des analyses dynamiques non-linéaires. Après une étude statistique complète, les expressions empiriques pour ces paramètres en termes de nombre d'étages, de type de conception mais aussi la considération ou pas de l'interaction sol-structure ont été obtenues. Les résultats ont montré que la flexibilité des sols affecte fortement la réponse sismique de ces bâtiments.

Nguyen et Kim (2014) [158] ont mené une recherche sur la stabilité des assemblages poteaux-poutres dans les structures en acier soumis à des sollicitations sismiques. Le chargement sismique est représenté par une analyse dynamique temporelle non-linéaire, les connections poteaux-poutres ont été modélisées par le biais d'un système multi-ressort de longueur nulle. La méthode Hilber-Hughes-Taylor combinée avec l'algorithme itératif de Newton-Raphson a été adoptée pour résoudre les équations non-linéaires du mouvement. Ils ont montré que les résultats obtenus par cette approche sont meilleurs que ceux obtenus par des études antérieures faites avec le logiciel SAP2000.

Tesfamariam et al (2014) [211] ont mené une étude sur la vulnérabilité d'une structure hybride composée de portiques en acier renforcées par des panneaux stratifiés en bois (Cross Laminated Timber (CLT)) et soumise à des charges sismiques dans la région de Vancouver, Canada. Les analyses ont été réalisées sur des bâtiments de trois, 6 et 9 étages conçus selon deux niveaux de ductilité (normal et faible). Les déplacements inter-étages maximaux et les paramètres limites de performance correspondantes au code FEMA ont été utilisés pour réaliser les courbes de fragilité. Les résultats ont montré que plus la structure a été renforcée plus la période fondamentale et les facteurs de vulnérabilité ont été réduits.

3.3. Méthode de la poussée progressive (Pushover)

La méthode d'analyse Pushover est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les règlements actuelles dans les travaux de réhabilitation de structures en génie civil, car elle offre de bonnes dispositions conceptuelles en plus de sa simplicité à l'introduire dans les programmes de calcul de structures. C'est une

procédure de calcul statique non-linéaire permettant de fournir une représentation graphique de la variation de la force en fonction du déplacement (courbe de capacité) et de la comparer à la courbe de la réponse spectrale de la demande sismique. La méthode du spectre de capacité estime la réponse maximale d'un séisme en exprimant la capacité structurale et la demande sismique en termes d'accéléérations et de déplacements spectraux ($S_a - S_d$). La réponse d'une structure dans le domaine non - linéaire peut être estimée graphiquement comme le point d'intersection de la courbe de capacité de la structure avec la courbe de demande correspondant à l'amortissement disponible dans le système pour l'approche ATC40 [11] et à la ductilité pour la méthode N2 établie par Fajfar [60] et utilisée par le code de calcul parasismique Eurocode8 [59]. Dans cette dernière, le spectre inélastique est calculé en divisant le spectre élastique par un facteur de comportement structural (q) qui dépend de la ductilité μ_d , tandis que les normes américaines prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux [21, 29]. Ce point permet d'obtenir un paramètre important dans le processus de définition de la dégradation structurelle et qui est appelé point de performance, point cible ou point de demande (Fig. 3.3). Ce dernier représente tout simplement la solution graphique de la performance d'un bâtiment sous l'action d'un chargement sismique donnée. En outre une des étapes dans la méthode de spectre de capacité est la détermination de la capacité du système à résister à une poussée progressive par le biais d'une analyse « Pushover ». Cette étape permet d'initier le processus d'évaluation des pertes. Le déplacement au sommet, et/ou le déplacement inter-étage (dérive d'étage) sont les paramètres utilisés pour quantifier la vulnérabilité, car la progression des dommages dans une structure est plus sensible aux déplacements qu'aux forces. Il s'agit donc d'une méthode d'analyse pseudo statique non linéaire simplifiée. En seconde étape de cette approche, des courbes de demande pour divers amortissements [11] effectifs dans les systèmes structuraux sont produites en utilisant des facteurs de réduction de demande. La quantité de réduction du spectre amorti à 5% de demande liée à un amortissement effectif spécifique est basée sur les facteurs de réduction spectrale, plusieurs formulations sont proposées dans la littérature [169, 67, 11] qui donnent sensiblement les mêmes valeurs. Ces facteurs varient selon la période du système au point de performance. En général, la période et l'amortissement effectif sont dépendants de l'amplitude. Jusqu'à la limite élastique, la période du mouvement est la même que la période initiale calculée à partir de la rigidité élastique de la structure. L'amortissement effectif correspondant est égal à l'amortissement structural inhérent (de 2% à 5%). Au-delà de cette limite, la période se rallonge et l'amortissement augmente pendant que des déformations inélastiques apparaissent.

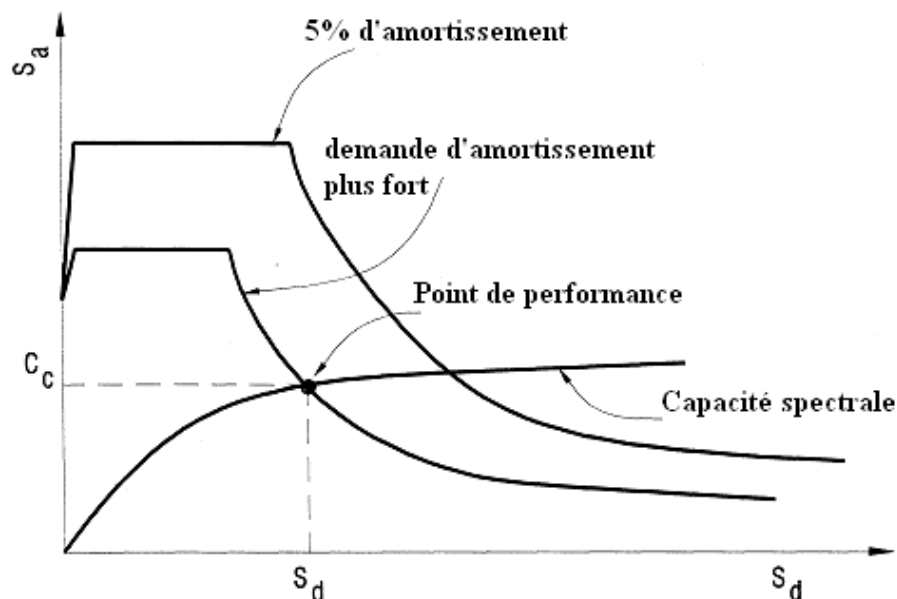


Figure 3.3 : Représentation graphique de la méthode du spectre de capacité selon l'ATC40

3.3.1. Evaluation de la capacité structurale

En général l'analyse Pushover incorpore explicitement le comportement non-linéaire de la structure dans un mode quasi dynamique. La structure est soumise aux efforts latéraux avec une distribution donnée et analysée par incréments de charges. L'effort tranchant à la base correspondant est tracé en fonction du déplacement d'un noeud défini. La courbe Pushover du système est alors convertie en courbe équivalente de capacité en utilisant les transformations appropriées.

L'un des éléments clés de la méthode du spectre de capacité est donc de ressortir la capacité de la structure étudiée par une analyse Pushover. Ceci peut être réalisé comme expliqué ci-dessus par l'élaboration de la courbe la force-déplacement de la structure en calculant l'effort tranchant à la base et le déplacement au niveau du plancher. Cette courbe ainsi obtenue est appelée « Capacité Pushover ». Il devient donc presque une tâche triviale au cours du processus de conception que des programmes d'analyses structurelles non-linéaires soient utilisés, comme SAP2000 [160], ANSYS [10] ...etc. Pour une analyse par déplacement contrôlé, le profil du déplacement cible est spécifié et appliqué par incréments à la structure. En général, les valeurs modales qui définissent la forme du premier mode peuvent être utilisées comme facteurs d'unité de charge correspondants au niveau des planchers. L'analyse non-linéaire Pushover est alors réalisée en appliquant des déplacements incrémentaux dans le sens des charges unitaires appliquées et le calcul de la réponse structurale en terme de forces

correspondantes pour chaque instant est déduit. Cependant, l'analyse par force contrôlée est généralement préférée puisque le profil de déplacement est a priori généralement inconnu. Dans l'analyse Pushover par force contrôlée, la structure est soumise à une distribution de forces latérales prédéfinies. La répartition de ces forces suit la distribution des charges de gravité maximale induites par un tremblement de terre. Leur emplacement se situe au niveau du centre de masse de chaque étage. Dans les deux cas, le déplacement structural au noeud prédéfini (souvent au niveau du plancher) est tracé en fonction de l'effort tranchant à la base pour former la courbe de capacité comme montré dans la figure 3.3.

3.3.2. Principe de la méthode

Le principe de la méthode consiste donc à superposer dans un même graphe de type $(S_a - S_d)$ une courbe représentant la capacité de résistance d'une structure issue d'une analyse statique non - linéaire Pushover avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (le spectre de réponse). L'intersection de ces deux courbes permet de déduire un point cible permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure aura à subir et son niveau de comportement dans le domaine plastique. L'hypothèse fondamentale de cette méthode est basée sur le principe que la répartition des charges et le déplacement cible sont contrôlés par un seul mode de vibration dont la forme reste inchangée tout au long de l'événement sismique. Comme déjà énoncé précédemment la demande sismique post-élastique est acquise par la diminution du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure ξ_{eff} , ces derniers notés par B_l et B_s et déduits de ceux élaborés par Newmark et Hall (1982) [11] sont différents pour les longues et courtes périodes respectivement tel que [169] :

$$B_l = \left(\frac{\xi_{eff}}{0,05} \right)^{0,3} \quad \text{et} \quad B_s = \left(\frac{\xi_{eff}}{0,05} \right)^{0,5} \quad (3.2)$$

Ce qui signifie que si la demande en énergie à dissiper, représentée par l'amortissement ξ_{eff} est supérieur à la demande initiale correspondante à un amortissement visqueux $\xi_0 = 5\%$, le comportement inélastique de la structure est obtenu par l'augmentation de son amortissement critique ξ .

La courbe représentant la capacité de la structure est dessinée en reportant l'effort tranchant à la base V_b en ordonnée et le déplacement au sommet x_t en abscisse.

Cette courbe de capacité est transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à seul degré de liberté à son déplacement par l'intermédiaire des équations suivantes [26] :

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha_1 \cdot W} \quad \text{et} \quad S_d = \frac{x_t}{\Gamma_1 \cdot \phi_1} \quad (3.3)$$

Avec :

ϕ_1 : Amplitude du mode fondamental (1^{er} mode) au niveau au sommet de la structure.

x_t : Déplacement au sommet de la structure (terrasse).

W : Poids de la structure.

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N m_i \right] \left[\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i^2 \right]} : \text{Pourcentage de participation massique du mode fondamental.}$$

$$\Gamma_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i \right]}{\left[\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i^2 \right]} : \text{Facteur de participation modale du mode fondamental.}$$

m_i : Masse par étage de la structure.

N : Nombre de degrés de liberté du système PDDL.

3.3.3. Détermination de la demande sismique

Les étapes de détermination de la demande sismique peuvent être résumées comme suit :

- Détermination du spectre élastique amorti à 5%.
- Transformation du spectre élastique au format accélération–déplacements spectraux ($S_a - S_d$).
- Transformation (idéalisation) de la courbe de capacité réelle en courbe bi-linéaire (segment élastique et post-élastique).
- Détermination de l'amortissement effective et réduction du spectre élastique en utilisant les facteurs de réduction spectrale B_l et B_s (Eq. 3.2).

3.3.3.1. Détermination du spectre élastique amorti à 5%

Le spectre de réponse défini par le règlement parasismique algérien (RPA99/2003) [189] est représenté par une courbe traçant la réponse maximale en accélération S_a/g d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre T pour un système à un degré de liberté. La réponse sismique est donnée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25.A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5.\eta_f \cdot \frac{Q_1}{R_1} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1,25.A \cdot (2,5.\eta_f) \left(\frac{Q_1}{R_1} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1,25.A \cdot (2,5.\eta_f) \left(\frac{Q_1}{R_1} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 1,25.A \cdot (2,5.\eta_f) \left(\frac{Q_1}{R_1} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3 \text{ s} \end{cases} \quad (3.4)$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

η_f : Facteur de correction d'amortissement ($\eta_f = 7/(2 + \xi)$)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R_1 : Coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q_1 : Facteur de qualité.

L'introduction de valeurs égales à l'unité pour le coefficient de comportement R_1 et de 5 pour le pourcentage d'amortissement critique ξ permet l'obtention du spectre de réponse élastique amorti à 5%.

3.3.3.2. Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacement

La déduction du spectre de réponse élastique du format traditionnel, accélérations - périodes ($S_a - T$) (Fig. 3.4), au format accélérations - déplacements ($S_a - S_d$) (Fig. 3.5) nécessaire pour le traçage de la courbe de demande est obtenue par le biais de la formulation suivante :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4.\pi^2} . S_{ae} \quad (3.5)$$

Où S_{ae} et S_{de} représentent simultanément les accélérations et les déplacements spectraux élastiques correspondants aux périodes T .

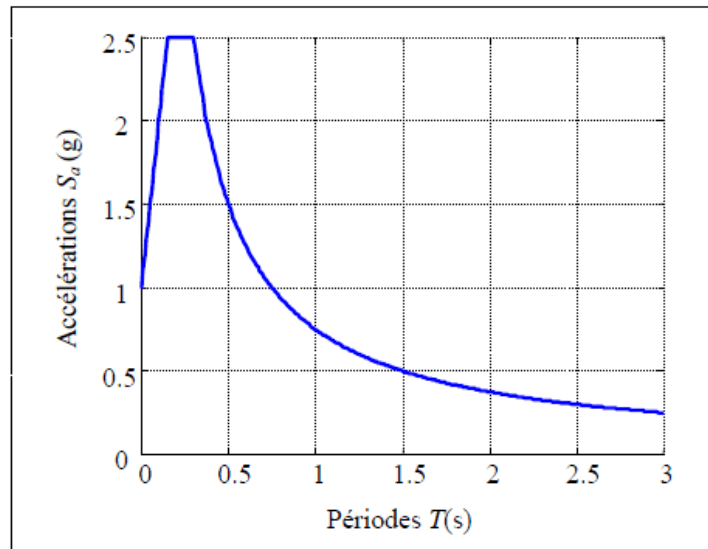


Figure 3.4 : Spectre de réponse élastique dans le format accélérations-périodes

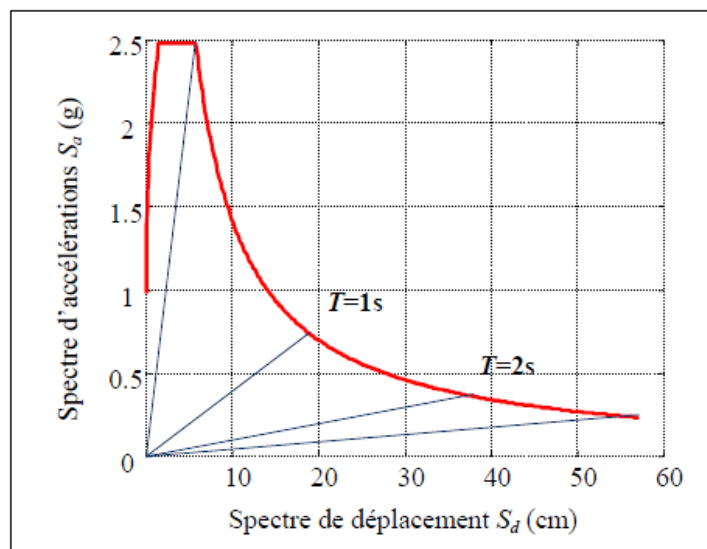


Figure 3.5 : Spectre de réponse élastique dans le format accélérations-déplacements

3.3.3.3. Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité

Pour pouvoir calculer la valeur de l'amortissement effectif ξ_{eff} et la réduction de la demande spectrale, il est indispensable de retracer la courbe de capacité de sa forme réelle à une forme bilinéaire idéalisée (Fig. 3.6), pour cela il faut définir un point (a_{pi}, d_{pi}) représentant une estimation du point de performance d'essai permettant à l'analyste de

développer la demande spectrale réduite. Ce dernier étant déterminé il va représenter le point d'intersection de la courbe de demande avec la courbe de capacité. La première estimation de ce point (a_{pi}, d_{pi}) est généralement définie en utilisant le principe d'égalité des déplacements maximaux [11].

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, on commence par tracer le premier segment à partir de l'origine avec une trajectoire asymptotique à la pente de la courbe originale correspondante à la partie linéaire élastique (rigidité élastique).

Le deuxième segment est tracé en reliant le point (a_y, d_y) au point (a_{pi}, d_{pi}) de telle sorte que la surface désignée par A_1 dans la figure est approximativement égale à la surface désignée par A_2 . Le but de cette égalité étant de disposer de la même énergie dans les deux parties de la courbe.

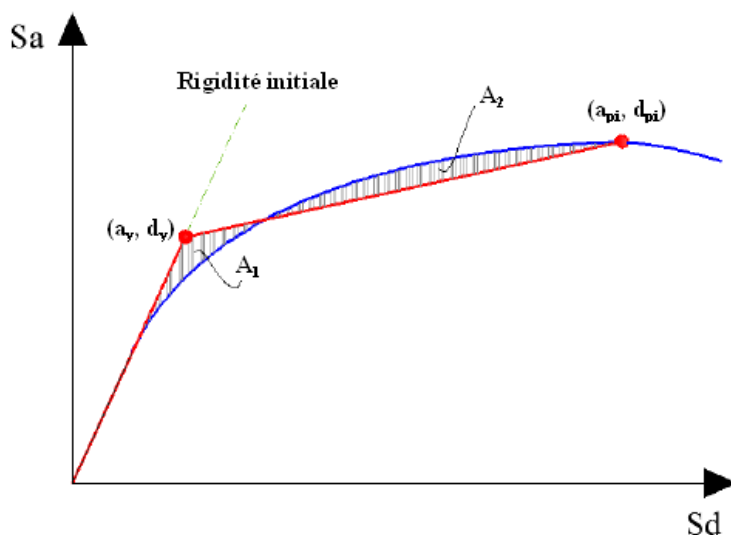


Figure 3.6 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité

3.3.3.4. Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique

L'amortissement qui se produit lorsqu'un tremblement de terre entraîne une structure dans le domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'un amortissement visqueux inhérent à la structure et d'un amortissement hystérétique. L'amortissement hystérétique est représenté par l'aire de la boucle d'hystérésis formée par la variation de la force sismique (effort tranchant à la base) en fonction d'un déplacement maximal. L'amortissement visqueux inhérent est supposé constant et est égal à 5%. L'amortissement hystérétique ξ_h peut être représenté comme un amortissement visqueux équivalent en utilisant les équations disponibles dans la littérature. L'ATC 40 utilise l'équation proposée par Chopra (1995) [169] :

$$\xi_h = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_S} \quad (3.6)$$

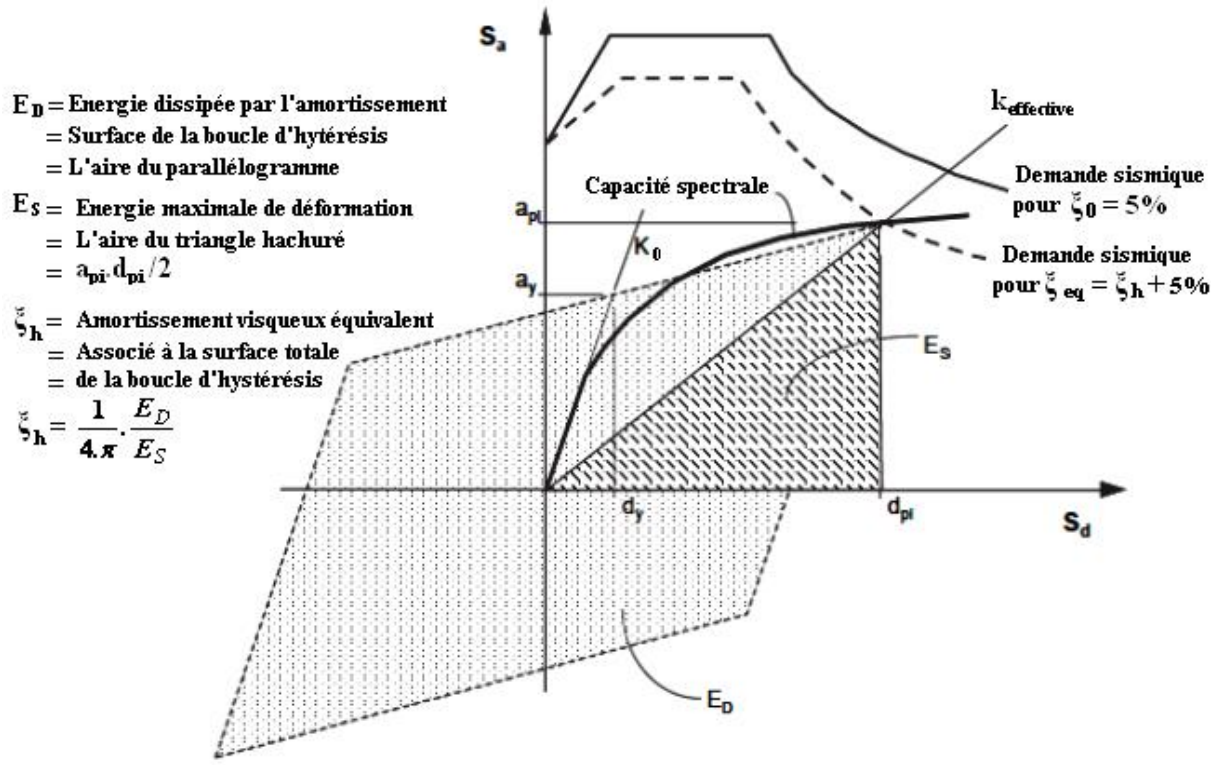


Figure 3.7 : Schématisation de l'énergie dissipée par la structure [11]

Après calcul des aires correspondantes à l'énergie de dissipation E_D et de déformation E_S , l'amortissement critique ξ_h sera réécrit en fonction des coordonnées des points (a_{pi}, d_{pi}) et (a_y, d_y) et l'équation (3.6) devient alors (la valeur numérique de ξ_h sera directement obtenue en pourcentage) [11] :

$$\xi_h = \frac{63,7 \cdot (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}} \quad (3.7)$$

Ainsi l'amortissement équivalent total ξ_{eq} associé au déplacement maximal d_{pi} peut être formulé par l'équation suivante :

$$\xi_{eq} = \xi_h + 5 = \frac{63,7 \cdot (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}} + 5 \quad (3.8)$$

Les valeurs de l'amortissement équivalent obtenues de l'équation (3.8) peuvent être utilisé pour estimer les facteurs de réduction spectrale formulés dans l'équation (3.2).

La boucle d'hystérésis idéalisée, représentée dans la figure 3.7 est une approximation raisonnable pour un bâtiment à comportement ductile soumis à une durée de secousses sismiques relativement faibles (pas assez de cycles pour dégrader de manière significative les éléments de la structure) et avec un amortissement critique visqueux équivalent en dessous de 30%. Pour des conditions autres que celles sus citées le niveau d'amortissement critique équivalent tel que calculé par l'équation (3.8) peut être surestimé pour cela et pour améliorer la précision de représentativité de la boucle d'hystérésis réelle par une boucle en forme de parallélogramme, le concept d'amortissement visqueux effectif est introduit par le biais d'un facteur correcteur noté k . L'amortissement effectif est exprimé alors par l'équation suivante :

$$\xi_{eff} = k \cdot \xi_h + 5 = \frac{63,7 \cdot k \cdot (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}} + 5 \quad (3.9)$$

Le facteur k dépend du comportement structurel du bâtiment qui lui-même dépend de la résistance aux secousses sismiques et de leurs durées. Par ailleurs l'ATC40 considère trois types de comportement A, B et C.

Type A : La boucle d'hystérésis est sensiblement similaire à celle de la figure 3.7, une valeur égale à 1,0 est affectée au facteur k pour des amortissements effectifs relativement faibles.

Type B : Le facteur k est affecté d'une valeur égale à 2/3 pour des boucles d'hystérésis modérément réduite par rapport à celles de la figure 3.7.

Type C : Le comportement hystérétique de la structure est faible avec une surface de la boucle d'hystérésis substantiellement réduite. Une valeur égale à 1/3 est affectée au facteur k

Les Valeurs du facteur k sont résumées dans le Tableau 3.1 :

Tableau 3.1 : Valeurs du facteur k pour différents niveaux d'amortissement

Type de comportement structurel	ξ_h (%)	k
Type A	$\leq 16,25$	1,0
	$\geq 16,25$	$1,13 - \frac{0,51 \cdot (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$
Type B	≤ 25	0,67
	≥ 25	$0,845 - \frac{0,446 \cdot (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}}$
Type C	Toutes les valeurs	0,33

Le choix du type de comportement (A, B, C) dépend aussi bien de la qualité d'éléments résistants composants la structure mais aussi de la durée des secousses sismiques (Tableau 3.2).

Tableau 3.2 : Types de comportements structuraux

Durée du séisme	Structures neuves	Structures existantes	Structures dégradées
Court	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

Le spectre de demande réduit est calculé soit directement en remplaçant la valeur de ξ_{eff} obtenue de l'équation (3.9) dans les équations (3.4) définies précédemment soit en divisant les valeurs du spectre de réponse élastique à 5% par les facteurs de réduction spectrale définie dans l'équation (3.2).

3.3.3.5. Détermination du point de performance

Dans le calcul post - élastique le point de performance est défini comme étant l'intersection des courbes, de capacité et demande spectrale réduite, cependant l'ATC40 spécifie trois type de procédures (A, B, C) pour estimer le déplacement induit et elles reposent toutes sur la méthode spectrale non - linéaire (MSNL). Les procédures A et B, sont des méthodes analytiques, basées sur des formulations mathématiques avec la possibilité de les introduire dans un programme informatique. La méthode A est conduite par un calcul itératif et peut nécessiter plusieurs itérations pour converger vers le point de performance, contrairement à la méthode B qui a la particularité d'être une procédure directe basée sur une hypothèse simplificatrice, cette dernière est utilisée par les codes de calcul de structures comme SAP2000 [160] et ETABS [90], tandis que la méthode C est une procédure graphique [220].

La procédure B se base sur l'hypothèse que les pentes de la partie élastique et inélastique de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, ainsi que le point (a_y, d_y) sont constants [11]. Cette hypothèse simplificatrice permet l'obtention d'une solution directe sans l'obligation de tracer de multiple courbes successives pour ajuster à chaque fois l'emplacement du point de performance de tel manière à ce qu'il se retrouve dans l'intersection de la courbe de capacité et la courbe de demande spectrale réduite comme se fait dans le cas de la procédure A, cela implique que l'amortissement effectif ξ_{eff} dépend seulement du déplacement d_{pi} .

Dans cette procédure, les étapes de détermination du point de performance peuvent être classées comme suit :

1. Construction du spectre de réponse élastique amorti visqueux à $\xi_o = 5\%$ (Eq. 3.4).
2. Transformer le spectre de réponse élastique amorti au format accélérations–déplacements (Eq. 3.5)
3. Dédire les spectres de réponse réduits $\xi_{eff} > 5\%$ par la procédure décrite dans le paragraphe 3.3.3.4. Le taux d'amortissement effectif dépend de la typologie de la construction. (Tableau 3.2).

Après cela il faut représenter graphiquement le spectre de réponse élastique à $\xi_o = 5\%$ et la famille de courbes des spectres de réponses réduits $\xi_{eff} > 5\%$ dans le même graph. Il est préférable de tracer ces courbes avec une croissance d'un taux de 5%. Le taux maximum d'amortissement envisageable pour les différents types de structure A, B et C présentés dans le tableau 3.2 sont respectivement $\xi_{eff} = 40\%$, $\xi_{eff} = 29\%$ et $\xi_{eff} = 20\%$.

4. Construction de la courbe de capacité de la structure $V_b - x_t$ et la transformer dans le format $S_a - S_d$ (Eq. 3.3).
5. Tracer la courbe de capacité dans le même graphique que les courbes de demandes spectrales (Fig. 3.8).

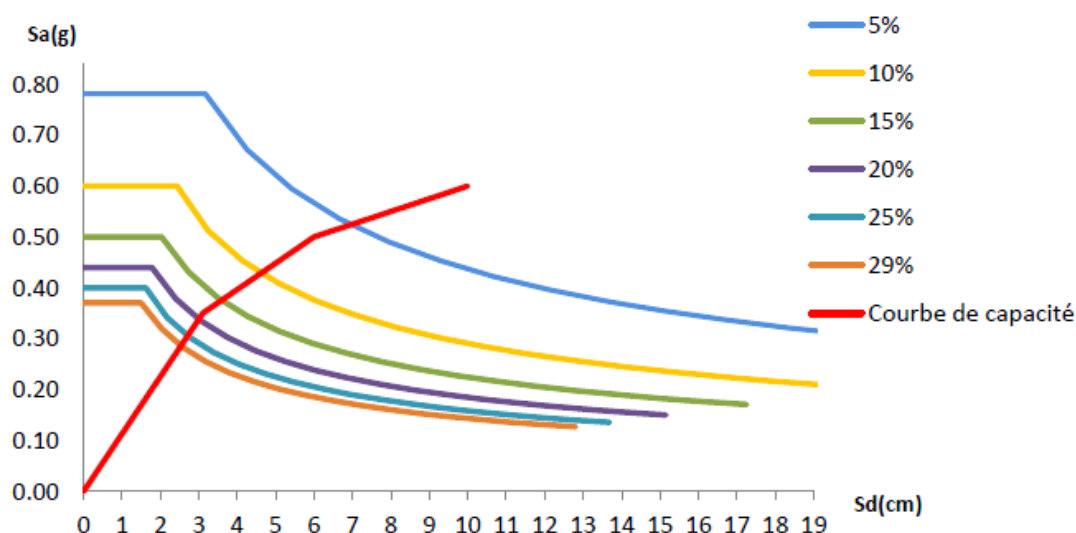
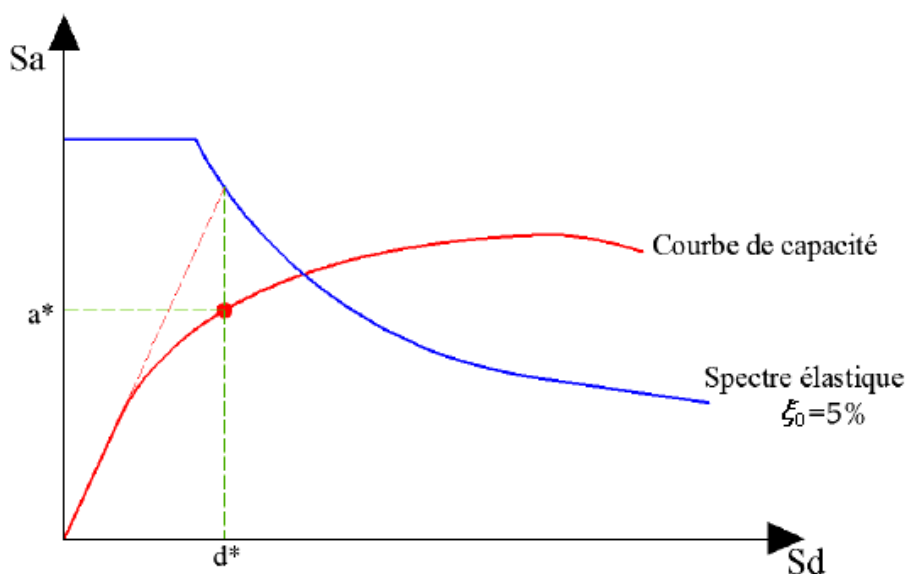
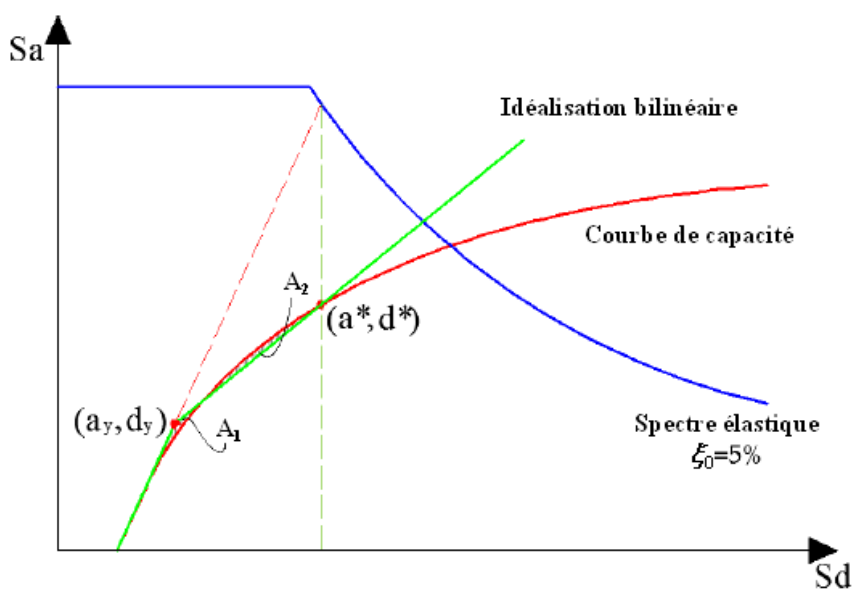


Figure 3.8 : Représentation d'une famille de spectres réduits

6. Pour pouvoir transformer la courbe de capacité réelle en une courbe bilinéaire tel que ça été présenté dans le paragraphe 3.3.3.3, le premier segment de droite est tracé à partir de

l'origine de manière que ça pente soit la même que celle de la courbe originale correspondante à la partie linéaire élastique et il doit être prolonger jusqu'il rentre en intersection avec la courbe de demande élastique ($\xi_o = 5\%$). A partir de ce point d'intersection un autre segment de droite parallèle à l'axe des ordonnées est créé pour rencontrer la courbe de capacité au point (a^*, d^*) (Fig. 3.9). Le point (a^*, d^*) est défini en utilisant le principe d'égalité des déplacements maximaux. Le segment post-élastique est déterminé en reliant ce point (a^*, d^*) à un autre point (a_y, d_y) qui est déterminé de tel façon avoir l'égalité des surfaces A_1 et A_2 (Fig. 3.10).

Figure 3.9 : Détermination point (a^*, d^*) Figure 3.10 : Détermination point (a_y, d_y)

7. Calculer l'amortissement effectif ξ_{eff} pour une série de valeurs de d_{pi} situées au voisinage de (a^*, d^*) .

Si on considère un point (a_{pi}, d_{pi}) sur le segment post-élastique de la représentation bilinéaire, la pente peut être calculée comme suit :

$$P = \frac{(a^* - a_y)}{(d^* - d_y)} = \frac{(a_{pi} - a_y)}{(d_{pi} - d_y)} \quad (3.10)$$

D'où on peut déduire le terme a_{pi} en fonction de d_{pi} :

$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y) - (d_{pi} - d_y)}{(d^* - d_y)} + a_y \quad (3.11)$$

En introduisant l'équation (3.11) dans l'équation (3.9), l'expression de l'amortissement effectif ξ_{eff} sera ainsi obtenue en fonction du déplacement spectral d_{pi} .

8. Pour chaque valeur de d_{pi} considérée dans l'étape 7, les points (d_{pi}, ξ_{eff}) sont représentés et puis reliés, l'intersection de la courbe obtenue à la courbe de capacité désigne le point de performance (Fig. 3.11).

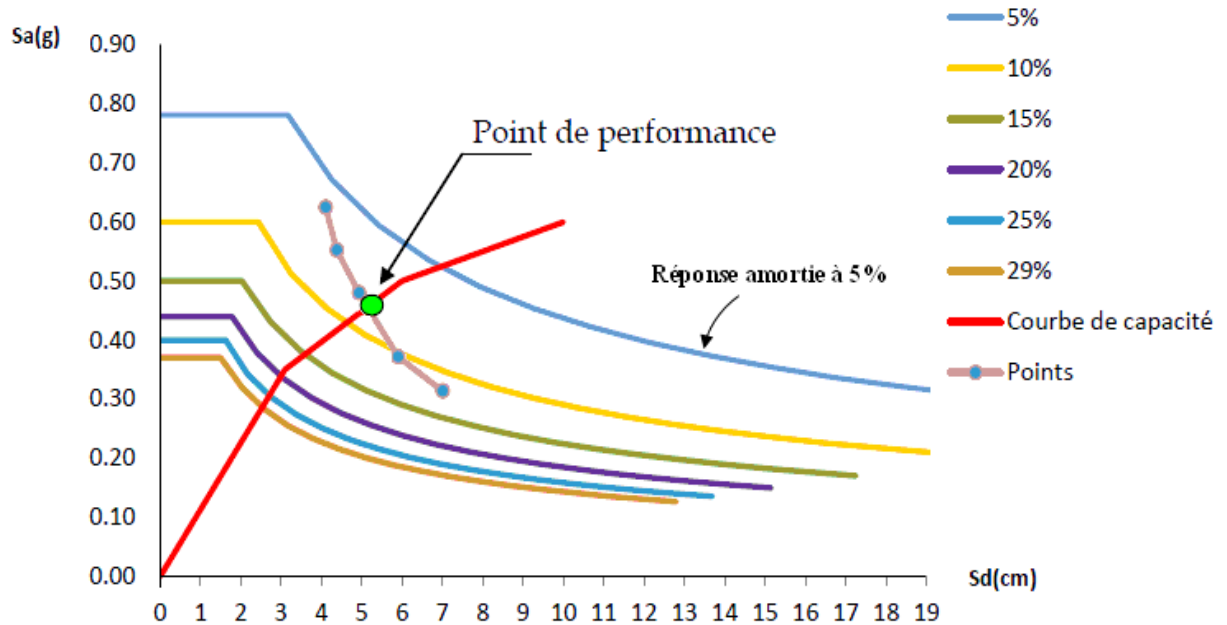


Figure 3.11 : Détermination du point de performance

3.3.4. Rotule plastique

Les codes parasismiques récents autorisent l'incursion dans le domaine post-élastique, cette approche procure une capacité de ductilité nécessaire pour les zones dissipatives d'énergie afin d'éviter la ruine des éléments résistants. Ce principe de dimensionnement est appelé dimensionnement en capacité, il permet de choisir et concevoir préalablement les zones critiques où les déformations plastiques doivent se concentrer sans mettre en péril la capacité de la structure à résister aux sollicitations permanentes. Le reste de la structure est renforcé de façon à garantir son maintien dans le domaine élastique [31].

Le dimensionnement en capacité permet d'améliorer les mécanismes locaux dissipatifs par création de rotules plastiques au voisinage des noeuds poteaux-poutres, d'éviter des ruines prématurées (par effort tranchant ou par flambement) dans les poteaux et d'empêcher les ruptures localisées dans des attaches et autres assemblages. Néanmoins, il faut faire particulièrement attention à maintenir le sécurité du mécanisme de dissipation par déformation irréversible de la structure de manière es ce que cette dernière ne devienne pas vulnérable par l'apparition de rotules plastiques localisée (Fig.3.12).

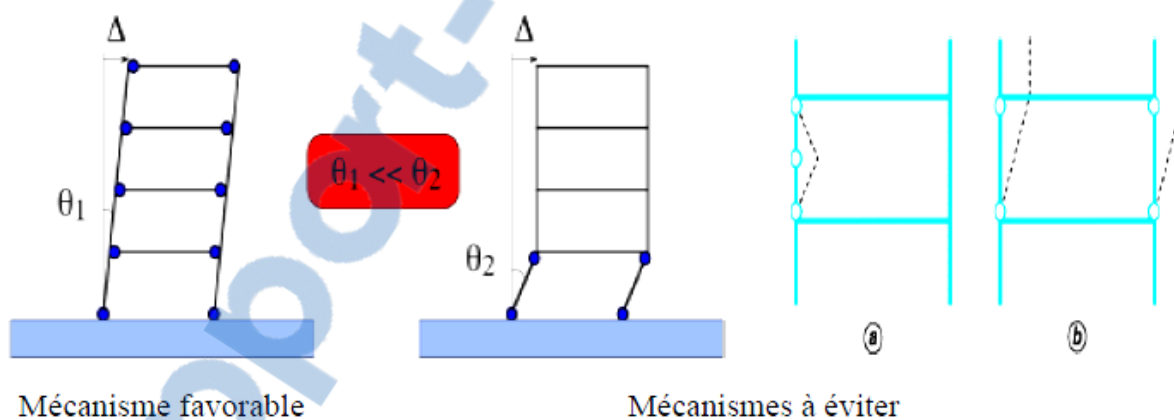


Figure 3.12 : Développement de rotule plastique

Le concept de rotule plastique peut être définie comme étant la relation entre le déplacement d'un élément structural et sa courbure apparaissant lors de la déformation inélastique de ce dernier sous l'effet d'un chargement gravitaire ou latérale. Cette déformation considérée généralement comme étant concentrée au voisinage de la section critique où le moment de flexion dépasse le moment de plastification, se manifeste sur une longueur plastique notée l_p . De ce fait cette longueur plastique doit être définie à l'avance. Plusieurs auteurs ont donné des expressions pour le calcul de la longueur plastique en se basant sur des

recherches expérimentales et analytiques [31, 5]. Le code de calcul de structures SAP2000 utilise celle adoptée par l'ATC40 [11]. Dans cette approche la courbure est supposée varier linéairement le long des poutres et des poteaux avec un point d'inflexion se situant à la mi-longueur de ces derniers (Fig. 3.13a). La longueur de la rotule plastique selon les travaux de Paulay et Priestley [5, 157, 11] est suggérée égale à la moitié de la profondeur de la section de l'élément ($l_p = l/2$) dans le sens de chargement. Une fois la longueur de la rotule définie par l'utilisateur, la valeur de la rotation plastique en fonction de la longueur de la rotule est exprimée par la formule suivante (Fig. 3.13a) [33] :

$$\theta_p = \phi_p \cdot l_p \quad (3.12)$$

Où l_p : Longueur de rotule plastique

ϕ_p : Courbure plastique

θ_p : Rotation plastique

La courbure plastique ϕ_p est calculée selon l'ATC40 et le FEMA273 par l'expression suivante (Fig. 3.13b) :

$$\phi_p = \phi - \phi_y \quad (3.13)$$

ϕ : Courbure de calcul (elle peut être estimée égale au déplacement inter-étages (dérivée d'étage) [67])

ϕ_y : Courbure à l'écoulement

En remplaçant l'équation (3.13) dans (3.12) l'expression de la rotation plastique en fonction de la courbure d'écoulement et de la longueur plastique devient alors [175] :

$$\theta_p = (\phi - \phi_y) l_p \quad (3.14)$$

La relation entre la courbure et la rotation d'écoulement est obtenue en utilisant la procédure présentée par Park et Paulay [109] ce qui donne l'expression suivante :

$$\theta_y = L \cdot \frac{\phi_y}{6} \quad (3.15)$$

Où L : longueur de l'élément

θ_y : Rotation à l'écoulement

Dans le code de calcul de structures SAP2000 [160], le comportement non-linéaire des poutres et des poteaux est modélisé en tenant compte de leurs sollicitations en flexion et en cisaillement (panel zone) [191]. Ce dernier est représenté par la création de rotules plastiques concentrées aux extrémités de ces éléments là où le rendement sous les différentes sollicitations est supposé se produire. Les caractéristiques en flexion des poutres sont définies par des relations moment-rotation $M-\theta$ assignées comme rotules de moment aux extrémités des poutres.

3.3.4.1. Rotule plastique pour les sections en acier

Les Propriétés de rotule de profilés en acier définies par défaut sont basées sur les critères des codes AISC [7] et FEMA273 [67]. Ce dernier [67] propose les équations suivantes pour calculer le moment d'écoulement et la rotation d'écoulement pour les poutres (Eq. 3.16) et les poteaux (Eq. 3.17) en acier :

$$\theta_y = \frac{F_y \cdot W_{pl} \cdot L_b}{6 \cdot E \cdot I} \quad (3.16)$$

$$\theta_y = \frac{F_y \cdot W_{pl} \cdot L_c}{6 \cdot E \cdot I} \cdot \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \quad (3.17)$$

Où F_y : Limite élastique de l'acier.

W_{pl} : Module de résistance plastique de la section.

L_b, L_c : Longueurs respectives de la poutre et du poteau.

E : module d'élasticité longitudinale.

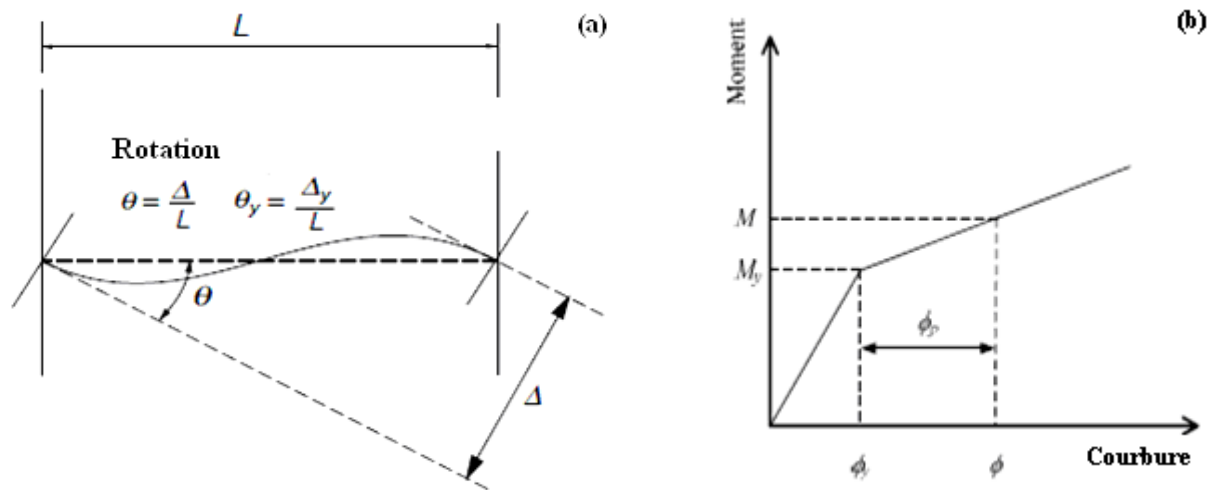
I : Moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion.

P : Force axiale.

P_y : Force axiale à l'écoulement.

Δ : Déformation.

Il convient de mentionner que l'équation (3.16) proposée par FEMA273 [67] est exactement égale à l'équation (3.15) du fait que $\phi_y = M_y / E \cdot I$. Toutefois, le code fait appel à des équations d'interactions de résistance ultime pour définir les diagrammes d'interactions de la force axiale et du moment de flexion des poteaux en acier.


 Figure 3.13 : Paramètres de rotation θ

3.3.4.2. Loi de comportement associée au poutre et poteau en acier

La figure 3.14 représente la courbe non-linéaire typique idéalisée utilisée pour définir les paramètres de modélisation des poutres et poteaux et ainsi que les critères d'acceptation liés aux niveaux de performance de la structure [67]. La pente entre les points B et C est prise en général comme ayant un faible pourcentage de la pente élastique (segment AB). Ce pourcentage prend souvent une valeur de 0% à 3%, un pourcentage plus important peut être pris s'il est vérifié expérimentalement. En présence de zone de cisaillement (shearing pannel zone), cette pente peut être augmentée à 6%. Le point C représente la résistance ultime de l'élément avec une déformation à partir de laquelle la dégradation de ce dernier est initiée. Au-delà du point D, l'élément est considéré en phase de striction au bout de laquelle c'est-à-dire au niveau du point E, se produit la rupture. Le FEMA273 désigne d'autres points supplémentaires sur le segment BC qui sont, IO (Immediate Occupancy) où la structure subit des dommages non structuraux mineurs, LS (Life Safety) où il y a apparition de dommages structuraux mais le bâtiment garde encore une capacité de résistance et CP (Collapse Prevention) où les dommages sont très importants mais la structure ne s'effondre pas. Toutefois, au-delà de cette phase il y a susceptibilité de ruine.

Il est à mentionner que Q et Q_y définissent les sollicitations de calculs et limites généralisées tel que [67] :

Poutre en flexion :

$$Q_y = M_y = F_y \cdot W_{pl} \quad (3.18)$$

Poteau en flexion :

$$Q_y = M_y = 1.18 \cdot F_y \cdot W_{pl} \cdot \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \leq F_y \cdot W_{pl} \quad (3.19)$$

$$\text{Zone de cisaillement : } Q_y = V_y = 0,55 \cdot F_y \cdot W_{pl} \cdot h_c \cdot t_p \quad (3.20)$$

Où h_c : Profondeur de la section dans le sens de chargement

t_p : Largeur de la zone de cisaillement

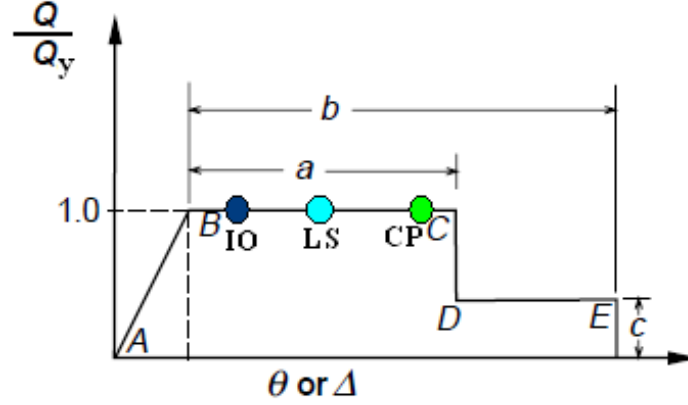


Figure 3.14 : Caractéristiques de la force - déplacement d'une structure en acier [67]

3.4. Analyse temporelle non-linéaire (ATNL)

En général pour les structures non-linéaires (inélastique), la courbe de chargement initial est bilinéaire (Fig. 3.15). Plusieurs modèles d'hystérésis ont été définis afin de représenter leurs comportement en tenant compte des matériaux les composant. Pour le cas de l'acier, il peut être modélisé par un hystérésis analogue à celui de Ramberg Osgood [40] illustré dans la figure 3.16 correspondant à une schématisation élastique parfaitement plastique assez proche de son comportement réel.

Les relations entre les forces de rappel latérales f_s et les déplacements latéraux x de chaque niveau dépendent de l'histoire des déplacements.

Pour les systèmes non-linéaires l'équation du mouvement devient alors [170] :

$$M \cdot \ddot{X} + C \cdot \dot{X} + F_s(X) = -M \cdot \{1\} \cdot \ddot{x}_g \quad (3.21)$$

Où M , C et F_s représentent respectivement les matrices : de la masse, du coefficient d'amortissement et de la force de rappel. $F_s = F_t + F_{t+\Delta t} \cdot K_{NL} \cdot (X_{t+\Delta t} - X_t)$ [87].

Avec $K_{NL} = \frac{K_0}{1 + \left| \frac{F}{F_y} \right|^{r-1}}$ telle que représentée sur la figure 3.17.

La méthode consiste à résoudre directement ces équations couplées, ce qui va aboutir à un calcul temporel non-linéaire. En utilisant l'approche de l'analyse modale ou le vecteur de déplacement X est le produit du vecteur en coordonnées modales généralisées Y et de la matrice modale Φ tel que $X = \Phi.Y$ d'où l'équation (3.21) peut être réécrite comme suit :

$$M.\Phi.\ddot{Y} + C.\Phi.\dot{Y} + F_s(\Phi.X) = -M.\{1\}.\ddot{x}_g \quad (3.22)$$

Où $\Phi = [\phi_1 \ \phi_2 \ \dots \ \phi_i \ \dots \ \phi_N]$ représente la matrice modale de vecteurs propres et $Y = [y_1 \ y_2 \ \dots \ y_i \ \dots \ y_N]$ le vecteur en coordonnées modales généralisées.

$\{1\}$ est le vecteur de couplage dynamique qui relie la direction du mouvement à la base avec la direction de chaque degré de liberté, il est égal à l'unité.

Malgré que cette approche ne soit pas initialement adaptée pour les systèmes inélastiques, elle est utilisée pour transformer l'équation (3.21) en coordonnées modales correspondant à un système linéaire équivalent. Chaque élément de ce système élastique est défini pour avoir la même rigidité initiale que celui du système inélastique. Les deux systèmes ont la même masse et le même amortissement. En outre, les périodes propres de vibration et les modes du système linéaire équivalent sont identiques à ceux du système inélastique avec de petites approximations dans le domaine élastique linéaire.

En exprimant les déplacements du système inélastique en terme de coordonnées modales généralisées $y_i(t)$ du système linéaire équivalent, on obtient :

$$x(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i \cdot y_i(t) \quad (3.23)$$

En remplaçant l'équation (3.23) dans l'équation (3.21), en multipliant par ϕ_i^T et en utilisant le principe d'orthogonalité des modes, on obtient [25] :

$$\ddot{y}_i + 2.\xi_i.\omega_i.\dot{y}_i + \frac{F_{si}}{M_i} = -\Gamma_i \ddot{x}_g \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (3.24)$$

Où ω_i est la pulsation naturelle et ξ_i est le coefficient d'amortissement du $i^{\text{ème}}$ mode.

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} = \frac{\phi_i^T \cdot M \cdot \{1\}}{\phi_i^T \cdot M \cdot \phi_i} = \frac{\sum m_i \cdot \phi_i}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} \text{ est le facteur de participation modale qui}$$

contrôle la transformation d'un système PDDL à SDDL et vis-versa.

La force de résistance dépend de toutes les coordonnées modales généralisées $y_i(t)$ impliquant leur couplage à cause de la plastification de la structure avec $F_{si} = \phi_i^T \cdot f_s$.

De nombreux schémas numériques adaptés à la résolution de l'équation (3.24) sont disponibles dans la littérature [48, 132]. Le schéma de Newmark [170, 212] est l'un des plus répandus dans les codes de calcul de mécanique des structures pour sa rapidité comparé aux autres méthodes dans l'analyse des problèmes dynamiques non - linéaires par intégration temporelle. Le calcul se fait pas à pas sur le temps avec le risque de durer assez longtemps parfois. Pour cela d'autres procédures ont vu le jour comme la méthode de l'analyse modale découplée [85] représentant l'idée de base du calcul par analyse modale Pushover (PMM) [169] et la méthode d'analyse modale non - linéaire rapide FNA (Fast Nonlinear Analysis) utilisée dans le programme de calcul des structures sap2000 [160].

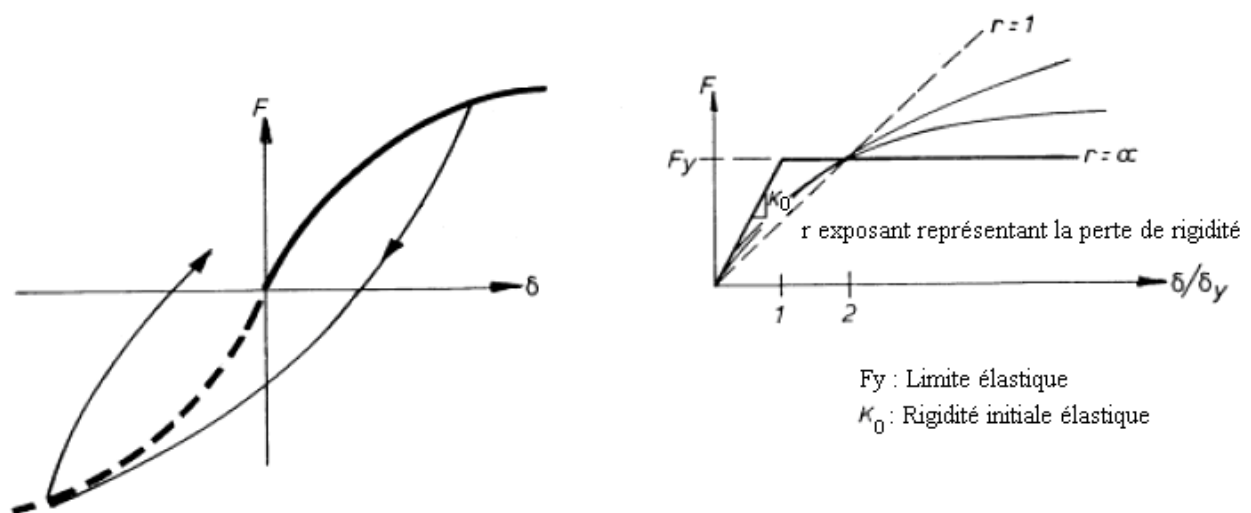


Figure 3.15 : Modélisation du comportement non-linéaire (RAMBERG OSGOOD) [87].

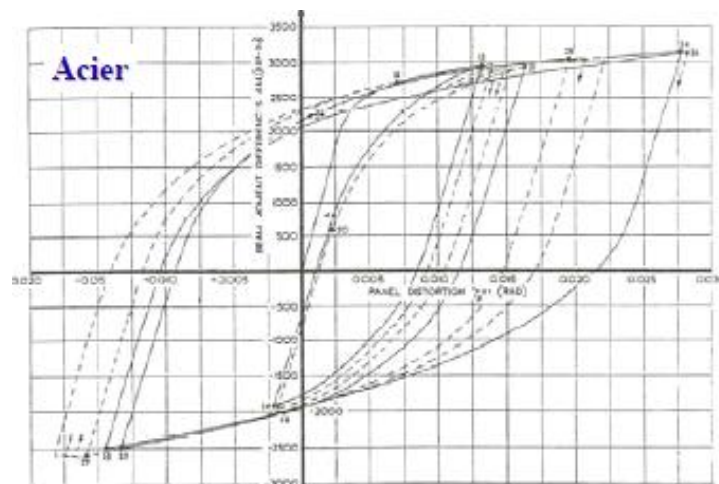


Figure 3.16 : Courbe force - déplacement du matériau acier [170]

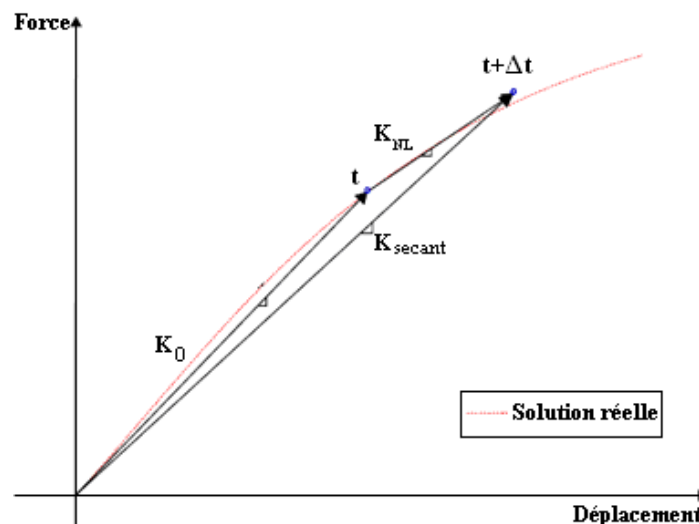


Figure 3.15 : Représentation de la rigidité initiale linéaire et non-linéaire

3.5. Analyse modale non-linéaire rapide (FNA)

Un grand nombre de structures en pratique ont un nombre limité d'éléments dans lesquels le comportement non - linéaire a lieu une fois soumis à une charge statique ou dynamique comme par exemple le flambement des diagonales, surfaces de contact dans différentes parties de la structure où le comportement est caractérisé par la présence d'une non - linéarité localisée. Dans ce cas, ces éléments non - linéaires sont facilement identifiables contrairement à d'autres cas où une première analyse élastique est exigée pour identifier les secteurs non-linéaires [224]. Dans le domaine de la protection anti-sismique, il est devenue une pratique courante d'ajouter des dispositifs d'amortissement ou d'isolation aux ouvrages dont le but est de dissiper l'énergie excitatrice issue du vent ou du séisme. Dans ce cas le comportement non-linéaire du système à plusieurs degrés de liberté (PDDL) sera limité à un nombre de points bien définis caractérisés par la présence des dissipateurs. La figure 3.18 illustre quelques cas typiques de non-linéarités localisées. Profitant de cette caractéristique une alternative à la l'analyse temporelle non-linéaire a vue le jour appelée Analyse non-linéaire rapide (Fast Nonlinear Analysis) [224] dont l'objectif est de réduire le temps de calcul nécessaire dans la résolution d'un système dynamique PDDL. Le procédé est extrêmement efficace car il est conçu pour des systèmes structuraux qui sont principalement linéaire, mais qui intègrent un certain nombre d'éléments non-linéaires prédéfinis. Le pas de temps du chargement dynamique est appliqué quasi-statique [94]. Les équations non-linéaires sont résolues de manière itérative à chaque pas de temps jusqu'à ce que la solution converge.

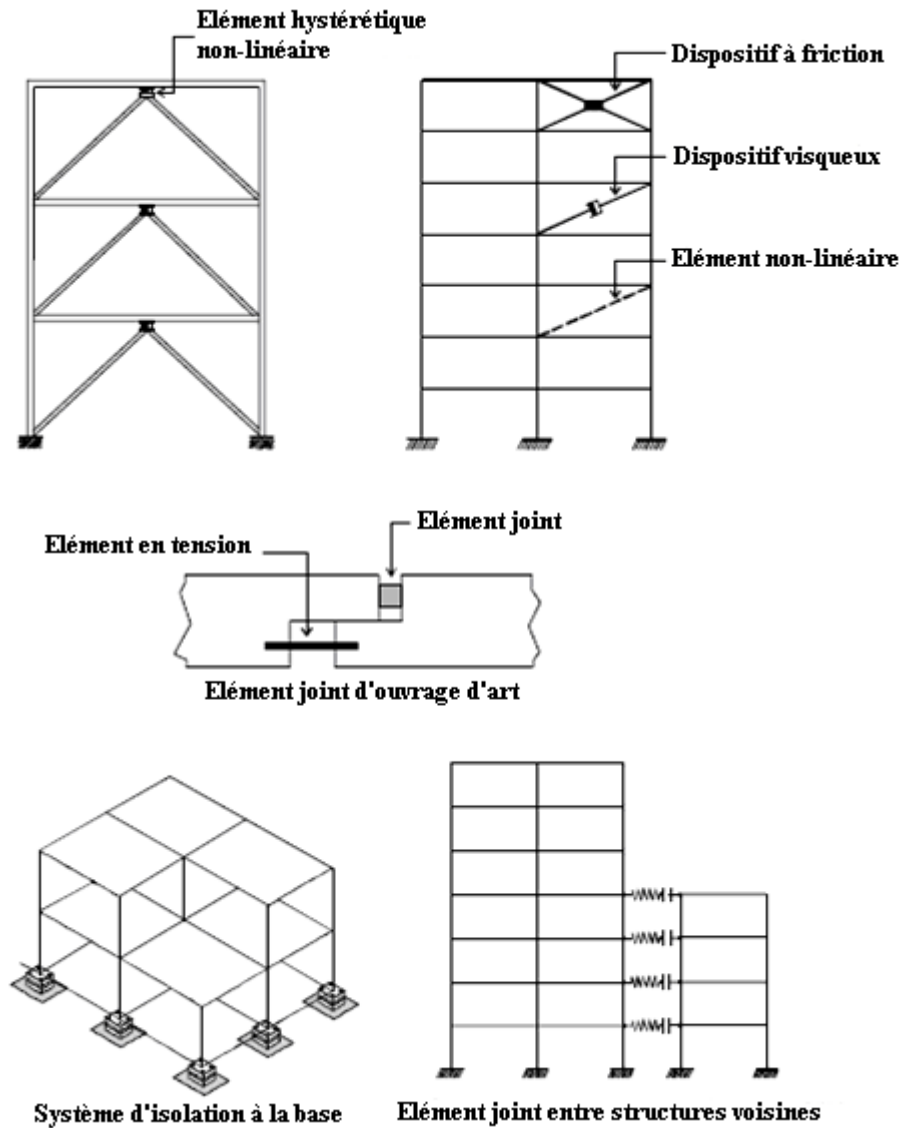


Figure 3.16 : Exemples de comportement non-linéaire localisé

L'équation fondamentale du mouvement d'un système PDDL soumis à un chargement dynamique est exprimée comme suit [142]:

$$M \cdot \ddot{X} + C \cdot \dot{X} + K \cdot X + R_{NL}(t) = R(t) \quad (3.25)$$

Où M , C et K représentent respectivement les matrices : de la masse, du coefficient d'amortissement et de la rigidité.

$R(t)$ est le vecteur force du chargement dynamique extérieur.

$R_{NL}(t)$ représente le vecteur force nodale globale obtenu de la somme des forces dans les éléments non-linéaires. Dans certains cas où le modèle est numériquement instable l'équation (3.25) peut être réécrite en ajoutant de part et d'autre de l'équation une rigidité efficace

élastique K_e à l'emplacement des points non-linéaires avec des valeurs arbitraires de telle manière à avoir une force efficace $K_e.X(t)$. Dans ces conditions l'équation (6.25) deviendra:

$$M.X + C.\dot{X} + (K + K_e).X = R(t) - R_{NL}(t) + K_e.X \quad (3.26)$$

Par ailleurs l'équation (3.26) peut être présentée sous la forme qui suit :

$$M.\ddot{X} + C.\dot{X} + \bar{K}.X = \bar{R}(t) \quad (3.27)$$

Où $\bar{K} = K + K_e$ est la rigidité élastique totale. $\bar{R}(t) = R(t) - R_{NL}(t) + K_e.X$ est la force efficace extérieure. Cette formulation permettra d'accélérer la convergence du faîte que la différence dans la force inconnue $-R_{NL}(t) + K_e.X$ sera plus petite dans le cas où la valeur arbitraire de K_e est bien choisie.

En exprimant les déplacements du système inélastique en terme de coordonnées modales généralisées $y_i(t)$ du système linéaire équivalent (Eq. 3.23), l'équation (2.27) s'écrira alors:

$$M^*.\ddot{Y} + C^*.\dot{Y} + \bar{K}^*.Y = \bar{R}^*(t) \quad (3.28)$$

Avec $M^* = \Phi^T.M.\Phi$, $C^* = \Phi^T.C.\Phi$ et $\bar{K}^* = \Phi^T.\bar{K}.\Phi$ représente les matrices masse, amortissement et rigidité. $\bar{R}^*(t) = \Phi^T.\bar{R}$ représente le vecteur force efficace extérieur transformé en coordonnées modales.

En remplaçant l'équation (3.23) dans l'équation (3.27), en multipliant par ϕ_i^T et en utilisant le principe d'orthogonalité des modes, on obtient :

$$\ddot{y}_i + 2.\xi_i.\omega_i.\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = \bar{F}(t) \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (3.29)$$

Où ω_i est la pulsation naturelle et ξ_i est le coefficient d'amortissement du i^{ieme} mode

$$\text{Et [224]} \quad \bar{F}(t) = F(t) - B^T[f(t) - K_e.d(t)] \quad (3.30)$$

Où $F(t) = \Phi^T.\bar{R}(t)$ et $f(t)$ sont les forces dans les éléments non-linéaires. B est la matrice de transformation reliant la déformation $d(t)$ au déplacement en coordonnées modales $Y(t)$ telle que $d(t) = B.Y(t)$. C'est une matrice indépendante du temps, elle est de dimensions $L \times N$ avec N est le nombre de degrés de liberté à comportement linéaire et L le nombre DDL totaux intégrant les non-linéarités.

3.6. Conclusion

Ce chapitre a été entamé par la définition de la vulnérabilité ainsi qu'un rappel des différentes méthodes permettant son évaluation. Il s'agit des méthodes empiriques fondées sur le retour d'expérience et des méthodes déterministes basées sur le concept de performance et demande en capacité. Pour le cas des méthodes empiriques un nombre important de modèles d'estimation de dommages sismiques a pu être réalisé dans les dernières années à travers le monde. Entre l'ensemble de ces modèles, le programme américain HAZUS se distingue par sa clarté et sa démarche directe permettant l'évaluation de dommages à partir du mouvement du sol. Contrairement à lui, la plupart des autres approches (RISKE UE, GEMITIS et RADIUS) reposant sur les principes de l'EMS 98, proposent des estimations réalisées d'une manière indirecte, à partir des valeurs de l'intensité sismique, qui est elle-même une mesure des conséquences d'un séisme. On note également l'exhaustivité des données fournies en entrée à l'utilisateur par HAZUS.

Pour le cas des méthodes déterministes, Il n'y a en toute rigueur aucune alternative à l'analyse dynamique temporelle non-linéaire (ATNL). Néanmoins, les difficultés rencontrées dans l'utilisation de cette dernière dans les études courantes du fait du temps important dont elle nécessite a ouvert la voie à d'autres méthodes telle que la méthode d'analyse statique non-linéaire par poussée progressive « Pushover ». Cette dernière présente l'inconvénient de supposer que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant tout le séisme. Bien que cette hypothèse ne soit pas toujours vérifiée, elle reste néanmoins valable pour la plus part des cas. Ce qu'il faut de cette méthode, une des plus utilisées à l'heure actuelle dans l'élaboration des courbes de fragilité et l'estimation de vulnérabilité. L'autre procédé qui est en pleine expansion à l'heure actuelle, est le procédé d'analyse modale non-linéaire rapide. Ce dernier profite du fait qu'un grand nombre de structures en pratique ont un nombre limité d'éléments à comportement non-linéaire, cela permet un gain considérable en temps de calcul ainsi la possibilité de la prise en compte des modes supérieurs de vibrations. Cette non-linéarité localisée est particulièrement présente dans les structures munies de dispositifs de protection par système de dissipation passif. Ces derniers feront l'objet d'une présentation détaillée dans le chapitre suivant.

Chapitre 4.

Protection et isolation sismique par système de dissipation passif

4.1. Introduction

En moyenne, environ 200 séismes à forte magnitude frappent chaque décennie, bon nombre d'entre eux se produisent en plein océan (10% à 20%) et ne causent pas de dégâts [98], d'autres, par contre, se produisent dans des régions urbaines et peuvent être destructeurs en occasionnant beaucoup de pertes humaines et matérielles. Faute de pouvoir les éviter, il est indispensable de mettre en place des mécanismes permettant de prévenir ou du moins limiter les dommages qui leurs sont engendrés. Les actions à mener pour cela peuvent être multiples, les plus conventionnelles étant de renforcer et de rigidifier la structure, cette approche n'est pas toujours efficace surtout quand il s'agit d'un contexte qui favorise le phénomène de résonance et d'amplification de ces forces sismiques. Dans d'autres méthodes, les éléments des structures sont poussés à travailler au-delà de leur domaine linéaire (création de rotule plastique) favorisant ainsi l'absorption de l'énergie sismique par déformation post-élastique en exploitant ainsi les propriétés ductile de certain matériaux comme l'acier. Cette approche présente l'inconvénient de créer des déformations irréversibles qui peuvent engendrer des dommages conduisant à entraver le bon fonctionnement d'une structure. Particulièrement si cette dernière est à grande utilité publique tel un hôpital qui doit assurer impérativement des services après un séisme. D'où la nécessité de le dimensionner dans le domaine élastique, ce qui peut être coûteux [35], en plus que la structure peut devenir vulnérable dans le cas de

tremblements de terre très violents. Récemment le domaine du génie parasismique a connu des avancements considérables entraînés entre autres par le développement des techniques de calcul sur support informatique et l'utilisation des installations d'essais puissantes. Ceci a favorisé l'émergence de plusieurs technologies innovatrices telles que l'introduction des dispositifs spéciaux d'amortissement des structures, qui ont comme effet immédiat l'augmentation du taux d'amortissement critique jusqu'à 20 à 30% (contre 5% valeur habituellement utilisée pour les structures métalliques) et réduisant par la même occasion les sollicitations et contraintes générées par les séismes. Cette approche, communément connue sous le nom de "dissipation d'énergie passive" permet en présence de ces systèmes d'absorber une partie de l'énergie sismique libérée. Ce qui réduit la demande en capacité dans les éléments de la structure permettant de minimiser les dommages structurels possibles. Ceci est obtenu sans augmenter dans sa rigidité avec la possibilité qu'elle reste fonctionnelle même sous un séisme majeur assurant ainsi la protection des vies humaines et des biens matériels [184]. Plusieurs dispositifs sont en mesure de fournir une telle dissipation d'énergie sismique, les plus utilisés à l'heure actuelle dans la protection des bâtiments peuvent être classés en trois familles. Les systèmes d'isolation à la base par appareils d'appuis en élastomère et glissant, les amortisseurs hystérétiques et les amortisseurs viscoélastiques et visqueux. Un autre type de système de protection peut être classé dans une catégorie distincte, vu son fonctionnement fondamentalement différent, il s'agit de l'amortisseur à masse accordée (Fig. 4.1).

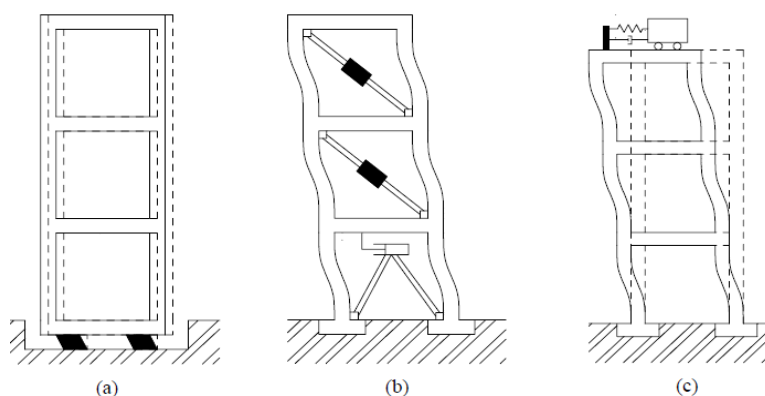


Figure 4.1 : Système de contrôle passif : a) Isolation sismique à la base, b) Amortisseur visqueux, c) Amortisseur à masse accordée

4.2. Contrôle passif par isolation à la base

L'utilisation des isolateurs de base dans la conception parasismique des structures a attiré une attention considérable au cours des dernières années, cependant cette méthodologie n'est pas nouvelle, elle a été proposée dès 1909 [103], où un médecin britannique avait

déposé un brevet sur la séparation d'un bâtiment du sol sur lequel il repose par le biais d'une couche de talc ou de sable ; par ailleurs la première application moderne de cette technologie a été réalisée en 1969 à Skopje en Macédoine (ex Yougoslavie) [74, 104, 20]. Le concept de base consiste à dissocier le mouvement de la structure de celui du sol par l'insertion entre la fondation et la superstructure de dispositifs d'isolement qui ont une déformabilité horizontale très importante et une rigidité verticale très élevée [62]. Les isolateurs captent les déformations (inélastiques) et filtrent les accélérations (hautes fréquences) de sorte que la superstructure isolée se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations, par conséquent les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations sont limitées et demeurent en deçà de la capacité élastique de ces derniers. Cette nouvelle méthode de conception semble avoir un potentiel considérable dans la prévention des dommages d'un tremblement de terre sur les structures et leurs équipements internes. L'isolation à la base repose sur le principe que si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à la structure (Fig. 4.2a), les efforts tranchants et les déplacements inter-étages sont fortement réduits [151], en revanche, d'autre part, à mesure que la flexibilité du système d'isolement augmente, les déplacements concentrés au niveau de l'isolateur deviennent plus importants (Fig. 4.2b). C'est pourquoi il est intéressant d'incorporer un dispositif de recentrage supplémentaire.

Les isolateurs de base sont composés de deux grands types :

- Les isolateurs en élastomères : eux même composés en trois types d'appuis qui sont l'élastomère fretté à faible amortissement (LDRB), l'élastomère fretté à amortissement élevé (HDRB) et l'élastomère fretté à barreau (noyau) de plomb (LRB).
- Les isolateurs à glissement et à pendule à friction (FPS).

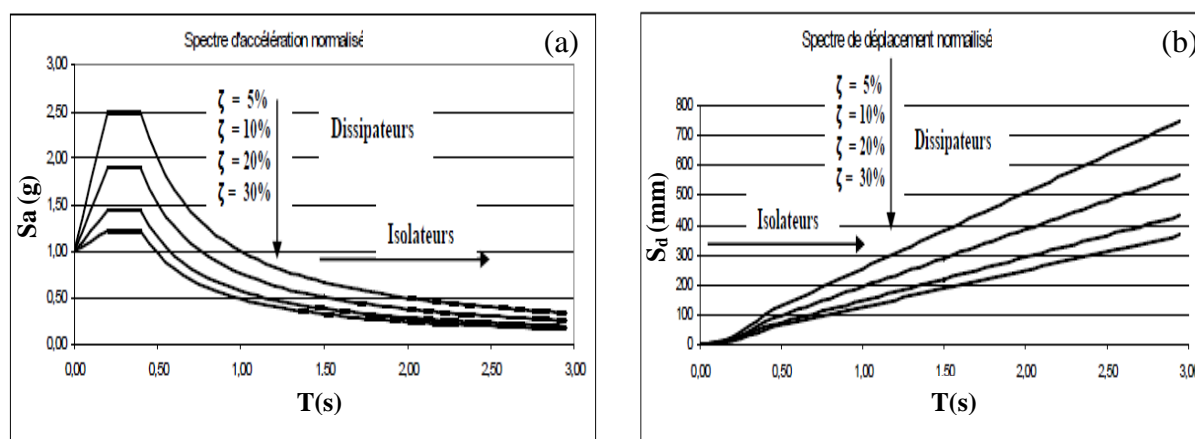


Figure 4.2 : Comportement de la structure avec et sans le dispositif d'isolation sismique [110]

4.2.1. Appareil d'appuis en élastomère fretté à amortissement faible (LDRB)

Les appuis LDRB (Low Damping Rubber Bearing) appelés aussi NRB (Naturel Rubber Bearing) [166] ont été initialement utilisés pour isoler les bâtiments tels que les hôpitaux ou salles de concerts des vibrations provenant des lignes de transports ferroviaires (trains et métros). Ils sont en général constitués d'un empilement de feuillets d'élastomère naturel ou synthétique [155] séparés par des frettes métalliques. Quatre types d'élastomères sont les plus utilisés dans la fabrication de ces isolateurs. Il s'agit du caoutchouc naturel (polyisoprène) et du néoprène (polychloroprène) [133] qui sont caractérisés par leurs bonnes propriétés et leur faible coût, après vient le butyle (polyisobutylène) qui présente les meilleures performances à basse température et remplace parfois le néoprène pour de telles conditions et enfin le nitrile (butadiène-acrylonitrile). L'élastomère est caractérisé par un module de cisaillement relativement bas [50] permettant aux feuillets de se déformer facilement dans le sens transversal, ce qui engendre une grande souplesse vis-à-vis des efforts horizontaux agissant sur le bâtiment autorisant par conséquent des déplacements relativement importants de la superstructure. Il est néanmoins plus utile que la rigidité latérale soit suffisamment élevée pour limiter les déformations sous des forces courantes, tel que le vent. Le rôle des frettes métalliques est d'offrir une résistance supplémentaire aux charges verticales, en effet, lorsque l'élastomère est comprimé verticalement, en supposant que c'est un matériau incompressible, il aura tendance à prendre de l'expansion sur les cotés libres mais les frettes en acier qui sont alors sollicitées en tension, retiennent cette expansion latérale [104]. Ces derniers permettent donc de réduire l'écrasement de l'élastomère engendrant par la même occasion une augmentation de la capacité portante des charges verticales, cela implique que plus la hauteur totale de l'isolateur est accrue, moins la rigidité latérale est importante et plus la résistance à la charge verticale est grande. Le comportement mécanique de l'élastomère fretté est quasi parfaitement linéaire-élastique, tel qu'illustré dans la Figure 4.3 présentant un taux d'amortissement dissipatif assez faible ne dépassant pas le 5% [27]. Bien qu'il a l'avantage d'être facile à fabriquer et peu coûteux comparé à d'autres dispositifs, il a toutefois l'inconvénient de falloir le coupler avec un autre système de dissipation tels que les amortisseurs visqueux pour limiter les déplacement à la base de la structure quand elle est soumise aux excitations dynamiques [110]. Ajouté à cela il est susceptible de se détériorer sous charges de traction, sous nombre de cycles importants [30, 89] où sous l'effet des température élevées dans les régions à climat chaud [161]. Pour à pallier ce problème, actuellement des recherches sont conduites pour remplacer l'élastomère fretté par des garnitures en caoutchouc provenant de chute de pneus. Le système nommé STRP (Scrap Tire

Rubber Pad) [146] est utilisé particulièrement pour l'isolation sismique des bâtiments résidentiels ordinaires. Les cordes de renforcement en acier, contenus dans le pneu vont substituer les frettes métalliques utilisées dans les LDRB conventionnels. Ces cordes auront le rôle d'empêcher l'expansion latérale du caoutchouc. Ce nouveau système s'est avéré avantageux en produisant un meilleur amortissement avec un faible coût.

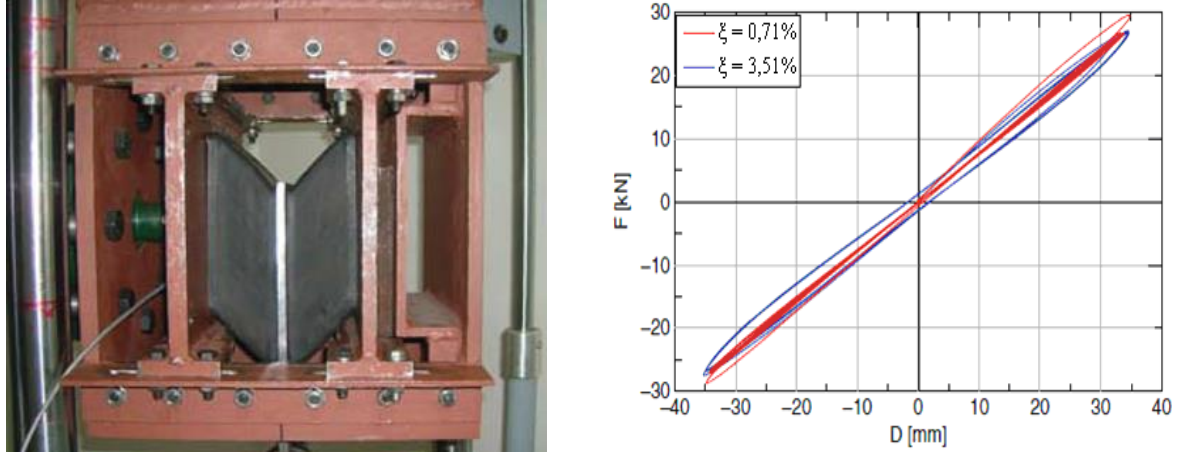


Figure 4.3 : Hystérésis force-déformation d'un appuis LDRB [72]

En raison du frottement interne dans l'élastomère, son comportement mécanique est assimilé à celui d'un amortisseur visqueux. Le schéma du modèle analytique de cet isolateur est représenté dans la figure 4.4.

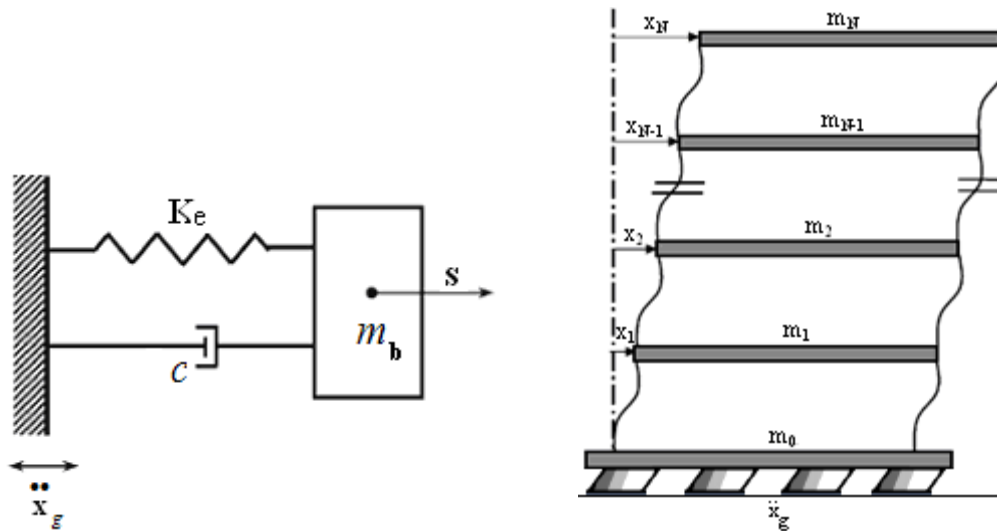


Figure 4.4 : Modèle analytique du LDRB

Le modèle est soumis à l'accélération du sol, l'équation du mouvement est donnée par [62] :

$$M \cdot \ddot{s} + C_s \cdot \dot{s} + K_e \cdot s + M \cdot \sum \gamma_i \cdot x_i = -M \cdot \ddot{x}_g \quad (4.1)$$

Avec M est la masse totale, m_b est la masse de l'infrastructure, s est le déplacement relatif entre l'isolateur et le sol et x_i est le déplacement de l'étage i de la superstructure.

$\gamma_i = m_i / M$ avec m_i est la masse de l'étage i .

$$\text{D'où} \quad \ddot{s} + 2\xi_s \omega_s \dot{s} + \omega_s^2 s + \sum \gamma_i \ddot{x}_i = -\ddot{x}_g \quad (4.2)$$

Avec $\omega_s^2 = K_e / M$ et $2\xi_s \omega_s = C_s / M$

K_e , C_s , ξ_s et ω_s représentent respectivement la rigidité horizontale élastique, le coefficient d'amortissement, le taux d'amortissement et la pulsation propre de l'isolateur.

L'équation totale du mouvement de la structure devient alors :

$$M \cdot \ddot{X} + C \cdot \dot{X} + K \cdot X = -M \cdot \begin{pmatrix} \ddot{s} & \ddot{x}_g \end{pmatrix} \quad (4.3)$$

M , C et K représentent les matrices ; masse, d'amortissement et de rigidité de la superstructure.

4.2.2. Appareil d'appuis en élastomère à amortissement élevé (HDRB)

Le développement qu'a connu les matériaux polymères dans les procédés de fabrication a conduit à l'élaboration d'une nouvelle génération d'appuis en élastomères appelés HDRB (High Damping Rubber Bearing) produisant assez d'amortissement pour éliminer l'utilisation de dispositifs supplémentaires de dissipation qui leurs étaient associés. Cette technologie démarrant en 1982 au Royaume Uni a permis aux nouveaux isolateurs de fournir une quantité d'amortissement significative, habituellement de 10% jusqu'à 20% [155]. Un isolateur en élastomère à amortissement élevé est constitué de plusieurs couches en caoutchouc avec des propriétés d'amortissement élevées séparées par des plaques en acier afin d'augmenter la rigidité verticale (Fig. 4.5). Ces appareils ont à la fois la capacité d'augmenter la période naturelle de la structure et de dissiper l'énergie de manière relativement plus importante afin de limiter le déplacement. Ils sont donc verticalement rigides et capables de soutenir les charges verticales de pesanteur tout en gardant la flexibilité latérale. Au moyen de ses possibilités de flexibilité et d'absorption d'énergie, le système HDRB reflète et absorbe partiellement une partie de l'énergie du tremblement de terre avant que cette énergie ne puisse être transmise à la structure. Ce type d'élastomère possède un comportement hystérétique non-linéaire sous les forces latérales (Fig. 4.6), pour des petites déformations en dessous de 20%, se caractérise par une forte rigidité qui tend à minimiser la

réponse structural sous charge du vent ou de faibles séismes par contre pour des déformation latérales importantes. Il perd donc de sa rigidité libérant des déplacements post-élastiques importants participant à une meilleure dissipation sous l'effet d'excitations dynamiques plus fortes ce qui lui confère de résister à des déformations en cisaillement très grandes, beaucoup plus élevées que les élastomères LDRB.

Des travaux comme ceux de Gjorgjiev et Garevski [75] ont permis de développer un modèle mathématique pour simuler la courbe hystérétique d'un appuis HDRB par le biais d'une fonction polynomiale comportant huit paramètres qui sont définis par des essais bi-axiaux au laboratoire. Le modèle est capable de simuler le comportement du HDRB dans des conditions de petites et grandes déformations, y compris dans le cas d'un chargement cyclique temporel. Les comparaisons entre les résultats analytiques et expérimentaux ont conclu que le modèle proposé reprend suffisamment bien la relation force-déplacement de l'élastomère. Afin d'évaluer la performance non-linéaire et le dommage possible du HDRB au cours de leur fonctionnement sous séisme, un modèle simplifié Bouc-Wen [177] est utilisé pour décrire le comportement hystérétique non-linéaire du HDRB. Entre autres, sur la base des résultats des tests expérimentaux effectués en utilisant un type particulier d'élastomère (GZN110) selon différents scénarios d'excitation, une nouvelle méthode d'identification de système, dénommé SNLSE (Sequential Nonlinear Leastsquare Estimation), est présentée pour identifier les paramètres du modèle. Il a été démontré que le modèle de Bouc-Wen est en mesure de décrire le comportement non-linéaire hystérétique du HDRB et que l'approche de SNLSE est très efficace pour identifier les paramètres de ce modèle. Islam et al [91] ont mené une étude comparative de la réponse sismique entre des bâtiments multi-étages (de 4 à 10 étage) à bases fixes et isolées par les systèmes élastomère non-linéaire (HDRB, LRB). Les résultats ont montré la bonne capacité de ces systèmes d'isolation à dissiper l'énergie induite même par de fortes excitations dynamiques. Reggio et De Angelis [185] ont conduit une étude sur un système d'isolation passif composé de HDRB est conçu en adoptant une approche couplée dans laquelle la structure de support et le dispositif d'isolation sont considérés comme des parties d'un système primaire-secondaire combinés et analysés ensemble. Ceci permet de prendre en compte leur interaction dynamique. L'analyse a été menée sur une table vibrante à échelle réduite (1/5). Les propriétés dynamiques du modèle expérimental sont identifiées et la performance sismique du système d'isolation est examinée sous un large choix de signaux sismiques, à la fois naturels et artificiels. Les résultats ont démontré que le modèle peut être assimilé à celui de Kelvin-Voigt et que le pourcentage d'amortissement critique est resté presque constant pendant l'essai expérimental variant seulement entre 12% et 15%.

Cependant, malgré les différents avantages qu'il présente par son fort amortissement, ce dispositif est relativement coûteux, volumineux et difficile à installer.



Figure 4.5 : Appuis élastomère à amortissement élevé installé au siège du CTC Chlef

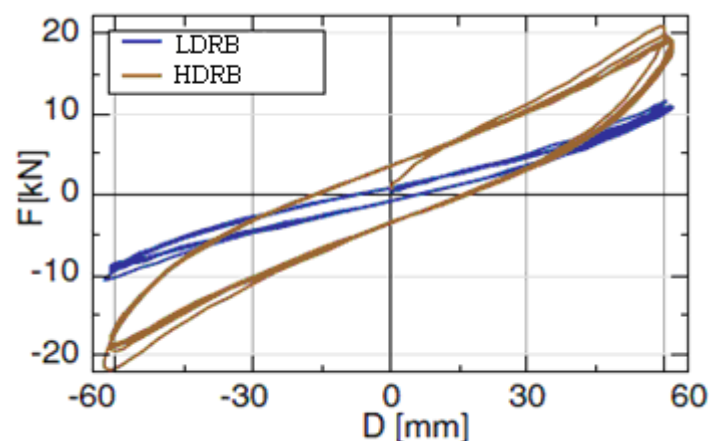


Figure 4.6 : Hystérésis force-déformation d'un appuis LDRB et HDRB [74]

4.2.3. Appareil d'appuis en élastomère à noyau de plomb

L'élastomère à noyau de plomb (LRB) proposé par Robinson en 1975 [186, 103], est actuellement le plus utilisé parmi les systèmes d'isolation à la base dans un certain nombre de bâtiments à travers le monde comme en Nouvelle Zélande où il a été mis en fonction pour la première fois suivie du Japon et des Etats-Unis [155]. C'est un isolateur répondant à la description d'un LDRB mais contient en son centre un barreau de plomb. Cet appuis comme le montre la figure 4.7, est composé d'une alternance de couches de caoutchouc et d'acier contribuant à assurer la stabilité et le soutien à la structure permettant de l'isoler des vibrations, en outre le noyau de plomb inséré au centre à pour rôle d'augmenter l'effet d'amortissement et lui conférer un comportement non-linéaire et un état d'écoulement en

cisaillement forcé par les frettes métalliques qui peut s'amorcer aux alentours de 10Mpa. Le plomb est caractérisé par une courbe force-déformation bilinéaire parfaite, alors que l'élastomère a un comportement linéaire-élastique. La combinaison des deux matériaux donne une courbe d'hystérésis élasto-plastique quasi parfaite, dans laquelle les deux matériaux travaillent en parallèle dans la phase élastique du plomb (La limite élastique de l'isolateur est proportionnelle au diamètre du noyau de plomb), mais lorsque cette dernière est dépassée, la pente va correspondre approximativement à la rigidité de l'élastomère fretté [50]. Comme c'est le cas des autres isolateurs déjà présentés, il a la particularité d'être flexible dans le sens horizontal, mais assez rigide dans le sens vertical. La rigidité horizontale de l'appui est également conçue de telle manière qu'elle puisse résister aux forces du vent avec peu ou pas de déformations. Ces propriétés mécaniques lui permettent non seulement de soutenir le chargement vertical mais également prolonge la période de la réponse de la structure au séisme et permet donc une isolation et une dissipation de l'énergie sismique plus importante qu'un LDRB. Plusieurs études récentes ont analysé l'impact des isolateurs LRB sur la réponse structurale des bâtiments soumis aux sollicitations sismiques en variant certains paramètres telle que la hauteur du bâtiment [148] et le taux d'amortissement critique [164] ou en appliquant de nouvelles approches pour modéliser la non-linéarité qui caractérise ce genre d'appuis [118, 232]. D'autres ont mené des analyses comparatives entre les appuis LRB avec d'autres types de systèmes d'isolation comme le HDRB [27, 91] et le FPS [13, 3, 225]. Le risque pour ce genre d'isolateur est la détérioration du noyau de plomb.

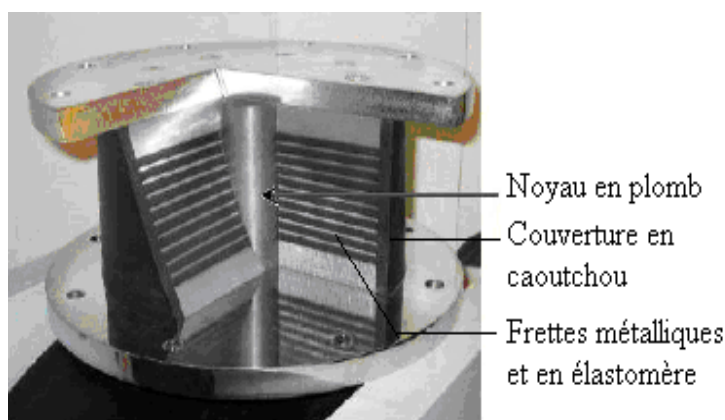


Figure 4.7 : Isolateur de base en élastomère avec un barreau (noyau) de plomb LRB

Le comportement mécanique de ce dispositif est équivalent à un amortisseur hystérétique [102]. Le modèle analytique du système LRB est illustré dans la figure 4.8. La force de rappel générée par le comportement non-linéaire du noyau de plomb de l'isolateur LRB peut être approchée par phase de modèle hystérétique.

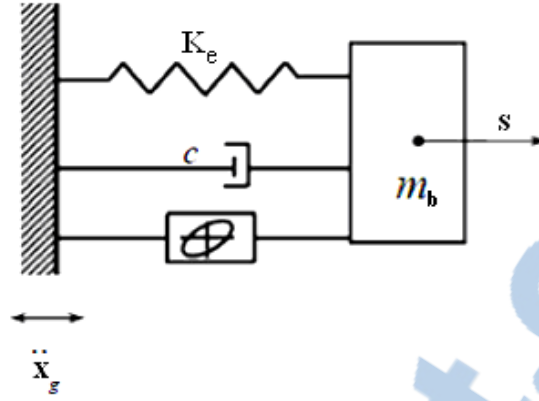


Figure 4.8 : Modèle analytique du LRB

L'équation du mouvement est donnée par [62] :

$$\ddot{s} + 2\xi_s \omega_s \dot{s} + \omega_s^2 s + \frac{N}{M} Q + \sum \gamma_i x_i = -\ddot{x}_g \quad (4.4)$$

Avec s est le déplacement relatif entre l'isolateur et le sol, x_i est le déplacement de l'étage i de la superstructure et \ddot{x}_g est l'accélération du sol.

N est le nombre d'isolateurs de base utilisés et M est la masse totale de la structure. Q est la force de rappel hystérétique générée par le noyau en plomb et elle est donnée par :

$$Q = r \cdot \frac{F_y}{d_y} \cdot s + (1 - r) \cdot F_y \cdot z \quad (4.5)$$

Où $r = \frac{K_p}{K_e}$ est le rapport entre les rigidités élastique et post-élastique.

K_e , K_p représentent les rigidités linéaire et non-linéaire horizontale de l'appuis LRB (Fig. 4.9) et Z est le déplacement hystérétique qui satisfait la condition de l'équation différentielle du 1^{er} ordre suivante :

$$d_y \cdot \dot{Z} = A_L \cdot \dot{s} - \alpha_L |s| |Z|^{exp-1} \cdot Z - \beta_L \cdot \dot{s} |Z|^{exp} \quad (4.6)$$

Dans les équations (4.5) et (4.6), F_y et d_y représentent respectivement la force et le déplacement élastique limite de l'isolateur hystérétique équivalent. A_L , α_L , β_L et sont des constantes adimensionnelles et exp est un entier qui contrôle l'aspect de transition d'une réponse élastique vers une réponse post-élastique.

La force de rappel, F , de l'isolateur doit être calculée comme le produit de la rigidité effective, K_{eff} et de la réponse en déplacement d [68], tel que c'est illustré dans la figure 4.9.

$$F = K_{eff} \cdot d \quad (4.7)$$

La rigidité effective K_{eff} de l'isolateur est calculée comme suit :

$$K_{eff} = \frac{F}{d} = r \cdot K_e + \frac{Q}{d} \quad (4.8)$$

L'aire du parallélogramme formé par la boucle d'hystérésis force-déplacement est utilisée pour calculer l'amortissement effectif ξ_{eff} de l'appui tel que :

$$\xi_{eff} = \frac{E_D}{4 \cdot \pi \cdot E_S} \quad (4.9)$$

Où l'énergie de dissipation $E_D = 4 \cdot Q \cdot (d - d_y)$ et l'énergie de déformation E_S est égale à :

$$E_S = \frac{1}{2} \cdot K_{eff} \cdot d^2 \quad (4.10)$$

$$\xi_{eff} \text{ devient alors : } \xi_{eff} = \frac{2 \cdot Q \cdot (d - d_y)}{\pi \cdot d \cdot (Q + r \cdot K_e \cdot d)} \quad (4.11)$$

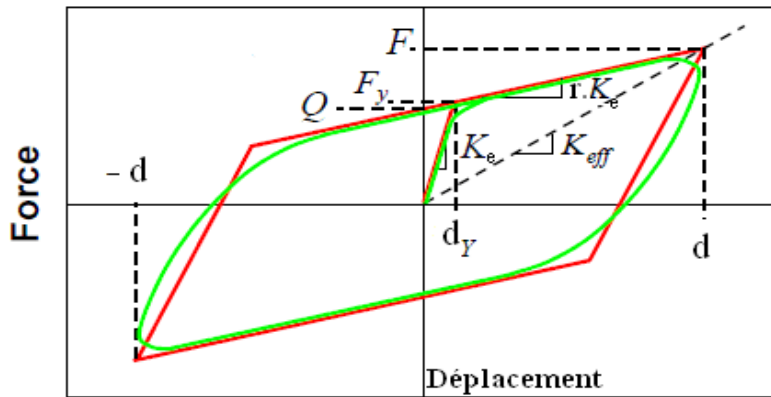


Figure 4.9 : Boucle d'hystérésis de l'appui LRB

4.2.4. Appareil d'appuis en pendule à friction (FPS)

Le système de pendule à friction (FPS), développé sous sa forme moderne au USA en 1987 [16], a vu le jour pour la première fois à San Francisco en 1870 [215]. C'est un dispositif d'isolation sismique innovant qui semble offrir des améliorations de la résistance, la

longévité, la souplesse et la facilité d'installation avec des coûts comparable aux systèmes présentés précédemment, combinant à la fois un système de glissement et de recentrage par géométrie ; ce qui lui a permis d'être utilisé dans l'isolation sismique de la grande mosquée d'Alger [93] (Fig.4.10). Il est constitué d'une surface concave de forme sphérique, recouverte d'une plaque d'acier inoxydable polie, sur laquelle glisse un élément articulé en matériaux composites à base de Téflon offrant peu de résistance en friction de façon à rester uniformément en contact avec la surface concave lors du mouvement. Dans le système FPS, la flexibilité latérale est obtenue par l'interface de glissement, qui peut être lubrifiée à l'aide d'une graisse de silicone. Dans la cas du pendule à friction, le fait que l'interface soit posée sur une surface sphérique fait en sorte que la masse, pour se déplacer latéralement, doit aussi se déplacer verticalement vers le haut, permettant une plus grande rigidité latéral comparé à un dispositif de glissement à surfaces planes [50]. Les FPS travaillent sur le principe que lors d'un tremblement de terre le glisseur articulé se déplace le long de la surface concave générant un déplacement de la structure avec de petits mouvements harmoniques augmentant la période de la réponse et dans le même temps les frottements engendrées par le déplacement du glisseur génèrent l'amortissement du mouvement. Dans ce cas, la réponse d'un bâtiment reposant sur ce type de d'appuis dépend donc de son coefficient de frottement et de la masse totale de la structure, en outre l'intensité des forces dynamiques horizontales transmises vers la structure est inversement proportionnelle à la valeur du frottement disponible. La période de vibration est rallongée proportionnellement en fonction du rayon de courbure, ce qui permet de réduire les mouvements de vibration et de protéger le bâtiment et son contenu pendant les violents séismes, par ailleurs le mécanisme de recentrage est obtenu par le retour du glisseur vers une position d'équilibre (point le plus bas de la surface concave) après déchargement (Fig. 4.11). Plusieurs travaux se sont penchés à analyser la performance de ces systèmes à résister aux actions dynamiques de différents types de signaux sismiques [172, 27, 63]. Les résultats obtenus ont tous démontré le bon potentiel de ces dispositifs à augmenter la sécurité dans les bâtiments dont ils sont équipés. Dans d'autres travaux, des modèles mathématiques ont été développés [129, 88] capables de simuler la courbe hystérétique d'un appuis FPS, les comparaisons entre les résultats analytiques et expérimentaux ont conclu que les modèles proposés reprennent suffisamment bien la relation force-déplacement du dispositif. Sachant que le déplacement dépend fortement du nombre de surfaces de glissement dans le système, un dispositif à deux surfaces aura un déplacement divisé par deux par rapport un dispositif à une seule surface, par conséquent des études [216, 149, 16] ont proposé des systèmes FPS multi-interface concave de glissement combinant différentes rigidités et

amortissements pendant le mouvement permettant d'améliorer les performances d'isolation de l'appui. L'étude de Petti et al [171] a analysé l'effet de la composante verticale d'un signal sismique sur un tel système. Elle a montré l'influence de ce dernier sur l'augmentation de l'effort tranchant à la base contrairement aux déplacements relatifs qui croient de très peu. Trovato [214] a étudié dans sa thèse l'effet de la température sur le bon fonctionnement du système FPS, il a conclu que dans les conditions de température élevée et surtout en présence de charges importantes, le dispositif perd relativement de ses facultés dissipatives.



Figure 4.10 : Appuis FPS installés aux fondations de la grande mosquée d'Alger [93]

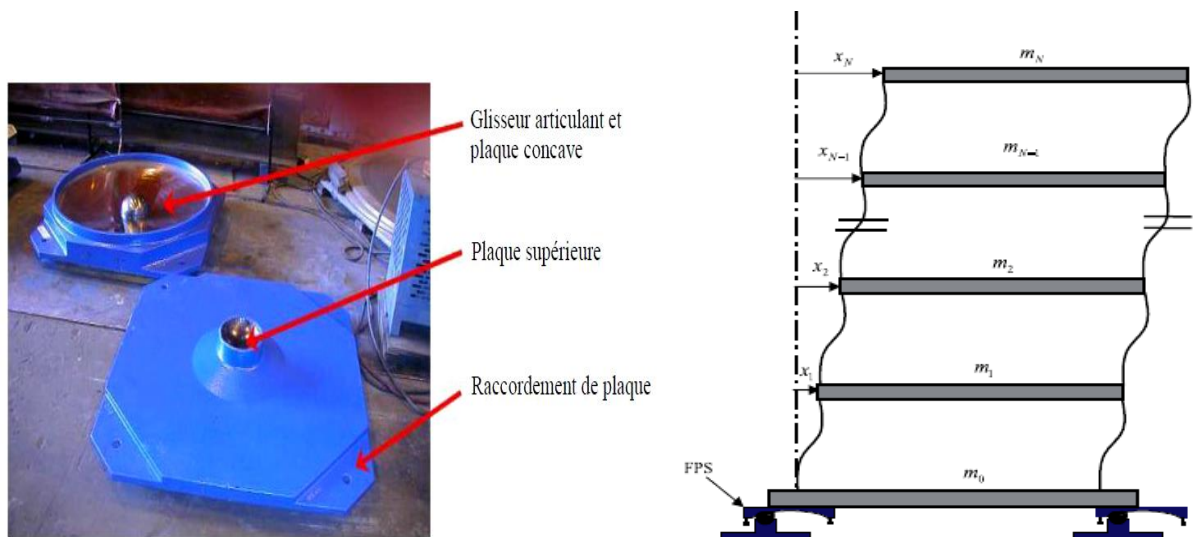


Figure 4.11 : Isolateur de base FPS

Le déplacement du glisseur sur la surface concave lui permet aussi de s'élever créant cependant une force de résistance latérale qui est le résultat d'un effet combiné de la force de frottement et de la force de rappel gravitaire. Le modèle mathématique d'un tel mouvement est illustré dans la figure 4.12.

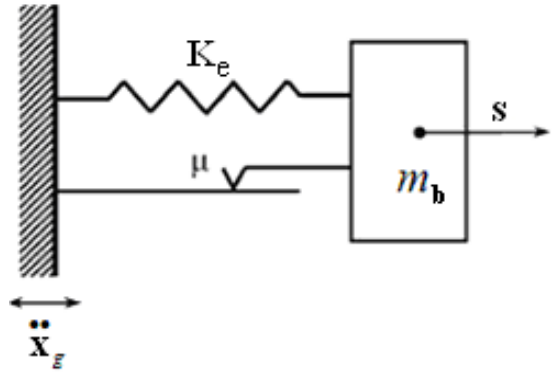


Figure 4.12 : Modèle analytique du FPS

La force latérale développée dans le dispositif d'isolation FPS est donné comme suit :

$$F = \frac{W}{R} \cdot s + \mu \cdot W \cdot \text{sign}(s \cdot) \quad (4.12)$$

Avec s : Déplacement relatif entre l'isolateur et le sol

R : Rayon de courbure de la surface sphérique

W : Poids de la structure

μ : Coefficient de frottement de la surface de glissement

L'équation du mouvement est donnée par :

$$M \cdot (\ddot{s} + \ddot{x}_g) + F + M \cdot \sum \gamma_i \cdot x_i = 0 \quad (4.13)$$

En remplaçant l'équation (4.12) dans (4.13), l'équation du mouvement du système de base devient alors :

$$M \cdot \ddot{s} + \left(\frac{W}{R} \right) \cdot s + \mu \cdot W \cdot \text{sign}(s \cdot) + M \cdot \sum \gamma_i \cdot x_i = -M \cdot \ddot{x}_g \quad (4.14)$$

On remarque que la rigidité du system est donnée par le rapport $K_e = \frac{W}{R}$ (Fig. 4.13). Donc

l'équation (4.14) devient alors [62] :

$$\ddot{s} + \omega_s^2 \cdot s + \mu \cdot g \cdot \text{sign}(s \cdot) + \sum \gamma_i \cdot x_i = -\ddot{x}_g \quad (4.15)$$

Avec: $\omega_s^2 = \frac{g}{R}$ soit $T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{R}{g}}$

La condition de transition de phase de non glissement à glissement est vérifiée tant que :

$$\ddot{x}_g + \sum \gamma_i \cdot x_i \leq \mu \cdot g \quad (4.16)$$

Le sens du mouvement de la base est déterminé pour une vitesse nulle par l'équation qui suit :

$$\text{sign}(0) = - \frac{\ddot{x}_g + \sum \gamma_i \cdot x_i}{\mu \cdot g} \quad (4.17)$$

Pour $\text{sign}(0) = 1$ le sens est positif sinon pour (-1) le sens est négatif.

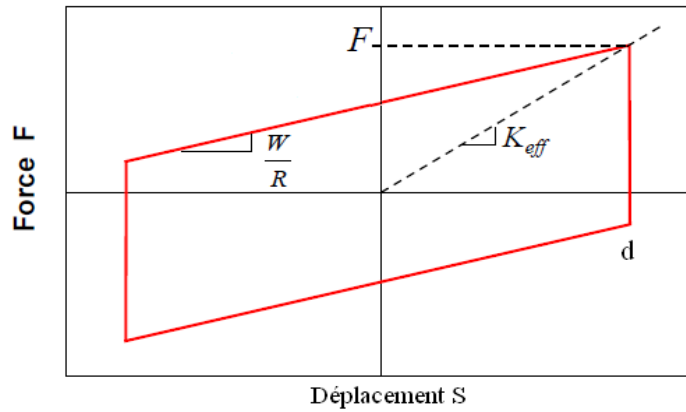


Figure 4.13 : Boucle d'hystérésis de l'appui FPS

D'autres types de systèmes d'isolation, un peu moins utilisés que ceux présentés précédemment, existent dans la bibliographie. Il s'agit des appuis à déformation et glissement. Le plus connue parmi eux est celui utilisé par EDF (Electricité de France), adopté pour l'isolation des centrales nucléaires [155]. Il est composé d'une interface de téflon-acier inoxydable montée en série sur un appui élastomère (Fig. 4.14a). Toutefois ce dispositif présente l'inconvénient de ne pas permettre un recentrage du système pour de fortes intensités sismiques par ailleurs pour les actions du vent, l'appui fournit une bonne stabilité à la structure. Il y a aussi le système d'isolation résistant par frottement (R-BFI) [62] qui est composé de disques en acier inoxydable recouverts de Téflon superposés pouvant glisser les uns sur les autres (Fig. 4.14b) et dont le rôle est de réduire la vitesse de glissement dans l'isolateur. Ces derniers sont aussi reliés à un noyau central en caoutchouc destiné à recentrer le système. Ce dispositif empêche les glissements sous l'effet du vent ou de faibles séismes ; par contre lorsque les secousses du sol sont fortes, des glissements se produisent, provoquant la déformation de l'appui. Les déplacements et la vitesse de la superstructure varient peu avec la période d'oscillation, ce qui signifie que la sensibilité du système au contenu fréquentiel du séisme est très faible. Un autre type peut être cité, c'est l'appui à roulement [133] ressemblant

au FPS mais sans glissement. Il est composé d'une bille sphérique ou de rouleau cylindrique entre deux plaques d'acier, lors du déplacement. Il y a un léger soulèvement de la construction qui a alors tendance après à revenir à sa position initiale. Ce système d'appuis est très peu utilisé et peut être complété par un dispositif de blocage vis-à-vis de l'action du vent en plus que des amortisseurs visqueux peuvent être prévus afin de limiter les déplacements.

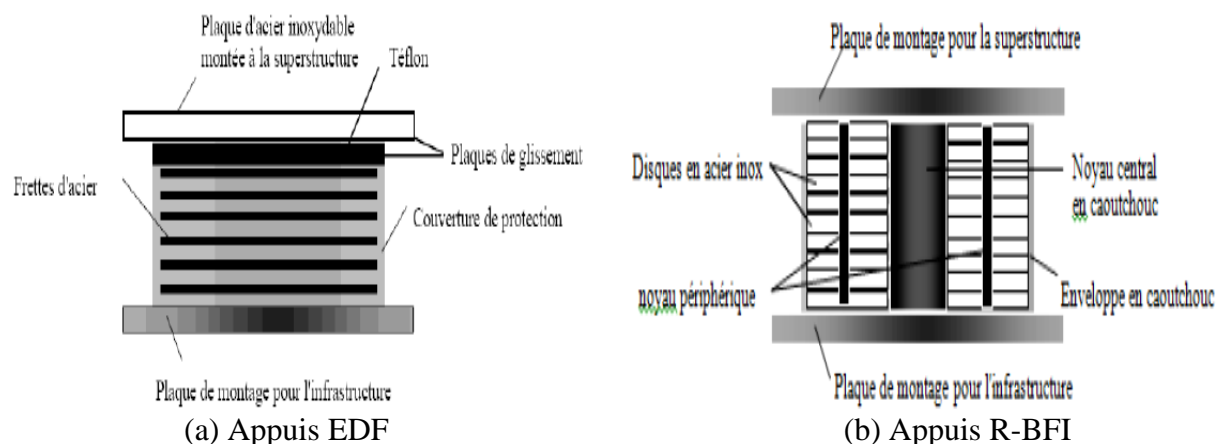


Figure 4.14 : Appuis à déformation et glissement

4.3. Contrôle passif par dispositif dissipateur d'énergie

Les systèmes de contrôle passif de l'énergie dynamique utilisent une large gamme de dispositifs dissipateurs dont le rôle ne diffère pas dans le principe de celui des isolateurs de base. C'est-à-dire absorber l'essentiel de l'énergie excitatrice engendrée par un événement sismique. Cela a pour effet ainsi de réduire la dissipation par des déformations inélastiques dans les éléments structuraux et de diminuer par la même occasion et d'une manière significative le mouvement différentiel entre ces derniers. Ce qui permet en outre de limiter les dommages pouvant être occasionnés dans la structure. Ajouté à cela ces systèmes ne sont pas coûteux aussi bien dans la conception parasismique des nouvelles structures que dans la réhabilitation des anciennes bâtisses pas assez protégée aux efforts dynamiques importants. Plusieurs concepts de ces dispositifs existent à l'heure actuelle et ils peuvent être classés selon leurs comportements comme hystérétiques [8], viscoélastiques et à fluide visqueux [35]. Le comportement des amortisseurs hystérétiques est basé sur le principe de la dissipation par frottement entre les surfaces composant le dispositif engendrant une déformation post-linéaire localisée de l'acier, ce qui les rend essentiellement dépendant des déplacements. Les dissipateurs viscoélastiques peuvent être solides ou fluides et leur comportement dépend du déplacement et de la vitesse ; par contre les dispositifs de dissipation à fluides visqueux ont un comportement qui dépend uniquement de la vitesse.

4.3.1. Dispositif Hystérétique

Plusieurs types de systèmes de dissipation d'énergie hystérétiques ont été proposés et développés pour accroître la performance des structures en génie civil [98]. Ces systèmes par définition absorbent l'énergie à travers un mécanisme indépendant de la fréquence d'excitation et du nombre de cycles de charge ; ce qui leurs confère une bonne résistance à la fatigue. Parmi les dispositifs hystérétiques, ils existent les amortisseurs métalliques qui utilisent la ductilité du matériau acier comme mécanisme de dissipation et les amortisseurs à friction qui transforment l'énergie vibrante en chaleur par frottement de Coulomb (dry friction) [35]. Les hystérésis force-déplacement de ces dispositifs obtenues sous amplitudes constantes engendrent des boucles quasi rectangulaires traduisant des réponses pratiquement inchangées sous diverses pulsations de vibrations (Fig. 4.15). Ce qui implique que les modèles représentant ces derniers sont de formes algébriques simples, ainsi ces systèmes hystérétiques sont souvent caractérisés comme étant dépendants du déplacement.

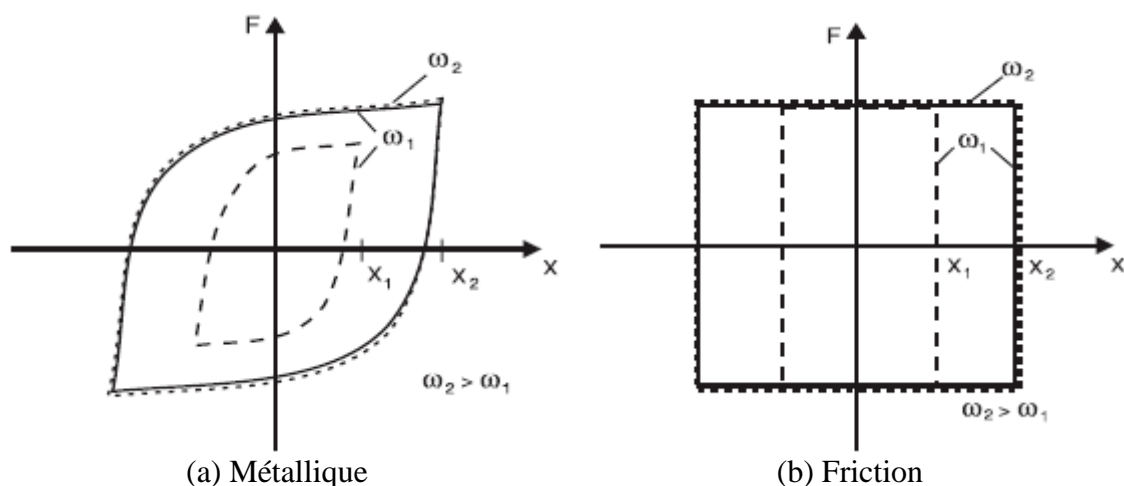


Figure 4.15 : Boucle d'hystérésis de dispositif hystérétique [35]

Plusieurs approches expérimentales et analytiques existent pour modéliser le comportement non-linéaire de ces dispositifs. Le plus connu et implémenté dans les codes de calculs de structures comme le SAP2000, et est caractérisé par une allure élastique parfaitement plastique et a été proposé par Wen [8] (Fig. 4.16) tel que :

$$F = K_e \cdot r \cdot d + (1 - r) \cdot F_y \cdot z \quad (4.18)$$

Où : F est la force de résistance de l'amortisseur et F_y est la force élastique limite.

K_e est la rigidité élastique et r est le rapport entre la rigidité élastique et post-élastique.

z : est la variable hystérétique définie dans un intervalle $-1 \leq z \leq 1$, la valeur initiale de z est égal à zéro, et elle évolue en fonction d'une équation différentielle tel que :

$$\begin{cases} \dot{z} = \frac{K_e}{F_y} \cdot \dot{d} \cdot (1 - z^{\exp}) & \text{si } \dot{d} \cdot z > 0 \\ \dot{z} = \frac{K_e}{F_y} \cdot \dot{d} & \text{sinon} \end{cases} \quad (4.19)$$

Cette équation est similaire à celle de (4.6) avec $A_L = 1$, $\alpha_L = \beta_L = 0.5$.

L'exposant de la variable z donne la forme de l'hystérésis tel qu'illustré dans la figure 4.16.

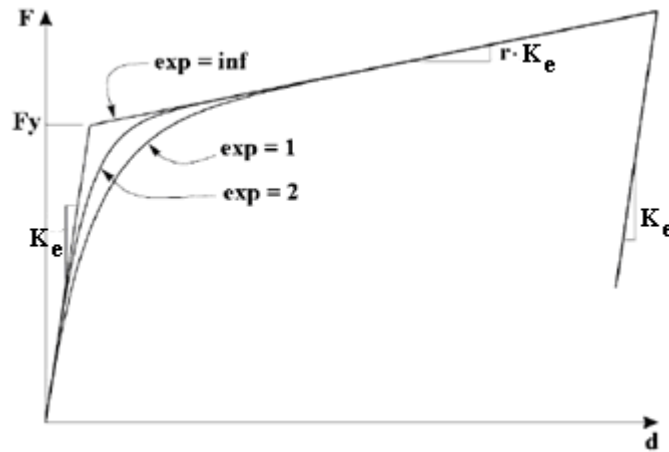


Figure 4.16 : Courbe charge-déformation d'un dispositif hystérétique

4.3.1.1. Amortisseur métallique

L'amortisseur métallique représente un des mécanismes les plus efficaces disponibles pour la dissipation de l'énergie sismique dans une structure et ce-ci grâce à la déformation inélastique de ces composantes métalliques. Traditionnellement, la conception parasismique des structures en acier s'appuie sur la ductilité de leurs éléments pour fournir la dissipation nécessaire. Cependant, l'idée d'utiliser des amortisseurs hystérétiques métalliques dans la superstructure pour absorber une partie de l'énergie sismique est apparue en Nouvelle-zélande et au Japon, s'en aient suivit les études analytiques et expérimentales qui ont paru dans les travaux de Kelly et al. (1972) et Skinner et al. (1975) [206].

Malgré les différentes configurations géométriques des divers dispositifs métalliques, le mécanisme sous-jacent de dissipation se base toujours sur la déformation post-élastique du métal qui est habituellement l'acier doux, bien que parfois le plomb soit employé. En effet la réponse globale de ces amortisseurs est donc intimement liée avec le comportement cyclique

contrainte-déformation du métal. Les caractéristiques particulièrement souhaitables de ces systèmes sont leur comportement hystérétique stable, une fiabilité à long terme, et une bonne résistance aux facteurs environnementaux et de température [53]. De plus ces dispositifs sont relativement peu coûteux et leurs propriétés demeureront stables tout au long de la vie de la structure. Les seuls inconvénients qui peuvent être associés à ce genre de dissipateurs sont leurs nombre limités de cycles de fonctionnement en plus qu'ils sont peu sensibles aux faibles vibrations dynamiques tel que le vent ou des séismes modérés ; ajouté à cela, ils nécessitent des supports souvent plus coûteux que le dissipateur lui-même [222]. Parmi les différents types de ces dispositifs, il y a les amortisseurs métalliques ADAS, TADAS et BRB [165].

A) Amortisseur à rigidité supplémentaire (ADAS)

L'amortisseur à rigidité supplémentaire ADAS (Added Damping and Stiffness) [28] est probablement le plus utilisé parmi les dispositifs métalliques, il se compose d'une série de plaques d'acier en forme de X (Fig. 4.17a) et installé souvent en milieu de travée d'un portique puis relié à deux chevrons par l'intermédiaire d'un support rigide (Fig. 4.17b). Ces amortisseurs sont reliés aux poutres de sorte qu'ils peuvent résister aux forces horizontales engendrées par les déplacements inter-étages par flexion des plaques le composant fournissant une dissipation d'énergie par le biais de la plastification de la zone centrale de ces dernières favorisée par leur forme double conique. Les études expérimentales [202] et analytiques [15] ont mis en évidence la bonne performance de ces systèmes d'amortissement aussi bien pour les nouvelles constructions que pour les structures existantes et ont démontré un comportement hystérétique stable, peu sensible aux effets thermiques, et extrêmement fiables pour des coûts relativement bas. Par ailleurs, les paramètres principaux définissant le comportement d'un dissipateur d'ADAS tel que c'est le cas pour les amortisseurs hystérétiques sont sa rigidité linéaire, sa limite d'élasticité, et son déplacement non-linéaire.

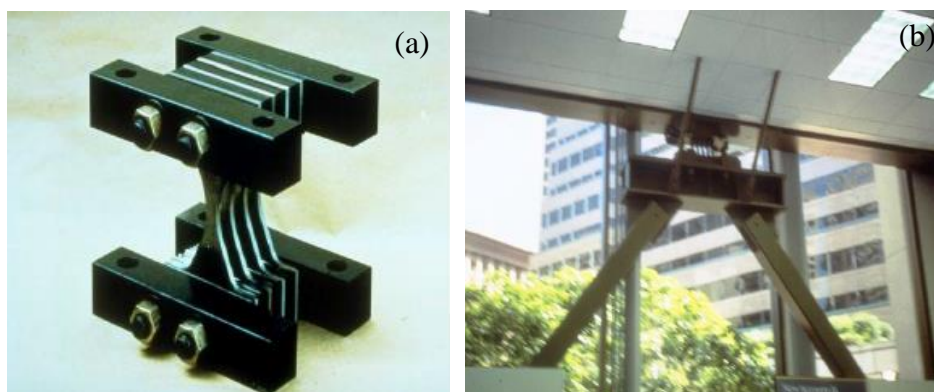


Figure 4.17 : Amortisseur ADAS [6]

B) Amortisseur à plaques triangulaires (TADAS)

L'autre type de dissipateurs composé de plaques métalliques qui est couramment utilisé est l'amortisseur TADAS (Triangular-plate Added Damping And Stiffness). Constitué de plusieurs plaques triangulaires d'acier disposées en parallèle, soudées en bas et boulonnées en haut (Fig. 4.18), ce système est plus approprié que le dispositif ADAS en raison d'une performance meilleur et plus prévisible [39]. Lorsque le dispositif TADAS est bien attaché avec son support et le portique, ce dissipateur peut fournir non seulement une rigidité latérale supplémentaire à la structure mais aussi lui procurer un amortissement hystérétique appréciable par plastification de ces plaques lorsque la réponse sous charges dynamiques importantes se retrouve dans le domaine non-linéaire permettant une meilleure protection de des bâtiments en acier contre des dommages éventuels [134].

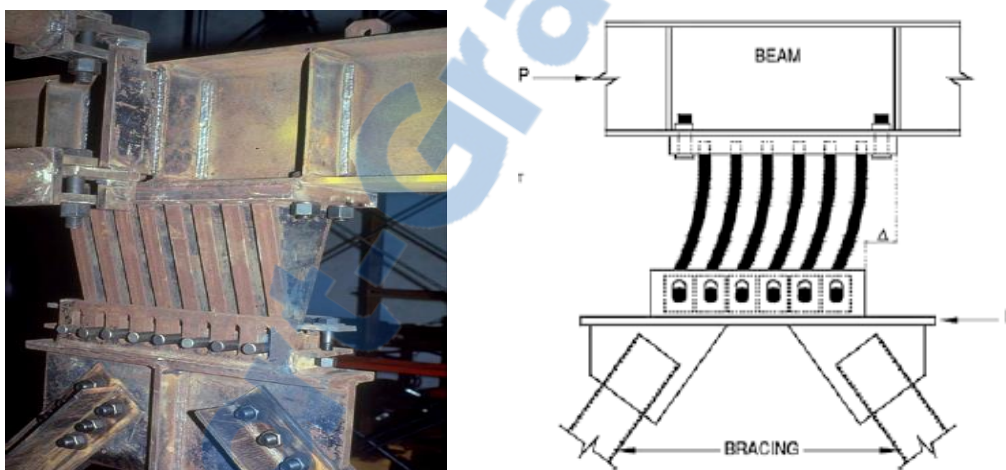


Figure 4.18 : Amortisseur TADAS [6, 165]

C) Amortisseur à diagonale non flambante (BRB)

L'amortisseur à diagonale non flambante BRB (Buckling Restrained Brace) est un dissipateur métallique qui a été développé au Japon dans l'année 1980 et a été utilisé dans un certain nombre de projets en Californie et également au Japon [222]. Ce dispositif se compose d'un profilé en acier (ayant habituellement une faible résistance élastique) de section transversale cruciforme complètement noyé dans un autre tube d'acier rigide (forte résistance élastique) de forme rectangulaire ou circulaire rempli de béton, le rôle du béton en plus d'augmenter la résistance du tube au flambement est de prévenir le voilement local dans le profilé (Fig. 4.19). Un revêtement spécial est appliqué au profilé afin de l'empêcher d'adhérer au béton, ce qui lui permet de glisser par rapport au tube de béton rempli. Le confinement fourni par le tube rempli de béton permet au profilé d'être soumis à des charges importantes

de compression sans possibilité de flambement, c'est-à-dire que la diagonale interne peut subir un comportement hystérétique uniquement par traction ou compression simple (la résistance élastique à la traction et à la compression est sensiblement la même). A partir du moment où le flambement est empêché, une dissipation d'énergie importante peut se produire sur un cycle de mouvement par déformation non-linéaire [28]. Dans de nombreux cas, les amortisseurs BRB sont installés dans des contreventements, disposés en chevron. Dans ce cas, sous charge latérale, un élément est en compression et l'autre est en traction, et la charge verticale est donc nulle au point d'intersection entre les amortisseurs et la poutre. Ce qui permet aux amortisseurs de fournir un meilleur potentiel que celui d'un contreventement en chevron classique, qui transmet un résidu de force verticale à la poutre dont il est attaché. Au cours de la réponse initiale élastique l'amortisseur BRB fonctionne comme un contreventement classique par contre quand la réponse passe dans le domaine non-linéaire, une dissipation d'énergie supplémentaire est amorcée.

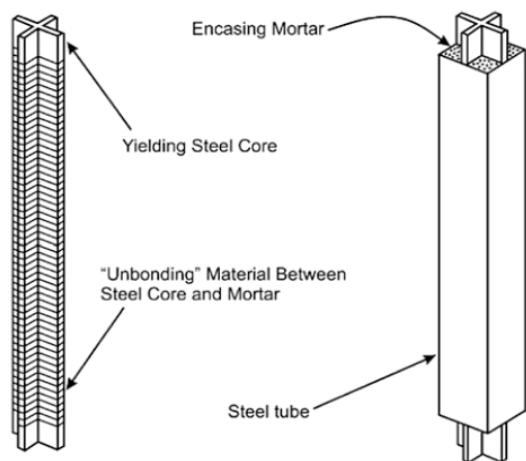


Figure 4.19 : Amortisseur BRB [28, 210]

D'autres systèmes hystérétiques, qui semblent avoir de l'avenir, sont encore à l'état d'étude et d'expérimentation comme les amortisseurs à fente (Slit damper). C'est un dispositif [101, 97] fabriqué à partir d'un élément d'acier en forme de I avec un certain nombre de fentes pratiquées dans l'âme, en laissant un nombre de bandes entre les deux entailles pour se déformer en flexion et dissiper l'énergie en formant une rotule plastique à leurs extrémités (Fig. 4.20a). Il y a aussi les dispositifs à panneaux (Pannel damper) qui peuvent être constitués d'aluminium [179] ou d'acier [47] (Fig. 4.20b), la dissipation de l'énergie est obtenue par distorsion des plaques constituant l'amortisseur permettant de délocaliser une partie des charges des éléments structuraux.

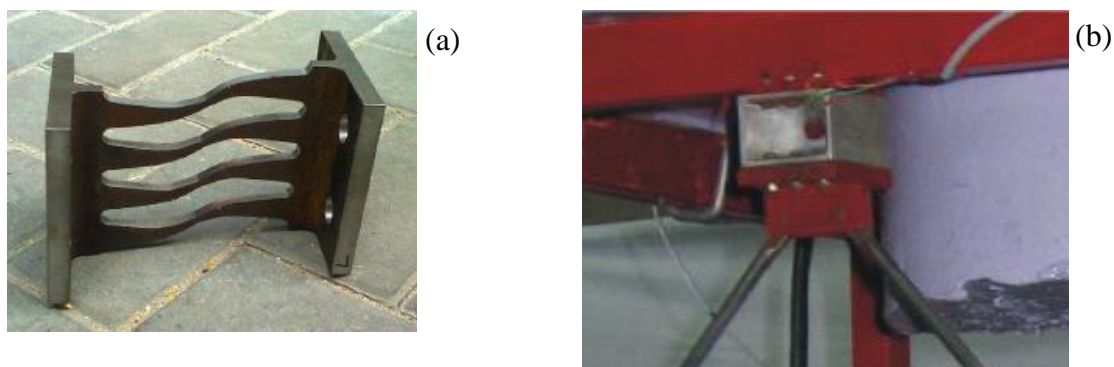


Figure 4.20 : a) Amortisseur Slit [97], b) Amortisseur à panneaux [179]

4.3.1.2. Amortisseur à friction

Les amortisseurs à friction utilisent le mécanisme de frottement qui se développe dans le glissement relatif entre deux corps solides pour fournir la dissipation d'énergie souhaitée [35]. Ce glissement est imposé dans les deux directions à la traction et à la compression pendant le chargement cyclique. Généralement, les dispositifs à friction génèrent une boucle d'hystérésis rectangulaire aux caractéristiques semblables à celui du frottement de Coulomb où le sens de la force d'amortissement est opposée au sens de la vitesse et est égale au produit de la force normale par le coefficient de frottement dynamique. Ces types de dispositifs sont caractérisés par leur bon rendement ainsi que leur bonne résistance à la fatigue, par conséquent une variété d'amortisseurs à friction a été mis au point dans le but d'améliorer la réponse sismique, les plus cités dans la littérature sont ceux de Sumitomo, de Pall, boulonné encoché (Slotted bolted damper) et à contrainte de dissipation d'énergie (Energy Dissipating Restraint EDR).

A) L'Amortisseur à friction uni-axial

L'amortisseur à friction uni-axial appelé aussi amortisseur de Sumitomo est fabriqué par les industries métallurgiques du même nom au Japon. Pendant des années, l'utilisation de ce dissipateur était destinée pour des applications dans le domaine ferroviaire, mais il a été récemment étendu aux bâtiments [190]. Le système est constitué de plots de cuivre, imprégnés de graphite dont la fonction est de lubrifier la surface de glissement et assurer un coefficient de frottement stable et un coulisement sans bruit (Fig. 4.21). La force d'amortissement est obtenue par glissement avec frottement des plots sur le cylindre en acier recouvrant le dispositif. Le ressort précontraint transmet une charge qui va être convertie sous l'action de cales intérieures et extérieures en une force normale exercée sur les plots permettant d'augmenter ces forces de frottement. [98]. Cet amortisseur fonctionne comme un

transmetteur de choc, il ne s'active que sous événement sismique important. Cependant, il ne diminue pas beaucoup les efforts tranchants à la base.

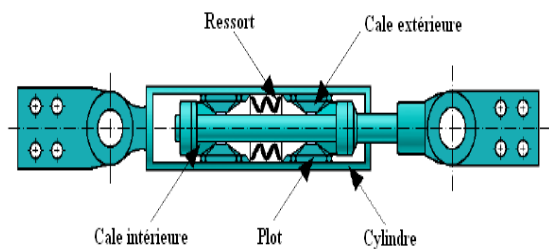


Figure 4.21 : Amortisseur de Sumitomo [98, 6]

B) L'Amortisseurs de Pall

L'autre amortisseur qui se base sur le mécanisme du frottement de Coulomb pour dissiper l'énergie d'un chargement dynamique est le dispositif proposé par Pall et al. (1987) [190]. C'est un dissipateur qui peut être de forme rectangulaire attaché par boulonnage au centre d'un contreventement en croix (Fig. 4.22). Quand la structure est soumise à un chargement cyclique latéral, le portique a tendance à se déformer en obligeant le contreventement à résister en créant des efforts de traction sur une diagonale et de compression sur l'autre ce qui va engendrer une déformation de l'amortisseur pour prendre une forme parallélogramme. La dissipation sera obtenue par glissement des joints de boulons composant le dissipateur. De multiples travaux ont démontré la capacité de cet amortisseur à absorber de fortes énergies sismiques et particulièrement limiter les déplacements inter-étages. Toutefois, dans le cas du vent ou de séismes de moindres intensités, ce dispositif travaille comme un contreventement résistant simplement par sa rigidité [81, 61, 227]. L'inconvénient de ce dissipateur est qu'il se détériore sous les effets climatiques et demande un perpétuel entretien avec le temps.

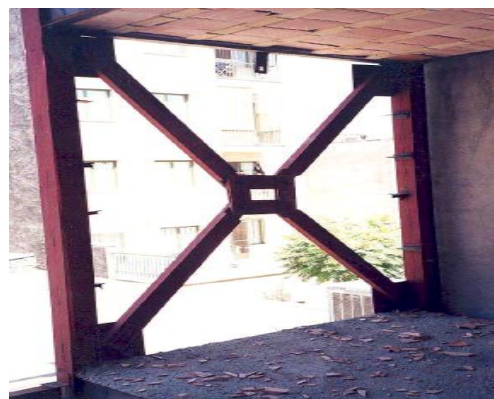
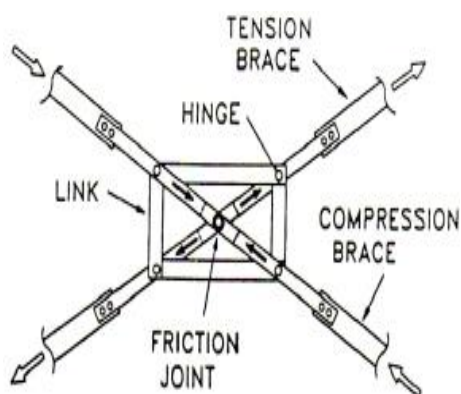


Figure 4.22 : Amortisseur de Pall [6]

C) Amortisseur boulonné encoché (SBC)

L'amortisseur SBC (Slotted bolted connection) est un dispositif à friction classé dans la catégorie des dissipateurs de Pall, il peut être associé à une seule diagonale de contreventement ou un système de chevrons (Fig. 4.23), il a été proposé pour la première fois par Fitzgerald et al. (1989) et a été amélioré par Grigorian et Popov (1993) [190]. Le principe de fonctionnement de cet amortisseur est de dissiper l'énergie due aux forces dynamiques extérieures par glissement dans des assemblages boulonnés encochés caractérisant ce dissipateur. Il se compose de plaques d'acier qui sont attachées ensemble avec une force de fixation spécifique, cette dernière prédéfinie la force de frottement engendrée par le glissement de ces boulons [98]. Au niveau de l'interface un matériau spécifique est utilisé comme le laiton pour obtenir des caractéristiques de frottement plus stables. Law & al. ont mené des études sur des bâtiments [115] et des ponts [114] afin d'analyser la performance de ce dissipateur en paramétrant la rigidité initiale et la force de frottement, les résultats ont démontré l'efficacité de ce dispositif à réduire la réponse de ces structures.



Figure 4.23 : Amortisseur boulonné encoché [6, 190]

D) Amortisseur à contrainte de dissipation d'énergie

Un genre particulier de dispositif à friction a été fabriqué et testé par Fluor Daniel [190] qui est appelé la contrainte de dissipation d'énergie EDR (Energy Dissipating Restraint). Ce système est composé d'un ressort interne et des cales encastrées dans un cylindre en acier (Fig. 4.24). Comme c'est le cas de l'amortisseur Sumitomo, l'EDR fonctionne avec des cales de compression en acier et des cales de frottement en bronze afin de transformer la force axiale du ressort en pression normale agissant vers l'extérieur c'est-à-dire sur la paroi du cylindre. La surface de frottement est constituée de l'interface entre les bords en bronze et le

cylindre en acier. Des stoppeurs internes sont disposés dans le cylindre dont le but est de créer des contraintes de tension et de compression dans le ressort. La longueur de ce dernier peut varier pendant le fonctionnement, permettant de créer une force de frottement par glissement variable. Ce système est le seul dissipateur à friction qui dispose de possibilités de recentrage et d'être capable de fonctionner sous de faibles sollicitations dynamiques, en plus d'être l'unique amortisseur à friction à ne pas produire des boucles d'hystérésis rectangulaires c'est-à-dire que la réponse dépend de la fréquence du mouvement.

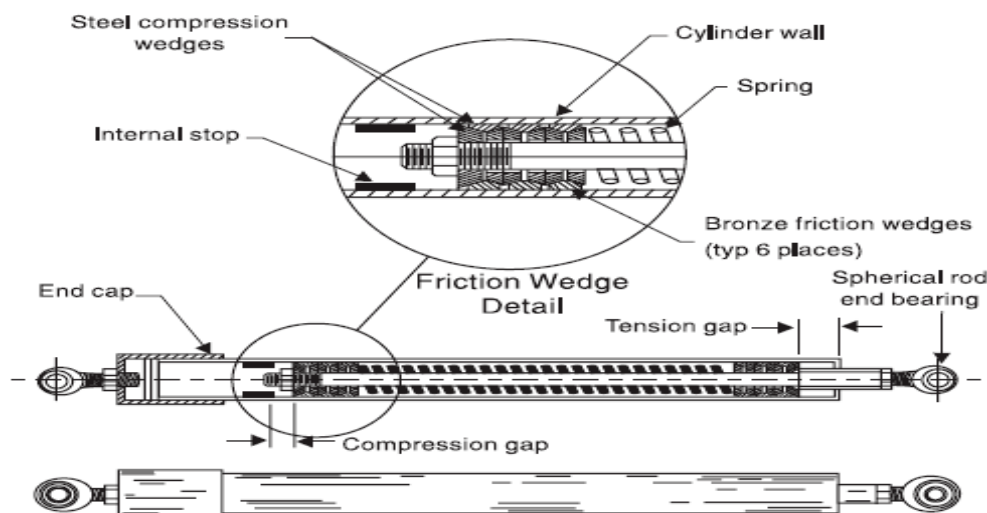


Figure 4.24 : Amortisseur à contrainte de dissipation d'énergie [35]

4.3.2. Amortisseur viscoélastique

L'application des matériaux viscoélastiques dans le contrôle des vibrations remonte aux années 1950, où ils ont été employés pour la première fois dans les avions pour limiter le phénomène de fatigue dans les fuselages. Son application dans le génie civil a commencé en 1969 où 10.000 amortisseurs viscoélastiques ont été installés dans chacune des tours jumelles du World Trade Center (WTC) à New York pour résister aux charges du vent [28, 6]. Par contre l'application antisismique de ce genre de dissipateurs a une origine plus récente, elle date des débuts des années 1990. Les amortisseurs VE sont caractérisés par une courbe force-déplacement en fonction de la vitesse relative entre les deux extrémités du dissipateur, c'est-à-dire en fonction de la fréquence du mouvement (Fig. 4.25). Par ailleurs, la réponse de ce dispositif peut être exprimée en terme de déplacement relatif. Les systèmes VE présentent une rigidité et un coefficient d'amortissement dépendant eux aussi de la fréquence. De plus la force d'amortissement est proportionnelle à la vitesse, étant due à la viscosité [98]. Dans les dernières années beaucoup de recherches expérimentales et analytiques ont été réalisées sur des bâtiments métalliques pour évaluer les capacités de ces dispositifs à bien absorber les

charges sismiques. Ce qui a permis d'améliorer le rendement de ces systèmes pour être mieux adaptés aux structures développant des distorsions importantes. Ce type de dissipateurs comporte des amortisseurs viscoélastiques fluides et solides.

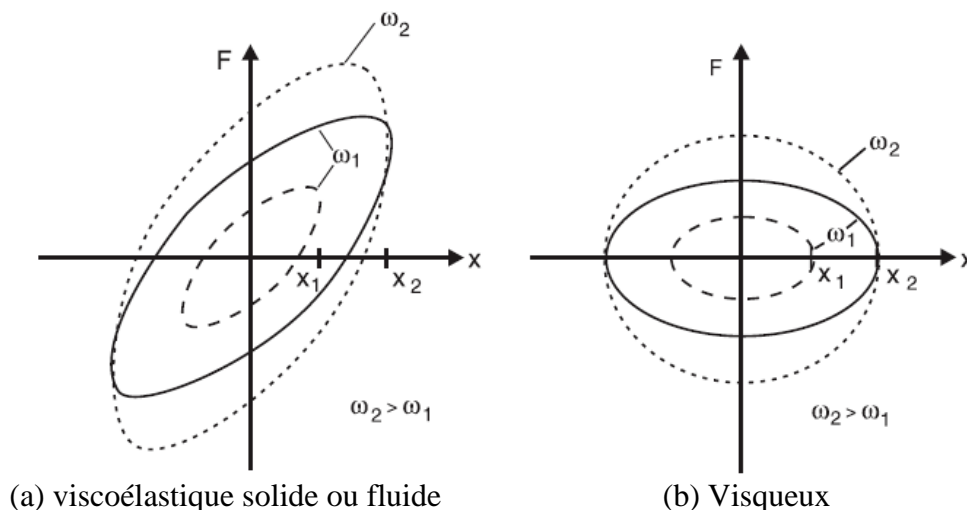


Figure 4.25 : Boucle d'hystérésis d'un dispositif viscoélastique et visqueux [35]

4.3.2.1. Amortisseur viscoélastique fluide

Le principe de base avec lequel fonctionnent les amortisseurs viscoélastiques fluides est de dissiper les charges dynamiques par la transformation de l'énergie mécanique en chaleur par le biais d'un piston qui déforme un liquide épais et fortement visqueux, telle qu'un gel de silicone. Parmi les dispositifs qui utilisent cette conception il y a les murs de contreventement à amortissement visqueux. Ce système a été développé par la compagnie Sumitomo au Japon [98]. Le dispositif est constitué d'un mur extérieur creux en acier attaché au plancher inférieur, rempli d'un fluide fortement visqueux. Une plaque en acier représentant le piston et fixée au plancher supérieur se déplace à l'intérieur du mur (Fig 4.26). Les forces d'amortissement visqueuses sont obtenues par le mouvement du piston à l'intérieur du mur, actionné par le déplacement relatif entre les deux planchers. Afin de maximiser la densité de dissipation, des matériaux avec une grande viscosité doivent être utilisés [35] tout en tenant compte de leur rendement dans des conditions de température élevée. Ce genre de dissipateurs sont caractérisés souvent par de faibles rigidités et n'influent pas considérablement sur la période fondamentale du mouvement, ce qui fait qu'ils sont généralement considérés comme étant plus des amortisseurs visqueux [210]. Les essais effectués à échelle réelle de ces murs assemblés à un portique en acier posé sur table vibrante ont montré des rendements très importants face à de très forts séismes [194].

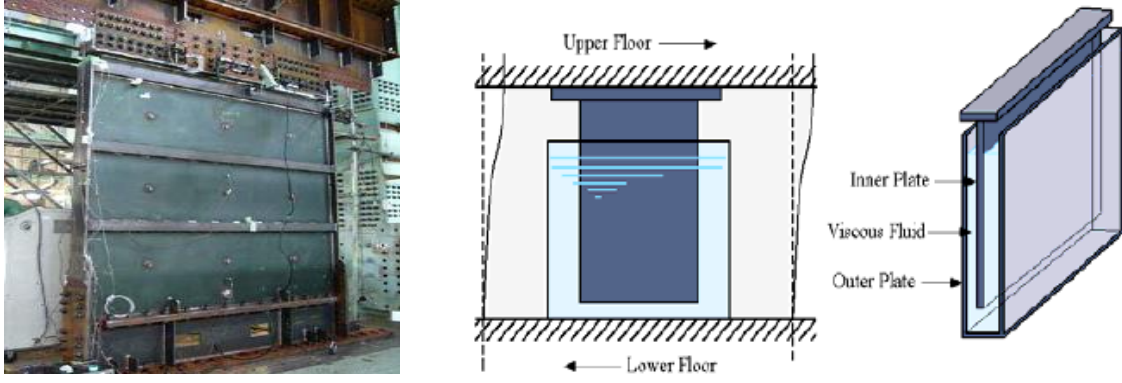


Figure 4.26 : Amortisseur viscoélastique fluide [98]

4.3.2.2. Amortisseur viscoélastique solide

Les amortisseurs viscoélastiques solides sont conçus pour être utilisés généralement dans des structures subissant des distorsions importantes. Ils sont constitués de couches de polymères acryliques, de copolymère ou de matériaux à comportement vitreux [190] permettant de transformer l'énergie dynamique sous forme de chaleur par distorsion de ces couches. Un matériau viscoélastique associe les caractéristiques d'élasticité et de viscosité de sorte que l'élasticité permet au matériau de stocker toute l'énergie pendant le chargement et de la renvoyer à la fin (pas de perte d'énergie). Par contre, la viscosité résiste à l'écoulement et le matériau se déforme linéairement avec le temps sous l'effet du chargement. Ces facultés permettent à la structure équipée de ces dispositifs de bénéficier d'un amortissement supplémentaire et de retrouver sa position initiale une fois déchargée. Un dissipateur viscoélastique solide typique se compose de deux couches de polymère liées à une plaque centrale d'un côté et à deux plaques externes de l'autre (Fig. 4.27). La dissipation d'énergie aura lieu pendant le chargement quand un mouvement relatif entre les plaques d'acier externes et la plaque centrale se produit [53, 98]. Les propriétés mécaniques de ces systèmes sous chargement dynamique dépendent de la fréquence, du niveau de déformation et de la température [35]. La relation entre la contrainte de cisaillement $\tau(t)$ et la distorsion $\gamma(t)$ est :

$$\tau(t) = G(\omega)\gamma(t) + \frac{G''(\omega)}{\omega} \dot{\gamma}(t) \quad (4.20)$$

Où $G(\omega)$ et $G''(\omega)$ représentent respectivement les modules de cisaillement de stockage et de perte tel que le facteur de perte $\eta = G''/G'$. La quantité d'énergie dissipée est [28] :

$$E_D = \int_0^{2\pi/\omega} \tau(t) \dot{\gamma}(t) dt = \pi \gamma_0^2 G''(\omega) \quad (4.21)$$

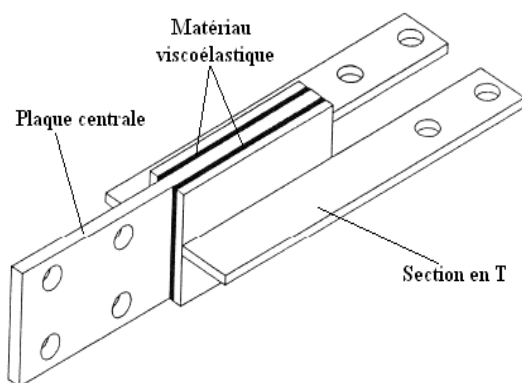


Figure 4.27 : Amortisseur viscoélastique solide (WTC, N.Y) [6, 35]

4.3.3. Amortisseur hybride friction viscoélastique

Dans la dernière décennie un autre système hybride a été développé à l'université technique du Danemark et il est en cours d'analyse et d'expérimentation. Cet amortisseur combine les avantages des mécanismes de dissipation de pure friction et de pure viscoélasticité. Il est composé de plusieurs disques à friction en matériaux composites séparés par des plats en acier et d'un boulon précontraint servant à attacher l'ensemble en place et exerçant une force normale engendrant un frottement entre les disques et les plats tel qu'illustré dans la figure 4.28. Les résultats expérimentaux [154] sur des modèles à échelle réelle montrent que de tels dispositifs sont capables de réduire la réponse structurale face un évènement sismique aux environs de 80%.

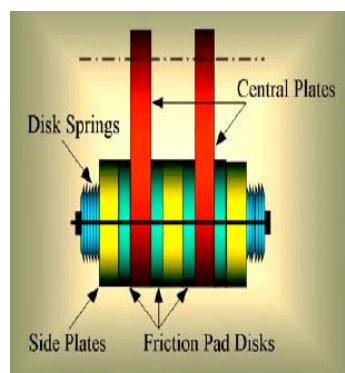


Figure 4.28 : Amortisseur hybride [98]

4.3.4. Amortisseur inertiel couplé

La classe finale des systèmes passifs pouvant être considérée est la gamme d'absorbeurs de vibrations dynamiques. L'objectif d'intégrer ce genre d'amortisseurs dans une structure est essentiellement le même que celui des autres dispositifs passifs discutés

précédemment, à savoir, de réduire la demande en capacité des éléments structuraux par dissipation de l'énergie. Cette réduction, dans ce cas, est effectuée en transférant une partie de l'énergie vibratoire de la structure à l'absorbeur. Deux types d'amortisseurs de vibrations dynamiques sont fréquents dans la pratique. Le premier est l'amortisseur à masse accordée TMD (Tuned Mass Damper) qui, dans sa forme la plus simple, est composé d'une masse solide et d'un ressort fixé à la structure [131, 20]. Le deuxième type est l'amortisseur à liquide accordé TLD (Tuned liquid damper), qui généralement dissipe l'énergie soit par le ballottement du liquide dans un conteneur ou par l'intermédiaire du passage du liquide à travers des orifices [190] (Fig. 4.29). Bien que ces amortisseurs aient été proposés pour la conception parasismique, les principales applications à ce jour sont la réduction des vibrations dues au vent.

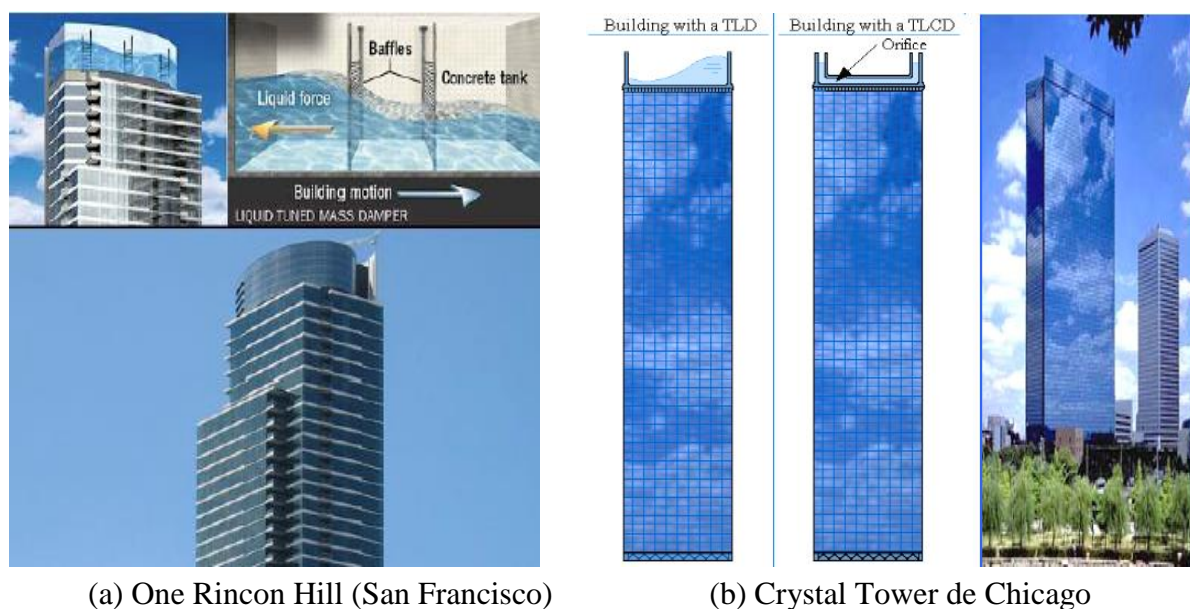


Figure 4.29 : Application de l'amortisseur TLD

4.3.4.1. Amortisseur à masse accordée

Le concept d'amortisseur à masse accordée dans les applications modernes trouve ses racines dans les absorbeurs de vibrations dynamiques étudiés dès 1909 par Frahm [206]. La modélisation analytique de ce genre de dissipateurs (Fig. 4.30) se compose d'une petite masse m et un ressort avec une raideur k avec un coefficient d'amortissement c attaché à la structure de masse M , de raideur K et d'un coefficient d'amortissement C . En vertu d'une simple charge harmonique, la principale masse M peut être maintenue complètement immobile lorsque la pulsation propre ($\sqrt{k/m}$) de l'absorbeur est choisie égale à la période d'excitation. L'équation du mouvement d'un système SDDL composé de structure plus TMD est :

$$M.\ddot{x}_1 + C.\dot{x}_1 + K.x_1 = c.\left(\dot{x}_2 - \dot{x}_1\right) + k.(x_2 - x_1) + f(t) \quad (4.22)$$

$$m.\left(\ddot{x}_2 - \ddot{x}_1\right) + c.\left(\dot{x}_2 - \dot{x}_1\right) + k.(x_2 - x_1) = -m.\ddot{x}_1 + g(t) \quad (4.23)$$

Où x_1 , x_2 sont respectivement les déplacements de la structure et du TMD. $f(t)$ est la force dynamique externe appliquée à la structure pendant que $g(t)$ est une force nulle pour le vent est égale à $\mu_T.f(t)$ pour le séisme tel que le rapport des masses est $\mu_T = m/M$.

En additionnant les deux équations (4.22) et (4.23) on aura :

$$(M + m).\ddot{x}_1 + C.\dot{x}_1 + K.x_1 = f(t) + g(t) - m.\left(\ddot{x}_2 - \ddot{x}_1\right) \quad (4.24)$$

L'addition de la masse du TMD à la structure provoque une augmentation de la période de vibration mais accroît aussi les forces externes appliquées au système.

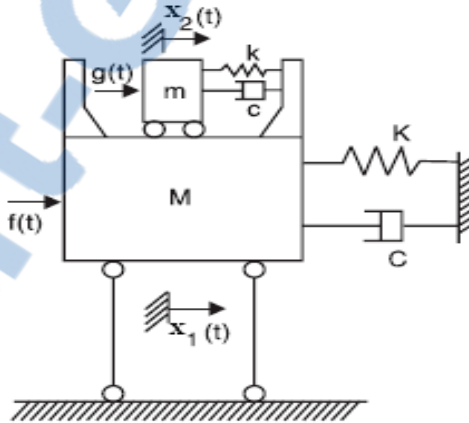


Figure 4.30 : Modèle analytique du TMD [35]

Comme c'est le cas des amortisseurs viscoélastiques, le système TMD a surtout été utilisé pour absorber les charges du vent (Fig. 31a) mais récemment, son utilisation a été étendue dans la protection parasismique (Fig. 31b) pour cela des études numériques et expérimentales ont été menées pour examiner son efficacité dans la réduction de la réponse face à des tremblements de terres. Il a été remarqué que bien que la réponse du premier mode d'une structure à PDDL avec un TMD peut être sensiblement réduite, cette dernière dans les modes supérieurs peut en fait augmenter à mesure que le nombre d'étages augmente. Pour les excitations de type sismique, il a été démontré que, pour des bâtiments jusqu'à 12 étages, la réponse du premier mode contribue à plus de 80% dans la prédominance du mouvement [206]. Cependant, pour un bâtiment plus grand sur un sol ferme, la réponse des modes

supérieurs peut être un problème qui doit encore être étudié. D'autres analyses [199, 188] ont montrés que l'efficacité du TMD dans la diminution de la réponse de la même structure sous différents signaux sismiques ou différentes structures sous le même signal est significativement différente. Certains cas donnent de bonnes performances pendant que d'autres n'ont aucun effet. Ceci implique qu'il existe une dépendance de la réponse des caractéristiques du mouvement du sol. La dissipation est plus importante lorsque la pulsation du sol s'approche de celle la structure, et elle diminue lorsque cette pulsation s'éloigne.

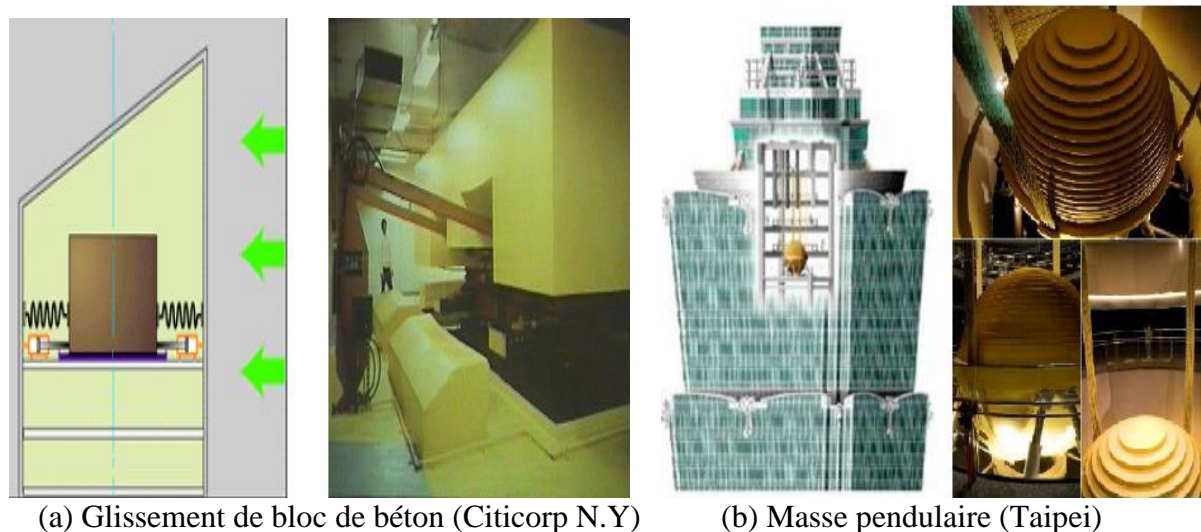


Figure 4.31 : Amortisseur à masse accordée

4.3.5. Amortisseur à fluide visqueux (FVD)

Les amortisseurs à fluide visqueux FVD (Fluid viscous damper) sont largement utilisés dans plusieurs systèmes structuraux et mécaniques, afin de réduire les réponses aux vibrations et aux chocs. Utilisés dans les structures en tant que dispositifs de contrôle passifs, les amortisseurs FVD dissipent l'énergie par le déplacement d'un piston dans un fluide visqueux. Ces dispositifs seront amplement présentés et discutés dans les chapitres suivants.

4.4. Conclusion

Dans ce chapitre, un état de l'art concernant l'utilisation des systèmes d'isolation et de protection sismique dans les bâtiments en acier a été passé en revue. Quatre types de dispositifs ont été présentés, il s'agit des dispositifs d'isolation à la base, des amortisseurs hystérétiques, viscoélastiques et visqueux ainsi que les amortisseurs inertiels couplés.

Les systèmes d'isolation à la base sont caractérisés par une faible rigidité horizontale ce qui permet de décaler la période propre de la structure afin d'éviter la résonance avec les

excitations. Par conséquent, pour un séisme qui produit des accélérations maximales à de hautes fréquences, l'allongement de la période de vibration réduit l'amplitude des accélérations transmises à la structure. Dans ce système on peut distinguer plusieurs dispositifs : Les isolateurs LDRB se caractérisant par un taux d'amortissement dissipatif assez faible ne dépassant pas le 5%. Il a l'avantage d'être peu coûteux, mais il nécessite souvent de l'associer avec un autre système de dissipation pour limiter les déplacements. Les isolateurs HDRB, dont la capacité d'amortissement peut atteindre un taux de 15%, présente la particularité d'être coûteux, volumineux et difficile à installer. Les isolateurs LRB se caractérisant par un noyau de plomb inséré au centre, dont le rôle est d'augmenter le taux d'amortissement et lui fournir un comportement hystérétique pour les fortes vibrations. Ce système a montré de meilleures dispositions dissipatives que ceux cités précédemment. Les isolateurs FPS combinant à la fois un système de glissement et de recentrage par géométrie, ont l'avantage de revenir à leurs positions initiales après déchargement. D'autres dispositifs en phase d'abandon ont été aussi présentés comme les appuis EDF, R-BFI et à roulement.

Pour les amortisseurs hystérétiques, on peut distinguer les amortisseurs métalliques qui utilisent la ductilité du matériau acier comme mécanisme de dissipation et les amortisseurs à friction qui transforment l'énergie vibrante en chaleur par frottement de Coulomb. Le comportement de ces amortisseurs est indépendant de la fréquence d'excitation et du nombre de cycles de charge ; permettant une meilleure résistance à la fatigue.

Les amortisseurs viscoélastiques, composés de dispositifs fluides et solides, se caractérisent par la vitesse de mouvement. Ils sont fortement dépendants de la fréquence de vibration. Les récentes recherches expérimentales et analytiques qui ont été réalisées sur des bâtiments métalliques ont permis d'améliorer la performance de ces systèmes pour mieux s'adapter à ce type de structures développant des distorsions importantes.

Les systèmes inertiels couplés sont composés d'amortisseurs, à masses accordée et à liquide. L'utilisation de ces dispositifs pour les des charges de types sismiques a démontré que pour des bâtiments au-delà de 12 étages sur sol ferme, la réponse des modes supérieurs peut être un problème qui doit encore être étudiée. D'autant que ces systèmes nécessitent encore plus d'études et de recherches afin d'améliorer leur rendement dans la protection des bâtiments soumis aux excitations sismiques.

Dans le chapitre suivant, le système de dissipation d'énergie sismique par amortisseurs à fluide visqueux relevant au présent travail de recherche fera l'objet d'une présentation et d'une discussion détaillée.

Chapitre 5.

Dissipation passive de l'énergie sismique par amortisseurs à fluide visqueux

5.1. Introduction

Le concept d'ajouter un système de dissipation à une structure a pour objectif d'aider la structure à mieux résister aux sollicitations dynamiques qui lui sont appliquées. Le principe de base étant de supposer que la performance structurale peut être améliorée, si une partie de l'énergie d'entrée d'un événement comme le séisme sera absorbée non pas par la structure elle-même, mais plutôt par les dispositifs d'amortissement supplémentaires. Cette approche de la dissipation de l'énergie sismique est clairement mise en évidence en considérant la conservation de l'énergie totale en fonction du temps selon la relation suivante [218].

$$E(t) = E_K(t) + E_S(t) + E_h(t) + E_D(t) \quad (5.1)$$

Où E est l'énergie dynamique absolue d'entrée. Elle représente le travail produit par l'effort tranchant à la base engendré par le mouvement du sol sous l'effet des forces d'inertie de la structure. Elle dépend par conséquent des forces d'inertie.

$$E(t) = \int_0^t m \cdot \left(\ddot{x}(t) + \ddot{x}_g(t) \right) dx_g(t) \quad (5.2)$$

E_K représente l'énergie cinétique et elle est formulée par l'équation suivante [209]:

$$E_K(t) = \frac{1}{2} \cdot m \cdot \left(\dot{x}(t) + \dot{x}_g(t) \right)^2 \quad (5.3)$$

E_S représente l'énergie de déformation élastique (réversible), et elle est égale à :

$$E_S(t) = \int_0^t K \cdot x \cdot dx = K \cdot \frac{x(t)^2}{2} \quad (5.4)$$

E_D est l'énergie dissipée par le système d'amortissement supplémentaire et elle est égale à $E_{D, \text{structure}} + E_{D, \text{amortisseur}}$ [210]. La quantité d'énergie calculée en fonction du coefficient d'amortissement équivalent du système est égale à :

$$E_D(t) = \int_0^t C_{eq} \cdot \dot{x} \cdot dx = \int_0^t C_{eq} \cdot x^2(t) dt \quad (5.5)$$

E_h représente l'énergie hystérétique dissipée par la structure à travers des déformations inélastiques (irréversibles). Elle est déduite des résultats obtenus des équations (5.1) à (5.5).

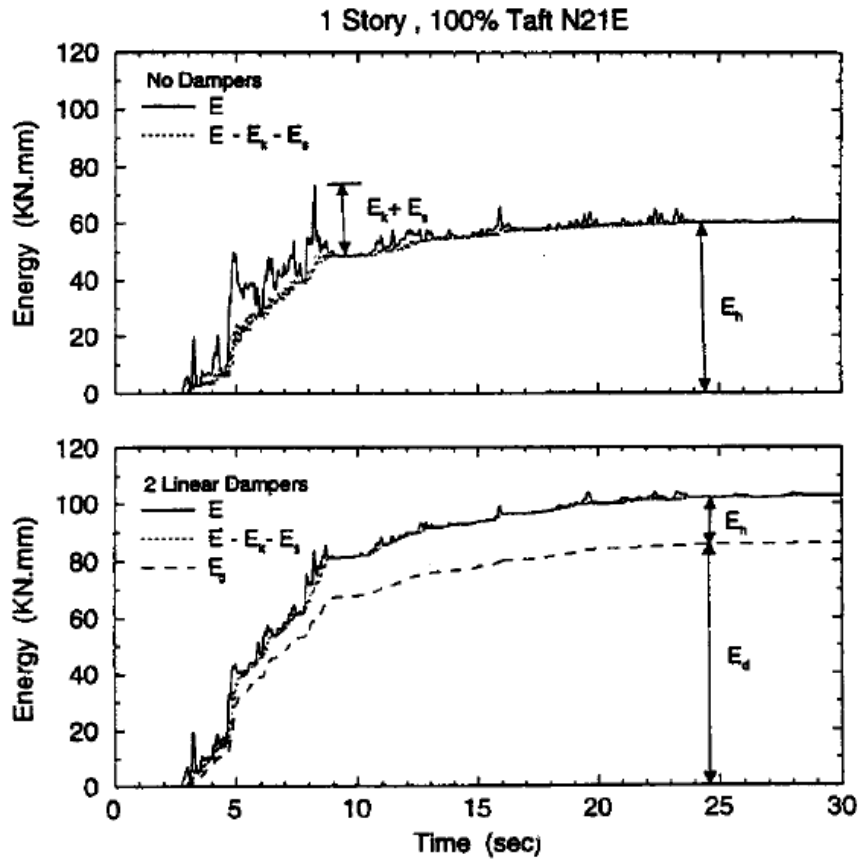


Figure 5.1 : Courbe de dissipation d'énergie [209]

Dans les méthodes de conception classiques, le terme $E_{D, \text{amortisseur}}$ est égal à zéro. Dans ce cas, la performance d'une structure soumise à un tremblement de terre important est

obtenue grâce à l'énergie engendrée par l'amortissement inhérent de cette dernière ($E_{D,structure}$), en plus de l'apparition de déformations inélastiques, ce qui a pour effet direct d'augmenter la quantité de E_h . Dans ce cas, l'augmentation de la ductilité va agir comme filtre favorisant la dissipation d'une partie de l'énergie sismique. Toutefois, l'introduction d'un dispositif d'amortissement supplémentaire dans la structure aura pour objectif d'accroître la quantité de E_D dans l'éq. (5.1) permettant d'absorber la plus grande partie de l'énergie d'entrée produite par le chargement sismique et donc de diminuer la quantité de E_h (Fig 5.1), ce qui aura pour résultat de limiter la demande en ductilité et par conséquent de réduire les dommages probables dans la structure [204].

Comme il a été présenté dans le chapitre précédent, il existe plusieurs types de systèmes permettant de fournir une absorption passive de l'énergie produite par une secousse sismique. Parmi ces systèmes un dispositif s'est montré particulièrement intéressant dans les dernières années et a suscité l'intérêt aussi bien des chercheurs que des compagnies de génie civil travaillant dans le domaine du parasismique, il s'agit de l'amortisseur à fluide visqueux FVD (Fluid Viscous Damper). L'utilisation de ce dispositif est en train de devenir une solution rentable pour améliorer la performance sismique aussi bien des bâtiments existants que des nouveaux bâtiments grâce à son haut niveau de performance, sa grande capacité d'amortissement comparée à sa taille [35]. Il est facile à installer, ne nécessite pas d'entretien, possède une capacité de recentrage de la structure après un séisme et une réduction de la réponse structurale sans avoir besoin d'augmenter la rigidité élastique [108]. Ajouté à cela, le coût additionnel de l'amortisseur est généralement compensé par les économies en quantités de matériaux nécessaires pour la réalisation de la structure [147].

Ces appareils ont vu le jour pour la première fois en France en 1897 dans l'industrie militaire. Néanmoins, son invention a été attribuée à Ralph Peo de l'université de Buffalo (N.Y) en 1925. Ils ont continué à être utilisés dans le domaine militaire comme dissipateurs dans les rampes de lancement de missiles puis en aéronautique [205]. Leur première utilisation dans l'ingénierie structurelle remonte à la fin des années 1980 et le début des années 1990 comme absorbeurs de choc dans les aciéries et les plates formes pétrolières. Pour apprécier le niveau de technologie impliqué dans ces systèmes de dissipation, noter que certains matériels militaires développent des vibrations avec une vitesse de pointe atteignant 5 m/s et une accélération de pointe atteignant 200 g (g est l'accélération de la pesanteur) dans un très petit laps de temps de l'ordre de millisecondes [209]. Dans le domaine du génie civil, ils ont été utilisés initialement dans la protection contre les charges dynamiques du vent, après les applications de ces dispositifs se sont étendues à la protection parasismique. Ils peuvent être

disposés aussi bien dans la superstructure, que dans l'infrastructure afin de limiter les déplacements engendrés par les systèmes d'isolation à la base [93, 128, 176] (Fig. 5.2).

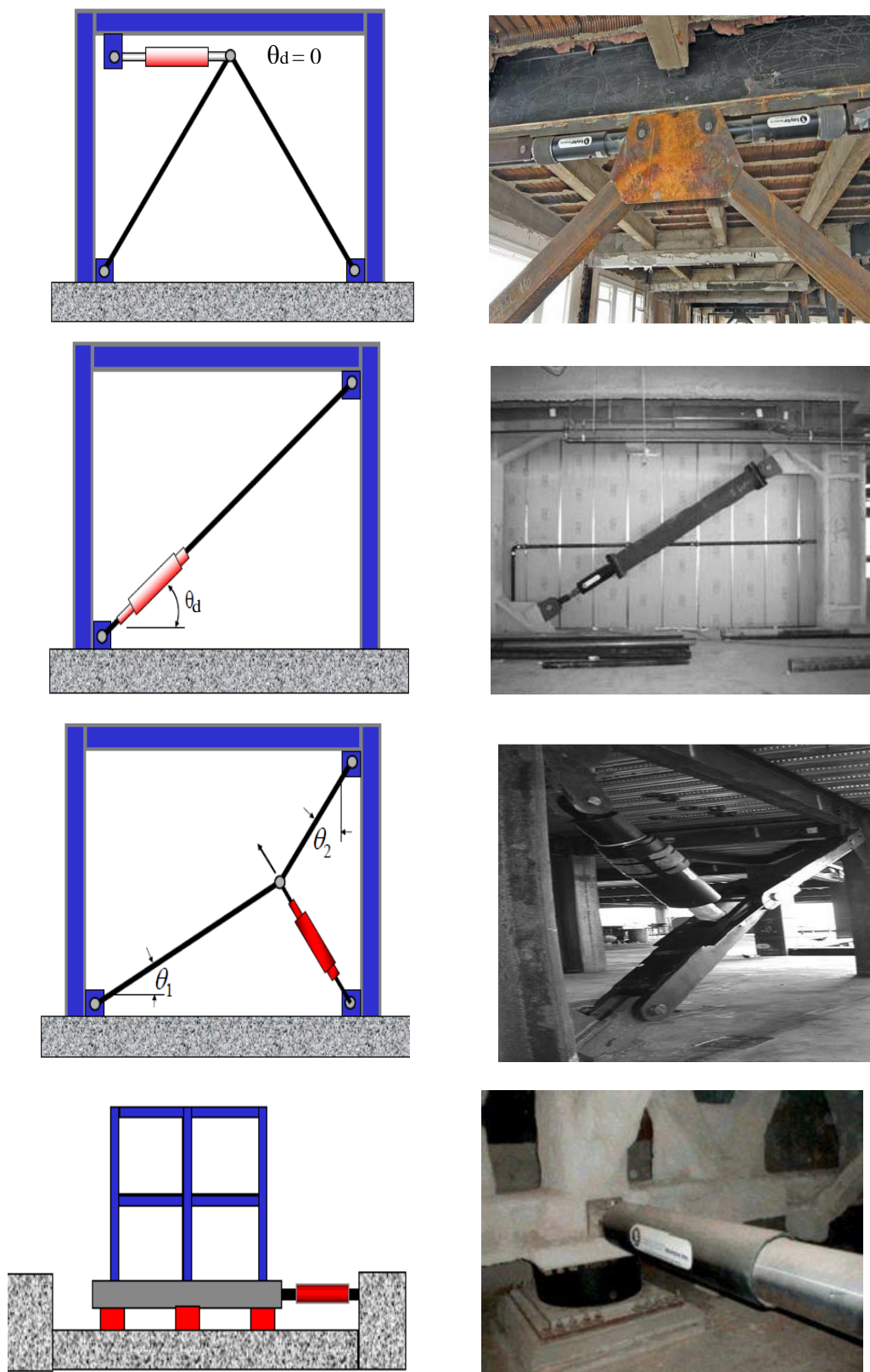


Figure 5.2 : Différentes configurations de FVD : a) en diagonal, b) en chevron, c) à cheville TBD (Toggle brace damper), d) Isolation à la base [222]

Les FVD sont généralement composés d'un cylindre creux en acier inoxydable de haute résistance rempli d'un fluide à viscosité élevée, peu sensible aux variations de la température, non toxique, résistant au feu, et d'une durée de vie importante [56]. Les plus utilisés parmi ces fluides sont ceux appartenant à la famille des huiles de silicone ou de types d'huiles similaires. L'intérieur du cylindre comporte un piston (en acier inoxydable à haute résistance), qui est constitué d'une tige comprenant une tête en bronze à son extrémité (la tête de piston). Cette dernière contient des orifices (trous) (Fig. 5.3). Le cylindre est divisé en deux cavités appelées « chambres ». Le mouvement du piston à l'intérieur du cylindre actionné par un chargement extérieur provoque le déplacement du fluide d'une chambre à l'autre, ce qui produit une pression différentielle qui entraîne à son tour la force d'amortissement. La variation du volume du fluide par dilatation ou retrait thermique ou dans certains cas par compressibilité résulte sur une force de rebond indésirable. Cette dernière est en général évitée grâce à une troisième chambre dite accumulateur, munie d'une valve qui fonctionne en stockant le fluide excédant. Cette solution fonctionne bien dans les basses fréquences de chargement seulement dans les hautes fréquences, le dispositif développe toujours cette force de rebond qui dans ces fréquences peut être considérée comme désirable et fournit un amortissement et une rigidité supplémentaires surtout dans les modes supérieurs. Cela va aider à supprimer la contribution de ces derniers dans la réponse structurale [204].

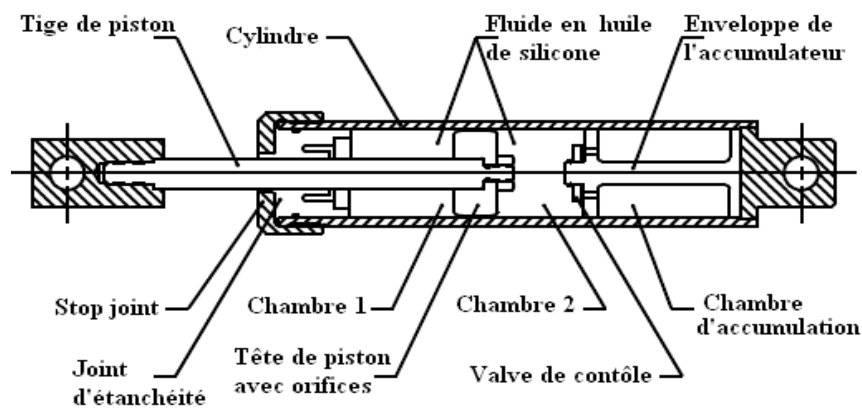


Figure 5.3 : Coupe longitudinale d'un amortisseur à fluide visqueux

L'énergie est dissipée dans l'amortisseur au moyen d'une force exercée par le chargement extérieur qui va engendrer une pression dans le cylindre obligeant par la suite le fluide à se comprimer à l'intérieur de la chambre 2, ce dernier va être contraint à se déplacer à travers les orifices du piston vers la chambre 1 jusqu'à ce que l'équilibre des pressions soit rétabli entre les deux côtés du piston. En plus de la viscosité du fluide, les orifices ayant un rôle important dans le paramétrage de la vitesse de mouvement du piston, ces dernières sont

classées par tailles, géométries et nombre pour fournir le type de réponse souhaitée [71, 35]. Une des caractéristiques qui diffèrent les amortisseurs à fluides visqueux, par rapport à ceux viscoélastiques, c'est qu'ils restent fonctionnels et performants dans une large gamme de températures. Par ailleurs, les essais effectués sur ces dispositifs ont montré que leur comportement ne présente pas de grandes variations dans une gamme de température de -40°C à 70°C [204].

5.2. Etat de l'art sur le contrôle passif des structures en acier par les FVD

Dans les deux dernières décennies, un grand nombre de recherches se sont focalisées sur l'investigation de la performance des amortisseurs à fluide visqueux dans l'amélioration des capacités dissipatives des bâtiments en général et ceux en acier en particulier. Makris et Constantinou (1990) [136] ont été les premiers à mener des tests expérimentaux et des modélisations analytiques dans le but d'utiliser les dispositifs à fluide visqueux dans l'isolation sismique des bâtiments. Seulement leurs travaux se sont intéressés aux amortisseurs en forme de murs de contreventement. Par la suite, c'est dans les travaux de Constantinou et Symans (1992) [34] que les propriétés mécaniques des FVD ont été prospectées par le biais d'une série d'essais au laboratoire sur des portiques à échelle réelle. Les amortisseurs ont été construits afin que la température du fluide n'influence pas les résultats. Pour cela, ces derniers ont été conçus pour que la température à l'intérieur de l'appareil demeure entre -40°C et 70°C . La structure amortie a été soumise à un signal stationnaire harmonique pour des fréquences variant de 1 à 4 Hz. Les résultats ont montré que dans cette gamme de fréquences, le comportement de l'amortisseur est purement visqueux linéaire. Par contre, si la fréquence est au-dessus de 4 Hz ces amortisseurs développent une rigidité de stockage. Ces résultats ont montré aussi que les propriétés mécaniques des FVD sont complètement indépendantes de l'amplitude du mouvement. Toutefois dans les dernières années, plusieurs d'études se sont concentrées sur l'analyse de l'apport de ces dispositifs sur le comportement des bâtiments en acier, le paragraphe ci-dessous va permettre de présenter les plus récentes.

Aydin (2012) [14] a proposé une nouvelle méthode d'optimisation pour trouver la capacité et l'emplacement optimums des amortisseurs visqueux supplémentaires, cette dernière repose sur l'approche du moment élastique à la base dans les portiques en acier. Une transformée de Fourier est appliquée à l'équation du mouvement et une fonction de transfert en termes de fréquences naturelles fondamentales des structures est définie. Les coefficients

d'amortissement des FVD ont été pris en compte en tant que variables dans cette méthode. Une structure en acier de dix étages a été choisie pour être réhabilitée avec les systèmes FVD. La conception optimale de l'amortisseur présentée dans cette étude a été comparée à celles obtenues par d'autres méthodes d'optimisation de l'amortissement basées sur le déplacement, l'accélération maximale absolue et l'effort tranchant à la base. Les résultats de la méthode proposée ont montré que l'approche peut être capable de réduire à la fois le moment élastique à la base et les déplacements inter-étages dans certaines plages de la fréquence.

Diotallevi et al. (2012) [52] ont considéré que les expressions proposées dans la littérature du taux d'amortissement supplémentaire fournit par les amortisseurs visqueux non-linéaires incluent une limite liée à la réponse structurale, de sorte que des procédures itératives soient exigées. Par conséquent, ils ont proposé une méthode simplifiée pour l'évaluation directe de ce taux d'amortissement supplémentaire sur la base d'un nouveau paramètre sans dimensions, appelée l'index d'amortisseur. La méthodologie a été vérifiée par des investigations numériques, en considérant un système à plusieurs degrés de liberté (PDDL) soumis aux excitations harmoniques et aux mouvements du sol. Ils ont proposé aussi également une méthodologie pour obtenir des spectres de réponse du taux d'amortissement en termes du paramètre index étudié.

Guo et al. (2012) [79] ont mené une analyse sur des amortisseurs à fluide visqueux non-linéaires en utilisant des algorithmes analytiques dérivés de la méthode de Ritz-Galerkin pour évaluer l'influence de ces dispositifs sur la protection des structures. Les résultats ont indiqué que comparés au FVD linéaires les dispositifs non-linéaires fournissent une dissipation plus significative et dans une large gamme de fréquences de sollicitation. Ils ont estimé que les résultats obtenus par cette méthode permettent de faciliter le choix de ces dispositifs dans beaucoup application de technologie.

Lu et al. (2012) [127] ont présenté et vérifié expérimentalement un modèle mathématique appelé le modèle de Maxwell généralisé GMM (Generalized Maxwell Model). Comme pour le modèle classique de Maxwell, le GMM est composé d'une rigidité et d'un élément de viscosité connectés en série. Cependant, la non-linéarité est incorporée dans les deux éléments du GMM en supposant que la force correspondante est exponentiellement dépendante de la vitesse relative et de la déformation de l'amortisseur. En ajustant les deux coefficients exponentiels, le GMM devient mieux disposé à simuler le comportement viscoélastique de l'amortisseur. Pour vérifier le GMM, des essais avec des excitations harmoniques et sismiques ont été réalisés sur des amortisseurs fortement non-linéaires. Les résultats ont démontré que le modèle proposé est très précis dans la simulation de la propriété hystérétique de l'amortisseur

à fluide sous une large gamme de fréquences d'excitations. En plus, l'essai sur table vibrante, a montré que ce modèle est capable d'estimer avec plus de précision la quantité de dissipation de l'énergie par l'amortisseur et également le déplacement inter-étages maximal du système, en particulier pour un tremblement de terre de longue durée.

Sullivan et Lago (2012) [208] ont proposé une nouvelle approche pour la conception sismique des structures renforcées par amortisseurs à fluide visqueux selon la méthode DBD (Direct displacement-Based seismic Design). Cette nouvelle approche se base sur les recommandations de la méthode DBD et donne aux concepteurs des moyens non itératives simplifiés pour le contrôle de la dissipation en choisissant des proportions de forces développées par les amortisseurs relatives à la capacité de la structure. L'analyse temporelle non-linéaire qui a été réalisée sur un bâtiment de 9 étages équipé d'amortisseurs FVD linéaires a montré que cette méthode peut s'avérer très utile pour la conception. Et ils ont proposé que les travaux futurs devraient vérifier cette approche pour des FVD non-linéaires.

Whittle & al (2012) [223] ont comparé l'efficacité de cinq techniques de placement d'amortisseurs à fluide visqueux dans un bâtiment en acier dont l'objectif est de réduire la réponse structurale face à une sollicitation sismique. Deux des techniques sont classiques et trois sont nouvelles. Les réponses analysées ont concerné les déplacements inter-étages (dérives) maximaux et les accélérations absolues. Les techniques sont évaluées statistiquement pour deux types de portiques en acier, l'un de forme régulière et l'autre de forme irrégulière et ce-ci pour différentes charges sismiques en utilisant des FVD linéaires et une analyse temporelle non-linéaire. L'estimation du rendement de chaque méthode a montré qu'elles étaient toutes en mesure de réduire la réponse des bâtiments étudiés mais que les nouvelles techniques proposées permettent d'obtenir une meilleure performance de ces dispositifs tout en ayant une différence mineure dans les procédés d'exécution.

Adachi et al. (2013) [4] ont travaillé sur une méthode pratique pour la conception optimale des amortisseurs FVD non-linéaires. L'objectif de cette méthode étant de réduire les déplacements inter-étages et des accélérations maximales. La méthode proposée est un procédé successif qui se compose de deux étapes. La première étape est une analyse de sensibilité en utilisant la réponse obtenue des calculs temporels non-linéaires, et la deuxième étape est une modification de l'ensemble des forces de dissipation basées sur l'analyse de sensibilité. Des exemples numériques ont été conduits pour démontrer l'efficacité et la validité de la méthode de conception proposée.

Kang et Tagawa (2013) [100] ont proposé un nouveau système de contrôle de vibration basé sur un mécanisme basculant muni d'amortisseurs à fluide visqueux. Ce système de contrôle

comporte trois parties: un contreventement, une balance et un FVD. Dans ce dispositif, seule la force de traction apparaît dans les contreventement, en occurrence, le flambement de membrure est évité. Les analyses sismiques du dispositif proposé ont été conduites sur des portiques en acier de trois et six étages avec et sans dissipateurs, ajouté à cela les systèmes de contreventement étudiés ont été disposés en diagonale et en chevron. Les analyses paramétriques effectuées variant le coefficient d'amortissement et la rigidité de la balance ont montré de bonnes dispositions de ce système à augmenter la réponse structurale.

Lang et al. (2013) [113] ont présenté un travail qui porte sur le développement d'une nouvelle approche pour l'emplacement optimal et la conception des amortisseurs à fluide visqueux dans le contrôle des vibrations des systèmes à plusieurs degrés de liberté (PDDL). L'approche est basée sur une fonction de réponse fréquentiel OFRF (Output Frequency Response Function). Des modèles de bâtiments à plusieurs étages et soumis à des charges harmoniques sont d'abord examinés, ensuite étendus à des cas de charges sismiques. L'étude a pris en compte des spécimens d'amortisseurs FVD linéaires et non-linéaires. Les exemples analysés ont vérifié l'efficacité de la nouvelle approche et démontrent les effets bénéfiques des amortisseurs non linéaires sur le contrôle des vibrations des systèmes PDDL et leurs avantages par rapport aux dispositifs linéaires.

Greco et al. (2014) [77] ont présenté une étude qui a mis l'accent sur l'identification des paramètres des amortisseurs à fluide visqueux, comparant différents modèles existants dans la littérature, dans le but de vérifier leurs capacités à bien représenter les boucles hystérésis obtenues expérimentalement. Pour cela une série d'essais expérimentaux ont été réalisés suivis d'analyses numériques par le biais de ces modèles. La procédure d'identification fournit des paramètres mécaniques en minimisant la fonction temporelle du déplacement correspondante au modèle. Les résultats obtenus dans diverses conditions d'essais sont présentés. La précision des paramètres identifiés par modèles numériques par rapport à ceux obtenus expérimentalement sont analysés et discutés.

Hatzigeorgiou et al. (2014) [83] ont examiné dans leur travail le comportement non-linéaire de la réponse des structures renforcées par des FVD soumis aux mouvements du sol. Il est bien connu que la conception des amortisseurs exige l'estimation des vitesses sismiques maximales ou des forces de dissipation. Afin d'éviter des méthodes compliquées, telles que l'analyse dynamique non-linéaire, leur étude propose une méthode simple d'estimation de ces valeurs maximales en utilisant un rapport appelé rapport de vitesse non élastique. Ce rapport est un facteur permettant d'estimer la vitesse maximale ou la force de dissipation dans le domaine non-linéaire à partir de leurs vis-à-vis linéaires. Plusieurs paramètres ont été

examinés pour vérifier leur méthode tels que la période de vibration, la rigidité non-linéaire, le taux d'amortissement, ou le type de signal sismique.

Landi et al. (2014) [112] ont décrit un procédé simplifié pour calculer le taux d'amortissement supplémentaire qui doit être fourni afin d'augmenter les capacités dissipatives des bâtiments existants avec des amortisseurs à fluide visqueux. La méthode proposée a été développée selon des approches analytiques et graphiques. La formulation graphique est basée sur la construction de courbes d'accélération et de déplacements. Ces courbes permettent d'estimer la demande en dissipation en fonction de la période, associant aussi la rigidité et le déplacement maximum. La combinaison de toutes ces courbes avec celle de la ductilité fournit une corrélation entre l'amortissement inhérent de la structure et supplémentaire pour donner la ductilité et la typologie de l'amortisseur nécessaires. La méthode proposée a été alors vérifiée par des analyses dynamiques non-linéaires sur un bâtiment existant.

Narkhede et Sinha (2014) [156] ont présenté des résultats d'une étude expérimentale qui visait à caractériser les propriétés des amortisseurs à fluide visqueux une fois soumis à des chargements par choc de courte durée (demi-cycles). Une formulation mathématique et une étude numérique ont été réalisées et discutées. L'influence du paramètre de non-linéarité α de l'amortisseur FVD et du taux de dissipation d'énergie ont été aussi analysés. Le travail fournit également quelques diagrammes, qui peuvent être employés pour des décisions préliminaires sur le choix des paramètres de non-linéarité des FVD à employer lors de la conception.

Serror et al. (2014) [198] ont mené une étude dont le but était d'évaluer les valeurs du facteur d'amortissement et le taux de réduction de la ductilité dans les bâtiments en acier renforcés par FVD. En outre, une structure bi-dimensionnelle renforcée par FVD a été dotée d'un étage au milieu avec des assemblages articulés. Une étude paramétrique par calcul temporelle en variant la géométrie, le nombre de FVD, le taux d'amortissement a été exécutée pour évaluer la vulnérabilité de la structure en utilisant la méthode N2 de ductilité. Les résultats obtenus ont été comparés à ceux donnés par l'eurocode8 et le code égyptien ECP-201 permettant de démontrer la capacité de ces amortisseurs à réduire la déformation par ductilité des structures équipées par ces derniers.

Tubaldi et al. (2014) [217] ont effectué une étude qui a permis de proposer une méthodologie pour évaluer le risque sismique dans les systèmes structuraux équipés de dispositifs de dissipation visqueux linéaires et non-linéaires en prenant en compte les incertitudes affectant à la fois les paramètres d'entrée sismiques et les modèles analytiques. L'approche proposée utilise une combinaison de techniques analytiques et de simulations efficaces et précises pour

estimer les propriétés probabilistes de la réponse structurale sous un chargement sismique modélisé comme un processus stochastique non stationnaire. L'efficacité de la méthodologie utilisée a été vérifiée à travers une étude paramétrique, considérant deux bâtiments en acier adjacents reliés par des amortisseurs à fluide visqueux linéaires et non-linéaires tout en variant les propriétés de ces derniers. Les résultats de l'étude ont permis de fournir des informations utiles concernant l'exactitude des approximations introduites par la méthode d'évaluation de la vulnérabilité proposée, ainsi que l'efficacité des amortisseurs supplémentaires dans la réduction du risque sismique du système.

5.3. Propriétés mécaniques des systèmes amortis par FVD

5.3.1. Identification des propriétés mécaniques des amortisseurs FVD

Le mouvement du piston de l'amortisseur FVD suit une loi sinusoïdale dont la solution de l'équation du mouvement est la suivante [34] :

$$x_d = x_0 \cdot \text{sign}(\omega t) \quad (5.6)$$

Où x_0 est l'amplitude maximale du déplacement du piston, ω est la pulsation propre de l'excitation et t le temps. Pour un état d'équilibre la force nécessaire pour maintenir le mouvement harmonique est égale à :

$$P_d = P_0 \cdot \text{sign}(\omega t + \delta) \quad (5.7)$$

Où P_0 est l'amplitude maximale de la force et δ est l'angle de déphasage (angle de perte). L'équation (5.7) peut être réécrite de la manière suivante :

$$P_d = P_0 \cdot \text{sign}(\omega t) \cdot \cos(\delta) + P_0 \cdot \cos(\omega t) \cdot \text{sign}(\delta) \quad (5.8)$$

En introduisant les quantités $K_S = \frac{P_0}{x_0} \cdot \cos(\delta)$ et $K_L = \frac{P_0}{x_0} \cdot \text{sign}(\delta)$ (5.9)

Où K_S est appelée la rigidité de stockage, K_L la rigidité de perte, et $\delta = \text{sign}^{-1}\left(\frac{P_Z}{P_0}\right)$

Avec $P_Z = K_L \cdot x_0$

On obtient alors :
$$P_d = K_S \cdot x_0 \cdot \text{sign}(\omega t) + K_L \cdot x_0 \cdot \cos(\omega t) \quad (5.10)$$

D'où l'équation (5.10) devient :

$$P_d = K_S \cdot x_d + \frac{K_L}{\omega} \cdot \dot{x}_d \quad (5.11)$$

Dans l'équation (5.11) le premier terme représente la force due à la rigidité de l'amortisseur qui est en phase avec le mouvement, et le second terme représente la force dans l'amortisseur due à sa viscosité et qui est déphasée de 90° avec le mouvement. Le coefficient d'amortissement est donc égal à :

$$C_d = \frac{K_L}{\omega} \quad (5.12)$$

En remplaçant l'équation (5.12) dans (5.11), on aura donc :

$$P_d = K_S \cdot x_d + C_d \cdot \dot{x}_d \quad (5.13)$$

Sachant de l'équation (2.11) que $E_D = \pi \cdot C_d \cdot x_0^2 \cdot \omega$, alors en remplaçant les équations (5.9) et (5.12) dans l'équation (2.11), on aura :

$$E_D = \pi \cdot K_L \cdot x_0^2 \quad (5.14)$$

Alors :

$$K_L = \frac{E_D}{\pi \cdot x_0^2} \quad (5.15)$$

Dans l'équation (5.13) la rigidité de stockage K_S devient significative pour une fréquence de mouvement particulière, appelée la fréquence de coupure. Cette dernière varie en fonction du dimensionnement et de la conception de l'amortisseur. Tel qu'expliqué précédemment les vannes de commande de l'accumulateur s'ouvrent et se ferment pour permettre au fluide d'entrer et de sortir de ce dernier au besoin, de manière à réduire le développement de la rigidité due à la compression du fluide visqueux sous la charge du piston. En dessous de la fréquence de coupure, les vannes fonctionnent de telle sorte que la rigidité de stockage est négligeable et le dispositif se comporte comme un amortisseur visqueux pur. Au-delà de cette fréquence, les valves ne peuvent pas fonctionner assez vite et l'amortisseur développe une rigidité (Fig 5.4a). D'un autre côté, le coefficient d'amortissement à de très basses fréquences est difficile à quantifier et tend vers des valeurs artificiellement élevées (Eq. 5.12) par contre quand la fréquence s'accroît ce dernier se stabilise et prend des valeurs constantes (Fig 5.4b). Enfin l'angle de déphasage δ entre le pic de déplacement x et le pic de la force est de 90° pour des fréquences au-dessous de la fréquence de coupure mais si la fréquence de mouvement augmente, il diminue et la valeur de la rigidité de stockage devient non nulle.

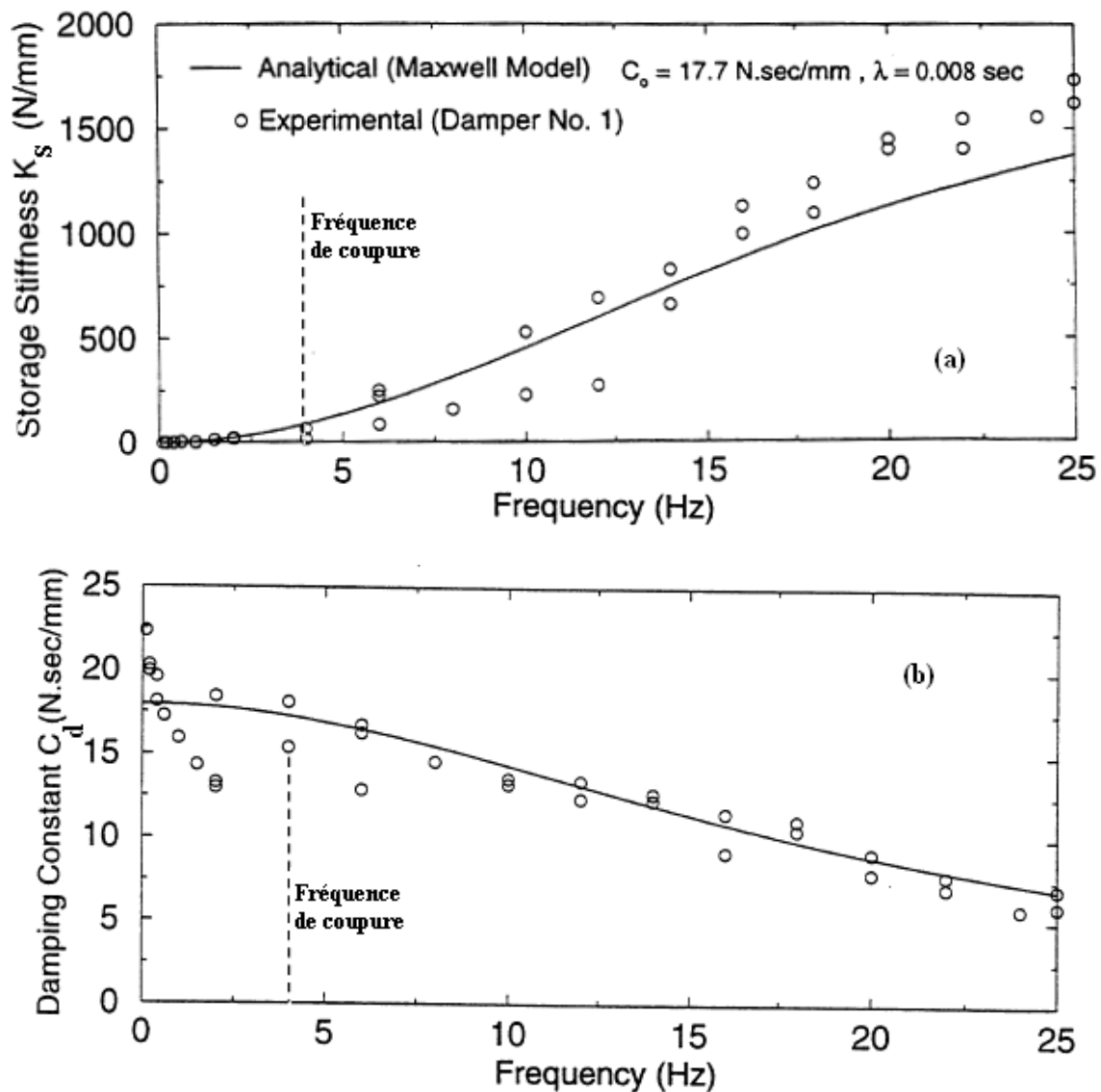
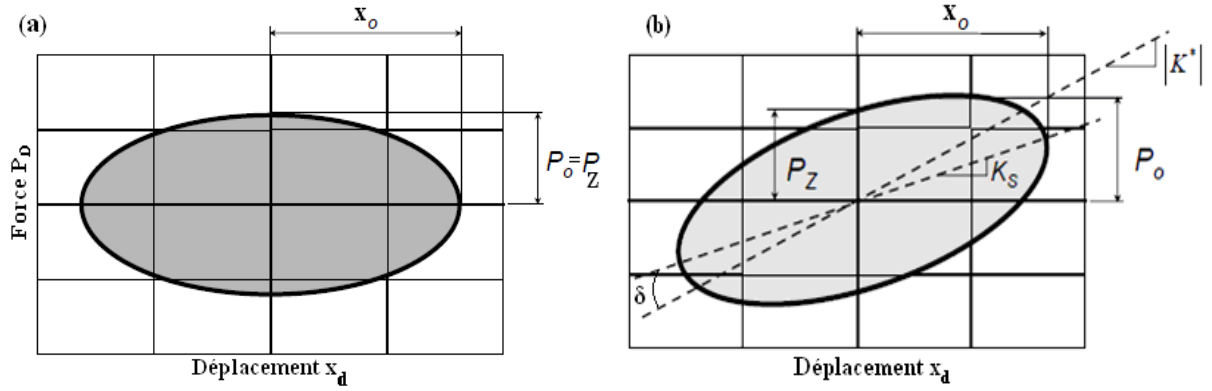


Figure 5.4 : Variation de la rigidité et du coefficient d'amortissement en fonction de la fréquence [204]

La figure 5.5a illustre la relation force-déplacement du second terme de l'équation (5.13), tandis que la figure 5.5b représente la force totale. Les amortisseurs visqueux permettent une dissipation d'énergie très importante où la courbe force-déplacement montre une boucle d'hystérésis s'approchant d'une ellipse pour un comportement linéaire visqueux pur. En l'absence de la rigidité de stockage, les pulsations propres de l'amortisseur et de la structure équipée par ce dernier demeurent égales et leur comportement devient en résonance. Toutefois, si l'amortisseur développe une force de rappel par rigidité, la boucle changera de la figure 5.5a à la figure 5.5b et le comportement passera de visqueux à viscoélastique. La quantité maximale d'énergie que ce type de dispositif peut dissiper dans un temps très court, est très importante et ne peut être limitée que par sa capacité de résistance à la température de surchauffe engendrée par le frottement du fluide avec la tête du piston.



5.3.2. Modèle analytique

La modélisation des amortisseurs FVD linéaires dans le cas des grandes fréquences se base sur un comportement viscoélastique de ce dernier. Le modèle le plus approprié pour représenter cet état est celui de Maxwell (Fig. 5.6) tel que [34] :

$$P_d(t) + \lambda \cdot \frac{dP_d(t)}{dt} = C_d \cdot \frac{dx_d}{dt} \quad (5.16)$$

Où λ est un facteur représentant le temps de relaxation et C_d est le coefficient d'amortissement à la fréquence zéro. Le temps de relaxation de l'amortisseur est défini comme suit [195, 160] :

$$\lambda = \frac{C_d}{K_s} \quad (5.17)$$

Le temps de relaxation est le temps nécessaire pour la dissipation d'un effort pour atteindre approximativement 37% de l'effort initial. Pour un amortisseur purement élastique, le temps de relaxation tend vers l'infini tandis que pour un amortisseur purement visqueux il tend vers zéro. En outre pour un comportement viscoélastique ce temps est non nul mais de durée finie.

Pour l'identification du comportement de l'amortisseur, le modèle classique de Maxwell de l'équation (5.16) a été généralisé à la forme suivante dans laquelle les dérivés sont de l'ordre fractionnaire [137].

$$P_d(t) + \lambda \cdot \frac{d^r[P_d(t)]}{dt^r} = C_d \cdot \frac{d^q[x_d(t)]}{dt^q} \quad (5.18)$$

Où $\frac{d^r}{dt^r}$ et $\frac{d^q}{dt^q}$ sont des dérivées fractionnaires de l'ordre r et q , qui sont basés sur les propriétés des matériaux. Pour le comportement viscoélastique complexe, le modèle dérivé

fractionné offre généralement une meilleure capacité pour décrire le comportement de l'amortisseur sur une large gamme de fréquences. D'autres modèles plus avancés de la viscoélasticité ont été considérés pour la modélisation du comportement des amortisseurs à fluide visqueux. Par exemple Makris et al. (1993) [138] ont examiné un modèle encore plus avancé de la viscoélasticité pour étudier le comportement de ce genre de dispositifs. Dans ce modèle, l'ordre des temps dérivés et les coefficients sont de valeur complexe. Les modèles qui en résultent peuvent être considérés comme des formes simplifiées de modèles linéaires de viscoélasticité. Le modèle présente des valeurs en nombre imaginaires donc il est plus pratique de faire une simplification dans les formulations.

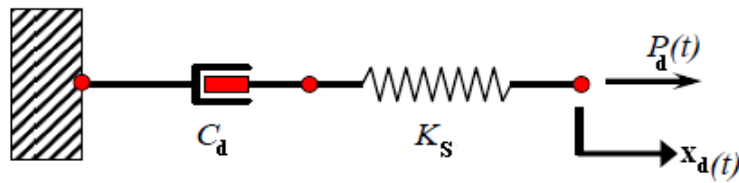


Figure 5.6 : Modèle de Maxwell

5.3.2.1. Amortisseur à fluide visqueux linéaire

Les essais expérimentaux de calibration effectués par Symans et Constantinou [34, 204, 209] sur le modèle généralisé de Maxwell de l'équation (5.18) dans une large gamme de fréquence ont révélé que les paramètres de dérivées fractionnaires r et q ont donné des valeurs unitaires ($r=1$, $q=1$) par conséquent le comportement linéaire de l'amortisseur FVD peut être bien représenté par le modèle de Maxwell classique de l'équation (5.16). Par ailleurs, ils ont remarqué que le temps de relaxation λ développé par l'amortisseur FVD variait entre 6 msec [34] et 8 msec [204] rendant le second terme de l'équation (5.16) négligeable et par conséquent le modèle pour une fréquence au-dessous de la fréquence de coupure devient alors pour un amortisseur linéaire sous une formulation simple :

$$P_d(t) = C_d \cdot \dot{x}_d \quad (5.19)$$

Comme indiqué précédemment, C_d varie en fonction de la température ambiante. Makris et al. (1998) [139] ont réalisé des études analytiques portant sur la question de la surchauffe des amortisseurs à fluide visqueux. Leurs études ont conclu que la température dans le fluide devient significative pour des cycles de mouvement harmonique de durée longue. L'augmentation de la température s'est révélée être proportionnelle à la variation de la pression dans l'amortisseur et indépendante de l'amplitude ainsi que de la vitesse du piston.

Toutefois, la température peut être réduite par l'utilisation de têtes de pistons de grands diamètres. Black et Markis. (2006) [22] ont mené une étude permettant d'analyser la variation de la température dans un amortisseur visqueux sous différents types de chargement (vent et séismes) et d'amortisseurs (fort et faible coefficient d'amortissement), ainsi que de vérifier la validité des modèles analytiques proposés par rapport à l'expérimental. Ils ont conclu que les résultats analytiques obtenus sont en bonne concordance avec ceux réalisés expérimentalement. Par ailleurs, ils ont montré que pour le cas du vent l'effet de la température n'est pas significatif contrairement aux séismes où ce phénomène dépend de la durée du cycle de chargement. Néanmoins, la surchauffe dans les FVD n'est pas un problème récurrent dans les applications sismiques car le temps de charge est souvent pas assez long.

5.3.2.2. Amortisseur à fluide visqueux non-linéaire

Le comportement formulé par l'équation (5.19) est spécifique aux d'amortisseurs à fluide visqueux linéaire et par ailleurs cette formulation doit donc être étendue pour inclure les dispositifs non-linéaires [165]. La forme généralisée est représentée par l'expression de la force d'amortissement P_d suivante :

$$P_d(t) = C_d \left(\dot{x}_d \right)^\alpha \quad (5.20)$$

Où α est un exposant positif réel qui varie de 0.1 à 2.

Les courbes de la figure 5.7 représentent la variation de la force d'amortissement d'un dispositif FVD en fonction de la vitesse pour différentes valeurs de l'exposant de non-linéarité α . Pour des vitesses inférieures à 1.0 m/s² (cas général pour le mouvement d'une structure sous séisme), l'amortisseur possède une force d'amortissement plus importante, c'est-à-dire qu'il dissipe une plus grande part d'énergie. De plus, il est à remarquer que plus l'exposant α prend des valeurs petites, plus la capacité de dissipation est plus grande.

Pour des vitesses supérieures à 1.0 m/s² (cas de très fort séisme), la courbe prend une allure rectiligne permettant à la force d'amortissement de se stabiliser. Le palier de stabilisation dépend des caractéristiques de la gamme du dispositif, pour le cas d'un amortisseur ayant un coefficient d'amortissement égale à 1 MN.s/m et un exposant $\alpha = 0.2$, ce dernier délivre une force maximale autour des 1.20 MN en cas de très fort séisme. En somme, l'amortisseur non-linéaire est un dispositif sécuritaire car il possède une force maximale limitée. En cas de très fort séisme, la présence du palier n'est pas visible pour l'amortisseur $\alpha = 1$, puisqu'on a une

courbe linéaire. Même observation pour l'amortisseur $\alpha = 2$, puisqu'on a une courbe exponentielle. Par conséquent, ces types de dispositifs ne sont pas sécuritaires. A titre d'exemple, si un amortisseur linéaire présente une force d'amortissement de 1.50 MN, ce dernier ne résistera pas à un aléa sismique supérieur à 1.5 m/s, et laissera donc la structure dépourvue de toute protection.

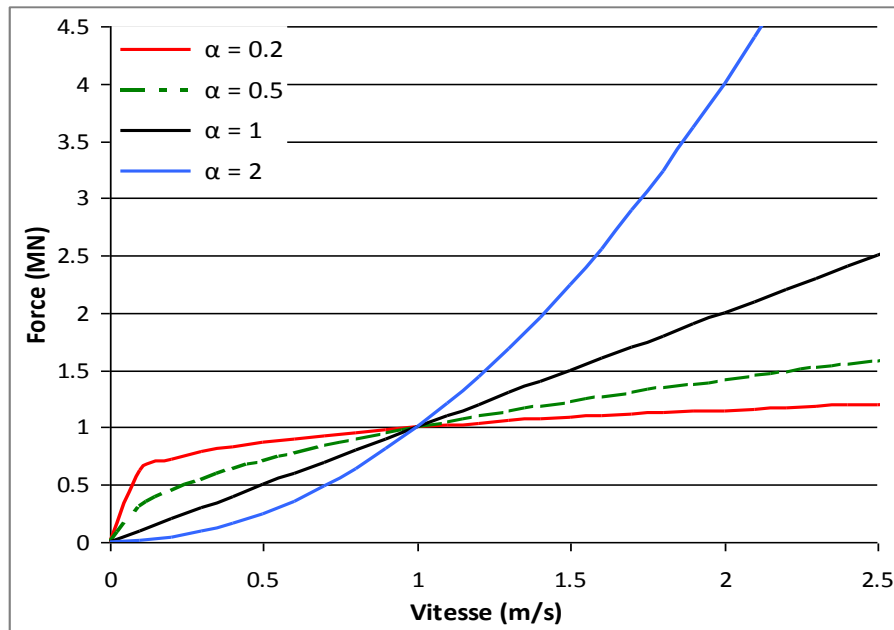


Figure 5.7 : Courbe force-vitesse pour un FVD en fonction de l'exposant α

Une importante littérature est disponible concernant le comportement dynamique des amortisseurs à fluide visqueux. Néanmoins, en raison des phénomènes physiques complexes impliqués dans leur comportement et la nature des caractéristiques industrielles et commerciales de ces composants, peu de littérature a été éditée au sujet des détails internes de conception qui contrôlent le rapport de la force à la vitesse. Beaucoup d'auteurs attribuent les exposants de vitesse caractérisant le comportement des FVD ($\alpha < 1$) à la complexité de la géométrie et au nombre d'orifices dans le piston, engendrant une modification des caractéristiques de l'écoulement et de la vitesse du fluide [70, 127, 156, 71, 35, 56].

Selon Frings [71], L'utilisation d'orifices annulaire entre la tête du piston et le cylindre extérieur produira une valeur de $\alpha < 1$, par contre l'utilisation d'orifices cylindriques produira une valeur de $\alpha > 1$. Ce type de dissipation est connu comme l'amortissement de Bernoulli. Dans ces conditions, pour obtenir un exposant α proche de 1, il faut diminuer la viscosité du fluide. Selon Symans et Constantinou (1998) [209], l'amortissement de Bernoulli est inacceptable pour la conception parasismique due aux très grandes forces qui sont induites. Toutefois, ils proposent que les amortisseurs avec d'autres valeurs puissent être utiles. Ils

déclarent qu'une conception avec une valeur de $\alpha < 1$ peut être employée pour des situations quand une structure est soumise à des vitesses très élevée ou à des tremblements de terre violents, parce que ce type de dissipation limite la force maximale nécessaire dans l'amortisseur. Ce dernier engendre sous des sollicitations dynamiques importantes une courbe d'hystérésis qui dépend principalement du paramètre exposant α . En effet, pour $\alpha = 1$, on a un comportement linéaire où la force est proportionnelle à la vitesse, avec une loi de comportement de forme elliptique. Alors que pour $\alpha < 1$, on a un comportement non-linéaire qui permet de minimiser les forces dynamiques amenées par de fortes vitesses avec une loi de comportement quasi-rectangulaire (Fig. 5.8). La capacité de l'appareil à dissiper de l'énergie peut être estimée par l'aire définie par les boucles d'hystérésis.

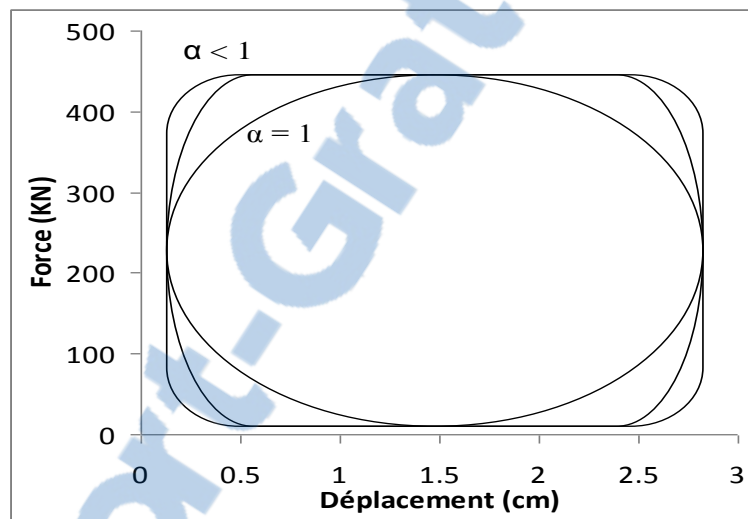


Figure 5.8 : Courbe force-déplacement d'un FVD non-linéaire

Sleemah et Constantinou [204] ont tenté de trouver l'exposant permettant d'obtenir l'amortissement optimal d'une structure à SDDL équipée par des dispositifs FVD linéaire et non-linéaire. Dans cette analyse des exposants $\alpha = 0.5$, 1.0 et 2.0 ont été utilisés. Le portique a été soumis à un déplacement initial, puis relâché en vibration libre. Les résultats enregistrés ont permis de conclure que la meilleure dissipation a été réalisée pour $\alpha = 0.5$, suivi du système avec $\alpha = 1$, et la pire performance était pour $\alpha = 2$. L'inconvénient de ces expériences est la méthode utilisée pour déterminer le coefficient d'amortissement de chaque amortisseur. Ils ont supposé que les amortisseurs sont égaux s'ils produisent la même force maximale à une certaine vitesse donnée. En faisant cette hypothèse, l'énergie dissipée par cycle de chaque amortisseur ne sera pas égale et par conséquent c'est l'amortisseur qui dissipe le plus d'énergie par cycle (à savoir ça a été dans le cas de leur étude pour $\alpha = 0.5$) qui sera en mesure de fournir les meilleurs résultats en terme de capacité d'amortissement de la réponse.

Lin et Chopra (2002) [123] ont analysé la réponse des systèmes SDDL élastiques avec des FVD non-linéaires. Ils ont défini deux paramètres importants caractérisant le potentiel de ces dispositifs qui sont l'exposant de non-linéarité α et le taux d'amortissement supplémentaire ξ_d . Ce dernier a été défini par les équations (5.26) et (5.27).

D'après les résultats de leurs analyses, Ils ont constaté que, si ξ_d est augmenté et l'exposant α est tenu constant, la réponse du système (accélération, vitesse et déplacement) peut être diminuée de façon significative. Par contre, ils ont trouvé que si α varie et ξ_d est fixe, la réponse du système ne change pas significativement. A partir de ces résultats, ils ont pu conclure que ξ_d influe plus dans la réduction de la réponse que α . Cependant, ils trouvent que si $\alpha < 1$, la force d'amortissement a été considérablement réduite. Ce résultat renforce l'idée que les amortisseurs non-linéaires avec $\alpha < 1$ sont plus avantageux que ceux linéaires parce que la quantité d'amortissement supplémentaire peut être augmentée, tout en limitant l'effort tranchant à la base.

Cette conclusion ne peut pas forcément être étendue aux structures inélastiques du fait que Miyamoto et Singh (2002) [162] ont analysé une structure inélastique et ont trouvé le contraire des résultats précédents. Ce problème suggère que toute la recherche actuelle devrait analyser les systèmes d'amortissement dans un certain nombre de structures qui subissent un large éventail de comportement élastique et inélastique.

Se basant sur les travaux de Lin et Chopra [123], l'énergie dissipée par l'amortisseur FVD non-linéaire dans un cycle de mouvement sinusoïdal est donnée par :

$$E_D = \int_0^{2\pi/\omega} P_d \cdot \dot{x}_d \cdot dt = \int_0^{2\pi/\omega} \left| C_d \cdot \dot{x}_d^{1+\alpha} \right| \cdot dt \quad (5.21)$$

$$\Rightarrow E_D = C_d \cdot (\omega \cdot x_0)^{1+\alpha} \int_0^{2\pi/\omega} \left| \text{sign}^{1+\alpha} \left(\omega \cdot t + \frac{\pi}{2} \right) \right| \cdot dt \quad (5.22)$$

En posant $\omega \cdot t + \frac{\pi}{2} = 2\theta$ et $dt = \frac{2}{\omega} d\theta$. L'équation (5.22) sera réécrite comme suit :

$$\Rightarrow E_D = C_d \cdot (\omega \cdot x_0)^{1+\alpha} \cdot \frac{2}{\omega} \cdot \int_{\pi/4}^{5\pi/4} \left| \text{sign}^{1+\alpha} (2\theta) \right| d\theta \quad (5.23)$$

$$\Rightarrow E_D = 2^{2+\alpha} C_d \cdot \omega^\alpha \cdot x_0^{1+\alpha} \cdot \int_{\pi/4}^{5\pi/4} \text{sign}^{1+\alpha} (\theta) \cdot \cos^{1+\alpha} (\theta) d\theta. \quad (5.24)$$

$$\Rightarrow E_D = 2^{2+\alpha} C_d \cdot \omega^\alpha \cdot x_0^{1+\alpha} \cdot \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)} \quad (5.25)$$

Où Γ est la fonction gamma.

Le taux d'amortissement développé par le FVD dans le système SDDL est donné par :

$$\Rightarrow \xi_d = \frac{\beta_\alpha \cdot C_d \cdot \omega^{\alpha-2} \cdot x_0^{\alpha-1}}{2 \cdot \pi \cdot m} \quad (5.26)$$

Ce paramètre est obtenu dans des conditions d'élasticité. Avec m est la masse, ω est la pulsation propre, x_0 est l'amplitude du mouvement harmonique, C_d est le coefficient d'amortissement, α est l'exposant de non-linéarité et β_α est une constante donnée par :

$$\beta_\alpha = 2^{2+\alpha} \cdot \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)} \quad (5.27)$$

Pour une application pratique et commode, les valeurs de β_α sont résumées dans le FEMA 273 [67] sur la base des résultats de l'équation (5.27). Les valeurs spécifiques sont à considérer telle que $\beta_\alpha = \pi$ pour $\alpha=1$ et $\beta_\alpha = 3.496$ pour $\alpha=0.5$. Donc pour un FVD linéaire, on a :

$$\xi_{d(\alpha=1)} = \frac{C_d}{2 \cdot m \cdot \omega} \quad (5.28)$$

Et pour un FVD non-linéaire avec $\alpha = 0.5$, on aura :

$$\xi_{d(\alpha=0.5)} = 0.55641 \cdot \frac{C_d}{m \cdot \sqrt{x_0} \cdot \omega^3} \quad (5.29)$$

Et pour un FVD non-linéaire avec $\alpha = 2$, on aura :

$$\xi_{d(\alpha=2)} = 0.55641 \cdot \frac{4 \cdot C_d \cdot x_0}{2 \cdot \pi \cdot m} \quad (5.30)$$

Le taux d'amortissement est généralement dépendant de l'amplitude du mouvement. Pour l'amortisseur non-linéaire avec $\alpha < 1$ le taux d'amortissement augmente avec la décroissance de l'amplitude x_0 . L'inverse est vrai pour les amortisseurs non-linéaires pour $\alpha > 1$. Pour les dispositifs linéaires, le taux d'amortissement est indépendant de l'amplitude du mouvement.

5.3.3. Identification des propriétés d'un système structural à un seul degré de liberté

L'équation de mouvement d'une structure soumise à une excitation sismique d'un système SDDL (Fig 5.9) est donnée par l'équation suivante :

$$m.\ddot{x} + C.\dot{x} + K.x + n.F_d(t) = -m.\ddot{x}_g \quad (5.31)$$

Où m est la masse de la structure, K est la rigidité de la structure non renforcée par amortisseurs, C est le coefficient d'amortissement inhérent de la structure, n le nombre d'amortisseurs, $F_d(t)$ est la composante horizontale de l'amortisseur, \ddot{x}_g est l'accélération du sol, \ddot{x} , \dot{x} , x sont respectivement l'accélération, la vitesse et le déplacement de la structure.

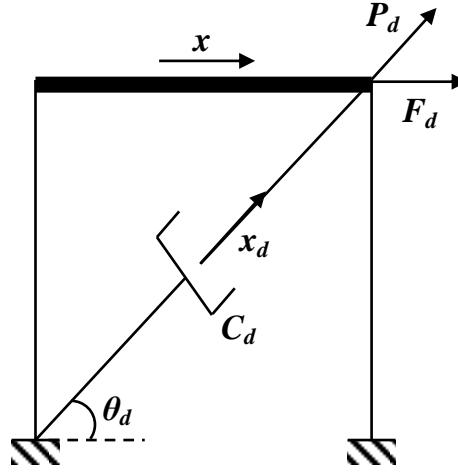


Figure 5.9 : Système à un seul degré de liberté

Pour un amortisseur à comportement linéaire dans une large gamme de fréquence, la formulation décrivant le modèle est celle présentée dans l'équation (5.16). Pour un dispositif FVD incliné d'un angle θ_d la composante horizontale de la force d'amortissement

devient alors :

$$F_d(t) + \lambda.\dot{F}_d(t) = C_d.\dot{x}.\cos^2(\theta_d) \quad (5.32)$$

L'application de la transformée de Fourier aux équations (5.31) et (5.32) donnera :

$$-\omega^2.\bar{x} + 2i.\xi_0.\omega_0.\omega.\bar{x} + \omega_0^2.\bar{x} + \frac{n.\overline{F_d(t)}}{m} = -\bar{x}_g \quad (5.33)$$

$$\overline{F_d} = \frac{i.\omega.C_d.\cos^2 \theta_d}{1 + i.\lambda.\omega}.\bar{x} \quad (5.34)$$

Où \bar{x} et \bar{F}_d sont respectivement les transformées de Fourier du déplacement x et de la force d'amortissement supplémentaire F_d avec ω_0 et ξ_0 sont la pulsation propre et le taux d'amortissement de la structure sans FVD. L'amplitude de la fonction de transfert en accélération totale ou absolue A_T est définie comme le rapport de l'amplitude de l'accélération totale à l'état d'équilibre ($\ddot{x}_g + \ddot{x}$) sur l'amplitude du mouvement harmonique du sol \ddot{x}_g . Elle peut être obtenue par :

$$A_T = \frac{\ddot{x}_g + \ddot{x}}{\ddot{x}_g} = 1 - \frac{\omega^2 \bar{x}}{\ddot{x}_g} \quad (5.35)$$

En remplaçant les équations (5.33) et (5.34) dans (5.35), on aura :

$$A_T = \left| 1 + \frac{\omega^2}{-\omega^2 + \omega_0^2 + 2i\omega\omega_0\xi_0 + \left(\frac{i n \omega C_d \cos^2 \theta_d}{m(1 + i\lambda\omega)} \right)} \right| \quad (5.36)$$

Dans le cas d'une structure sans dispositif d'amortissement supplémentaire $n=0$, les pulsations ω et ω_0 deviennent égales ($\omega = \omega_0$) d'où :

$$A_T^2(\omega_0) \approx 1 + \frac{1}{4\xi_0^2} \quad (5.37)$$

Connaissant les propriétés de la structure sans dispositif d'amortissement ω_0 et ξ_0 , les valeurs propres de la structure renforcée par FVD linéaires peuvent être résolues pour obtenir les propriétés structurales. Pour cela, les équations (5.31) et (5.32) avec la valeur de $\ddot{x}_g = 0$ peuvent être réécrites pour avoir :

$$A \cdot \dot{V} + B \cdot V = 0 \quad (5.38)$$

Où

$$A = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \lambda \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad B = \begin{bmatrix} 2\xi_0\omega_0 & \omega_0^2 & \frac{1}{m} \\ -1 & 0 & 0 \\ -nC_d \cos^2 \theta_d & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad V = \begin{Bmatrix} \dot{x} \\ x \\ F_d \end{Bmatrix} \quad (5.39)$$

Pour avoir la solution de la forme $V = V_0 \cdot e^{-\mathcal{G}t}$, l'équation (5.38) devient :

$$B.V_0 + \mathcal{G}.A.V_0 = 0 \quad (5.40)$$

Avec pour un système libre amorti : $\mathcal{G} = \xi.\omega_1 \pm i.\omega_1.\sqrt{1-\xi^2}$

La pulsation propre et le taux d'amortissement du système peuvent être déduits pour :

$$|\mathcal{G}| = \omega_1 \quad (5.41)$$

$$\xi = \frac{-\Re(\mathcal{G})}{\omega_1} \quad (5.42)$$

5.3.4. Identification des propriétés d'un système structural à plusieurs degrés de liberté

Pour un système à PDDL équipé d'un nombre n de dissipateurs d'énergie à fluide visqueux (Fig. 5.10) soumis à une excitation sismique, l'équation de mouvement du système (structure- dissipateurs) est la même que celle d'une structure sans dissipateur en ajoutant un vecteur force F_d . Ce vecteur contient les composantes horizontales des forces engendrées par l'amortisseur FVD dans chaque étage. L'équation de mouvement est donnée comme suit [153, 204] :

$$M.\ddot{X} + C.\dot{X} + K.X + F_d = -M.\{1\}.\ddot{x}_g \quad (5.43)$$

Le vecteur force d'amortissement est donné par :

$$F_d = \begin{Bmatrix} n_N.F_{dN} \\ \vdots \\ n_i.F_{di} - n_{i+1}.F_{d(i+1)} \\ \vdots \\ n_1.F_{d1} - n_2.F_{d2} \end{Bmatrix} \quad (5.44)$$

Avec n_i et F_{di} sont respectivement le nombre d'amortisseurs et la composante horizontale de la force développée par chaque amortisseur au $i^{\text{ème}}$ étage et N est le nombre d'étages. Il est à noter que tous les amortisseurs sont supposés être identiques au même étage. $\{1\}$ est le vecteur de couplage dynamique qui relie la direction du mouvement à la base avec la direction de chaque degré de liberté, il est égal à l'unité.

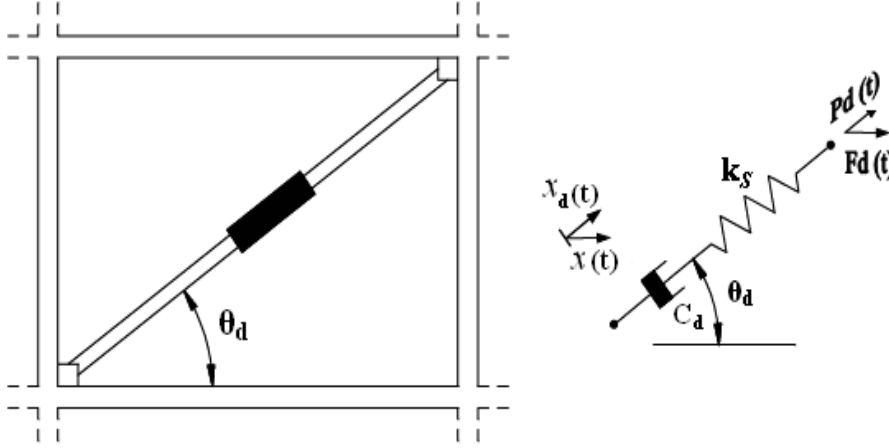


Figure 5.10 : Système à plusieurs degrés de liberté (PDDL)

L'équation décrivant la force F_{di} est formulée comme suit :

$$F_{di}(t) + \lambda \cdot \dot{F}_{di}(t) = C_{di} \cdot \cos^2(\theta_{di}) \frac{d}{dt}(x_i - x_{i-1}) \quad (5.45)$$

Où C_{di} est le coefficient d'amortissement pour chaque amortisseur au $i^{\text{ème}}$ étage et θ_{di} est l'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale des amortisseurs de l'étage i .

L'application de la transformée de Fourier aux équations (5.43) et (5.45) va donner :

$$\left[-\omega^2 \cdot M + i\omega \cdot C + K + \frac{i\omega}{1+i\omega\lambda} \cdot C_d \right] \bar{X} = -M \cdot \{1\} \cdot \ddot{x}_g \quad (5.46)$$

En posant $K_D(\omega)$ appelée la matrice de rigidité dynamique telle que :

$$K_D(\omega) = -\omega^2 \cdot M + i\omega \cdot C + K + \frac{i\omega}{1+i\omega\lambda} \cdot C_d \quad (5.47)$$

Où le terme $\frac{i\omega}{1+i\omega\lambda} \cdot C_d$ représente la contribution de la force de l'amortisseur à la matrice de rigidité dynamique. Alors l'équation (5.46) peut être réécrite telle que :

$$K_D(\omega) \cdot \bar{X} = -M \cdot \{1\} \cdot \ddot{x}_g \quad (5.48)$$

$$\text{D'où} \quad \bar{X} = -[K_D(\omega)]^{-1} \cdot M \cdot \{1\} \cdot \ddot{x}_g \quad (5.49)$$

En définissant la matrice inverse par $[K_D(\omega)]^{-1} = H(\omega)$ et en multipliant par $-\omega^2$ alors la transformée de Fourier de l'accélération devient alors :

$$\ddot{\overline{X}} = \omega^2 . H(\omega) . M . \{1\} . \ddot{\overline{x}}_g \quad (5.50)$$

L'amplitude de la fonction de transfère en accélération au $i^{\text{ème}}$ étage est donnée par :

$$A_{T_i} = \frac{\ddot{\overline{x}}_g + \ddot{\overline{X}}_i}{\ddot{\overline{x}}_g} \quad (5.51)$$

L'utilisation de l'équation (5.50) dans l'équation (5.51) va donner :

$$A_{T_i} = \left| 1 + \omega^2 . \sum_{k=1}^N H_{ik}(\omega) . m_k \right| \quad (5.52)$$

Où $H_{ik}(\omega)$ est un des éléments de la matrice $H(\omega)$ et m_k est la masse de l'étage k .

La formulation en valeurs propres suit le même procédé que celui du système SDDL.

L'équation (5.38) est valide pour le vecteur V donné par :

$$V = \begin{Bmatrix} \left\{ \dot{\overline{X}} \right\} \\ \left\{ \overline{X} \right\} \\ \left\{ F_d \right\} \end{Bmatrix} \quad (5.53)$$

Et les matrices A et B sont définis comme suit :

$$A = \begin{bmatrix} [M] & [0] & [0] \\ [0] & [I] & [0] \\ [0] & [0] & \lambda . [I] \end{bmatrix} \quad (5.54)$$

Et

$$B = \begin{bmatrix} [C] & [K] & [I] \\ -[I] & [0] & [0] \\ [C_d] & [0] & [I] \end{bmatrix} \quad (5.55)$$

La solution de l'équation (5.38) résulte en valeurs propres complexes \mathcal{G} et des vecteurs propres V_0 de la structure équipée d'amortisseurs linéaires. Les équations (5.41) et (5.42) sont utilisées pour avoir les valeurs de la pulsation propre ω_1 et le taux d'amortissement ξ_1 pour chaque mode de vibration.

5.3.5. Evaluation du taux d'amortissement des FVD

En considérant un système à plusieurs degrés de liberté PDDL tel qu'illustré dans la figure 5.10, le taux d'amortissement total effectif ξ_{eff} du système composé de la structure renforcée par FVD est défini comme suit :

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \xi_d \quad (5.56)$$

Où ξ_0 est le taux d'amortissement inhérent du système PDDL sans amortisseurs, et ξ_d est le taux d'amortissement du FVD. La formulation de ξ_d est basée sur le même principe que les systèmes SDDL. Elle a été présentée dans une multitude de travaux dont les plus importants sont ceux contenus dans [205] et [204] et a été ainsi proposée dans les recommandations FEMA273 [67]. Elle est donnée par :

$$\xi_d = \frac{\sum_j E_{Dj}}{4.\pi.E_s} \quad (5.57)$$

E_{Dj} est l'énergie dissipée par le $j^{\text{ème}}$ amortisseur du système dans un cycle; et E_s est l'énergie de déformation élastique de la structure et elle est égale à l'énergie cinétique maximale (Eqs.

(2.48) et (2.49)) [222] :

$$E_s = \frac{1}{2} \sum_i F_i . x_i \quad (5.58)$$

Où F_i et x_i représentent respectivement la force horizontale et le déplacement du $i^{\text{ème}}$ étage. L'énergie dissipée par l'amortisseur FVD non-linéaire peut être exprimée comme suit :

$$\sum_j E_{Dj} = \left(\frac{2.\pi}{T} \right)^\alpha . \sum_j \beta_\alpha . C_j . x_{rj}^{1+\alpha} . \cos^{1+\alpha} \theta_{dj} \quad (5.59)$$

Où : x_{rj} est la composante horizontale du déplacement axial relatif entre les deux extrémités de l'amortisseur j . Le plus souvent, seul le premier mode de vibration du système PDDL est le plus prépondérant et par conséquent il est pris dans les procédures de simplification dans la pratique. Pour un amortisseur FVD linéaire l'expression de l'équation (5.59) devient [204]:

$$\sum_j E_{Dj} = \omega . \sum_j \pi . C_j . x_{rj}^2 . \cos^2 \theta_{dj} \quad (5.60)$$

D'où

$$\sum_j E_{Dj} = \frac{2.\pi^2}{T} . \sum_j C_j . x_{rj}^2 . \cos^2 \theta_{dj} \quad (5.61)$$

Sachant que $\Phi^T . K . \Phi = \Phi^T . \omega^2 . M . \Phi$

D'où
$$E_s = \frac{1}{2} . \omega^2 . \sum_i m_i x_i^2 \quad (5.62)$$

M et K sont les matrices masse de rigidité. θ_{dj} est l'angle d'inclinaison de l'amortisseur j .

Il est à noter que tous les étages sont supposés contenir le même nombre d'amortisseurs n , et les amortisseurs sont supposés être identiques au même étage (même coefficient d'amortissement et exposant α). En remplaçant les équations (5.59) et (5.62) dans l'équation (5.57), le taux d'amortissement apporté par les FVD est obtenu comme suit :

$$\xi_d = \frac{\sum_j \beta_\alpha . C_j . x_{rj}^{1+\alpha} . \cos^{1+\alpha} \theta_{dj}}{4 . \pi . \omega^{2-\alpha} . \sum_i m_i . x_i^2} \quad (5.63)$$

En supposant que seul le premier mode vibration est considéré, la réponse en déplacement

peut être exprimée comme suit :
$$x_i = Y_{max} . \phi_i \quad (5.64)$$

Où ϕ_i est le premier mode déformation du $i^{\text{ème}}$ degré de liberté et Y_{max} est l'amplitude du déplacement maximal (au niveau du toit). Finalement en remplaçant les équations (5.63) et (5.64) dans (5.56), ξ_{eff} de la structure avec FVD est donnée par :

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \frac{\sum_j \beta_\alpha . C_j . \phi_{rj}^{\alpha+1} . \cos^{1+\alpha} \theta_{dj}}{2 . \pi . Y_{max}^{1-\alpha} . \omega^{2-\alpha} . \sum_i m_i . \phi_i^2} \quad (5.65)$$

L'expression de ξ_{eff} de la structure avec FVD linéaire ($\beta_\alpha = \pi$, $\alpha = 1$) sera donnée par :

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \frac{T . \sum_j C_j . \phi_{rj}^2 . \cos^2 \theta_{dj}}{4 . \pi . \sum_i m_i . \phi_i^2} \quad (5.66)$$

Où: ϕ_{rj} est le déplacement relatif en les deux extrémités de l'amortisseur j correspondent au premier mode déformation. Dans l'objectif d'obtenir un taux d'amortissement supplémentaire dans la structure par ajout d'amortisseur, il n'existe aucune procédure substantielle proposée par les codes de conception pour la réparation du coefficient d'amortissement C_d dans les

bâtiments. Lors de la conception des structures renforcées par dissipateurs, il peut être donc commode de distribuer à égalité les valeurs de C_d dans tous les étages. Néanmoins, de nombreux résultats expérimentaux ont montré que l'efficacité de l'amortisseur sur les étages supérieurs est plus petite que celles des étages inférieurs [14, 100].

5.3.6. Calcul des actions maximales

Les forces sismiques sont calculées selon trois étapes : (A) déplacement maximum, (B) la vitesse maximale, et (C) accélération maximale (Fig. 5.11). Les étapes (A) et (B) ne sont importantes que pour les structures avec systèmes d'amortissement dépendant de la vitesse parce que les actions maximales dans les bâtiments comportant des systèmes d'amortissement dépendant du déplacement se produisent au moment où le déplacement est maximum. Les forces se développant pendant l'accélération maximale sont calculées comme une combinaison linéaire des forces calculées pendant le déplacement maximum et la vitesse maximale après multiplication par des facteurs de combinaison CF_1 et CF_2 , respectivement. Ces facteurs ont été développés sur la base d'hypothèse d'un comportement élastique linéaire et visqueux linéaire [180].

Il est reconnu maintenant que les facteurs combinés dans le FEMA 273 [67] sont incorrectes pour des structures à comportement ductile et équipées de systèmes d'amortissement visqueux non-linéaires. La section suivante présente les facteurs de combinaison corrigés qui ont été présentés dans le FEMA 356 [68].

Les recommandations du FEMA 273 préconisent une procédure pour le calcul de la force se développant pendant l'accélération maximale. La procédure indique que les actions à déterminer doivent être la somme des actions calculées pendant la phase de déplacement maximal CF_1 et ceux obtenus pendant la phase de la vitesse maximale CF_2 [67].

$$CF_1 = \cos\left[\tan^{-1}(2.\xi_{eff})\right] \quad (5.67)$$

$$CF_2 = \sin\left[\tan^{-1}(2.\xi_{eff})\right] \quad (5.68)$$

Où ξ_{eff} est obtenue par l'équation (5.66).

Cependant, les facteurs CF_1 et CF_2 ne sont pas valables pour le cas des structures équipées d'amortisseurs FVD non-linéaires. Des formulations révisées ont été proposées par Ramirez et al. (2000) [180] et ont été introduites dans le FEMA 356 [68]. Les expressions des facteurs de combinaisons pour le cas de FVD non-linéaires sont obtenues comme suit.

Pour une structure élastique de rigidité K et de masse M équipée de dispositifs FVD non-linéaires soumis à un mouvement harmonique de pulsation naturelle ω_0 et d'amplitude x_0 .

La réponse est :

$$x = x_0 \cdot \cos(\omega_0 t) \quad (5.69)$$

L'équation de la vitesse sera déduite telle que :

$$\dot{x} = -\omega_0 \cdot x_0 \cdot \sin(\omega_0 t) \quad (5.70)$$

La force d'amortissement est :

$$F_d = K \cdot x + C_d \cdot \left(\dot{x} \right)^\alpha \quad (5.71)$$

Où K est la rigidité du système et est égale à $m \cdot \omega_0^2$. La figure 5.11 illustre la relation force déplacement. En remplaçant les équations (5.26), (5.27) et (5.69) dans l'équation (5.71), cela

donnera :

$$\frac{F_d}{m \cdot \omega_0^2 \cdot x_0} = \cos(\omega_0 t) - \frac{2 \cdot \pi}{\beta_\alpha} \cdot \xi_d \cdot \sin^\alpha(\omega_0 t) \quad (5.72)$$

Où $\omega_0 = \sqrt{K/m} = 2 \cdot \pi / T$ et T est la période élastique. Les valeurs de ξ_d et β_α sont données par les équations (5.26) et (5.27). Il est à noter que l'équation (5.72) est obtenue en supposant que la vitesse de l'amortisseur est négative en d'autres mots que le cycle du mouvement se trouve dans l'intervalle $0 \leq \omega_0 t \leq \pi$. L'accélération maximale est atteinte quand la réponse en force arrive à sa valeur maximale F_{dmax} . Le temps correspondant à l'accélération maximale est déterminé quand la dérivée de la partie droite de l'équation (5.72) est égale à zéro d'où :

$$\frac{\sin^{2-\alpha}(\omega_0 t^*)}{\cos(\omega_0 t^*)} = -\frac{2 \cdot \pi \cdot \alpha \cdot \xi_d}{\beta_\alpha} \quad (5.73)$$

t^* est le temps correspondant à l'accélération maximale et la force maximale. Du moment de la présence de déphasage δ entre le pic de la vitesse et le pic du déplacement tel qu'illustré dans la figure 5.12, il est obtenu comme suit :

$$\omega_0 t^* = \pi - \delta \quad (5.74)$$

Les équations (5.72) et (5.73) peuvent être réécrites comme suit :

$$F_{dmax} = m \cdot \omega_0^2 \cdot x_0 \cdot \cos(\delta) + C_d \cdot \omega_0^\alpha \cdot x_0^\alpha \cdot \sin^\alpha(\delta) \quad (5.75)$$

D'où :

$$\frac{\text{sign}^{2-\alpha}(\delta)}{\cos(\delta)} = -\frac{2.\pi.\alpha.\xi_d}{\beta_\alpha} \quad (5.76)$$

Il est à noter que dans l'équation (5.75), $m.\omega_0^2.x_0$ est la force maximale correspondant à un déplacement maximal et $C_d.\omega_0^\alpha.x_0^\alpha$ est la force maximale correspondante à la vitesse maximale. Par conséquent, les facteurs de combinaison CF_1 et CF_2 doivent être :

$$CF_1 = \cos(\delta) \quad (5.77)$$

Et

$$CF_2 = \text{sign}^\alpha(\delta) \quad (5.78)$$

δ peut être obtenu grâce à l'équation (5.76), cependant cette dernière ne peut être résolue exactement que pour α égale à 1. Une solution approchée est donc adoptée en supposant le déphasage δ petit. Ce dernier peut être calculé comme suit :

$$\delta = \left(\frac{2.\pi.\alpha.\xi_d}{\beta_\alpha} \right)^{\frac{1}{2-\alpha}} \quad (5.79)$$

Pour le cas d'un dispositif FVD linéaire ($\alpha = 1, \beta_\alpha = \pi$), l'équation (5.79) peut être résolue

exactement pour donner :

$$\delta = \tan^{-1}(2.\xi_d) \quad (5.80)$$

Les résultats de l'équation (5.79) comparés à ceux de l'équation (5.80) aboutissent sur un pourcentage d'erreur de 3% pour $\xi_d = 0.15$ et de 7% pour $\xi_d = 0.25$

L'accélération maximale A_{max} est déduite en remplaçant les équations (5.74) et (5.79) dans

l'équation (5.72) pour donner :

$$A_{max} = A \left(CF_1 + \frac{2.\pi.\xi_d}{\beta_\alpha} . CF_2 \right) \quad (5.81)$$

L'équation (5.77) représente la contribution de la force de rappel à l'accélération maximale. Ceci est valable pour un comportement élastique tel que $x_0 < x_y$ (x_y est le déplacement limite élastique). Quand une action inélastique se produit, la valeur de CF_1 augmente et devient éventuellement égale à l'unité. Sachant que l'accélération maximale se produit pour $x = x_0.\cos(\delta)$ comme illustré dans la figure 5.11 (point C). De plus le taux d'amortissement effectif ξ_{eff} augmente avec l'action inélastique d'où l'expression de l'équation (5.81) devient :

$$A_{max} = A \left(CF_1 + \frac{2 \cdot \pi \cdot \xi_{eff}}{\beta_\alpha} \cdot CF_2 \right) \quad (5.82)$$

Avec

$$\begin{cases} \text{Si } x_0 < x_y & \text{alors } CF_1 = \cos(\delta) \\ \text{Si } x_0 > x_y \text{ et } \mu_d \cdot \cos(\delta) < 1 & \text{alors } CF_1 = \mu_d \cdot \cos(\delta) \\ \text{Si } x_0 > x_y \text{ et } \mu_d \cdot \cos(\delta) \geq 1 & \text{alors } CF_1 = 1.0 \end{cases} \quad (5.83)$$

Où $\xi_{eff} = \xi_0 + \xi_d \cdot (T_{eff}/T)^{2-\alpha}$ avec $T_{eff} = \sqrt{K_{eff}/m}$ représente la période post-élastique d'un Comportement hystérétique bilinéaire ayant la même allure que celui présenté dans la figure 4.9 et $\mu_d = x_0/x_y$ représente le taux de ductilité [68]. D'autres expressions représentant ξ_{eff} dans le domaine inélastique existent dans la littérature [124].

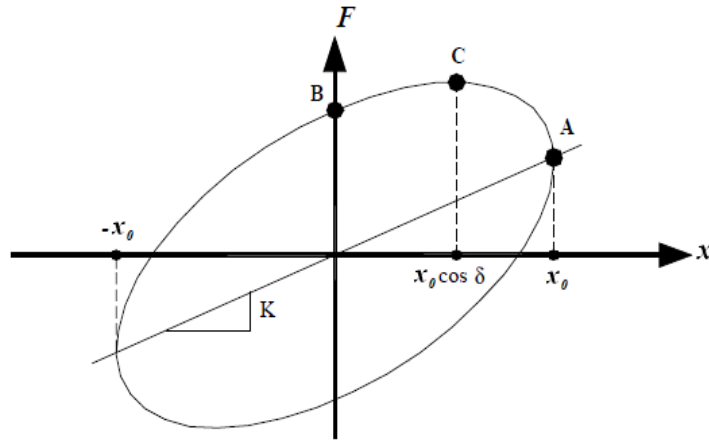


Figure 5.11 : Courbe force déplacement de la structure équipée de dispositif FVD

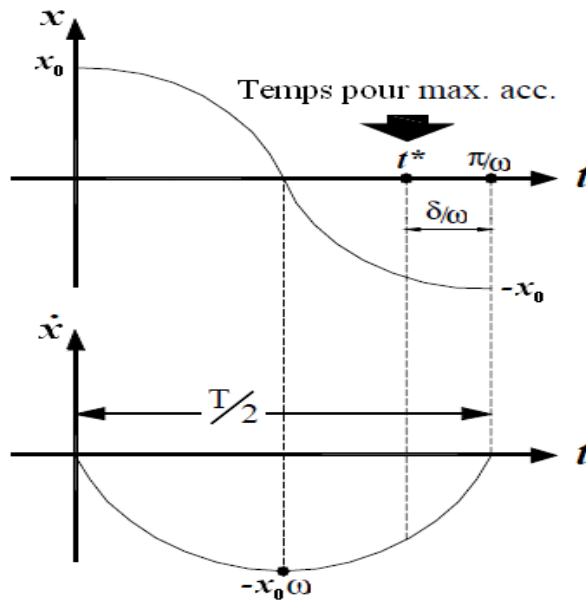


Figure 5.12 : Mouvement harmonique de la structure équipée de dispositif FVD

5.4. Conclusion

Le concept d'ajouter des amortisseurs à fluide visqueux afin de dissiper l'énergie résultante d'une excitation sismique a été exposé dans ce chapitre. Par conséquent, l'approche se basant sur la conservation de l'énergie totale en fonction du temps a été présentée et discutée. Cette dernière a montré que l'introduction des dissipateurs permet d'augmenter l'énergie d'amortissement E_D et en outre diminuer les énergies de déformation E_S et E_h .

Ensuite un aperçu historique ainsi qu'un état de l'art sur l'utilisation de ce dispositif ont été passés en revue. Ceci a permis de mettre en lumière plusieurs paramètres influant sur la réponse d'une structure équipée de ces derniers comme les types ; de signaux sismiques, de structures, de FVD ainsi que les modèles mathématiques utilisés.

Par ailleurs, l'étude de la base théorique émanant aux propriétés mécaniques des amortisseurs FVD a montré que ce dissipateur peut fonctionner selon deux dispositions, avec et sans rigidité de stockage. L'apparition de cette dernière dépend de la fréquence de coupure représentant une caractéristique intrinsèque de cet amortisseur. Elle dépend principalement de la viscosité du fluide le composant ainsi que de la présence ou non de la chambre d'accumulation. Les études expérimentales et analytiques exécutées sur ce dissipateur [204, 127, 156] ont montré que plusieurs modèles sont en mesure de représenter son comportement. Ce dernier dépendant de la vitesse de mouvement du piston, peut être aussi bien linéaire représenté par un exposant $\alpha = 1$ que non-linéaire pour $\alpha \neq 1$.

Le travail élaboré par de Frings [71] a montré que cet exposant varie en fonction des caractéristiques géométriques des orifices composant la tête du piston. Cependant, l'étude réalisée par Sleemah et Constantinou [204] a montré que la performance optimale est obtenue pour un exposant $\alpha = 0.5$. Par ailleurs, les hypothèses émanant à l'identification d'un système à plusieurs DDL munie de FVD restent discutables et demandent plus de recherches pour sa vérification principalement celle relatant à l'évaluation du taux d'amortissement ξ_d où seul le premier mode est considéré. D'un autre côté peu de travaux se sont intéressés à la relation entre le type de comportement du FVD et la distribution de son coefficient d'amortissement en fonction de la hauteur.

Sachant que la force maximale qui se développe dans une structure munie de FVD coïncide au moment où l'accélération est maximale, la procédure de calcul de cette dernière pour les cas linéaire et non-linéaire a été présentée selon les règlements FEMA273 et FEMA356 respectivement.

A l'issue de cette étude bibliographique, il apparaît clair que ce type de dissipateurs a de l'avenir devant lui mais son comportement complexe nécessite encore plus de recherches afin de vérifier son rendement pour divers types de structures comme celles en acier mais aussi sous différents cas de charges sismiques ainsi pour différents types de FVD (linéaire, non-linéaire, visqueux pur et avec rigidité). Si on estime que pas assez de travaux se sont intéressés à étudier le comportement non-linéaire des FVD ou à les intégrer avec d'autres types de dissipateurs, aucune étude comparative entre le rendement de ces derniers et les autres dispositifs, n'a encore été menée. Par conséquent, l'ensemble des paramètres exposés ci-dessus feront l'objet d'étude et d'analyse dans le chapitre suivant.

Chapitre 6.

Analyse de la réponse des structures en portique équipées d'amortisseurs à fluide visqueux

6.1. Introduction

Comme ça a été présenté dans le chapitre 5, une multitude d'études et de travaux de recherches se sont concentrés dans l'étude de l'influence des dispositifs à fluide visqueux dans l'amélioration des capacités dissipatives aussi bien des bâtiments existants que des nouveaux bâtiments [14, 79, 198, 204, 223]. Ces recherches ont été toutes unanimes sur le potentiel important de ces systèmes dans la réduction de la réponse dynamiques des structures en portiques en général et des cadres en acier particulièrement tout en ayant l'effet escompté de décroître la demande en ductilité de ces structures par rapport à celles conçues par les approches conventionnelles de résistance par déformation ou par rigidité. Celles-ci vont impliquer une vulnérabilité avec de probables dommages qui peuvent être occasionnés en appliquant cette méthodologie lors des violents séismes. Néanmoins, la complexité du problème en plus de l'absence de procédures et réglementations pour l'utilisation de ces dispositifs en Algérie n'a pas encore permis le développement des démarches de conception spécifiques claires et générales. Ceci a suscité le besoin de mettre en lumière les facteurs qui commandent le fonctionnement de ces derniers afin d'en tenir compte lors de la conception. L'Eurocode 8 [59] et les recommandations FEMA [67, 68] sont parmi les rares codes qui fournissent des procédures détaillées pour la prise en compte de l'effet des systèmes dissipatifs dans la conception des bâtiments. Les démarches proposées par ces codes sont novatrices. Il reste

donc nécessaire de les explorer et les analyser. L'objectif donc assigné dans ce chapitre est d'évaluer quantitativement et qualitativement l'apport que peut fournir l'équipement des structures métalliques par ces dispositifs sur la réponse dynamique. Ceci en menant une série d'investigations qui visent à comparer différents modèles et méthodes numériques permettant d'analyser ce type de dissipateurs. Etudier l'influence de certains paramètres tels que la rigidité de stockage, l'exposant de non-linéarité α , le type d'assemblage sur le rendement de ces derniers et ceci en utilisant deux différents types d'action sismiques. Comparer ce rendement avec celui obtenu par rapport à d'autres dispositifs présentés en chapitre 4 ainsi que l'association des FVD avec ces derniers. Examiner la pertinence de certaines hypothèses discutables telle que la prédominance du mode fondamental de vibration. Et enfin estimer le degré de dommages que pourrait subir un bâtiment en acier muni de ces amortisseurs par rapport à ceux renforcés conventionnellement selon les règlements en vigueur comme le code de conception parasismique Algérien (RPA99/2003) [189] qui privilégient encore le calcul de la résistance des structures métalliques par rigidité à celles par dissipation.

Pour cela, des analyses numériques 3D seront conduites sur un bâtiment de R+12 en acier soumis à deux types de signaux sismiques qui sont celui de Boumerdes (2003) et de Northridge (1994). Deux types d'amortisseurs visqueux seront examinés, il s'agira des dispositifs FVD linéaires et non-linéaires tels qu'ils ont été présentés dans le chapitre 5.

L'analyse dynamique réalisée sur le bâtiment a été menée en utilisant le programme de calcul de structure SAP2000 [160]. Ce logiciel, très utilisé en ingénierie des structures, est un programme de calcul de structure tridimensionnelle par éléments finis, capable d'étudier tous les types de structures avec une bonne qualité de précision. Avec ce dernier, il est possible de modéliser des géométries complexes, définir les différents cas de charges, générer automatiquement le poids propre, assigner les sections et le matériau ainsi qu'effectuer des calculs de structure en béton armé ou en acier sur la base de différents règlements (ACSI, ACI, EUROCODE, etc...).

Les dernières versions de ce programme ont incorporé les éléments LINK, avec lesquels il est possible de modéliser les dispositifs de contrôle passif des structures, aussi bien les isolateurs à la base (LRB, FPS, etc...) que les dissipateurs d'énergie (amortisseurs à fluide visqueux linéaire et non-linéaire, métalliques, à friction et viscoélastiques).

Le présent chapitre a été entamé par la présentation du portique étudié et des signaux sismiques imposés. Par la suite, pour le cas de ce portique, deux types d'analyses linéaires sont effectués pour les cas non contreventé et celui contreventé. Sachant actuellement, qu'il

est largement reconnu qu'il est nécessaire de considérer des modèles plus réalistes pour les structures en introduisant les différentes non-linéarités localisées. Un calcul dynamique en utilisant un chargement par histoire temporelle non-linéaire FNA (Fast nonlinear analysis) de la structure amortie par FVD a été réalisé. Les résultats obtenus de la réponse ont été comparés en termes de sollicitations (efforts normaux, efforts tranchants et moments de flexion et efforts tranchant à la base), du déplacement absolu et des déplacements inter-étages au niveau des éléments les plus sollicités. Etant donné les difficultés que présente l'utilisation de la méthode d'analyse dynamique temporelle non-linéaire, le comportement de la structure dans son domaine post-élastique dans chacune des différentes configurations étudiées, a été analysé par poussée statique progressive (Pushover) telle qu'elle a été exposée dans le chapitre 3. Ceci est réalisé afin de déterminer la demande en capacité et de tracer les courbes de fragilités correspondantes.

6.2. Présentation de la structure en portique étudiée

Le Bâtiment analysé dans cette étude est un système à portiques en acier composé d'un rez-de-chaussée et 12 étages (R+12) avec une terrasse inaccessible (Fig. 6.1). Les planchers sont constitués de dalles collaborantes.

L'acier utilisé est un fe360 avec les propriétés mécaniques suivantes :

- ✓ La résistance élastique limite $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$.
- ✓ La résistance ultime $F_u = 355 \text{ N/mm}^2$.
- ✓ Le module d'élasticité longitudinal : $E = 200 \times 10^3 \text{ MPa}$.
- ✓ Le module d'élasticité transversal : $G = E/2 \times (1 + \nu) = 84 \times 10^3 \text{ MPa}$.
- ✓ Le coefficient de Poisson $\nu = 0.3$
- ✓ Le poids volumique $\gamma = 76.98 \text{ KN/m}^3$

La structure a une forme rectangulaire caractérisée par les dimensions suivantes :

- ✓ Longueur totale : 23.70m
- ✓ Largeur totale : 22.92m
- ✓ Hauteur totale : 45.22m
- ✓ Hauteur de RDC et étages : $H = 3.40\text{m}$
- ✓ Hauteur 3ème étage : $H_{3\text{eme}} = 4.42\text{m}$

Les différentes sections de poteaux et poutres de la structure sont résumées le tableau 6.1.

Tableau 6.1 : Dimensions des poteaux et poutres

	Etages			
	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} au 4 ^{ème}	5 ^{ème} au 7 ^{ème}	8 ^{ème} au 12 ^{ème}
Poteaux	HE 320 M	HE 300 M	HE 240 M	HE 200 M
	Poutres Secondaires		Poutres Principales	
Travées	$L_y = 4.9 \text{ m}$	$L_y = 6 \text{ m}$	$L_x = 5 \text{ m}$	$L_x = 8,7 \text{ m}$
Profilés	IPE 200	IPE 240	IPE 330	IPE 500

Après dimensionnement et vérification du système de contreventement conventionnelle appliqué à la structure, le choix s'est porté sur des palées en X de sections en simples cornières de L 120 x 120 x 13.

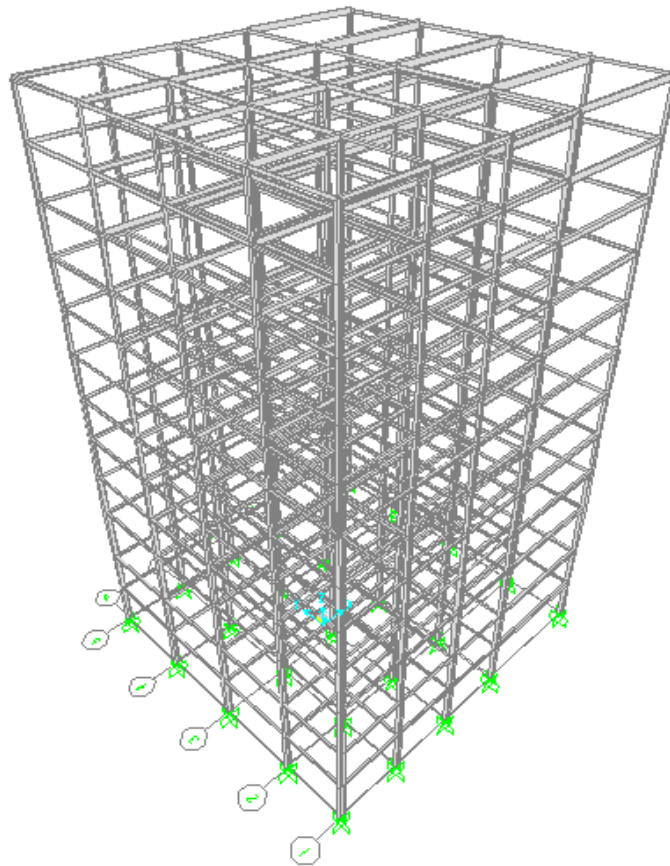


Figure 6.1 : Modèle 3D de la structure étudiée

Les actions sismiques appliquées à la structure ont été modélisées par des accélérogrammes des séismes de Boumerdes du 21 Mai 2003 (Enregistrement de la station de Keddara II, $\text{PGA} = 0.338\text{g}$), et celui de Northridge qui s'est produit près de Los Angeles le 17 janvier 1994 (Enregistrement de la station de Sylmar, $\text{PGA} = 0.842\text{g}$). L'allure des deux enregistrements est illustrée dans la figure 6.2. Les deux séismes sont de magnitudes proches respectivement de 6.8 et 6.7 sur l'échelle de richter.

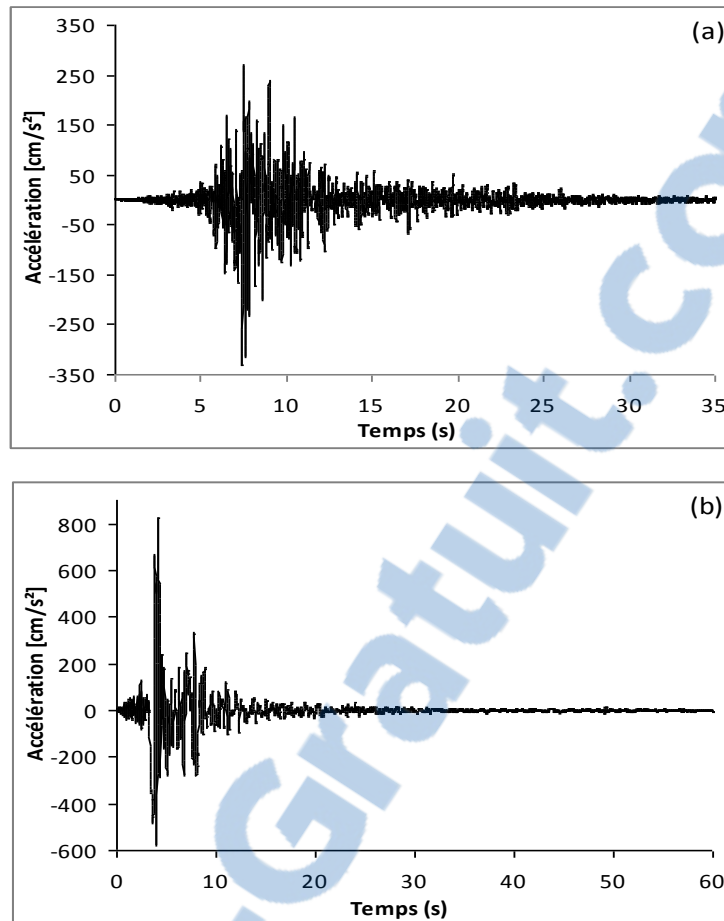


Figure 6.2: Signaux sismiques: a) Boumerdes Mai 2003 (EW), b) Northridge 1994 (direction 1)

La Figure 6.3 illustre la représentation spectrale de la réponse du portique par rapport à la charge sismique en accélérogramme de Boumerdes et de Northridge avec $\xi_{eff} = 5\%$ (pas d'amortisseur) en comparaison avec le spectre de réponse déduit du règlement parasismique Algérien RPA (99/2003) [189].

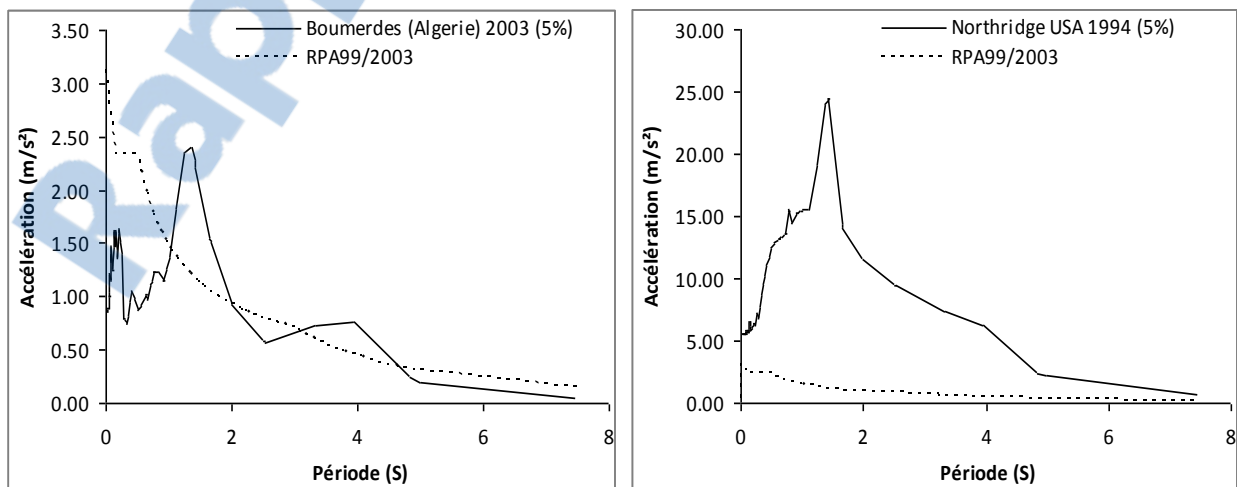


Figure 6.3 : Comparaison des spectres de réponse en accélération des accélérogrammes de Boumerdes et Northridge avec le spectre du RPA

Afin de maximiser le rendement des amortisseurs, une étude d'optimisation a été menée en amont. Cette dernière a consisté à chercher le meilleur emplacement pour les contreventements en éléments métalliques diagonaux (palés en x). Douze variantes ont été analysées aux termes desquelles la variante N° 10 a offert la disposition optimale permettant de fournir la meilleure réponse à la structure (déplacements et sollicitations). Par conséquent, cette dernière a été choisie comme variante de référence pour la suite des analyses. La figure 6.4 représente une coupe transversale illustrant les différentes dispositions de contreventement étudiées et la figure 6.5 représente une coupe longitudinale de l'emplacement des amortisseurs fluide visqueux dans les différents niveaux du bâtiment [181].

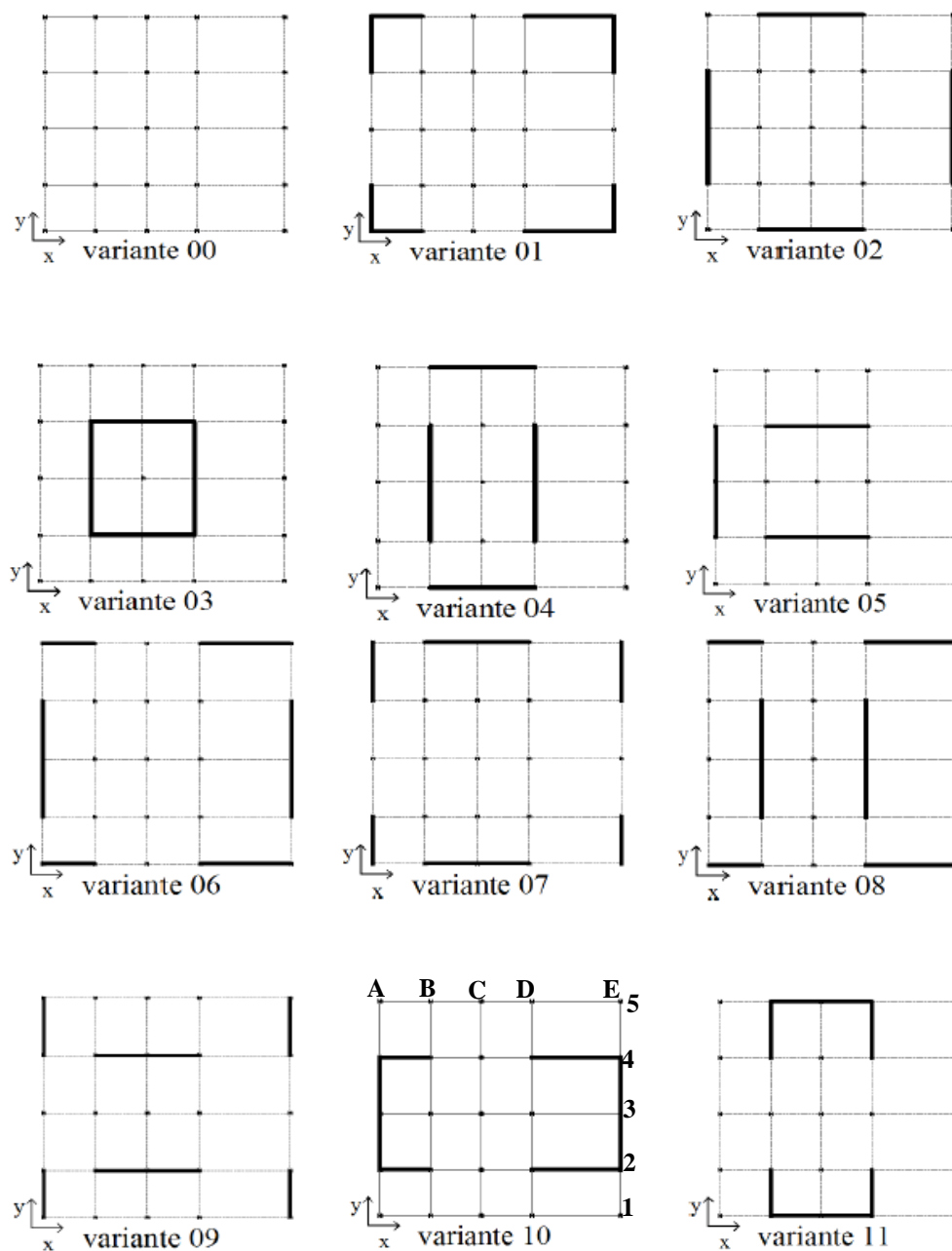


Figure 6.4 : Les différentes variantes de dispositions des diagonales.

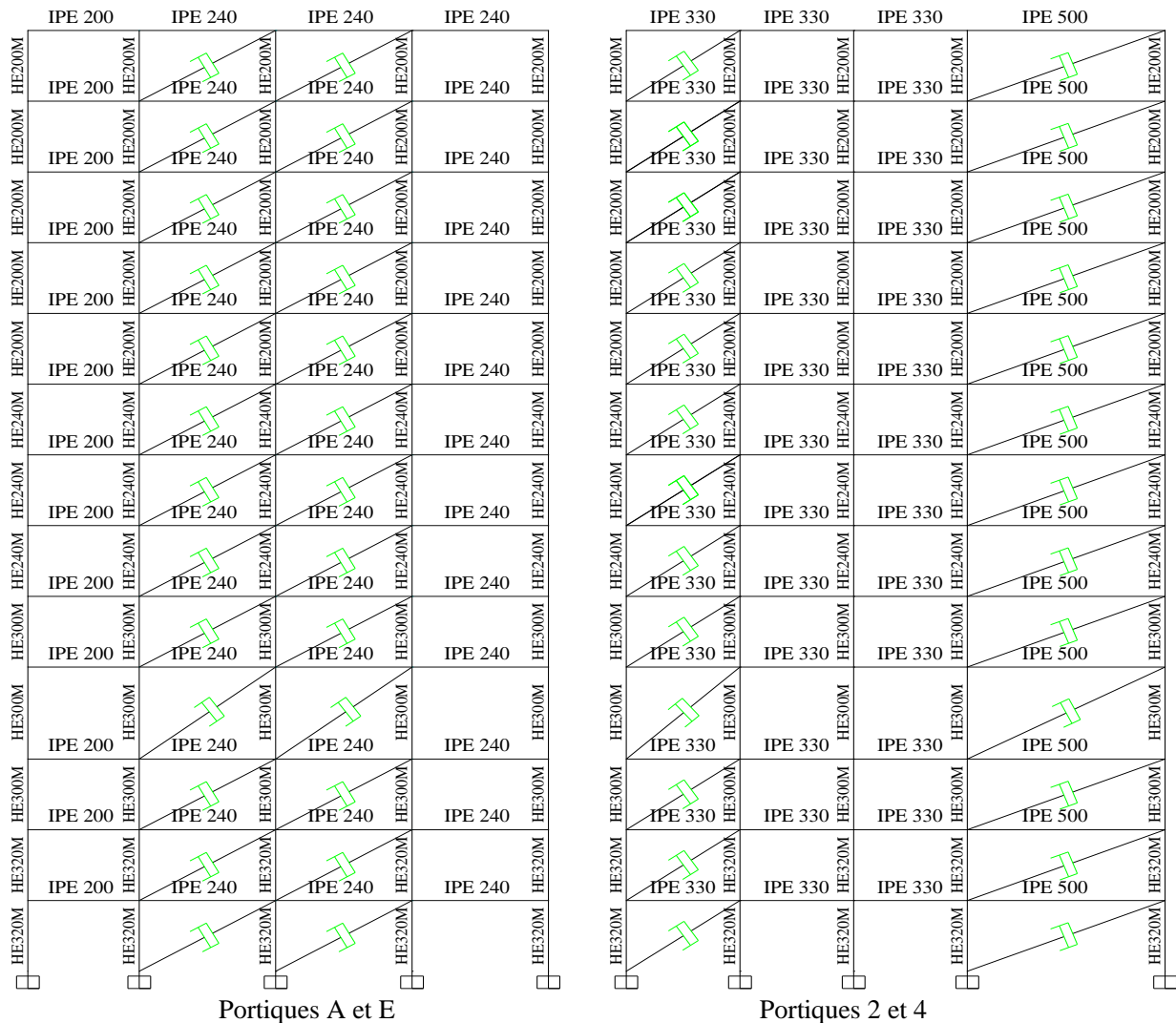


Figure 6.5 : Disposition des amortisseurs FVD dans la structure

6.3. Analyse dynamique de la structure équipée de FVD linéaire

6.3.1. Amortissement visqueux pur

Avant d'entamer l'étude de l'effet des FVD sur le comportement de la structure métallique et pour valider le choix de la méthode d'analyse utilisée, un examen comparatif entre les résultats obtenus par les analyses temporelle linéaire (ATL), non-linéaire (ATNL) (méthode d'intégration directe linéaire et non-linéaire), modale linéaire et modale non-linéaire rapide (FNA) a été réalisé sur le modèle amorti par FVD. Il est à noter que les caractéristiques des FVD choisies pour ce calcul fournissent une capacité de dissipation représentant un taux d'amortissement additionnel $\xi_d = 30\%$. Les résultats de ces analyses en déplacements maximaux et minimaux ont été résumés dans le tableau 6.2. Les valeurs des résultats obtenus montrent un pourcentage de différence variant entre 2 et 18%. La plus précise parmi les

quatre méthodes utilisées reste la méthode de calcul temporelle non-linéaire par intégration directe. Elle est incontournable pour le calcul du comportement de tous les éléments de la structure dans le domaine post-linéaire. Cependant, cette méthode présente l'inconvénient de prendre beaucoup de temps de calcul. Par conséquent, l'analyse par la méthode FNA est une bonne alternative du fait de sa capacité de calcul non-linéaire localisé (prenant en compte seulement les éléments FVD). Cette méthode permet de faire des analyses dans un temps très court et aboutissant à des résultats de très bonne précision.

Tableau 6.2 : Comparaison des résultats des différentes méthodes numériques

Paramètre	Niveau d'étage	Kelvin-Voigt			Maxwell		
		ATL	ML	Diff.	ATNL	FNA	Diff.
Déplacements maximaux (cm)	Niveau 1	0.370	0.247	33%	0.369	0.302	18%
	Niveau 6	2.803	2.705	3.5%	2.798	2.859	2.1%
	Terrasse	4.508	4.315	4.3%	4.504	4.369	3%
Déplacements minimaux (cm)	Niveau 1	-0.318	-0.225	30%	-0.318	-0.262	31%
	Niveau 6	-2.787	-2.529	9.2%	-2.797	-2.673	4.4%
	Terrasse	-4.740	-4.504	5.2%	-4.76	-4.583	3.7%

En appliquant le signal sismique de Keddara II (Bourmerdes) et en utilisant la variante N° 10 de l'étude de disposition, les résultats des analyses des structures, contreventée et amortie sont comparés à ceux du non contreventée, ces derniers sont résumés dans le tableau 6.3. Pour le cas amorti, bien qu'il s'agit d'étudier des FVD linéaires mais pour une meilleure précision des résultats la présente analyse dynamique a été menée par un calcul par histoire temporelle non-linéaire (FNA) sachant qu'elle est la mieux adaptée pour cela, ce qui impose le choix d'un élément link non-linéaire (damper) et le modèle de Maxwell [160], tout en prenant l'exposant de non-linéarité $\alpha = 1$. La rigidité des amortisseurs introduite dans le logiciel SAP2000 doit être suffisamment grande pour assurer aux FVD un comportement visqueux pur. Comme présenté dans le chapitre précédent, la prise en compte ou non de la rigidité de stockage K_S dépend de la fréquence de coupure propre à l'amortisseur utilisé dans le cas où il est doté d'accumulateur. Néanmoins, Seleemah et Constantinou [204] ont conclu dans leurs travaux après avoir étudié expérimentalement des structures métalliques équipées de FVD sous chargement de plusieurs accélérogrammes fournissant une large gamme de

fréquences, que pour des excitations de types sismiques, la fréquence est assez faible. Elle est généralement en dessous de la fréquence de coupure ce qui permet à l'amortisseur visqueux de développer un comportement visqueux pur tel qu'exprimé dans l'équation (5.19). D'un autre côté pour pouvoir modéliser un tel comportement particulièrement pour le cas des FVD linéaires, il est possible de choisir sur sap2000 [160] l'une des deux méthodes. La première est d'utiliser un élément linéaire caractérisé par un ressort et un amortisseur disposé en parallèle (Fig. 2.6a) présentant respectivement la rigidité K_s et le coefficient d'amortissement C_d selon le modèle de Kelvin-voigt. Dans ce cas, il faut prendre la rigidité du FVD linéaire nulle ($K_s = 0$). Dans la deuxième méthode le modèle de Maxwell est proposé où le ressort et l'amortisseur sont disposés en série (Fig. 5.6). Ce dernier est plus approprié pour ce genre d'analyse et il faut prendre la rigidité suffisamment grande pour annuler le temps de relaxation ($\lambda \approx 0$) exprimé dans l'équation (5.17) et ceci pour obtenir le comportement visqueux pur formulé par l'équation (5.20) [195, 160].

Tableau 6.3 : Comparaison des résultats des trois configurations

Structure non contreventée			Structure contreventée (palé)			Structure amortie (FVD)		
Période (s)	Pulsation ω_0 (rad/s)	P. M. (%)	Période (s)	Pulsation ω (rad/s)	P. M. (%)	Période (s)	Pulsation ω (rad/s)	P. M. (%)
$T_1 = 7.47$	0.84	76.36	$T_1 = 2.02$	3.11	73.13	$T_1 = 7.47$	0.84	77.87
$T_2 = 4.84$	1.3	75.50	$T_2 = 1.87$	3.35	76.21	$T_2 = 4.84$	1.3	75.00
$T_3 = 3.95$	1.59	76.13	$T_3 = 1.33$	4.72	77.77	$T_3 = 3.95$	1.59	79.15

Comme prévu, les périodes fondamentales et par conséquent les pulsations propres de vibration dans les deux cas, non contreventé et amorti demeurent égales ($\omega_0 = \omega$) à cause de l'absence de rigidité dans les amortisseurs. Pendant que l'apport de rigidité dans le modèle contreventé a impliqué une décroissance de la période fondamentale du mouvement.

L'analyse de la réponse en histoire temporelle en déplacements et en accélérations maximales de la structure dans les trois cas étudiés, amorti ($\xi_d = 30\%$), non contreventé ($\xi_0 = 5\%$) et contreventé (Fig. 6.6), montre une réduction significative de la réponse de la structure équipée d'amortisseurs FVD comparée à la conception originale. La valeur des déplacements de la structure équipée de dispositifs dissipatifs au pic décroît d'environ 50% par rapport à celles correspondantes à la structure non contreventée (auto-stable) et de 43% par rapport au cas contreventé (Fig. 6.6a). On peut également observer que, la réponse en accélération entre les

deux configurations analysées, contreventée et auto-stable est sensiblement la même contrairement au cas avec dissipateurs qui décroît au pic de 12% (Fig. 6.6b). Cela peut conduire à réduire les effets désagréables de l'accélération pour les occupants de ces structures mais aussi bien les dommages occasionnés dans les parties non structurales du bâtiment tels que les différentes conduites, faux plafonds, etc.

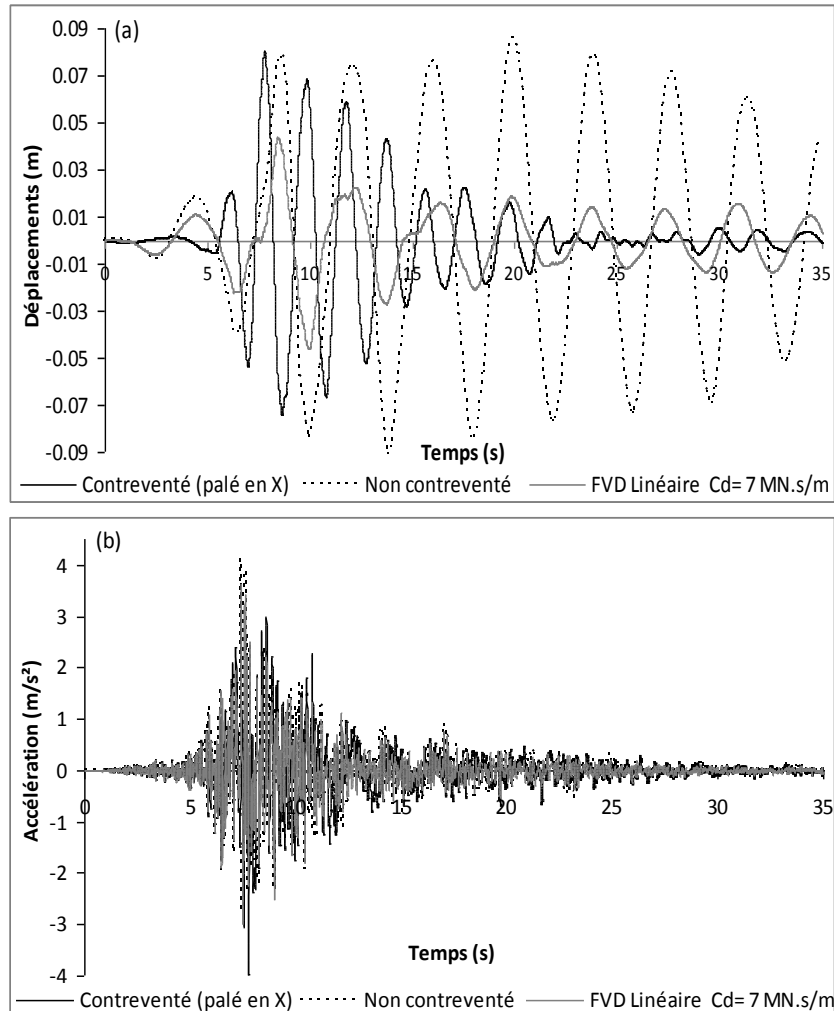


Figure 6.6 : Réponse temporelle en déplacements et en accélérations

Sachant que les sollicitations dans les éléments de structure sont vérifiées selon des combinaisons incluant le séisme (RPA99-2003 article 5.2) [189], une analyse du pic de la réponse temporelle en sollicitations engendrant l'effort normal (N), l'effort tranchant (T) et le moment fléchissant (M) obtenues sous l'effet du signal sismique a été réalisée (Fig. 6.7). Les résultats ont montré une décroissance des valeurs du systèmes équipés par FVD qui a enregistré des réductions de 48% en effort normal (Fig. 6.7a), 42% en effort tranchant (Fig. 6.7b) et 43% en moment fléchissant (Fig. 6.7c). Cette décroissance est due au supplément d'amortissement dans le modèle muni de dissipateur. Par contre la structure contreventée a même affichée une hausse par rapport à l'auto-stable. Il est aussi important de

signaler que dans le système rigidifié, les diagonales du palé en X transmettent un effort normal très important aux poteaux évalué à 32 fois celui du modèle amorti.

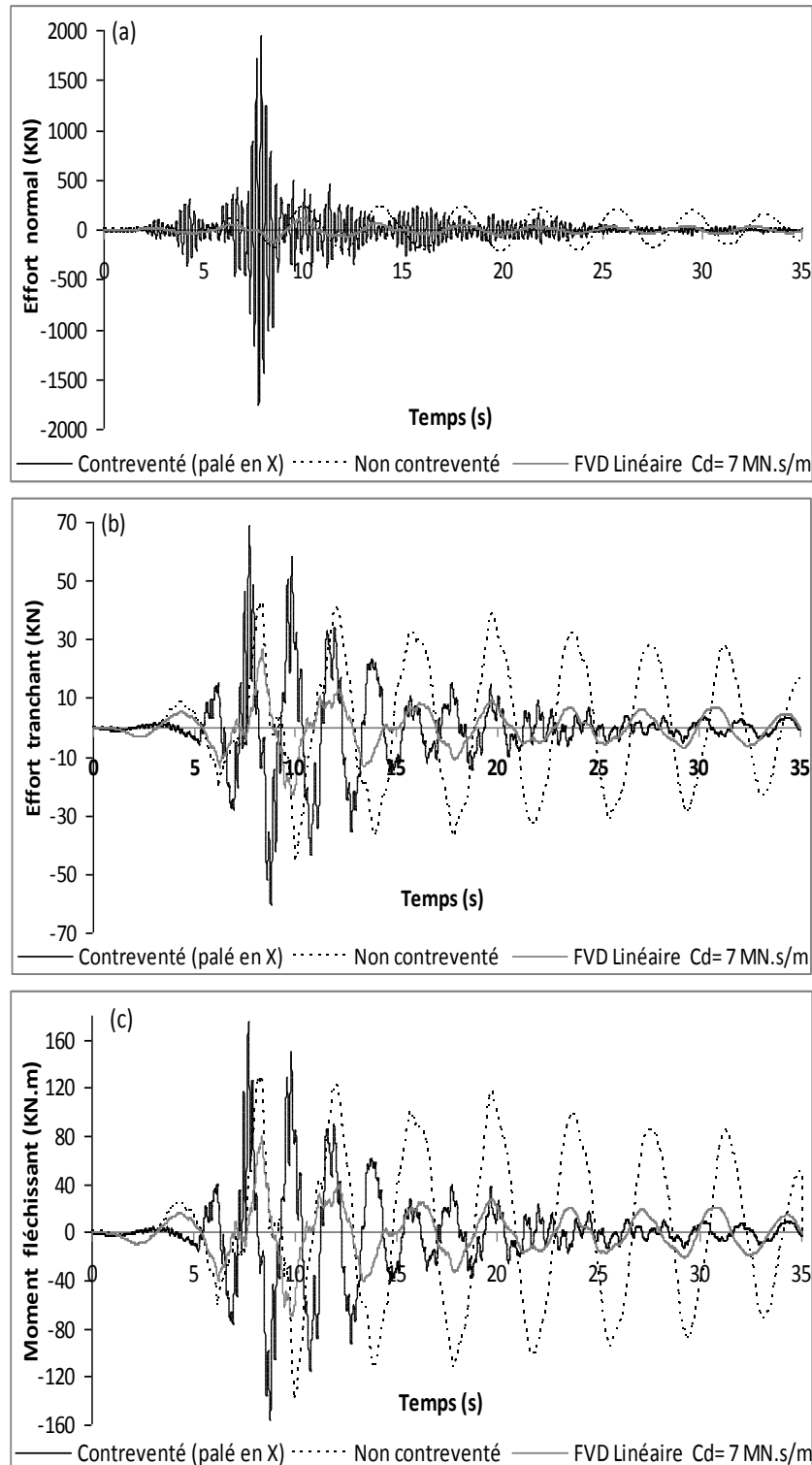


Figure 6.7 : Variation temporelle des sollicitations N, T et M du poteau le plus sollicité

Les courbes de la figure 6.8, où la variation des énergies du signal d'entrée (sismique) et d'amortissement de la structure ont été comparés pour les cas du système non amorti (Fig. 6.8a) et du système amorti ($C_d = 7 \text{ MN.s/m}$) (Fig. 6.8b). Ces dernières montrent que

l'addition des dissipateurs supplémentaires résulte d'une augmentation de l'énergie d'entrée totale E . Ce résultat n'est pas surprenant étant donné qu'à la fin du tremblement de terre l'énergie d'entrée totale doit être égale à la somme des énergies développées dans la structure. L'équilibre de ces énergies imposé par l'équation (5.1) de Uang et Bertero [218] fait que lorsque l'énergie E_d augmente plus rapidement que la diminution E_s , l'énergie totale E augmente aussi. Ce phénomène peut s'expliquer aussi par le fait que quand les forces d'inerties augmentent par l'addition des dissipateurs, l'énergie totale E augmente aussi. Ceci est véhiculé par la formulation de l'énergie dynamique d'entrée totale représentée par l'équation 5.2. On peut remarquer aussi que les longs pics verticaux ont tendance à s'affaiblir dans la courbe de la figure 6.8b comparés à ceux de la figure 6.8a. Ceci est dû à la diminution de l'énergie cinétique E_K engendrée par l'affaiblissement de la vitesse du mouvement dans la structure équipée de FVD sous l'effet de l'amortissement. En revanche la structure non amortie qui possède un amortissement faible (inhérent) fournit une moindre capacité de dissipation ce qui va résulter sur une faible énergie totale mais de longs pics d'énergie cinétique. Ces résultats correspondent bien à ceux trouvés par d'autres travaux [209].

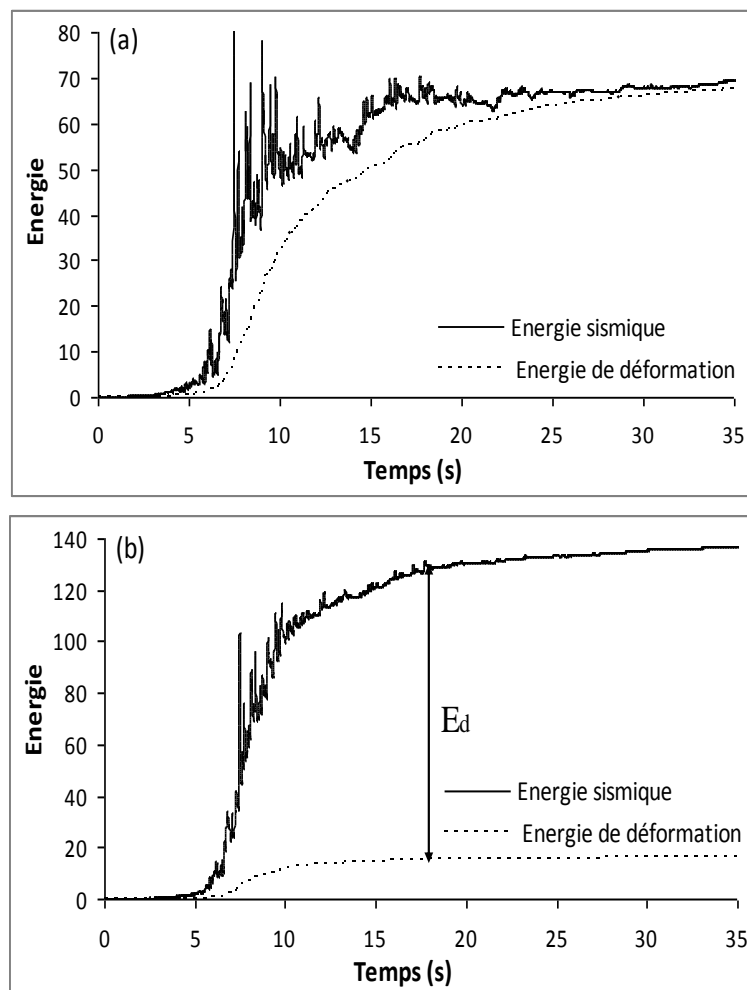


Figure 6.8 : Variation de l'énergie sismique et de déformation (a. non amorti b. amorti)

La figure 6.9, représente la variation temporelle de l'effort tranchant à la base. On remarque que ces efforts deviennent très importants pour le cas contreventé avec les palés en X. C'est due à la diminution de la période fondamentale ($T=2.02$ sec) qui s'associe souvent une hausse des accélérations qui deviennent plus importantes. Ces dernières influent quantitativement sur les efforts tranchant à la base qui augmentent rapidement. Cependant, on remarque sur la courbe de cette figure qu'ils ont tendance à diminuer par rapport au temps grâce à la rigidité qu'apportent ces contreventements au système. Contrairement au cas auto-stable où les efforts tranchants à la base ne sont pas très importants ($T=7.47$ sec) mais reste constant tout au long de la durée du signal. Dans le troisième modèle, c'est à dire le cas amorti par FVD ($T = 7.47$ sec), les efforts affichent une diminution de 81% par rapport à ceux de la structure contreventée et de 25% à ceux du portique auto-stable. Ça peut s'expliquer par la faculté des FVD à produire un contrôle passif du système en procurant au dispositif un amortissement visqueux pur, d'où la possibilité de diminuer d'une manière conséquente ces efforts.

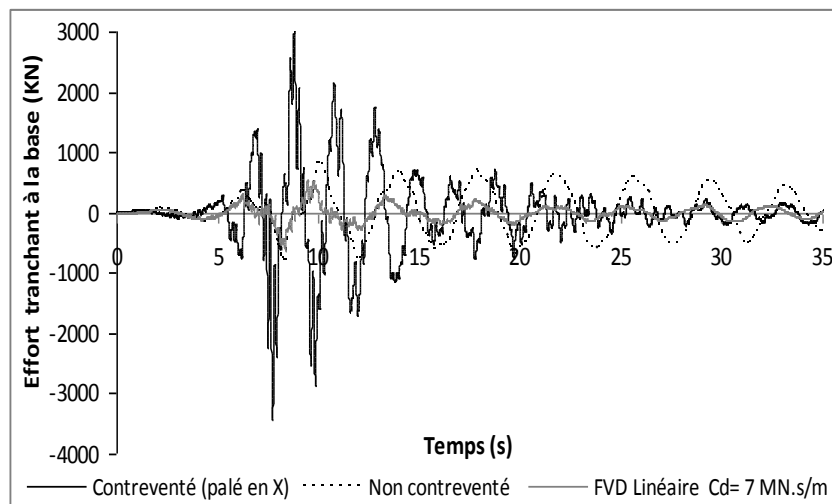


Figure 6. 9 : Variation temporelle de l'effort tranchant à la base

Les courbes de la figure 6.10 montrent les réponses en hystérésis de la structure et des amortisseurs FVD respectivement pour les cas du portique non amorti ($\xi_0 = 5\%$) (Fig. 6.10a), du FVD avec un amortissement supplémentaire ($\xi_d = 30\%$) (Fig. 6.10b) et du système complet (Structure + FVD) du poteau le plus sollicité (Fig. 6.10c). Les courbes de la figure 6.10 traduisent bien le concept général du comportement visqueux avec et sans rigidité présenté précédemment (Fig. 2.4 et 5.5), du fait qu'en associant respectivement les résistances de la structure par rigidité (Fig. 6.10a) et de l'amortisseur par viscosité (Fig. 6.10b), on aboutit ainsi à un comportement total viscoélastique du système (Fig. 6.10c). D'un autre côté le comportement presque élastique de la structure où la viscosité est presque nulle est dû à son

taux d'amortissement inhérent faible. Ceci implique que le mouvement de la structure mettra beaucoup de temps pour s'arrêter, en affichant des déplacements et des sollicitations importants dans un long laps de temps tel que ça été obtenu ci-dessus (Fig. 6.6, 6.7 et 6.9). Le mouvement peut même continuer après arrêt du signal.

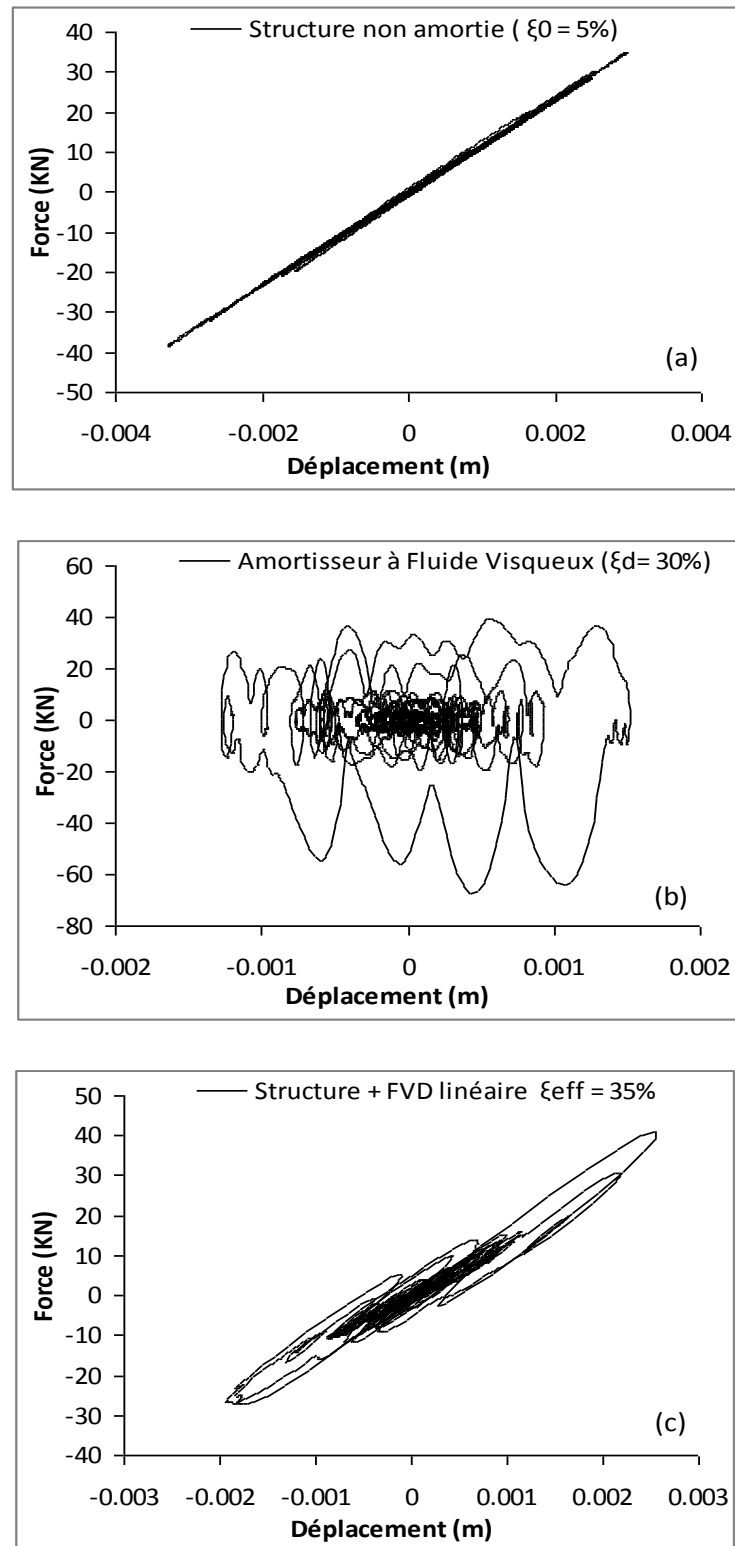


Figure 6.10 : Boucle d'hystérésis force – déplacement d'un FVD à viscosité pure

Afin de d'étudier la réponse globale de la structure, une analyse de la variation des déplacements et des accélérations au niveau des étages ainsi que les déplacements inter-étages en fonction de la hauteur du bâtiment a été effectuée pour les trois systèmes. Les résultats sont illustrés dans la figure 6.11. En général, l'incorporation de l'amortisseur à fluide visqueux dans les structures en portiques résulte d'une diminution du déplacement d'étage qui varie dans le cas du bâtiment étudiée dans une fourchette de 31% dans les premiers étages jusqu'à 50 % dans les étages supérieurs (Fig. 6.11a). On peut voir que la courbe représentant la variation de l'accélération d'étage en fonction de la hauteur du bâtiment (Fig. 6.11b) est relativement aplatie. D'ailleurs la comparaison de l'accélération entre les systèmes amorti et contreventé montre une réduction de l'accélération dans la fourchette entre 4% pour les étages supérieurs jusqu'à 78% dans les étages inférieurs. Par ailleurs, la différence entre les résultats des cas amorti et non amorti, sont minimales en raison de l'absence d'apport en rigidité qui caractérise l'addition d'amortisseurs à comportement visqueux pur.

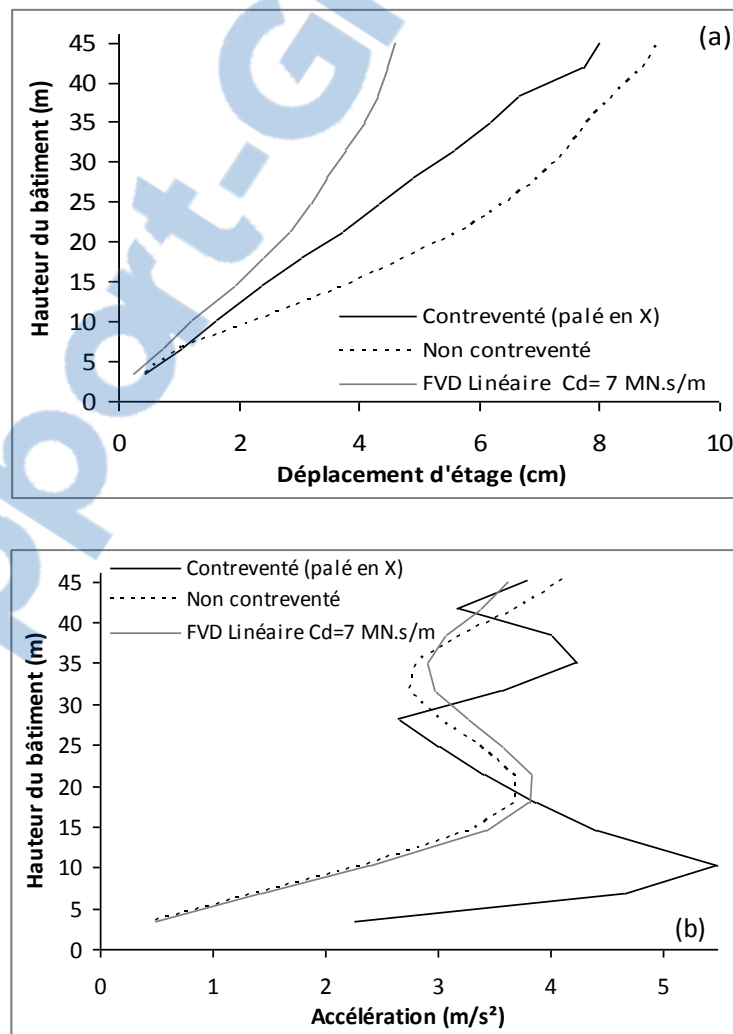


Figure 6.11 : Déplacements et accélérations d'étages

La courbe représentant la variation des déplacements inter-étages dans la structure amortie par FVD prend l'allure quasiment d'une droite verticale dont les valeurs sont presque constantes (Fig. 6.12). Ce qui démontre un comportement en un seul bloc de la structure.

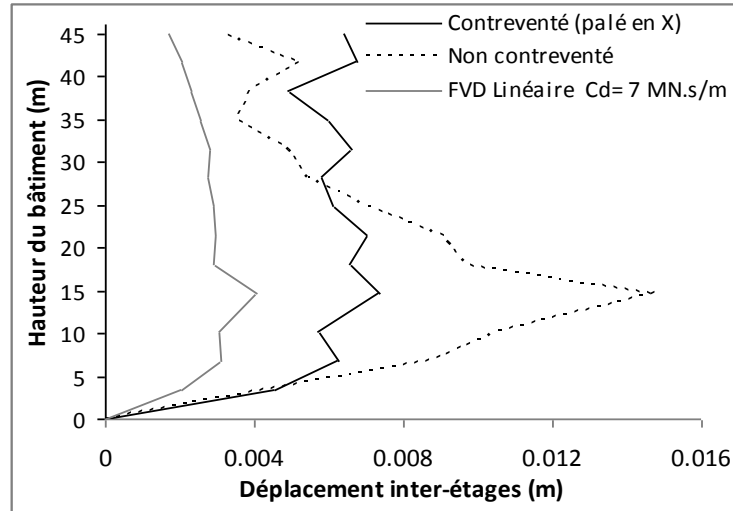


Figure 6.12 : Déplacements inter-étages

Pour conclure cette partie de l'étude, une analyse de la courbe de la réponse maximale en effort tranchant par étage en fonction de la hauteur du bâtiment a été réalisée pour les trois configurations. Les résultats sont présentés dans la figure 6.13. La courbe représentant la structure amortie avec FVD montre une diminution significative de l'effort tranchant en comparaison au système non contreventé avec des décroissances allant de 22% jusqu'à 63%. Cependant, pour le cas du système contreventé par palés en X, ce dernier est devenu très important. Ces résultats sont semblables à ceux existants dans la littérature [209].

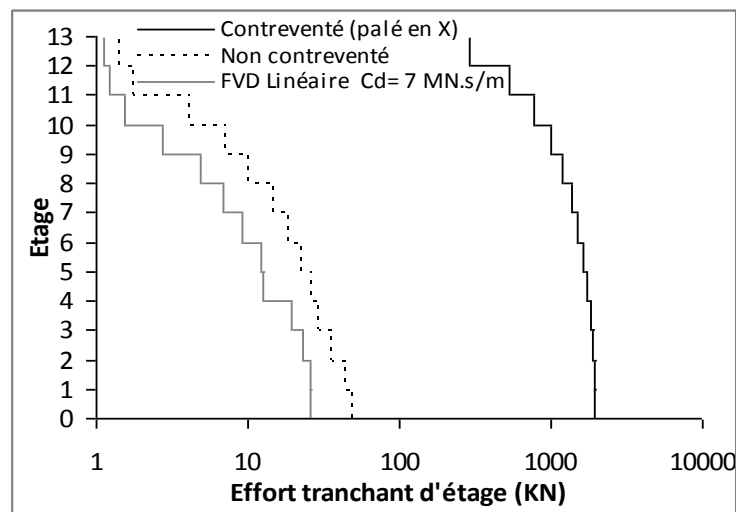


Figure 6.13 : Effort tranchant par étage

6.3.2. Amortissement visqueux avec rigidité de stockage

L'utilisation des dispositifs FVD à amortissement pur peut présenter bien des avantages comme une réduction significative des déplacements et des sollicitations mais ne peut pas assurer l'absence de modes de déformations indésirables comme celui de la torsion dans les premiers modes tel que présenté dans le tableau 6.4. Dans ces conditions un renfort par supplément de rigidité peut s'avérer une solution efficace pour éviter la contribution de ces modes dans la déformation de la structure. D'un autre coté rien ne garantie que la fréquence de chargement d'un événement sismique est systématiquement inférieure à la fréquence de coupure de l'amortisseur FVD particulièrement pour des séismes violents. Pour cela prévoir des amortisseurs visqueux développant une rigidité de stockage peut s'avérer une solution alternative à l'utilisation de systèmes de rigidités conventionnelles (palé en X) mais aussi à d'autres types de dispositifs d'amortissement.

Pour entamer cette partie de l'étude, un examen comparatif des résultats obtenus par renforcement de la structure avec des dispositifs FVD avec et sans rigidité de stockage a été mené. Pour bien mettre en évidence la capacité de dissipation du dispositif linéaire avec rigidité, l'analyse a été exécutée en utilisant un signal enregistré à la station de Sylmar correspondant au séisme de Northridge 1994 (Fig. 6.2b et 6.3b). Ce signal a la particularité aussi d'avoir une gamme de fréquence relativement élevée (de 0.5 à 3.5 Hz) comparée à d'autres séismes. Les résultats des analyses des modèles, amorti pur et avec rigidité sont comparés à celui contreventé. Ces derniers sont résumés dans le tableau 6.4.

Tableau 6.4 : Comparaison des résultats de trois modèles

Contreventement (palé)		FVD avec amortissement pur		FVD avec rigidité	
Périodes (s)	Mode de déformation	Périodes (s)	Mode de déformation	Périodes (s)	Mode de déformation
$T_1 = 2.02$	Translation X	$T_1 = 7.47$	Translation Y	$T_1 = 2.32$	Translation X
$T_2 = 1.87$	Translation Y	$T_2 = 4.84$	Torsion	$T_2 = 2.31$	Translation Y
$T_3 = 1.33$	Torsion	$T_3 = 3.95$	Translation X	$T_3 = 1.67$	Torsion

On remarque que la période fondamentale de vibration de la structure dans les deux cas, contreventé et amorti avec rigidité a diminué à cause de l'apport de la rigidité des palés et des amortisseurs. A noter que le nombre de diagonales utilisées dans le troisième cas est réduit de moitié par rapport au deuxième cas et pourtant les valeurs des périodes restent voisines. Par la suite, l'analyse de la réponse en histoire temporelle en déplacements et en accélérations

maximaux de la structure dans les trois configurations, amortie ($\xi_d = 30\%$), non contreventée $\xi_0 = 5\%$ et contreventée (Fig. 6.14a) montre une décroissance substantielle de la réponse de la structure équipée d'amortisseurs FVD. La valeur maximale des déplacements de la structure amortie décroît d'environ 37% par rapport celle obtenue par système auto-stable et de plus de 38% par rapport au cas contreventé, mais elle reste moins importante que celle qui pourrait être obtenue par un amortissement pur. Par ailleurs, la réponse en accélération entre les deux configurations amorti et auto-stable (Fig. 6.14b) affiche une différence relativement faible à l'inverse par rapport au cas contreventé où elle décroît au pic de 33%. Il est à remarquer que pour la suite des analyses temporelles, les courbes ont été tracées que sur 40 secondes du signal du moment que le temps restant ne présente que des valeurs négligeables.

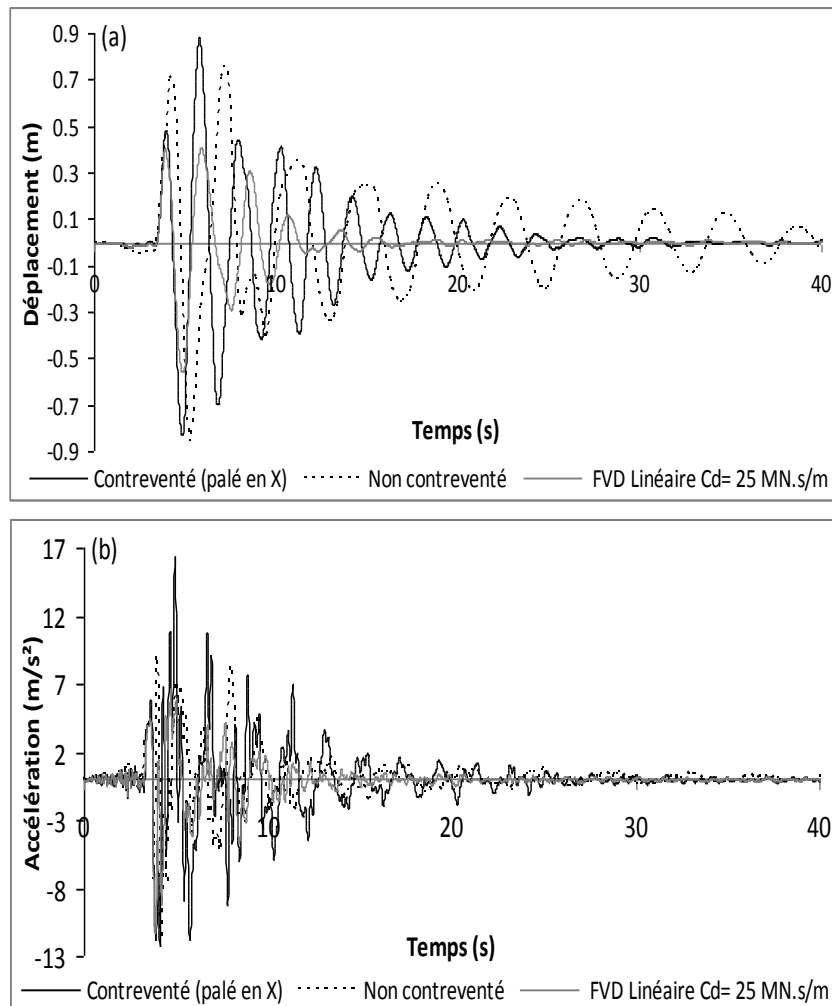


Figure 6.14 : Réponse temporelle en déplacements et accélérations

L'analyse du pic de la réponse temporelle en sollicitations N, T et M (Fig. 6.15) a montré une décroissance de ces dernières dans les éléments de la structure amortie de 20% en effort tranchant (Fig. 6.15b) et 25% en moment fléchissant (Fig. 6.15c) comparée au cas non-

contreventé. Par contre l'effort normal a augmenté de 86% (Fig. 6.15a). Les diminutions enregistrées sont dues principalement au supplément de l'amortissement pour le cas amorti. Toutefois, l'apport de la rigidité fournie par les éléments de renfort a surtout permis de réduire la période de vibration. Il est à remarquer que dans la structure contreventée, les sollicitations ont toutes affichées une augmentation, ce qui démontre le mauvais rendement de ce genre de solutions pour des séismes de fortes intensités.

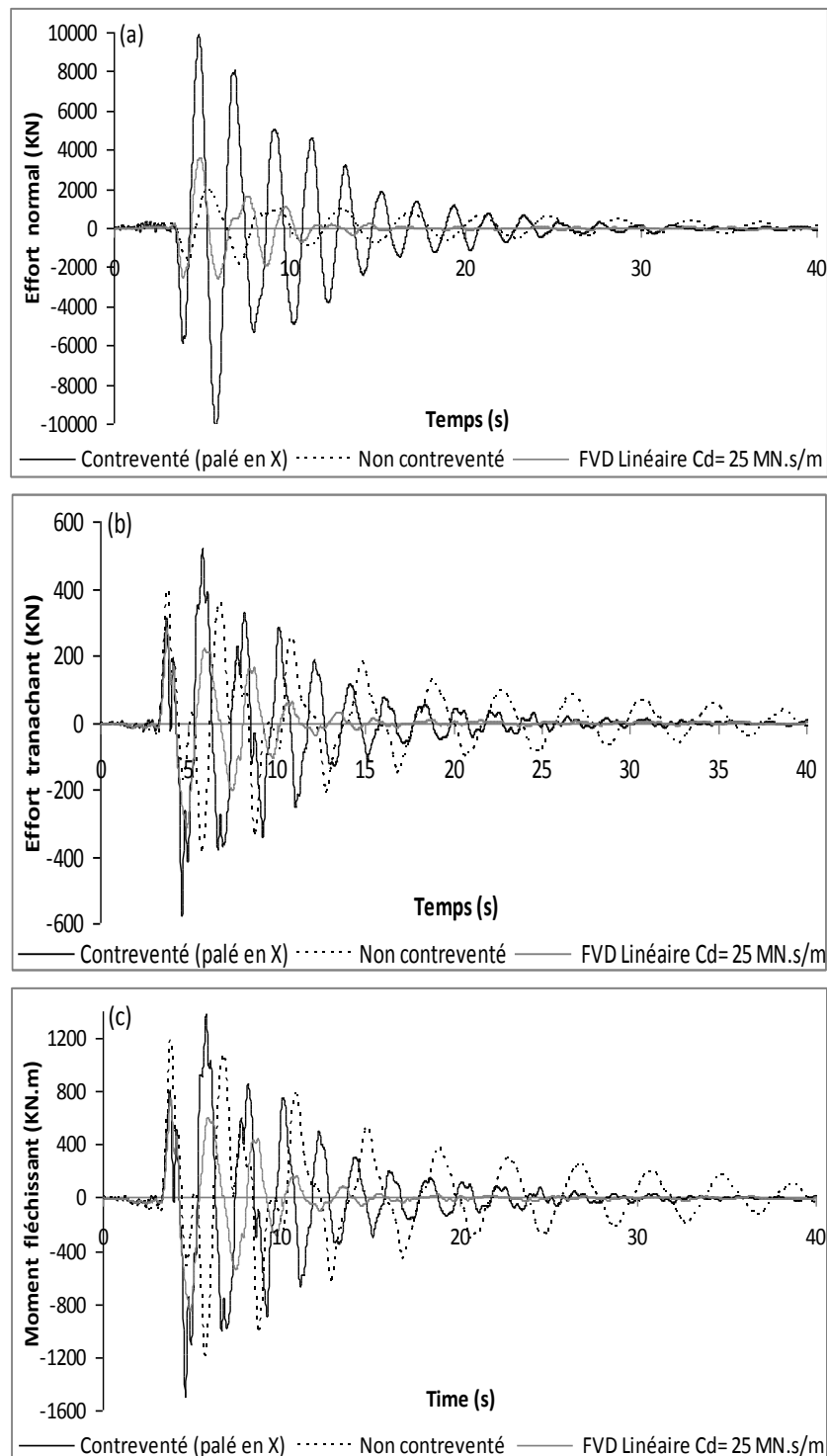


Figure 6.15 : Variation temporelle des sollicitations N, T et M du poteau le plus sollicité

La figure 6.16, représente la variation temporelle de l'effort tranchant à la base. On constate toujours que ces efforts présentent des valeurs très importants pour le cas contreventé en palés en X. Mais néanmoins elles prennent une allure décroissante par rapport au temps grâce l'apport de rigidité des contreventements à la structure. Par ailleurs, la courbe représentant le portique auto-stable affiche des efforts tranchants à la base relativement faibles ($T = 7.47$ sec). Mais, ils diminuent lentement tout au long de la durée du signal. Pour le système amorti par dispositifs à fluide visqueux ($T = 2.32$ sec), les efforts sont plus faibles que ceux du modèle contreventé et affiche une diminution de 96% mais restent légèrement en dessus de ceux du modèle auto-stable. Toutefois, il ont eux aussi tendance à disparaître rapidement et complètement au bout de 15 sec du signal. Ça peut s'expliquer par la faculté des FVD à produire un contrôle passif du système par viscosité mais aussi par résistance grâce à la rigidité du système en équilibrant rapidement les forces de chargement aux forces de résistance et d'amortissement.

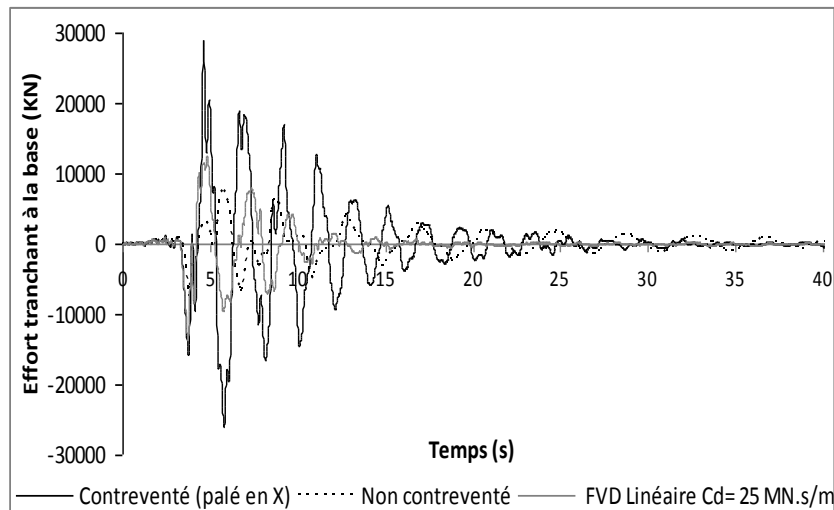


Figure 6.16 : Variation temporelle de l'effort tranchant à la base

Les courbes de la figure 6.17 montrent les réponses en hystérésis des amortisseurs FVD pour les cas d'amortissement supplémentaire nul ($\xi_d = 0\%$) (Fig. 6.17a) et amortis ($\xi_d = 30\%$) (Fig. 6.17b). On remarque que l'amortisseur dans la figure 6.17a affiche un comportement élastique du fait qu'il ne développe aucun amortissement, en outre il ne travaille qu'avec sa rigidité. Par conséquent, son comportement est comparable à celui d'une simple diagonale sans pouvoir de dissipation visqueuse. On peut observer aussi que la force maximale transmise au nœud poteau-poutre est de 115% plus grande que celle du cas amortis (Fig. 6.17b), ce qui permet d'expliquer la croissance des sollicitations internes dans la structure contreventée et particulièrement l'effort normal dans les poteaux.

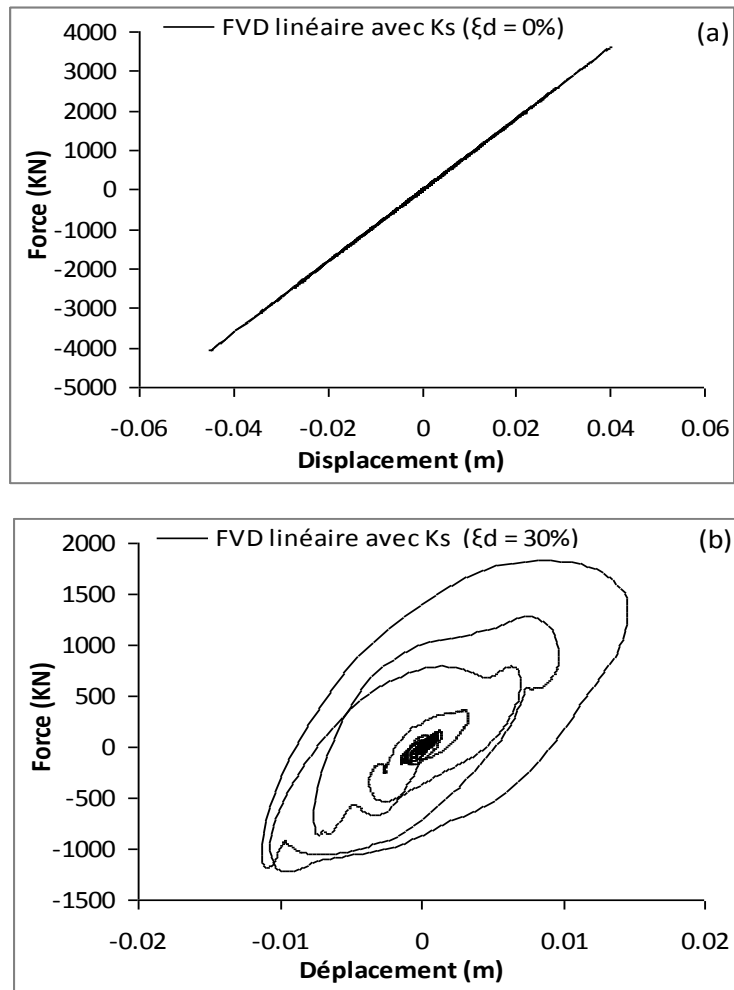


Figure 6.17 : Boucle d'hystérésis force - déplacement d'un amortisseur FVD avec rigidité

L'analyse de la variation des déplacements et accélération d'étages (Fig. 6.18) ainsi que les déplacements inter-étages (Fig. 6.19) en fonction de la hauteur du bâtiment qui a été effectuée pour les trois systèmes a révélé une amélioration des capacités dissipatives de la structure amortie par les dispositifs FVD sans accumulateurs particulièrement pour les déplacements d'étages qui ont affiché des taux de réduction constant d'environ 35% dans l'ensemble des étages (Fig. 6.18a).

La différence enregistrée de l'accélération (Fig. 6.18b) entre les cas amortie et contreventé traduit une décroissance de l'accélération maximale moyenne au niveau des étages de 40%. D'un autre coté la différence entre les résultats des cas amorti et non amorti est minimale sauf pour les étages centraux de la structure où on constate même une diminution de 24% de l'accélération du modèle amorti et ceci en dépit de l'élancement du 4ème étage qui tend à accroître l'accélération dans cette région du bâtiment. L'augmentation de la rigidité associée à l'amortissement produit par l'addition des amortisseurs a eu l'effet d'harmoniser la réponse générale du bâtiment en terme d'accéléérations.

A l'image des résultats obtenus pour le cas d'un amortissement pur, la courbe représentant les déplacements inter-étages en fonction de la hauteur (Fig. 19) présente une dérive constante sur l'ensemble du bâtiment annulant donc l'apparition de l'effet du deuxième ordre.

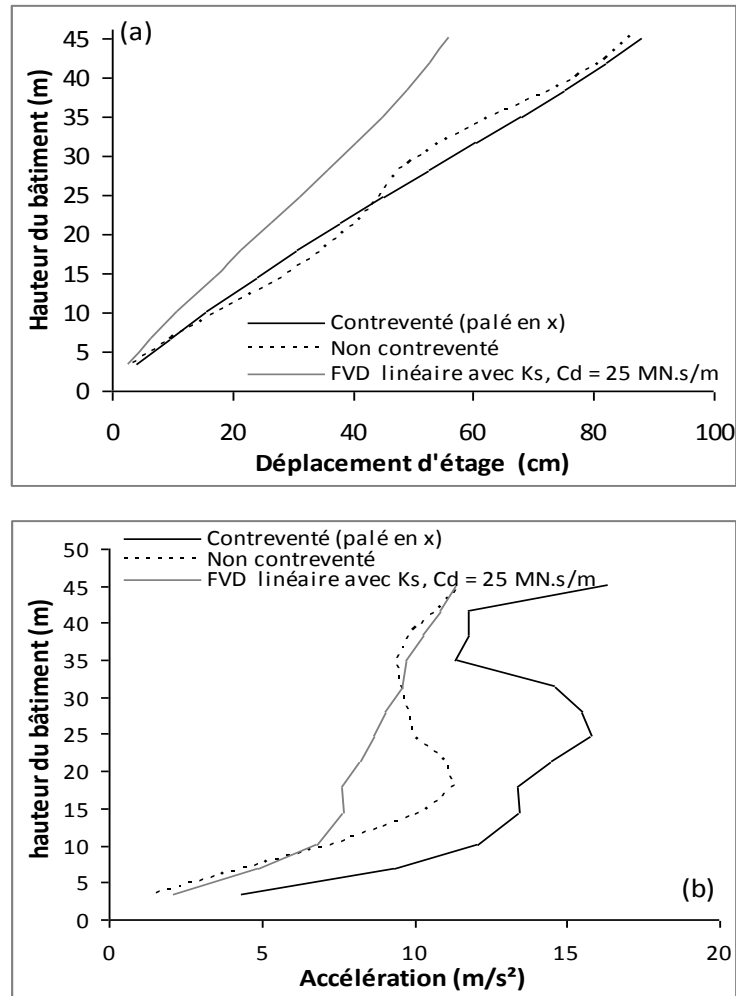


Figure 6.18 : Déplacements et accélérations d'étages

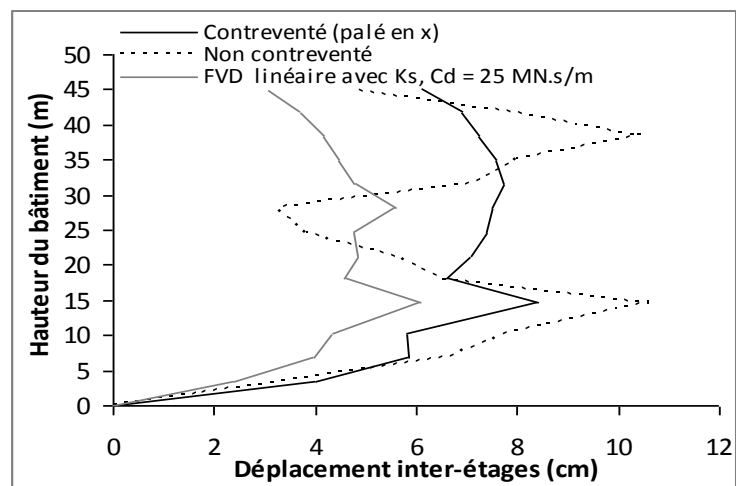


Figure 6.19 : Déplacements inter-étages

Le tracé de la courbe de la réponse en effort de tranchant par étage en fonction la hauteur du bâtiment pour les trois configurations (Fig. 6.20) révèle une très légère diminution de l'effort de tranchant en comparaison au système non contreventé n'excédant pas 20% mais ça reste toujours loin en dessous (huit fois plus petit) de celui obtenu du système contreventé où l'effort tranchant devient important.

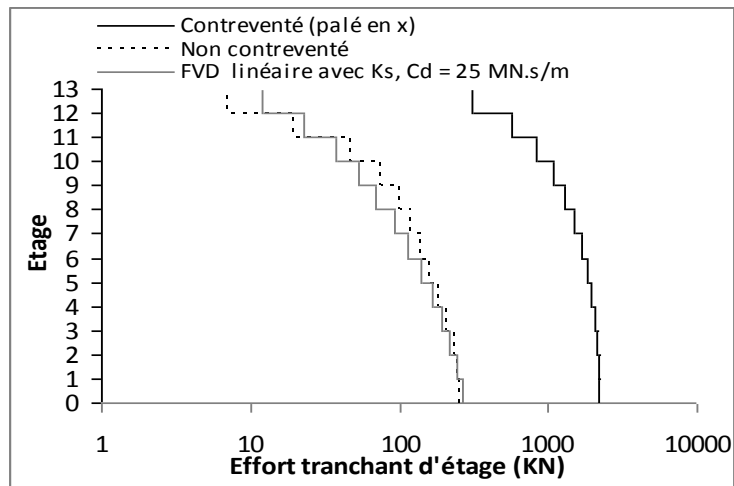


Figure 6.20 : Effort tranchant par étage

Afin d'examiner l'effet du caractère semi-rigide des assemblages poteaux-poutre de la structure sur le comportement de celle-ci en présence des amortisseurs à fluide visqueux, des facteurs de zone de rigidité variant de 0 à 1 ont été affectés aux nœuds représentant ces assemblages. Les résultats résumés dans le tableau 6.5 n'ont pas révélé de différences importantes entre les différents types d'assemblages analysés. On peut conclure par conséquent que ces derniers n'influent presque pas sur le rendement des dispositifs FVD.

Tableau 6.5 : Influence du type d'assemblage sur la réponse de la structure renforcée par FVD

Paramètre	Niveau d'étage	Amortissement pur				Amortissement avec rigidité K_s			
		0	0.6	1	Diff.	0	0.6	1	Diff.
Déplace. Max. (cm)	Niveau 1	0.247	0.257	0.263	6%	2.221	2.234	2.243	1%
	Niveau 6	2.859	2.783	2.704	5%	20.806	20.703	20.624	0.6%
	Terrasse	4.369	4.304	4.211	4%	39.383	39.766	40.00	1.5%
Déplace. Min. (cm)	Niveau 1	-0.262	-0.272	-0.278	5.7%	-2.485	-2.520	-2.552	1.3%
	Niveau 6	-2.673	-2.738	-2.746	2.6%	-26.529	-26.575	-26.625	0.3%
	Terrasse	-4.583	-4.734	-4.776	4%	-54.304	-53.978	-53.759	1%

6.3.3. Analyse comparative avec d'autres systèmes de dissipation

Sachant que plusieurs dispositifs sont en mesure de fournir une dissipation passive de l'énergie sismique et afin de déterminer le rendement des amortisseurs à fluide visqueux par rapport aux principaux systèmes utilisés à l'heure actuelle et dont certains font leurs apparitions en Algérie tels que les systèmes d'isolation à la base (LRB [183] et FPS), hystérétiques (métallique et à friction) et les amortisseurs à masse accordées, une analyse comparative des performances de ces derniers a été réalisée. Les résultats en terme de périodes fondamentales pour les trois premiers modes ont été résumés dans le tableau 6.6.

Tableau 6.6 : Périodes fondamentales

Mode (s)	FVD	LRB	FPS	ADAS	Friction	TMD
1	7.46	11.28	11.13	2.07	7.46	7.44
2	4.84	8.65	8.58	2.01	4.84	3.90
3	3.95	8.55	8.46	1.46	3.95	2.54

Les histogrammes des figures 6.21, 6.22, 6.23 et 6.24 représentent la réponse structurelle maximale en déplacements, en efforts tranchants à la base et en sollicitations N, T et M pour ces différents dissipateurs passifs. Les résultats de la figure 6.21, affiche une décroissance de la réponse en déplacements pour les dispositif FVD, FPS et à friction (SBC) d'environ 50% contre 90% pour l'ADAS, 20% pour le LRB et 12% pour le TMD. Cependant, pour les efforts tranchants à la base le dispositif FVD ne présente que 30% de diminution contre 50% pour le LRB et le FPS et une forte augmentation de 334% pour l'ADAS (Fig. 6.22).

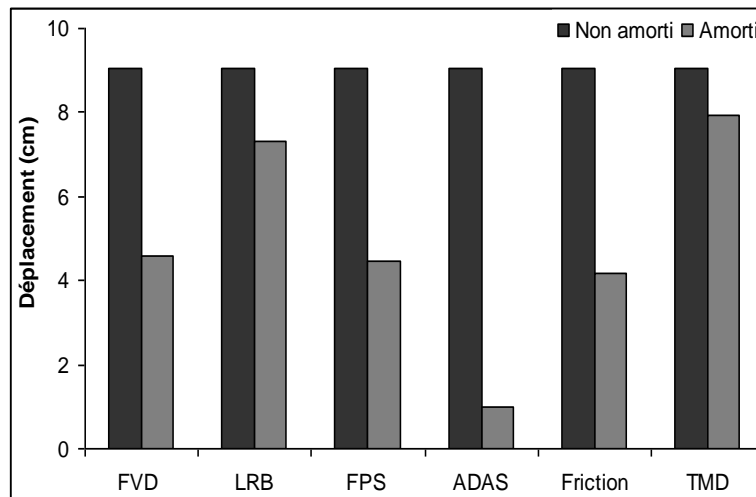


Figure 6.21 : Déplacements maximaux pour différents systèmes dissipatifs

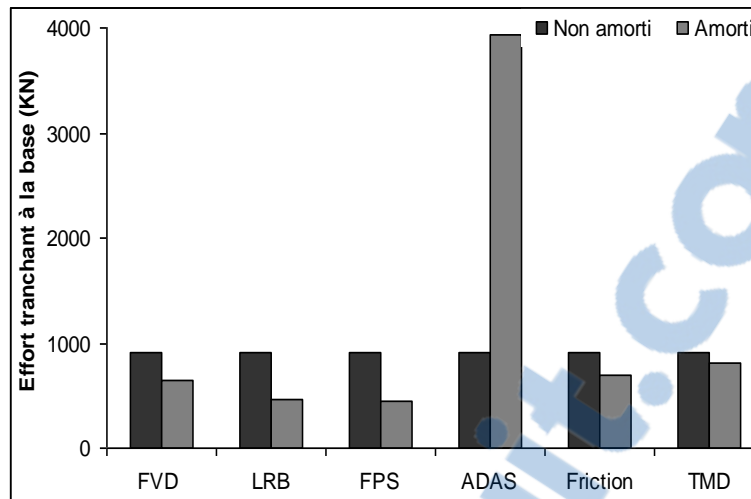


Figure 6.22 : Efforts tranchants à la base pour différents systèmes dissipatifs

Pour les sollicitations internes (Fig. 6.23 et Fig. 6.24), bien que les amortisseurs visqueux diminuent la réponse structurelle de presque la moitié (47%), la meilleure décroissance est à l'actif des systèmes FPS et ADAS avec en moyenne plus 85% pour l'effort tranchant et le moment fléchissant (Fig. 6.24). Les amortisseurs LRB et à friction affichent de bonnes capacités dissipatives et restent proches de celles obtenues par les dispositifs visqueux. Bien que les résultats semblent en faveur des systèmes d'isolation à la base, il faut remarquer que de tels systèmes présentent une moindre capacité à réduire les déplacements (LRB) d'où leurs difficultés à les placer dans des zone à construction adjacente. Ces systèmes ont surtout l'inconvénient de demander un entretien permanent et un changement périodique. Pour les systèmes métalliques et à friction qui eux aussi affichent de bonnes capacités dissipatives présentent aussi l'inconvénient d'avoir des déformations irréversibles et demandent leurs remplacements dans la structure après séismes ou vents très violents.

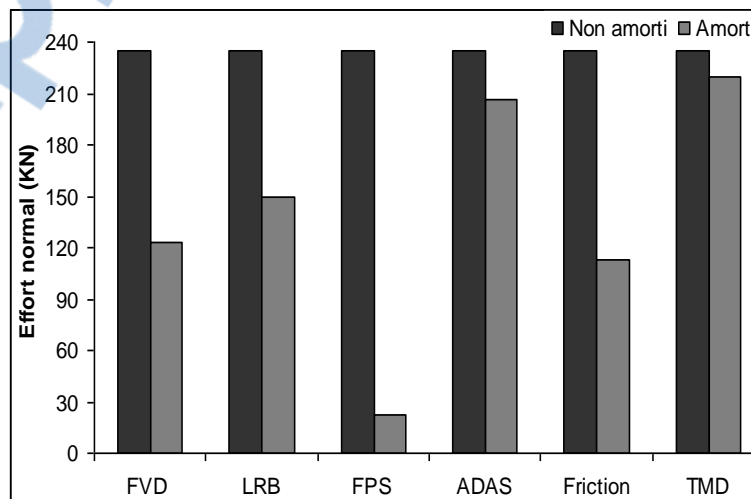


Figure 6.23 : Efforts normaux maximaux pour différents systèmes dissipatifs

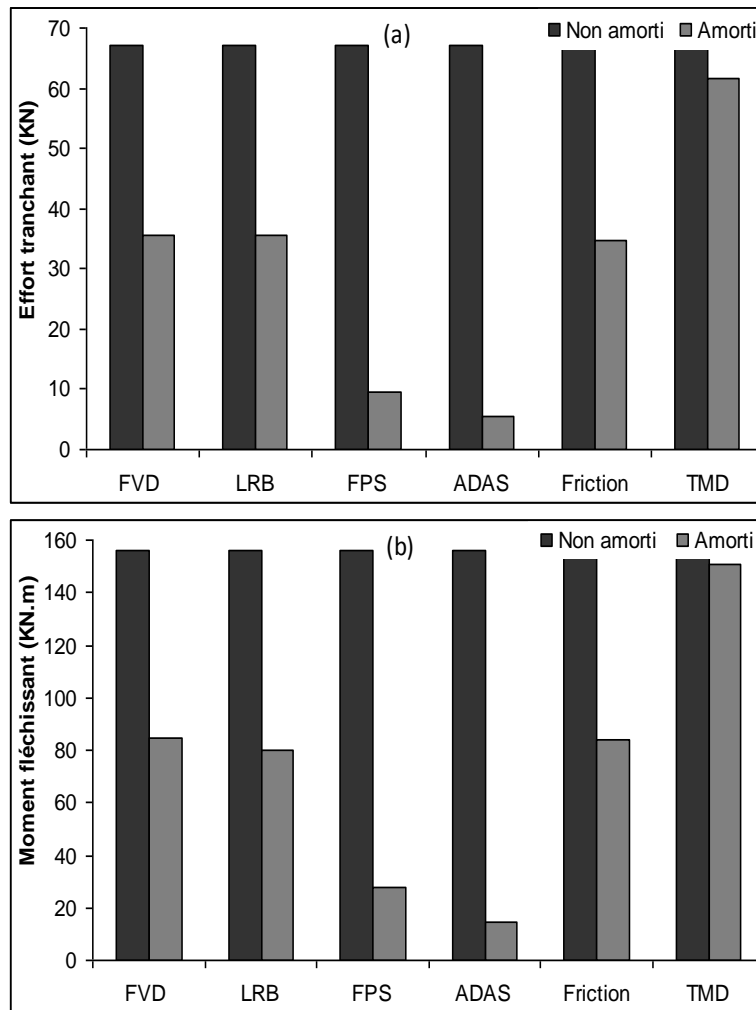


Figure 6.24 : Sollicitations internes maximales (M et T) pour différents systèmes dissipatifs

Il faut remarquer que ces systèmes ont été introduits avec des paramètres permettant d'avoir une réponse optimale contre 35% seulement de pouvoir dissipatif pour les FVD analysés. D'un autre côté l'amortisseur TMD a été le moins performant parmi tous les systèmes étudiés d'où la nécessité de le combiner avec un autre système pour améliorer ces performances.

6.3.4. Influence de la combinaison des FVD avec d'autres systèmes sur la réponse sismique

L'analyse de la combinaison des systèmes FVD avec les autres systèmes tel que les dispositifs d'isolation à la base LRB et TMD a été prospectée dans le but d'examiner l'apport des dissipateurs visqueux dans l'amélioration des performances de ces systèmes.

Par conséquent et afin de minimiser le déplacement du système LRB, une étude paramétrique a été faite par l'addition des amortisseurs à fluide visqueux et observer leurs influences sur la réponse sismique. Deux possibilités ont été analysées, la première étant de les introduire en infrastructure (fondation) et la deuxième est de les introduire en superstructure. Pour ce dernier cas les FVD ont été placés que dans les 5 étages centraux en gardant la même

disposition par étage que celle illustrée dans la variante N° 10 de la figure 6.4. Les résultats obtenus de la réponse en déplacements et efforts tranchants à la base sont représentés respectivement pour les signaux de Bourmerdes et Northridge dans les figures 6.25 et 6.26. Les résultats montrent que les FVD placés à la base n'ont pas eu un impact important dans la diminution des déplacements puisque le taux de réduction n'a pas dépassé les 4.5% par rapport à la structure isolée seulement par LRB, par contre la solution de les ajouter dans la superstructure a réduit les déplacements de 16.5% (Fig. 6.25a). Ce pendant une augmentation de 9% en effort tranchant à la base a été enregistrée inversement à la première solution qui avait accrue encore ce dernier de 51% (Fig. 6.25b). La même conclusion est obtenue lors de l'utilisation du signal de Northridge seulement avec une légère diminution du déplacement maximal de la structure avec FVD en superstructure (4%) (Fig. 6.26a) contre une augmentation de l'effort tranchant à la base de 10% (Fig. 6.26b). Ces résultats ne s'accordent pas avec ceux qui présentent l'addition des FVD à la base des bâtiments comme une solution pour décroître les déplacements des systèmes d'isolation à la base et en particulier le LRB.

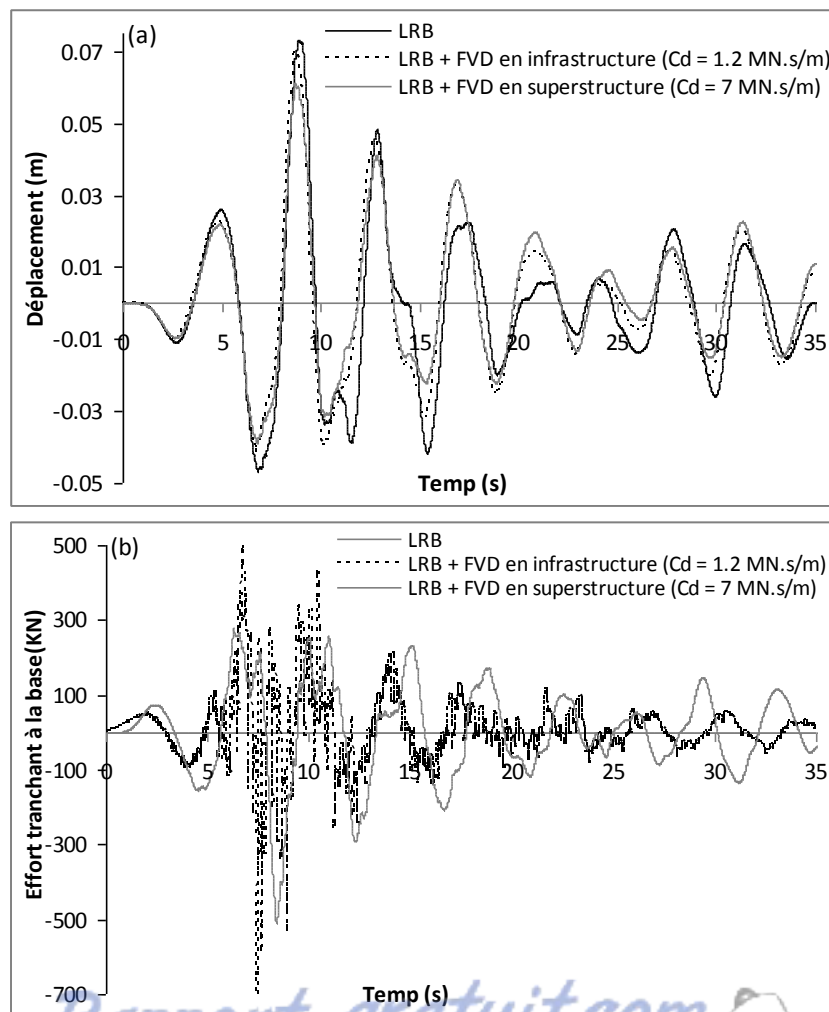


Figure 6.25 : Réponse temporelle en déplacements et en efforts tranchants à la base (séisme de Bourmerdes)

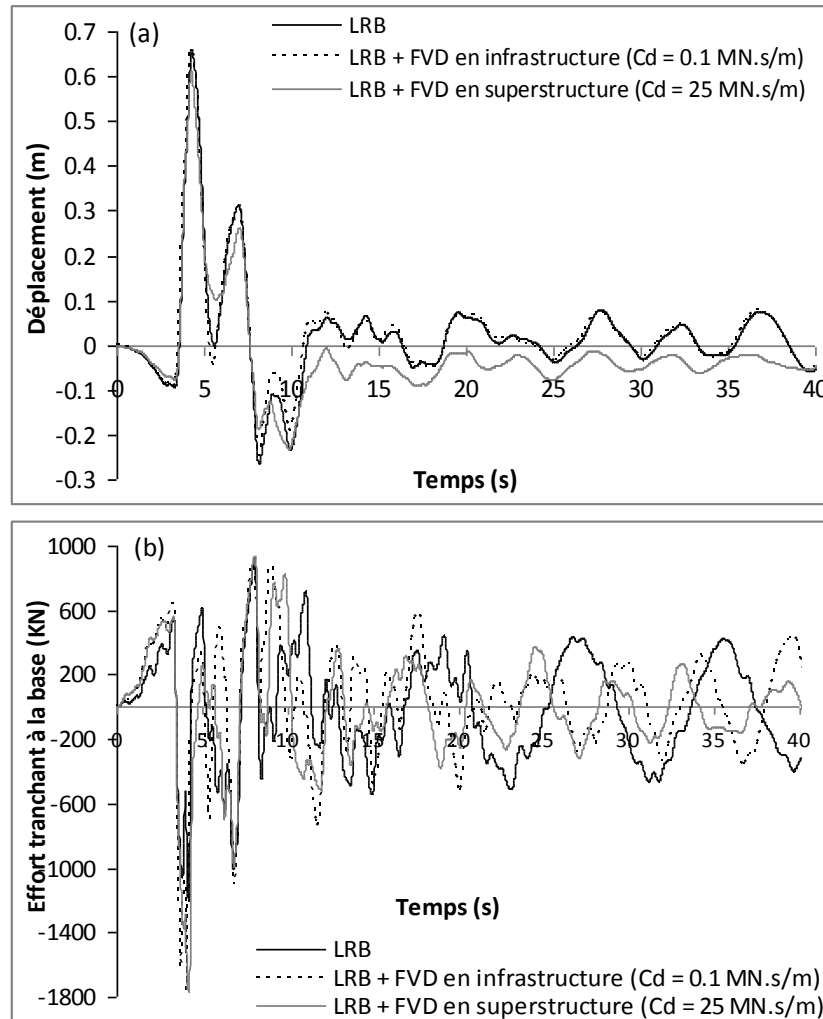


Figure 6.26 : Réponse temporelle en déplacements et efforts tranchants à la base (séisme de Northridge)

L'étude de l'incorporation des amortisseurs FVD en combinaison avec l'amortisseur TMD a donné lieu aux résultats des réponses de deux modèles (TMD seul et TMD en association avec les FVD au niveau des 5 cinq étages centraux), en déplacements et efforts tranchants à la base et qui ont été représentées dans les figures 6.27 et 6.28 pour les deux signaux sismique de Boumerdes et de Northridge respectivement.

Les courbes des figures 6.27a et 6.27b montrent une nette décroissance de la réponse structurelle du bâtiment renforcé par les amortisseurs visqueux face à la charge sismique. Ceci et qui équivaut pour le cas du portique étudié respectivement 35% pour le déplacement et 26.5% pour l'effort tranchant à la base par rapport à la structure équipée seulement de TMD. Tandis que la figure 6.28a nous montre une diminution du déplacement qui a atteint 27% pendant que l'effort tranchant à la base (Fig. 6.28b) a décréue de 5.5 %.

On peut conclure que les amortisseurs FVD peuvent être une solution idéale pour améliorer les performances d'un tel système que celui du TMD.

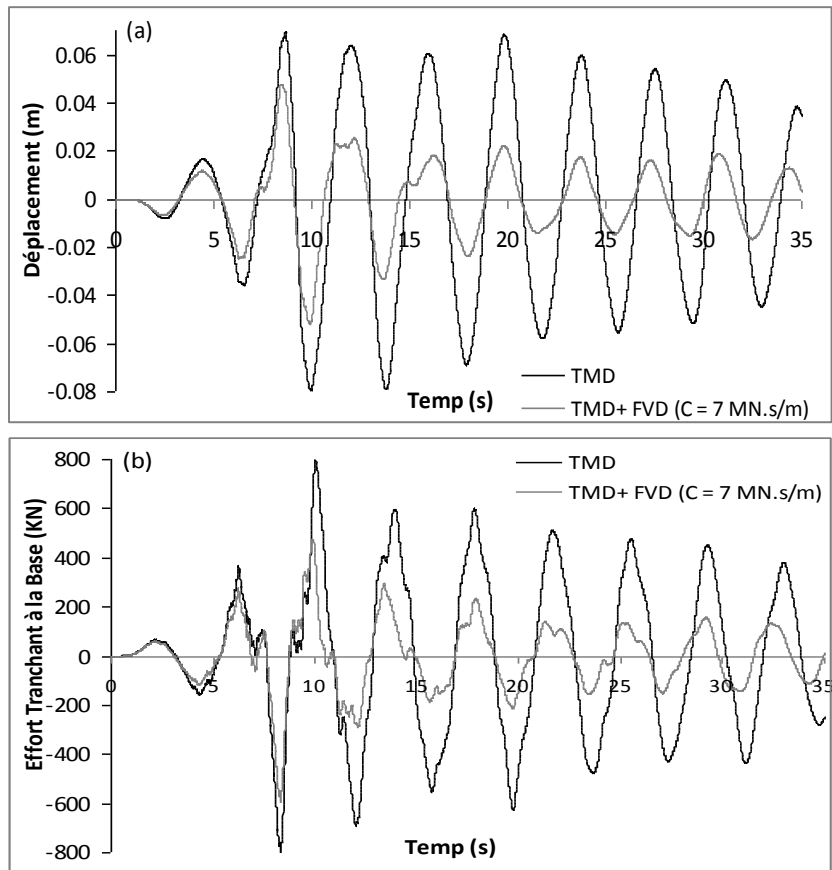


Figure 6.27 : Réponse temporelle en déplacements et en efforts tranchants à la base (séisme de Boumerdes)

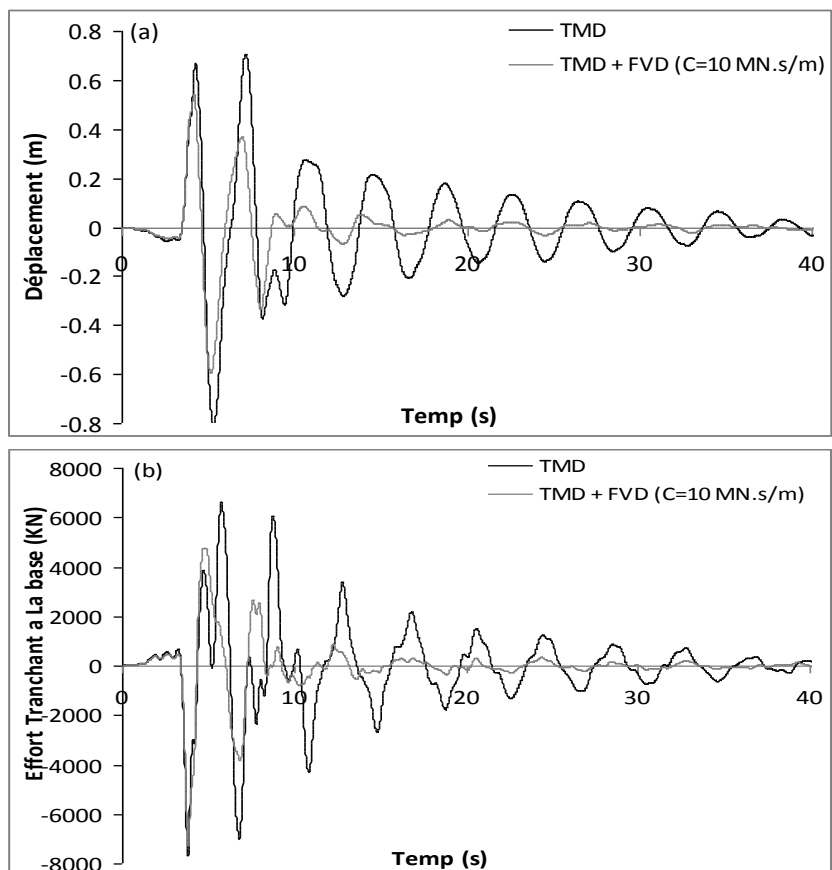


Figure 6.28 : Réponse temporelle en déplacements et en efforts tranchants à la base (séisme de Northridge)

6.4. Analyse dynamique de la structure équipée de FVD non-linéaire

L'avantage d'inclure des amortisseurs visqueux dans la protection sismique des bâtiments a été bien démontré dans les analyses précédentes mais ces dernières ont été focalisées jusqu'à maintenant sur les FVD linéaires. Cependant, afin d'étudier l'effet de la non-linéarité (α) des amortisseurs visqueux sur le comportement de la structure, un examen de la réponse temporelle en déplacements et en accélérations de la structure pour différentes valeurs de l'exposant α a été mené (Fig. 6.29) avec le signal de boumerdes. Les résultats résumés dans le tableau 6.7 montrent une réduction importante de la réponse de la structure équipée par FVD non linéaires avec $\alpha = 0.2$ et $\alpha = 0.5$ comparés au dispositif linéaire. Lorsque la diminution du déplacement maximal de la structure amortie par FVD linéaire atteint son pic (7.8%), son vis-à-vis par amortissement non-linéaire diminue de 62% pour $\alpha = 0.2$ et 37% pour $\alpha = 0.5$ (Fig. 6.29a). Il peut également être observé que la réponse en accélérations des trois configurations est presque la même, la réduction ne dépasse pas les 10% entre les cas des structures avec dispositifs linéaire et non-linéaire (Fig. 6.29b). Cela est prévisible du fait que l'amortissement supplémentaire est pur et qu'il n'apporte pas de la rigidité à la structure [182].

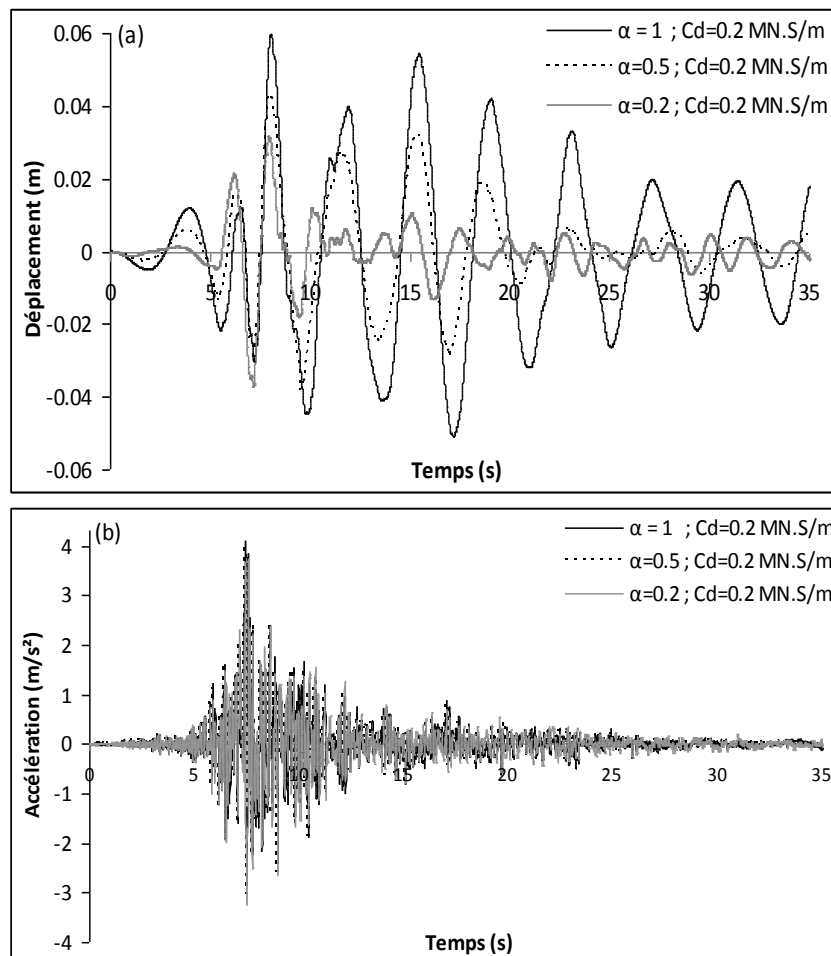
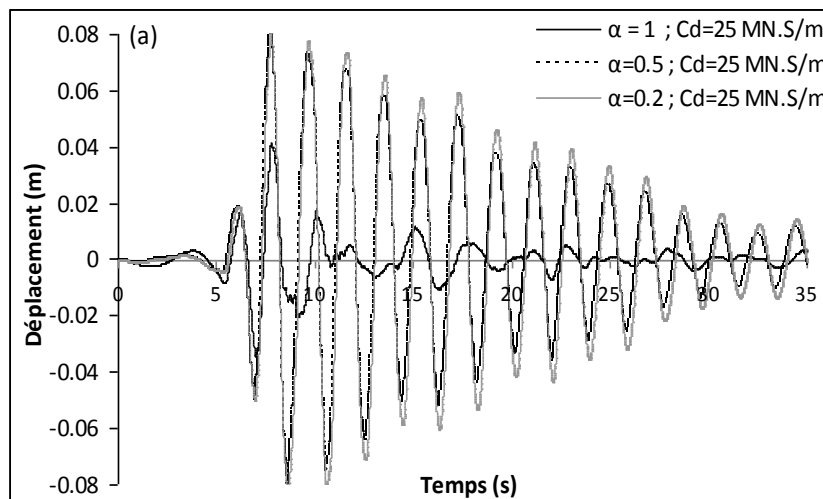


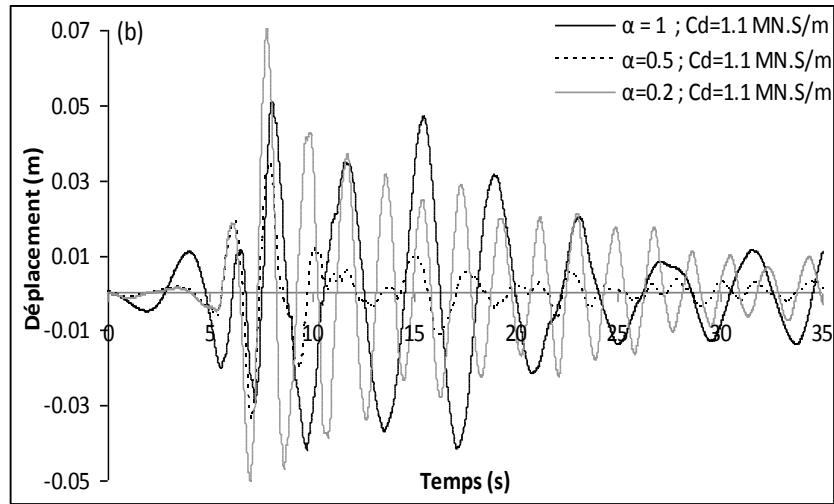
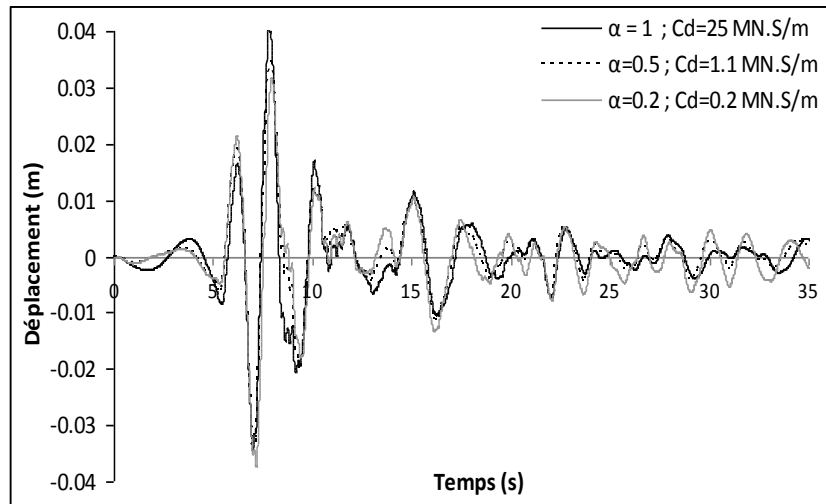
Figure 6.29 Réponse temporelle en déplacements et accélérations pour différentes valeurs de α

Tableau 6.7 : Influence du facteur de non-linéarité dans la réduction de la réponse en déplacement

Paramètres		N. Contr.	FVD ($\alpha = 1$)		FVD ($\alpha = 0.5$)		FVD ($\alpha = 0.2$)	
		Déplac. (cm)	Déplac. (cm)	Diff.	Déplac. (cm)	Diff.	Déplac. (cm)	Diff.
Max	X	6.25	5.98	4.3%	4.33	31%	3.17	49.3%
	Y	8.61	7.94	7.8%	5.4	37%	3.23	62.5%
Min	X	-5.46	-5.09	6.8%	-3.79	30%	-3.37	38.3%
	Y	-9.07	-8.54	5.8%	-6.85	24%	-3.44	62%

Les courbes des figures 6.30a et 6.30b représentent la réponse maximale temporelle de la structure selon différentes valeurs du coefficient d'amortissement des FVD (C_d). Pour $\alpha = 1$ correspondant à un amortisseur linéaire, ce dispositif a besoin de valeurs relativement importantes du coefficient d'amortissement ($C_d = 25 \text{ MN.s/m}$) pour atteindre une performance optimale (Fig. 6.30a), tandis que dans les amortisseurs non-linéaires pour $\alpha = 0.5$, la réduction maximale de la réponse a été obtenu pour $C_d = 1.1 \text{ MN.s/m}$ (Fig. 6.30b). Pour le cas de $\alpha = 0.2$ le coefficient nécessaire est seulement $C_d = 0.2 \text{ MN.s/m}$ (Fig. 6.29). On observe aussi dans la courbe de la figure 6.31 que la valeur optimale de la réponse en déplacements dans les trois configurations étudiées est presque identique. Cela signifie que la bonne performance de la dissipation d'énergie est obtenu en fonction de la valeur du coefficient d'amortissement utilisé et donc l'augmentation de la non-linéarité implique une diminution de C_d . Cela induit qu'en comparaison par rapport au dispositifs linéaires, l'utilisation de dispositifs non-linéaires avec $\alpha < 1$ permettent une diminution des caractéristiques mécaniques de l'amortisseur tout en améliorant sa capacité à réduire la réponse de la structure.



Figure 6.30 : Réponse temporelle en déplacements pour différentes valeurs de C_d Figure 6.31 : Réponse optimale en déplacements pour différentes valeurs de α

Les résultats obtenus précédemment ont été confirmés par ceux de la figure 6.32, où le taux d'amortissement ξ_d a été tracé en fonction du coefficient d'amortissement C_d pour différentes valeurs de l'exposant de non-linéarité α . La courbe montre clairement que les amortisseurs FVD non-linéaires avec $\alpha < 1$ affichent des taux de dissipation importants correspondants à de faibles grandeurs du coefficient C_d , ce qui est à l'opposé des systèmes linéaires qui ont besoin d'un plus grand coefficient d'amortissement pour atteindre la même performance. Par ailleurs, les amortisseurs caractérisés par un exposant $\alpha > 1$ présentent de très faibles performances ce qui permet de déduire que l'utilisation de ce genre de dispositifs ne semble pas réaliste en pratique. D'un autre côté, et comme prévu, le taux d'amortissement dépend de l'amplitude du mouvement pour les amortisseurs non-linéaires tel que ça a été présenté dans les équations

(5.29) et (5.30). Une augmentation du coefficient d'amortissement implique une diminution des déplacements qui se traduit par une amélioration rapide de ξ_d (courbes pour $\alpha = 0.2$ et $\alpha = 0.5$) jusqu'à ce que le pic correspondant à un maximum de dissipation d'énergie sismique soit atteint. Au-delà de ce pic présentant une performance optimale, l'ajout d'amortissement supplémentaire ne sera pas bénéfique pour la structure mais risque d'accroître la réponse et réduit par conséquent le taux de dissipation dans cette dernière. A l'inverse, les performances des amortisseurs linéaires sont indépendantes de l'amplitude du mouvement (Eq. 5.28), de sorte que l'amélioration de la capacité dissipative (ξ_d) de la structure ne dépend que de C_d , ce qui implique que le système a besoin de plus grandes valeurs de C_d pour atteindre un maximum de rendement.

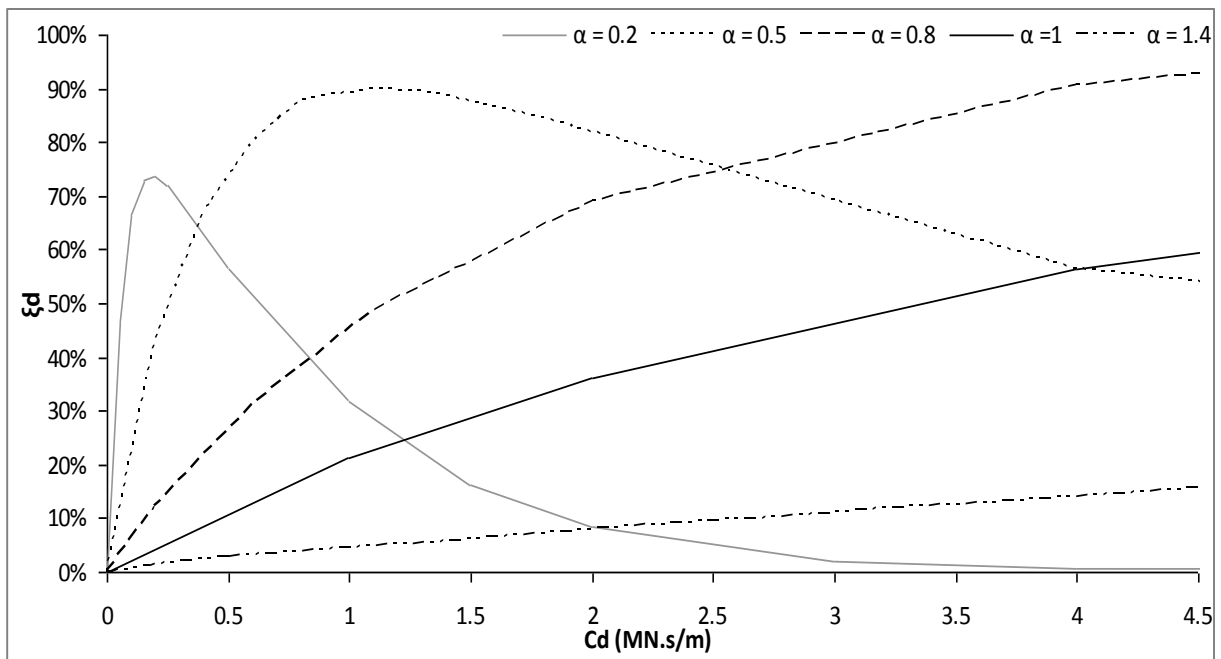


Figure 6.32 : Taux d'amortissement ξ_d en fonction du coefficient C_d

Afin d'entamer la vérification de la stabilité des éléments structuraux en prenant en compte la combinaison incluant la charge sismique, une analyse de la réponse des sollicitations maximales en efforts normaux (N), de cisaillement (T) et en moments (M) pour le cas des dispositifs linéaires et non-linéaires (même C_d) sous l'action sismique de Boumerdes a été exécutée (Fig. 6.33). Des comparaisons de ces sollicitations avec celles obtenues du système auto-stable ont été réalisées. Les résultats ont montré une décroissance des valeurs pour le modèle équipé de FVD non-linéaires avec un net avantage (55% de l'effort normal et 45% de la l'effort tranchant et du moment) pour le système de dissipation caractérisé par un exposant

$\alpha = 0.2$. Cette décroissance est due au de supplément d'amortissement pour les modèles amortis. Le taux d'amortissement résultant du dissipateur linéaire représente 4.5%, tandis que celui résultant des dispositifs non-linéaires sont respectivement 76% pour $\alpha = 0.2$ et 39% pour $\alpha = 0.5$. Ce type d'amortisseurs est capable de réduire la réponse générale de la structure tout en diminuant significativement les sollicitations internes engendrées. Ce qui n'est pas forcément le cas de tous les types d'amortisseurs.

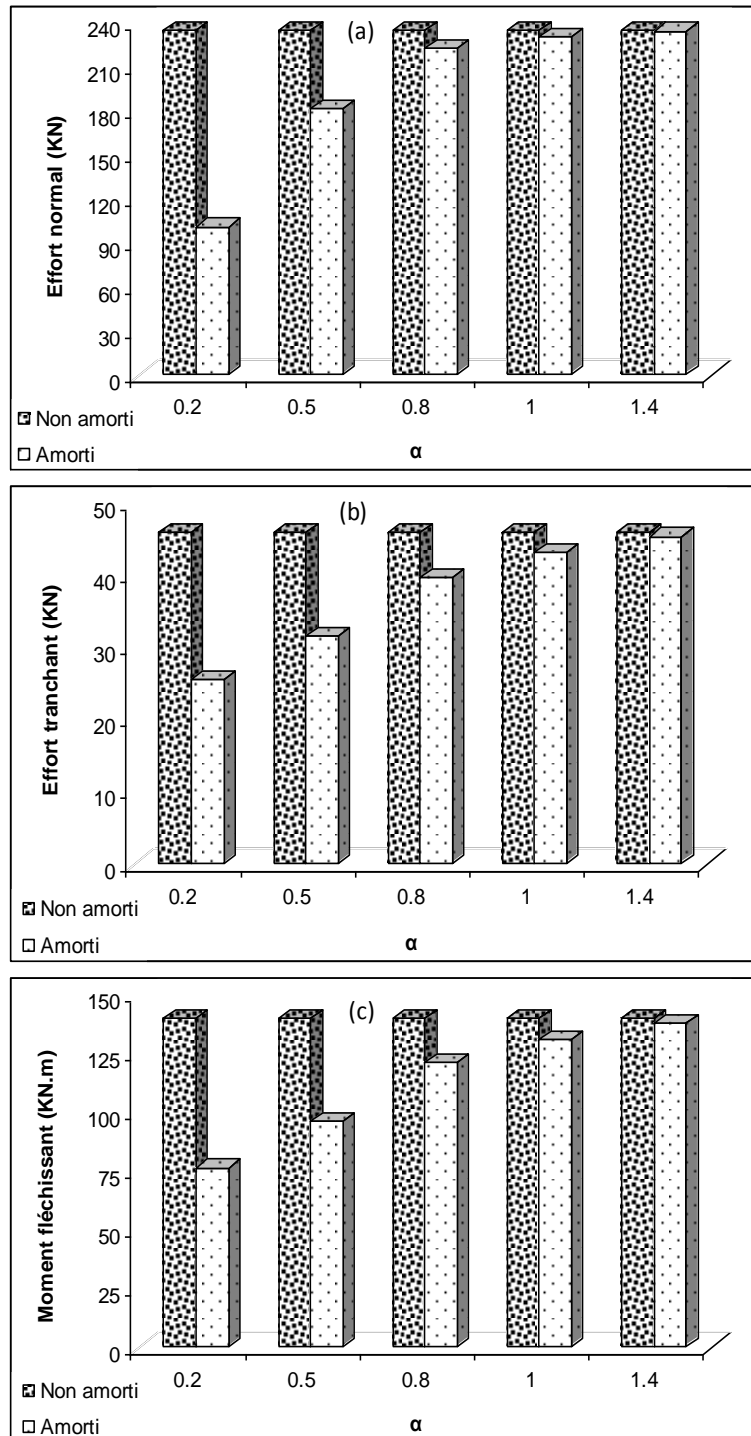


Figure 6.33 : Comparaison de la réponse en sollicitations N, T et M du poteau le plus sollicité

La figure 6.34 donne une réflexion particulièrement intéressante sur la capacité des FVD non-linéaires à réduire l'effort tranchant à la base. Comme déjà vu précédemment, il devient très important dans le cas de structures contreventées conventionnellement (palés en X). Par contre, dans le cas des modèles amortis par FVD, ces efforts sont très faibles en comparaison à ces derniers, et affichent une diminution supplémentaire en fonction de α atteignant un taux de 27% par rapport à ceux établis par les FVD linéaires. Néanmoins, on remarque dans cette analyse et contrairement à toutes les autres effectuées précédemment, que c'est la configuration présentant un exposant $\alpha = 0.5$ qui fournit la meilleure réponse.

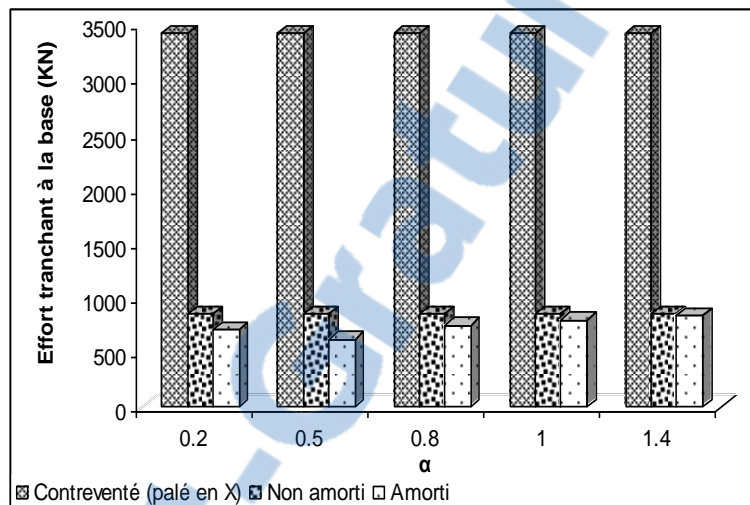


Figure 6.34 : Variation de l'effort tranchant à la base en fonction de l'exposant α

Les résultats obtenus précédemment sont confirmés par ceux résumés dans le tableau 6.8 qui représentent la variation du taux d'amortissement (ξ_d) en fonction de l'exposant de non-linéarité α pour le cas de $C_d = 0.2$ MN.s/m. Cette fois-ci et contrairement à l'analyse illustrée par figure 6.32, le coefficient C_d a été fixé et seulement l'exposant α a été varié. Ces derniers montrent clairement une croissance de la capacité de la structure à dissiper l'énergie sismique en augmentant la non-linéarité de l'amortisseur passant de 4% pour $\alpha = 1$ à 75.7% pour $\alpha = 0.2$. Là aussi la performance passe par un pic au-delà duquel le rendement de l'amortisseur n'est plus efficace. Il est néanmoins important de remarquer que pour les types analyses (C_d fixe et α variant et vis versa), les capacités dissipatives des amortisseurs non-linéaires deviennent perceptibles qu'à partir de $\alpha = 0.2$. Ce résultat implique que l'industrialisation d'amortisseurs pour des non-linéarités inférieures à 0.2 n'aura pas d'impact significatif dans l'amélioration de la réponse sismique des structures. Ces résultats ne sont relativement pas en bonne concordance de ceux trouvés dans la littérature [35], qui ont conclu que la performance optimale des FVD est obtenue pour $\alpha = 0.5$. Il est encore à noter que leurs

travaux se sont focalisés sur la comparaison de performances des amortisseurs avec $\alpha = 0.5$, $\alpha = 1$ et $\alpha = 2$ (chapitre 5).

Par contre ces derniers sont en bonnes concordances avec ceux illustrés dans la courbe de la figure 5.7 où le dispositif linéaire pour des vitesses de mouvement modérés du sol ($V < 1\text{m/s}$), nécessite des coefficients d'amortissement faibles mais engendre aussi des forces d'amortissements faibles. En revanche, les bâtiments équipés de dispositifs non-linéaires peuvent être aussi bien performants pour des vitesses de mouvements modérés que fortes tout en nécessitant un coefficient d'amortissement toujours faible.

Tableau 6.8 : Variation de ξ_d fonction de l'exposant de non-linéarité α

α	E_s (Joule)	E_d (Joule)	ξ_d (%)
0.1	31	113.5	58.3%
0.2	21.41	101.78	75.7%
0.4	22.77	86.36	60.4%
0.5	32.77	80.17	39%
0.6	47.18	69.73	23.5%
0.8	65.7	38	9.2%
1	94.03	23.8	4%
1.4	110.6	6	1%
2	116	0	0%

Les courbes de la figure 6.35, où la variation des énergies du signal d'entrée (sismique) et d'amortissement des systèmes équipés de dissipateurs FVD linéaires (Fig. 6.35a) et non-linéaires pour le modèle affichant la meilleure performance c'est-à-dire pour $\alpha = 0.2$ et $C_d = 0.2 \text{ MN.s/m}$ (Fig. 6.35b.) ont été comparés. Les résultats ont mis en évidence deux observations importantes. D'un coté, une réduction conséquente des énergies cinétiques (décroissance dans les pics des courbes d'énergie sismique) et de déformation, qui induit une diminution des dommages structuraux. D'un autre côté l'augmentation des performances dissipatives d'énergie du système doté d'amortissement non-linéaire découle vers une augmentation de l'énergie sismique d'entrée E . Ce dernier résultat n'est pas surprenant étant donné qu'il a été déjà observé dans les analyses précédentes et peut être expliqué de manière similaire c'est à dire qu'à la fin du tremblement de terre l'énergie d'entrée totale doit être égale

à l'énergie dissipée par le système. Le fait que l'énergie de dissipation E_d augmente, l'énergie totale E augmente aussi. En outre, il était prévisible que la structure affichant un pic d'amortissement $\xi_d = 75.7\%$ pour $\alpha = 0.2$ présenterait une plus grande énergie d'entrée que celle obtenue pour le cas linéaire ($\xi_d = 4\%$). Il convient de noter aussi que même pour un comportement purement élastique, l'augmentation de l'énergie de dissipation (E_d) engendre simultanément la décroissance de l'énergie E_s . Ces résultats sont en bonne concordance avec ceux obtenus par d'autres travaux dans la littérature (Sleemah et al., 1998) [204]. En fin de compte, l'énergie du signal sismique est complètement dissipée par la somme des énergies E_s et E_d , l'énergie E_h n'étant pas sollicitée. Cela signifie que la diminution de la demande en ductilité est facilitée par la réduction des déformations que l'on obtient avec une amélioration de la capacité d'amortissement de la structure.

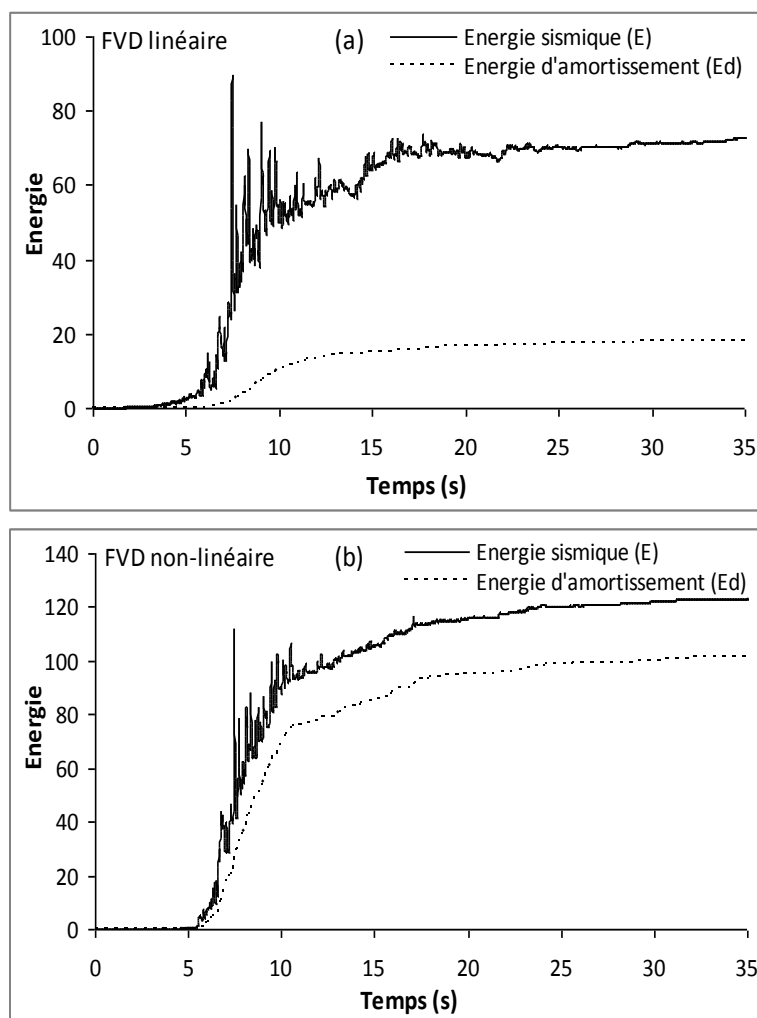


Figure 6.35 : Variation de l'énergie de dissipation avec des FVD linéaire et non-linéaire

L'étude du comportement de la structure amortie par FVD est réalisée avec une gamme de différents taux d'amortissement correspondant à la performance optimale pour chaque

système étudié. La figure 6.36 présente la boucle hystérésis force-déplacement du comportement d'un amortisseur FVD non-linéaire placé au 7ème étage du portique pour le cas de $C_d = 0.2$ MN.s/m. Les calculs de la force maximale fournis par l'amortisseur non-linéaire et nécessaire pour atteindre le même pic de performance que l'amortisseur linéaire ($C_d = 25$ MN.s/m) est de 65% plus petite, tout en présentant un déplacement axial du piston moins important.

D'un autre côté, il est également important de remarquer que la force maximale correspondante théoriquement à la vitesse maximale, ne se produit pas à la position de déplacement zéro, ce qui n'est pas forcément attendu d'une réponse harmonique standard.

La boucle d'hystérésis présentée dans la figure 6.36 est similaire au concept présenté schématiquement sur les figures 5.5b et 5.8 pour le comportement non-linéaire. Les résultats mettent ainsi en évidence l'importance de considérer l'équilibre global de l'amortissement supplémentaire, et en particulier pour les cas de structures en portique avec un amortissement augmenté. Par conséquent, il peut être considéré que les résultats de cette analyse sont en adéquation avec le concept général associé à de pareils modèles et présenté précédemment dans le cadre de ce travail.

Comme il est visible sur la figure 6.36, une petite force de rebond est induite par l'amortisseur ce qui génère un comportement viscoélastique permettant de fournir un supplément de capacité à dissiper les énergies dues aux charges sismiques. Cette figure démontre la validité du modèle analytique présenté par rapport à ceux existants dans la littérature [108].

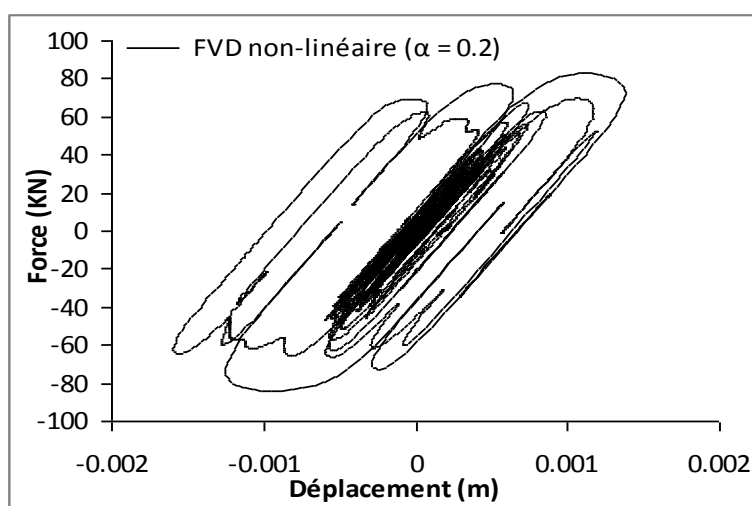


Figure 6.36 : Boucle d'hystérésis force - déplacement d'un amortisseur FVD non-linéaire

L'examen de la distribution du coefficient d'amortissement C_d , au niveau des différents étages du bâtiment étudiée, a abouti aux résultats représentés sur la courbe de la figure 6.37.

Ces résultats montrent que les forces d'amortissement générées par les systèmes FVD linéaires ont diminué en fonction de l'augmentation du niveau d'étage où ils sont disposés. Cela signifie que le coefficient d'amortissement utilisé dans les étages supérieurs est plus grand que celui nécessaire pour la dissipation du mouvement sismique. Ces résultats sont conformes à ceux élaborés par Yang et al. (2003) [228] qui ont montré que la distribution du coefficient d'amortissement doit être réduite en fonction de la hauteur du bâtiment. En revanche, la courbe de la force d'amortissement correspondant au dispositif non-linéaire (de $\alpha = 0.2$) est pratiquement constante. Ce qui implique que le rendement de ce genre de dispositifs a été bien optimisé engendrant une capacité de dissipation variante selon la demande de chaque étage tout en gardant un coefficient d'amortissement identique pour tous les amortisseurs du bâtiment.

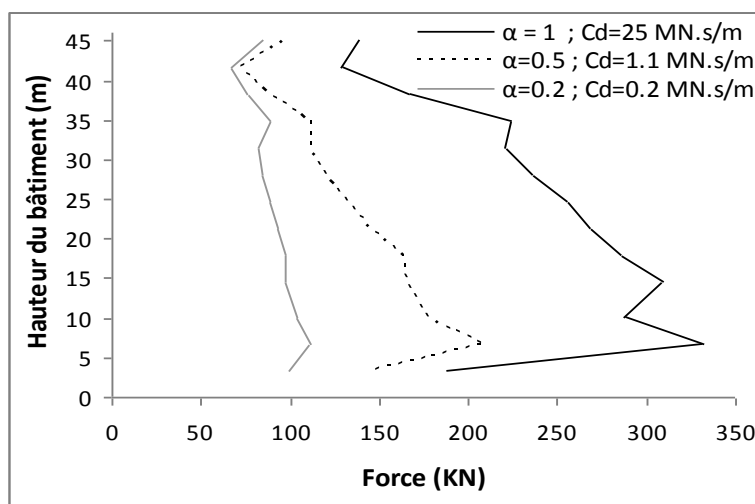


Figure 6.37 : Variation de la force d'amortissement en fonction de la hauteur du bâtiment

En général, l'incorporation de l'amortisseur à fluide visqueux dans les structures en portiques résulte en une diminution du déplacement d'étage qui varie dans le cas du bâtiment étudiée dans une fourchette de 1% dans le premier étage jusqu'à 60 % dans les étages supérieurs cela pour des FVD non-linéaires de $\alpha = 0,2$ (Fig. 6.38a). Enfin, l'analyse de la courbe du déplacement inter-étages en fonction de la hauteur du bâtiment a été réalisée pour trois modèles, les résultats ont été présentés dans la figure 6.38.b. La courbe représentant la variation des déplacement inter-étages aux différents niveaux de la structure équipée de dispositifs FVD non-linéaires prend l'allure du ligne presque aplatie contenant des valeurs presque constantes. Ces résultats montrent que la structure présente un mouvement sous l'effet des charges sismiques comme un seul bloc minimisant l'effet de dérive d'étages et augmentant la stabilité générale dans le bâtiment. Ces résultats étant comparables à ceux

obtenus par Yazdan et al (2008) [229] qui démontrent une bonne capacité des FVD non-linéaires à diminuer les déplacement inter-étages et d'homogénéiser le mouvement général du bâtiment quand il est soumis aux excitations dynamiques.

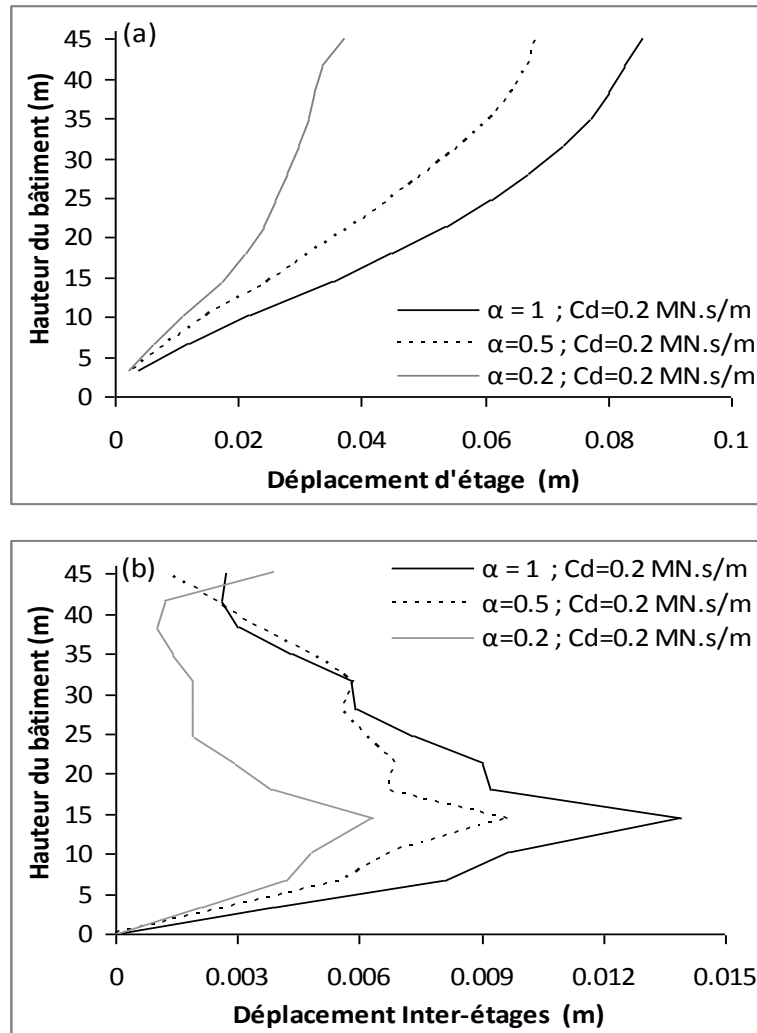


Figure 6.38 : Déplacements relatifs d'étage et inter-étages

6.5. Analyse statique non-linéaire de la structure par poussée progressive « Pushover »

L'analyse statique par poussée progressive « Pushover » exécutée sur la structure sous différentes configurations (non contreventée, contreventée et avec FVD) a donné lieu aux résultats illustrés sous forme de courbe non-linéaire représentant la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment. Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA 99/2003 [189] pour la détermination des charges sismiques ($G + 0.2Q$). Le comportement non-linéaire des éléments est obtenu par l'introduction de rotules plastiques aux niveaux des extrémités des poutres et

poteaux susceptibles de se plastifier, au-delà de ces extrémités le comportement de ces éléments du portique est supposé élastique linéaire. Pour les poutres, des rotules plastiques de type flexion (M3) sont introduites dans les zones nodales en considérant les recommandations du FEMA356 pour les sections des poutres d'acier fléchies. Pour les poteaux des rotules plastiques de type interaction flexion effort normal (P-M2-M3) sont introduites dans les zones nodales en considérant les recommandations du FEMA356 pour les sections des poteaux d'acier. Le calcul est exécuté en déplacement contrôlé où le déplacement cible a été choisi égale à $H/30$ correspondant à 0.33% de la hauteur totale du bâtiment (choix arbitraire qui est proposé directement par le logiciel de calcul Sap2000 [160]).

Etant donné que la masse qui participe dans le mode fondamental dépasse 75% de la masse totale dans chaque configuration, une distribution modale des charges latérales est appliquée en tenant compte du mode fondamental dans la direction considérée. Les figure 6.39 et 6.40 montrent les courbes Pushover dans les deux directions X et Y pour chaque configuration ainsi que leurs courbes d'idéalisation (FEMA356) [68].

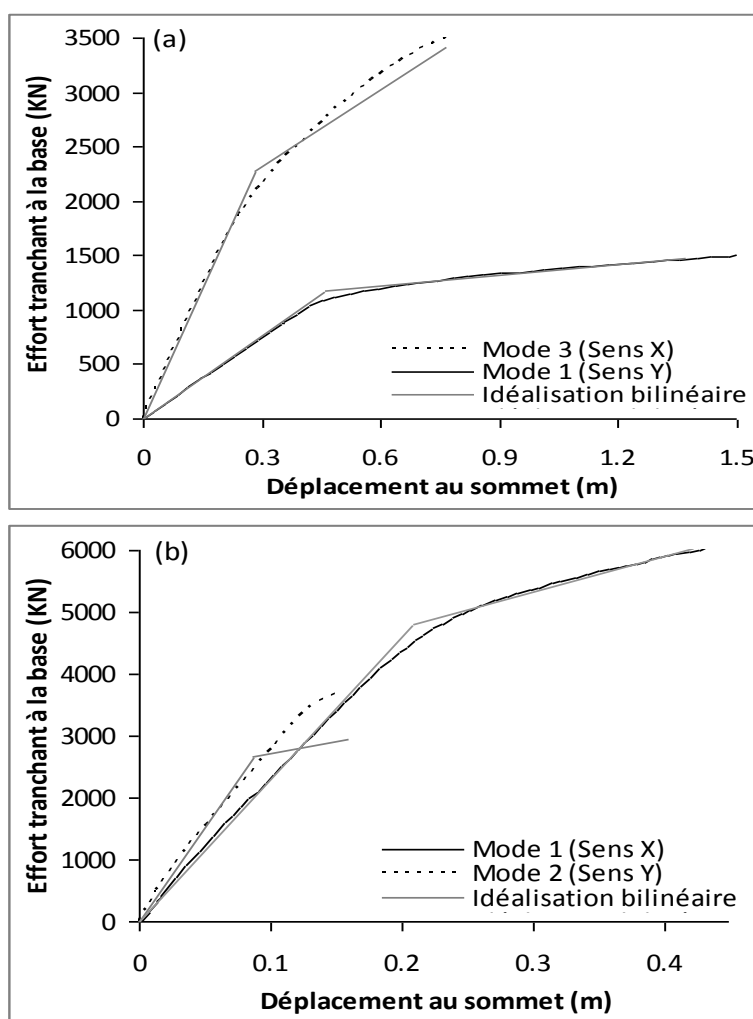


Figure 6.39 : Courbe Pushover structure: a) auto-stable, b) Contreventée

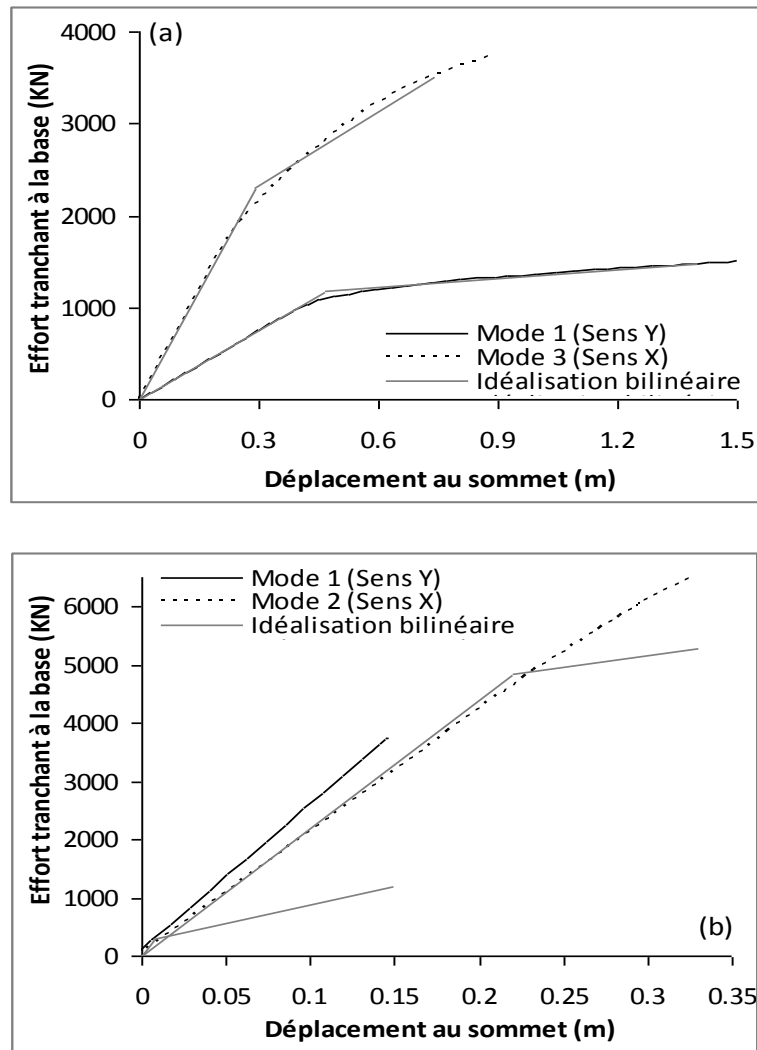


Figure 6.40 : Courbe Pushover structure avec FVD : a) Amortissement pur, b) Avec rigidité

En effet, les courbes des différents modèles affichent une pente initiale élastique moins raide pour le premier mode que le deuxième ou le troisième, d'où la plastification est obtenue plus rapidement dans ce mode que les deux autres. Ce qui démontre la prépondérance du mode fondamentale sur les autres modes. Pourtant, pour le cas de la structure présentant une rigidité supplémentaire (contreventée par palés en X et FVD avec rigidité), les deux courbes pour les directions X et Y (Fig. 39b et Fig. 40b) affichent des pentes de rigidités relativement voisines avec un avantage pour le sens Y pour le système contreventé mais ce dernier présente un seuil de plastification moins important. Par ailleurs, si on compare la courbe Pushover obtenue pour les cas de la structure renforcée par le dispositif FVD à amortissement pur (Fig. 6.40a) et avec rigidité (Fig. 6.40b), on remarque une résistance supplémentaire pour des chargements importants où le seuil de plastification n'est atteint qu'à un effort tranchant égal à 4847 KN contrairement à la structure avec FVD à amortissement pur où le seuil de plastification est atteint pour une valeur égale à 1188 KN. Par contre, en

terme de déplacement, l'inverse se produit où le seuil non-linéaire en déplacement est atteint moins rapidement pour ce dernier ($d_y = 44$ cm) que pour des amortisseurs à rigidité ($d_y = 22$ cm). Mais il est nécessaire de noter, concernant la courbe 6.40b, qu'elle ne semble pas donner une information concluante du fait que la rigidité affectée aux amortisseurs dans le calcul numérique reste linéaire même lors du passage du comportement de la structure dans le domaine non-linéaire. Ceci donne à cette hypothèse un aspect purement théorique puisque dans la réalité l'amortisseur peut subir une détérioration si la force de chargement appliquée à ce dernier dépasse sa capacité de résistance mécanique telle que ça a été présenté dans le chapitre 5 (Fig. 5.7). Dans ces conditions, il est nécessaire de faire appel à un modèle qui prend en compte la non-linéarité de la rigidité pouvoir mener correctement cette analyse. D'un autre côté l'introduction des éléments de contreventement à la structure a engendré une croissance de sa rigidité générale caractérisée par l'augmentation de la valeur la rigidité élastique K_e (pente linéaire de la courbe) qui a atteint une valeur de 22943 KN/m contre une perte en ductilité générale ($d_u = 42$ cm) (Tableau 6.9).

Tableau 6.9 : Caractéristiques des états limites élastique et ultime de la courbe Pushover

Type de structure	Etat limite élastique			Etat limite ultime	
	V_y (KN)	d_y (m)	K_e (KN/m)	V_u (KN)	d_u (m)
N. contreventée	1177	0.46	2559	1475	1.37
Contreventée	4818	0.21	22943	6018	0.42
Equipée de FVD	1188	0.44	2700	1481	1.4

Les distributions des rotules plastiques dans les structures ainsi que leurs niveaux de dommages pour les différentes configurations étudiées pour un déplacement maximal au sommet obtenu par le signal de Northridge sont représentées dans les figures 6.41, 6.42 et 6.43. On remarque l'apparition de rotules plastiques dans les modèles non contreventé (Fig. 6.41) et contreventé (Fig. 6.42) inversement au modèle renforcé par FVD (Fig. 6.43) où ces dernières sont pratiquement inexistantes. Par ailleurs, l'augmentation des efforts axiaux au niveau des poteaux tel que ça a été présenté précédemment sous l'effet des barres de contreventement a provoqué l'apparition de rotules en phase de ruine (collapse) d'où la nécessité de redimensionner ces éléments pour résister à ces efforts. Contrairement à la structure avec FVD où le portique résiste aux sollicitations sans recours à l'augmentation des sections de ces éléments.

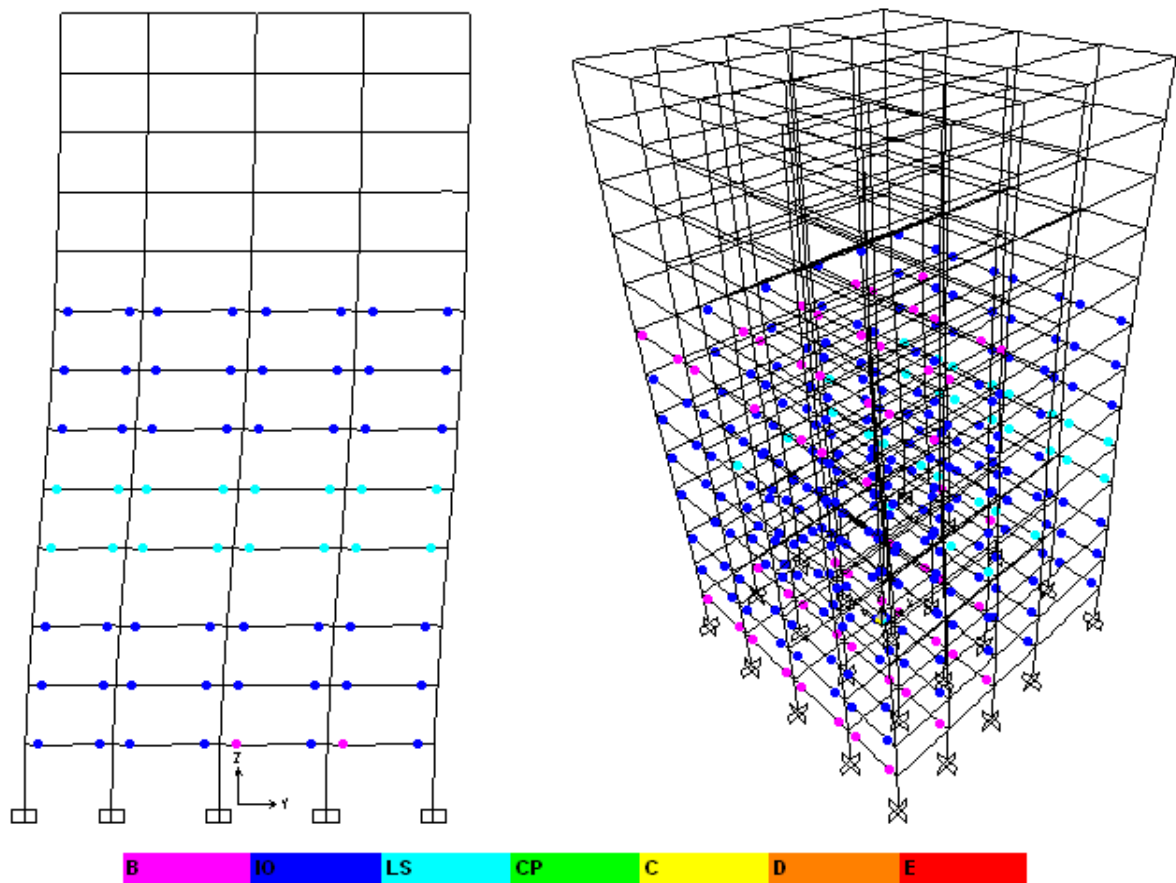


Figure 6.41 : Distribution des rotules plastique dans le bâtiment non contreventé

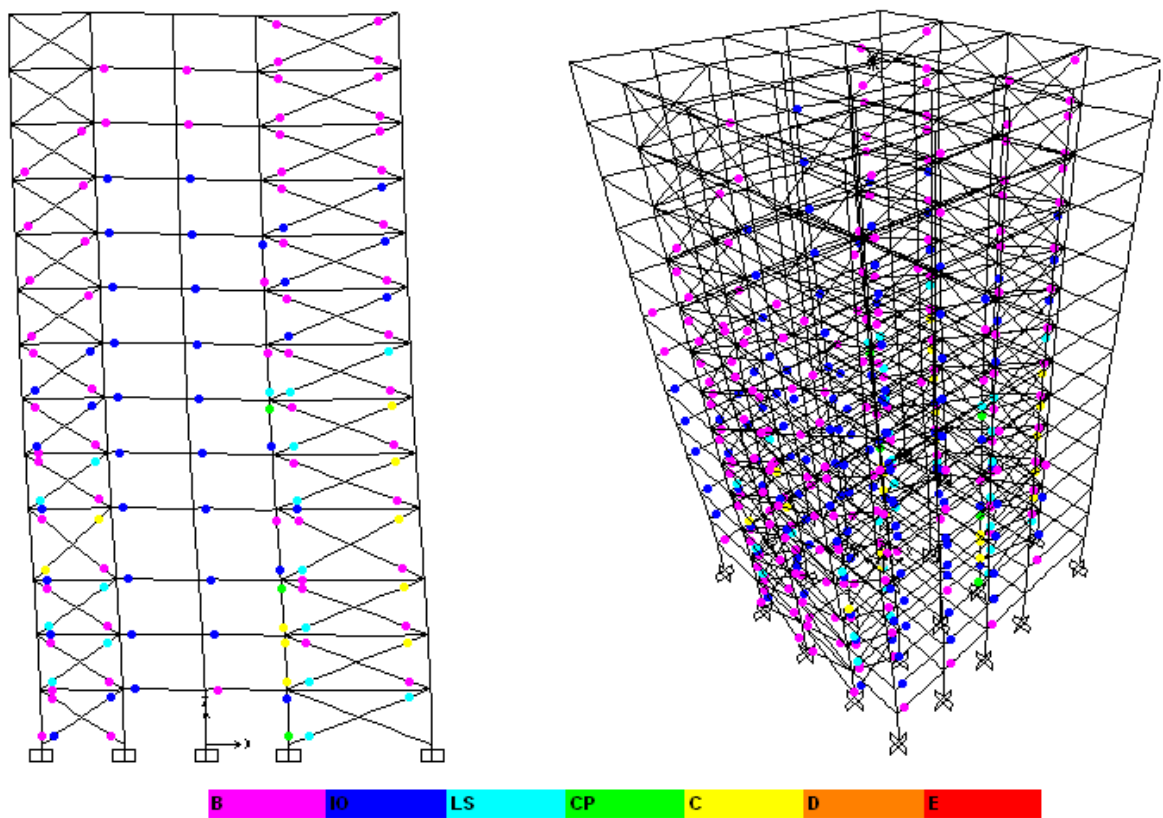


Figure 6.42 : Distribution des rotules plastiques dans le bâtiment contreventé

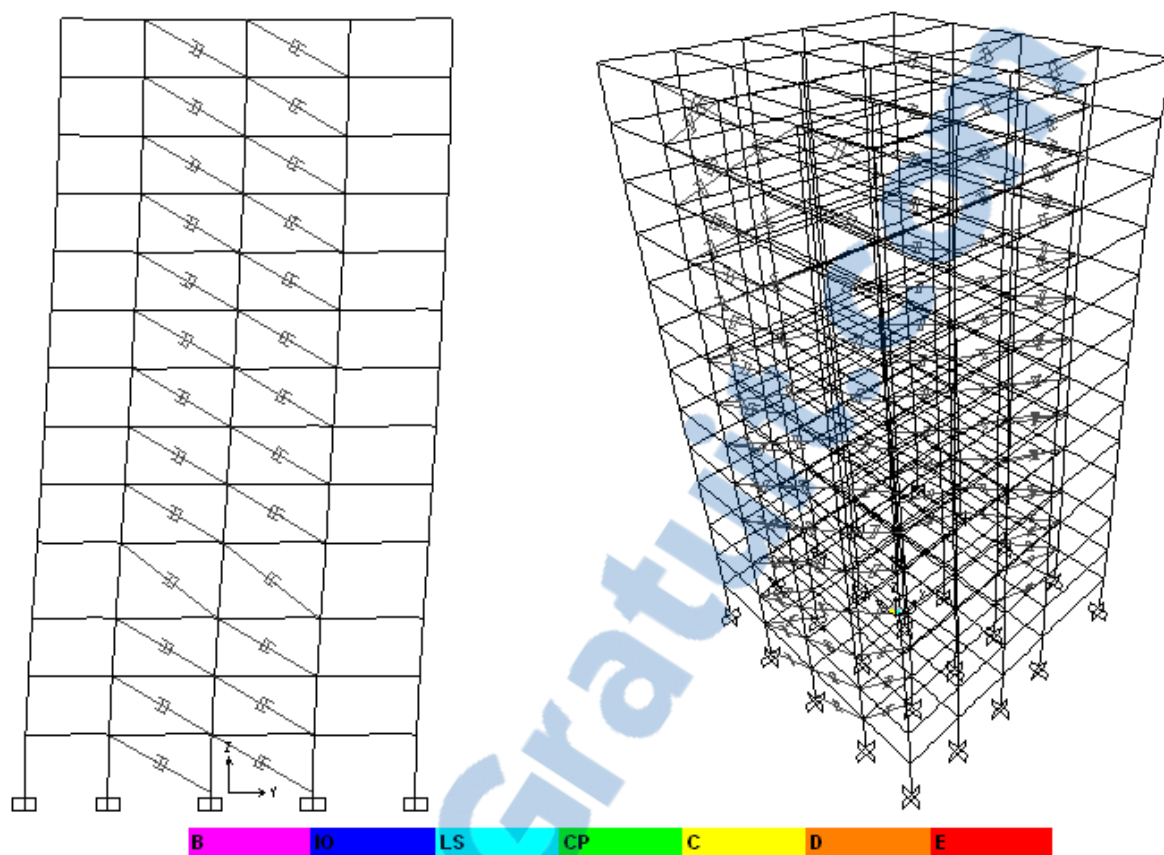


Figure 6.43 : Distribution des rotules plastique dans le bâtiment renforcé par FVD

La détermination du point de performance a été obtenue directement par le logiciel Sap2000 en appliquant la procédure B présentée dans le chapitre 3. Les courbes de la figure 6.44 montrent la position du point de performance pour chacune des configurations étudiées. A la lumière de ces résultats, on peut remarquer que l'introduction des amortisseurs FVD a fournis un supplément de capacité de dissipation au bâtiment puisque le point de performance affiche un taux de dissipation évalué à 40% contre 16% pour le portique auto-stable et 12.5% pour la structure contreventée par palés en X (Tableau 6.10).

Tableau 6.10 : Position du point de performance pour les trois modèles

Point de performance	Non contreventé	Contreventé	Equipé de FVD
Dépl. Spectral S_d (m)	0.613	0.192	0.448
Accél. Spectral S_a (m/S ²)	0.032	0.123	0.028
Période effective T_{eff} (s)	8.8	2.51	8.06
Amortissement effectif ξ_{eff}	16.6%	12.5%	40%

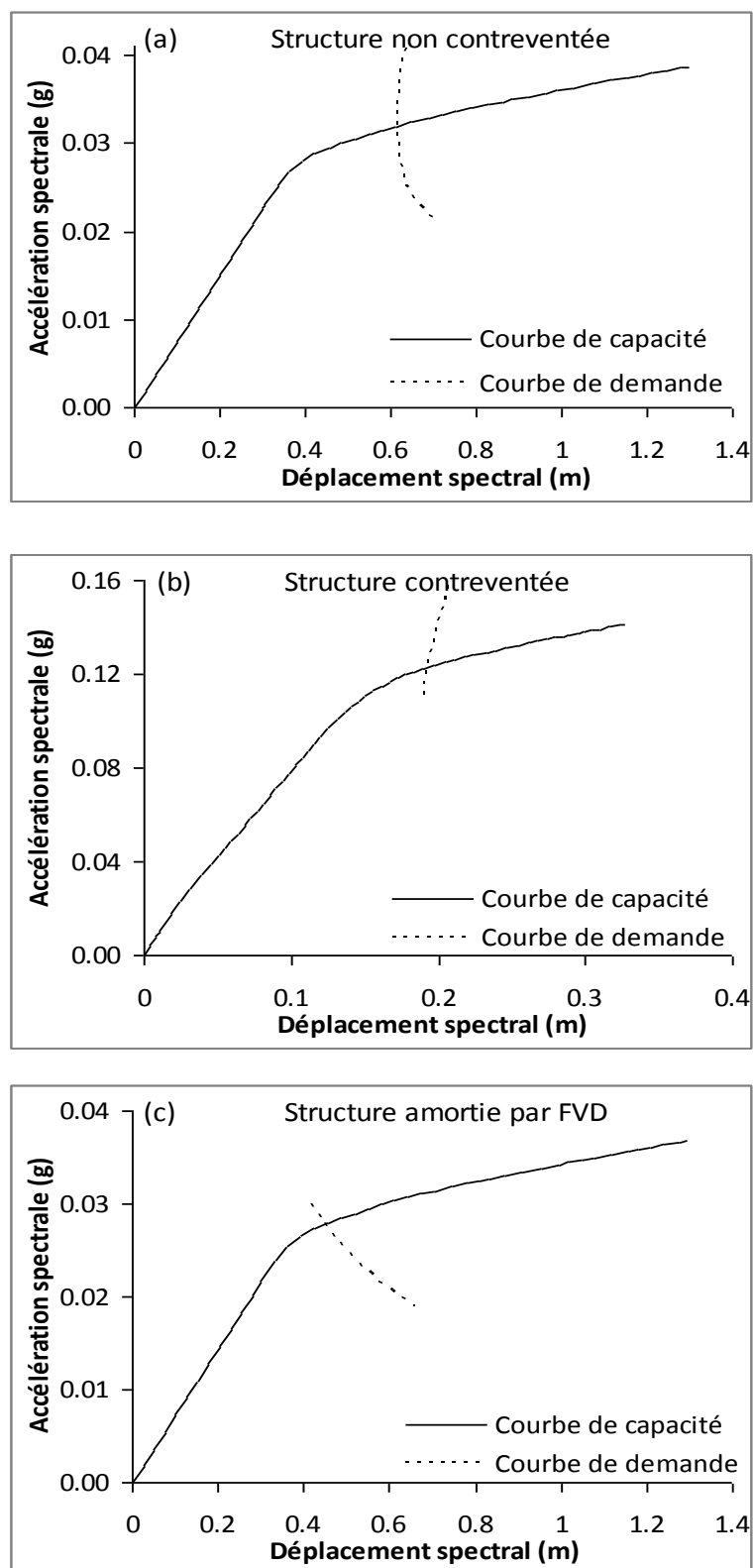


Figure 6.44 : Courbes de capacité et position du point de performance

Afin de définir le niveau de plastification des rotules représentées dans la figure précédente, Les schémas de la figure 6.45 représentent respectivement la position de la rotule de type M3 dans la courbe moment-rotation engendré par le chargement latéral progressif dans un

élément poutre soumise à un endommagement défini par le niveau CP (collapse prévention) (Fig. 6.45a) ainsi que la position de la rotule de type P.M2-M3 d'un élément poteaux soumis à une flexion composée soumis à un niveau de dommage défini par C (Collapse) (Fig. 6.45b).

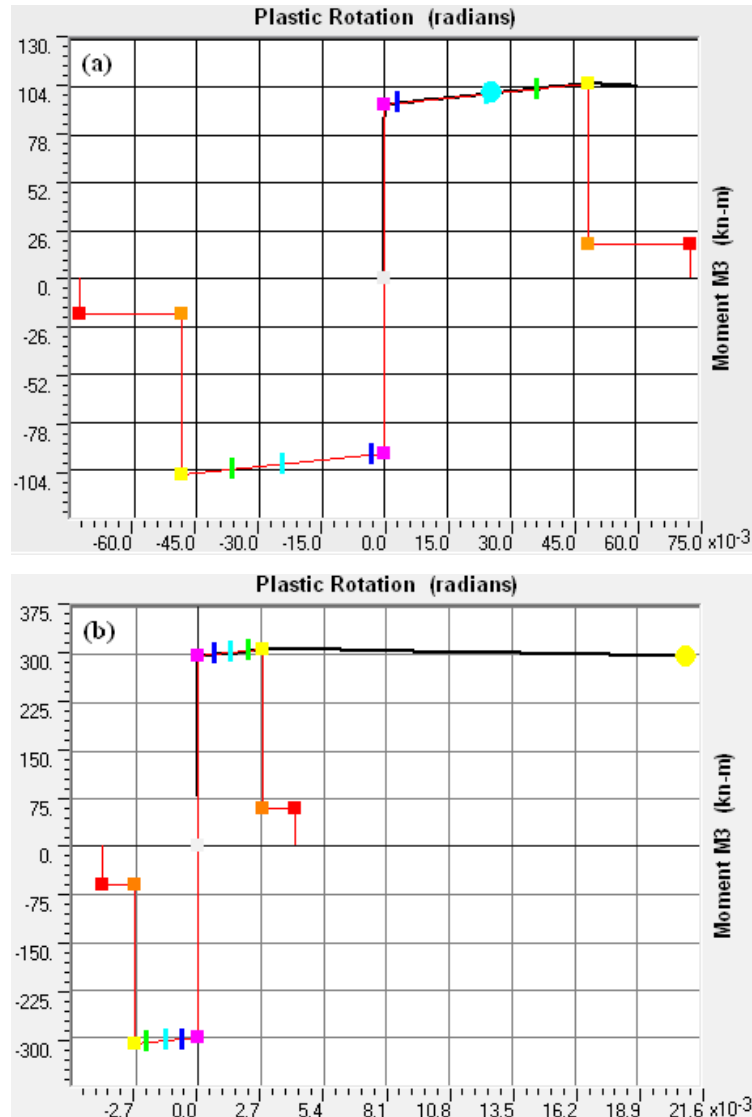


Figure 6.45 : Diagramme moment - rotation

Sachant que la demande en ductilité est un critère qui définit le degré l'enfoncement de la structure dans le domaine non-linéaire (le niveau du mécanisme de ruine), elle évaluée par le facteur μ_D tel que :

$$\mu_D = \frac{S_{dp}}{S_{dy}} \quad (6.1)$$

Les histogrammes de la figure 6.46 représentent le taux de demande en ductilité pour les trois types de structures analysées. On remarque bien une décroissance de la demande en ductilité de la structure équipée de FVD de 23% par rapport au portique non contreventé et de 8% par

rapport au système contreventé sans avoir lieu à rigidifier la structure et par conséquent à augmenter les sections.

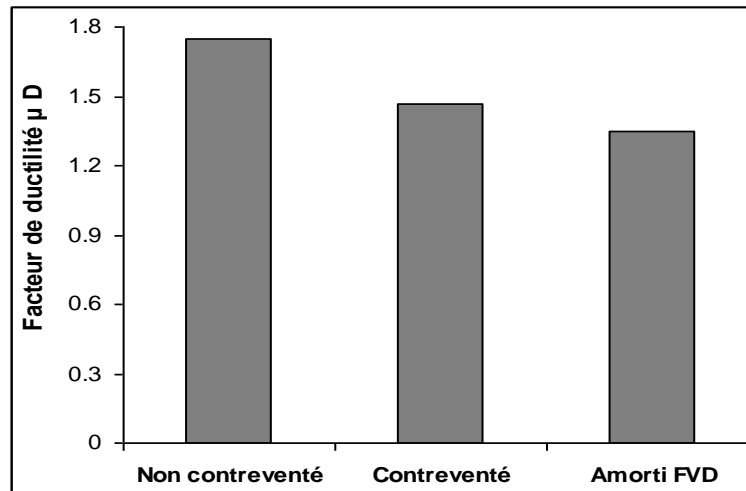


Figure 6.46 : Demande en ductilité

Les résultats obtenus des courbes de capacité pour les différentes configurations étudiées (Structure contreventée et renforcées par amortisseur FVD linéaires) a permis l'établissement des courbes de fragilité pour chacun des cas cités. Ces courbes telles que présentées précédemment permettent de définir la probabilité d'endommagement d'un bâtiment donné en fonction de différents niveaux de dommages. Plusieurs classifications existent, telles que celles élaborées dans les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité Risk-EU [196] et HAZUS [178]. Cette dernière méthodologie est basée sur la détermination d'un indice de dommage (DI) prenant en considération le déplacement de la structure telle que présentée dans l'équation suivante [85] :

$$DI = \frac{S_d - S_{dy}}{S_{du} - S_{dy}} \quad (6.2)$$

Où S_d est le déplacement spectral, S_{dy} est le déplacement élastique (sans endommagement) et S_{du} est le déplacement ultime (ruine totale).

En se basant sur l'indice DI défini dans l'équation 6.2 et les degrés de dommages structurels, une équivalence entre l'indice de dommages et l'état de dégradation est donnée dans le tableau 6.11.

Cette classification est utilisée par le programme Américain d'évaluation de la vulnérabilité HAZUS, elle définit cinq niveaux d'endommagement commençant du seuil de dommages nul jusqu'à la ruine.

Tableau 6.11 : Classification des degrés de dommages

Degré de dommages	Indice de dommages DI	État de dommages
0	$DI \leq 0.1$	Aucun dommage
1	$0.1 < DI \leq 0.25$	Dommage léger
2	$0.25 < DI \leq 0.4$	Modéré
3	$0.4 < DI \leq 0.1$	Important
4	$DI > 1$	Ruine

En utilisant la loi de distribution normale cumulée présentée dans l'équation 3.1 (chapitre 3), la probabilité $P(ds/S_d)$ pour avoir un niveau dommages structuraux défini dans le tableau 6.11 pour un déplacement S_d donné est représentée dans les courbes de vulnérabilité des figures 6.47 et 6.48. Sur la base de ces résultats, on remarque que le degré de dommage enregistré pour une structure contreventée est plus important que celui d'une structure amortie. Ainsi pour des déplacements obtenus sous le signal de Keddara (Boumerdes 2003), la probabilité d'avoir un dommage de niveau 0, 1, 2, 3 et 4 sont respectivement 95%, 5%, et 0% pour le reste. Cependant, pour la structure amortie par FVD c'est 10% pour le niveau 1 et 0% pour le reste. Par contre pour le séisme de Northridge, c'est 87% ruine pour la structure contreventée contre 100% aucun dommage avec 0% pour le reste pour la structure avec FVD.

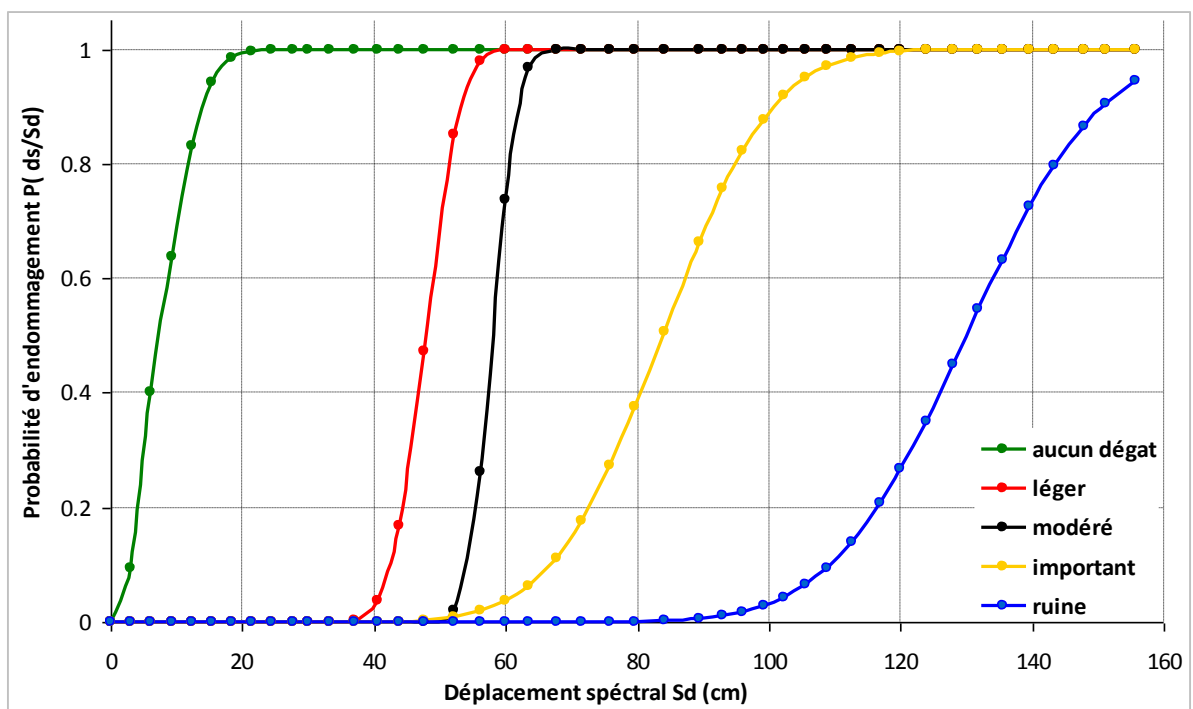


Figure 6.47 : Courbes de fragilité de la structure avec FVD

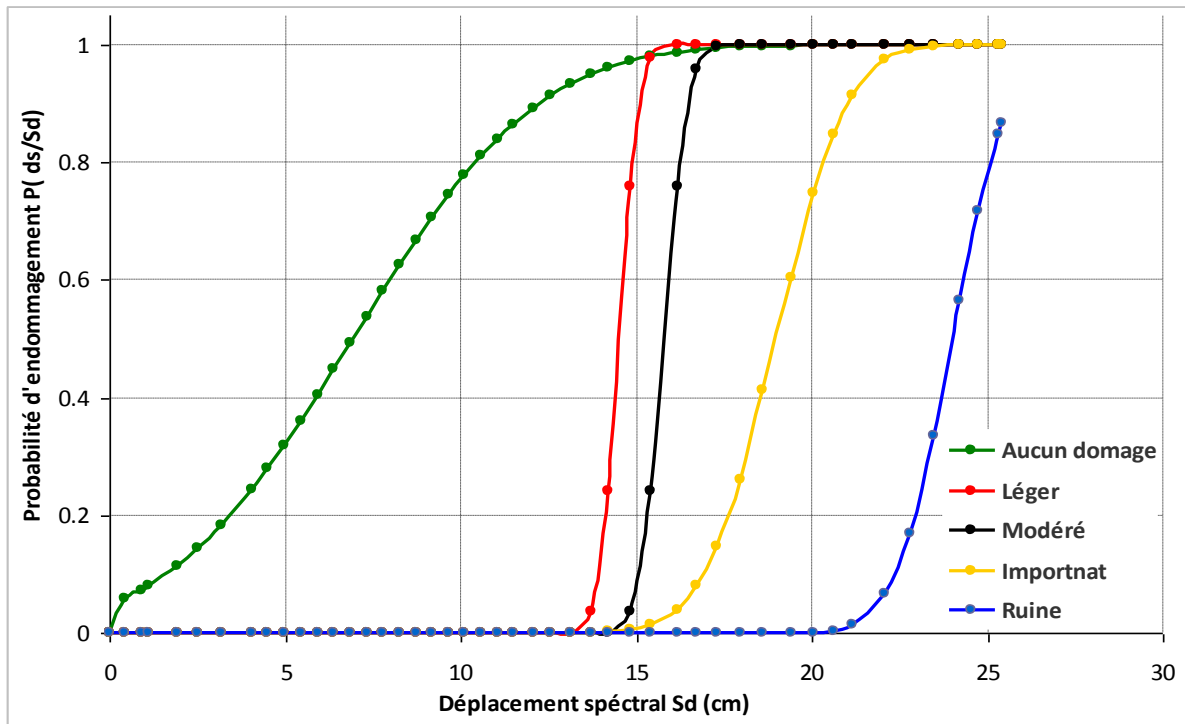


Figure 6.48 : Courbes de fragilité de la structure avec contreventement

Les analyses par la méthode du spectre de capacité réalisées par le biais d'un calcul par poussée progressive Pushover et l'établissement des courbes de fragilité de la structure en portique en acier étudiée a permis de mettre en évidence le comportement de cette dernière dans le domaine post-élastique, et dévaluer l'impact des dispositifs de dissipation supplémentaire par amortisseurs à fluide visqueux sur le comportement global d'un bâtiment en acier.

Sur la base des résultats obtenus on peut tirer les conclusions suivantes :

Le renforcement de la structure par les amortisseurs FVD a permis globalement de limiter la demande en ductilité ce qui fourni un état de plastification moins avancée que les deux autres types de structures. Ceci a permis de limiter dommages dans les éléments structuraux.

6.6. Conclusion

A la lumière des résultats de l'investigation basée principalement sur l'étude des capacités du système de dissipation passive par amortisseurs à fluides visqueux, il s'avère que ces dispositifs offrent des propriétés très performantes qui peuvent satisfaire les diverses exigences des bâtiments métalliques.

Les analyses réalisées sur la structure métallique en portique composée d'un réz de chaussé et 12 étages renforcée par des amortisseurs de type FVD à comportement visqueux pur et avec rigidité qui sont caractérisés par une relation force vitesse, linéaire et non-linéaire ont permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

- Pour les FVD à amortissement pur, la période fondamentale de calcul qui caractérise la structure amortie reste inchangée par rapport à celle enregistrée par la structure auto-stable, ce qui implique que la structure n'affiche aucune augmentation dans sa rigidité.
- Pour ce type de dispositif, les réponses en déplacements et sollicitations présentent une diminution substantielle autour de 50% affichant même une réduction des accélérations.
- Les propriétés hystérétiques, force-déformation, des éléments de la structure affichent après addition de ces amortisseurs un comportement viscoélastique parfait.
- En plus d'une décroissance du déplacement, de l'accélération et de l'effort tranchant par étage, la dérive inter-étage enregistrée pour la structure amortie reste pratiquement constante sur toute la hauteur de la structure.
- Comparé aux autres systèmes de dissipation passive (LRB, FPS, ADAS et TMD), ce dispositif a affiché une capacité de réduction optimale de tous les éléments de la réponse. Cependant, les autres dispositifs étudiés affichent une diminution dans les sollicitations contre une augmentation dans la période et les déplacements. Ajouté à cela, certains de ces dispositifs demandent un entretien périodique.
- Contrairement à ce qui a été rapporté par certaines études dans la littérature, l'introduction des FVD dans l'infrastructure n'a pas été en mesure de réduire substantiellement la réponse dynamique du bâtiment étudié.
- L'examen de l'effet de la semi-rigidité des assemblages poteaux - poutre sur le comportement de la structure en présence des amortisseurs à fluide visqueux, n'a pas révélé de différences importantes entre les différents types d'assemblages analysés.

Les mêmes conclusions peuvent être affiliées pour le cas de l'amortisseur à rigidité de stockage à l'exception des points suivants :

- Une diminution de la période fondamentale de vibration pour devenir voisine de celle obtenue par le système contreventé traduisant une croissance de la rigidité globale du bâtiment.
- Absence du mode rotationnel dans les deux premiers modes de déformation.

- Les sollicitations en efforts normaux sont restées inchangées par rapport à la structure auto-stable mais elles ont enregistré une décroissance par rapport à celle contreventée.
- Une légère augmentation des efforts tranchants à la base en comparaison à celles du système auto-stable mais ils restent largement en dessous de ceux obtenus par le système contreventé.
- L'amortisseur FVD présente un comportement viscoélastique alimenté par la présence simultanée de l'amortissement et de la rigidité de stockage.
- L'affaiblissement du taux d'amortissement confère à l'amortisseur un comportement presque équivalent à une diagonale de contreventement.
- La répartition de l'effort de tranchant par étage révèle une très légère diminution en comparaison au cas auto-stable mais reste toujours loin en dessous du cas contreventé.
- La comparaison du potentiel de dissipation de ce dispositif (35% de sa capacité maximale) par rapport à d'autres systèmes (capacité de dissipation maximale) a montré une diminution moyenne de la réponse de 50% contre aucune augmentation. À l'inverse, les dispositifs LRB, FPS et ADAS qui ont eux aussi présenté de très bonnes dispositions de dissipation mais ont affiché une moindre capacité à réduire les déplacements pour les deux premiers et une très forte augmentation de l'effort tranchant à la base pour le troisième.
- L'association du dispositif FVD avec le système TMD a permis d'améliorer le potentiel dissipatif de ce dernier.
- L'analyse de l'impact de la non-linéarité sur la variation de la capacité dissipative du dispositif FVD a montré que des valeurs décroissantes de l'exposant de non-linéarité jusqu'à $\alpha = 0.2$, ont une incidence positive sur le potentiel de ce système. Du fait qu'elles permettent de réduire le coefficient d'amortissement C_d nécessaire pour atteindre un pic de dissipation et permettent aussi une résistance efficace aussi bien aux faibles et moyennes intensités sismiques qu'aux plus fortes. Toutefois, en dessous de $\alpha = 0.2$, l'amortisseur ne sera plus en mesure de donner une performance optimale.
- Les amortisseurs caractérisés par un exposant $\alpha > 1$ présentent de très faibles performances par conséquent ces dispositifs ne remplissent pas les conditions d'exploitation en pratique.
- L'investigation faite sur la distribution des amortisseurs visqueux le long de la hauteur du bâtiment étudié a montré que les FVD linéaires requièrent une réduction du coefficient d'amortissement C_d dans les étages supérieurs pour leur permettre de fournir un rendement optimal. Par contre, ce dernier est obtenu par les FVD non-

linéaires pour des coefficients identiques au niveau de tous les étages ne demandant pas de techniques d'optimisation avancées pour améliorer leur exploitation. Cela remet en cause l'utilité de certaines méthodes d'optimisation qui ont été proposées dans ce sens.

- L'examen de la variation du déplacement et de la dérive inter-étages le long du bâtiment a montré un meilleur potentiel des FVD non-linéaires à les réduire que ceux linéaires.

L'analyse non-linéaire de la structure effectuées pour les trois configurations étudiées (auto-stable, contreventée et amortie par FVD) a révélé :

- Dans le cas de la structure étudiée, le 1^{er} mode s'est révélé toujours le plus prépondérant en engendrant le mode le plus critique.
- Le renforcement du bâtiment par les amortisseurs FVD a produit un accroissement de la capacité de dissipation puisqu'au point de performance le taux de dissipation a atteint 40% contre 16% pour le portique auto-stable et 12.5% pour la structure contreventée par palés en X.
- L'étude des structures amorties par FVD par la méthode Pushover permet globalement de bien analyser ces dernières dans le domaine non-linéaire. Cependant, elle reste difficilement applicable dans le cas si ces dernières sont équipées d'amortisseurs à rigidité stockage. Du fait que les modèles existants affectent une rigidité linéaire à ces amortisseurs même lors du passage du comportement de la structure dans le domaine non-linéaire.

À l'issue de cette étude paramétrique très exhaustive, on peut dire que les dissipateurs à fluides visqueux peuvent représenter une solution de choix afin de substituer les méthodes de renforcement conventionnelles qui privilégient une rigidification de la structure engendrant un accroissement des sollicitations internes. Toutefois, il a été remarqué que les FVD non-linéaires sont plus recommandés aux fortes actions sismiques grâce au supplément de capacité dissipative qu'ils ont montré par rapport à leurs homologues linéaires. Par ailleurs, le comportement complexe de tels dispositifs nécessite lors de son étude un choix judicieux aussi bien de leurs caractéristiques que des moyens analytiques utilisés pour une représentation réaliste et une exploitation optimale.

Conclusion générale.

L'un des principaux défis actuels de l'ingénierie structurelle concerne le développement des concepts innovants pour mieux protéger les structures et leurs occupants contre les effets néfastes des forces destructrices dues aux tremblements de terre. Parmi les actions à mener les plus conventionnelles, il est fondamental de renforcer et de rigidifier la structure afin d'affronter les charges sismiques. Cette approche n'est pas toujours efficace surtout que ça peut être coûteux. Dans d'autres méthodes, les éléments des structures sont poussés à travailler au-delà de leur domaine linéaire (création de rotule plastique) favorisant ainsi l'absorption de l'énergie sismique par déformation irréversibles en exploitant ainsi les propriétés ductile de certains matériaux comme l'acier. Cette approche présente l'inconvénient d'engendrer des dommages conduisant à entraver le bon fonctionnement d'une structure particulièrement à grande utilité publique. Le mieux donc est de s'y opposer de manière contrôlée en produisant des forces de réaction adaptées lorsque les actions sismique se déclarent. Pour atteindre cet objectif plusieurs systèmes de contrôle passif innovants ont été ou sont en cours de développement afin d'améliorer la réponse dynamique des structures face un événement sismique. Les amortisseurs à fluide visqueux font parti de ces systèmes et présentent certains des avantages qui pourraient les rendre une bonne alternative aux systèmes de contreventement conventionnels qui commencent à montrer leurs limites face aux développements rapides de la conception en charpente métallique.

La recherche entamée dans le cadre de cette thèse a concerné l'investigation des performances et des caractéristiques d'un tel dispositif dans l'optique qu'il devienne une solution supplémentaire au système de contreventement conventionnelle en Algérie.

Après avoir présenté l'ensemble des notions ainsi que la théorie relevant au concept de la dissipation par amortissement ainsi que les différents types d'amortissements au chapitre 2,

une définition de la vulnérabilité ainsi qu'un rappel des différentes méthodes permettant son évaluation ont été effectuées en chapitre 3. Ensuite en chapitre 4, un état de l'art concernant l'utilisation des systèmes de dissipation passive dans les bâtiments en acier a été passé en revue. Quatre types de dispositifs ont été présentés, il s'agit des dispositifs d'isolation à la base, des amortisseurs hystérétiques, viscoélastiques et visqueux ainsi que les amortisseurs inertiels couplés.

Le chapitre 5 a été entièrement consacré à l'amortisseur à fluide visqueux, où un aperçu historique ainsi qu'un état de l'art sur l'utilisation de ce dispositif ont été passés en revue. Ce travail a abouti à dénombrer un nombre important de méthodes et de modèles proposés pour la prise en compte de ce dispositif. Ce qui traduit une difficulté de trouver une démarche unifiée pour son analyse.

Par ailleurs, l'étude des propriétés mécaniques des amortisseurs FVD a montré que ce dissipateur peut fonctionner selon deux dispositions : avec et sans rigidité de stockage. Il peut aussi avoir deux types de comportements : linéaire et non-linéaire, dépendant de l'exposant de la vitesse qui peut prendre des valeurs de 0.1 à 2. Cette étude bibliographique a permis de conclure que ce dissipateur présente un comportement complexe qui est influencé par un nombre important de paramètres dont un nombre d'entre eux qui méritent encore d'être mieux compris ; surtout que ce dispositif commence à être utilisé dans certaines structures en Algérie.

Dans le chapitre 6, des analyses ont été effectuées sur une ossature métallique composée d'un réz de chaussée et 12 étages équipée par des amortisseurs de type FVD. Ces derniers sont caractérisés par un comportement visqueux pur et avec rigidité de stockage. Ils présentent une relation force vitesse linéaire et non-linéaire. Les résultats des simulations numériques et calculs paramétriques ont permis d'arriver aux conclusions suivantes :

- Les amortisseurs à fluide visqueux peuvent bien être utilisés avec un amortissement pur qu'avec une rigidité de stockage. Cette dernière solution peut être envisagée que pour des séismes présentant des fréquences élevées. Toutefois, elle produit un taux de dissipation inférieur à celui obtenue par un amortissement visqueux pur, mais elle élimine l'apparition de la torsion dans les modes de déformation inférieurs.
- Le modèle de maxwell avec à une analyse temporelle non-linéaire est le mieux adapté pour représenter le comportement d'un tel amortisseur. Néanmoins, le modèle de Kelvin-Voigt avec une analyse temporelle linéaire représente mieux le dispositif avec rigidité.
- Les sollicitations en efforts normaux et efforts tranchants à la base de la structure amortie sont restées relativement voisines de celles obtenues dans la structure auto-

stable mais elles ont enregistré une forte décroissance par rapport à celles de la structure contreventée.

- En plus d'une décroissance du déplacement, de l'accélération et de l'effort tranchant par étage, la dérive inter-étage enregistrée pour la structure amortie reste pratiquement constante sur toute la hauteur de la structure.
- La courbe de dissipation est caractérisée par une décroissance importante de l'énergie de déformation influencée par l'augmentation du pouvoir dissipatif de la structure amortie.
- L'effet des conditions d'assemblage poteau-poutre n'a pas influé sur le rendement des amortisseurs à fluide visqueux.
- L'analyse comparative menée sur la structure équipée respectivement par des FVD et d'autres systèmes dissipatifs passifs (LRB, FPS, ADAS et TMD) a montré un potentiel du dispositif visqueux à réduire tous les éléments de la réponse. Par contre les autres dispositifs affichent une réduction dans les sollicitations et une augmentation dans la période et les déplacements.
- L'incorporation des FVD à la base de la structure n'a pas révélé un réel potentiel à réduire la réponse dynamique de celle-ci. Par contre l'association de ce dispositif avec le système TMD a permis d'améliorer la capacité dissipative de ce dernier.
- Les modèles existants ne peuvent analyser un dispositif FVD non-linéaire que pour un amortissement visqueux pur.
- Les FVD non-linéaires ont montré une meilleure capacité dissipative en déplacements et en sollicitations que celle obtenue par un dispositif linéaire.
- Les faibles valeurs de l'exposant de non-linéarité ont une incidence positive sur le potentiel dissipatif du dispositif FVD. Toutefois, en dessous de $\alpha = 0.2$, ce dernier ne fournira plus une performance optimale. Par ailleurs les amortisseurs caractérisés par un exposant $\alpha > 1$ présentent de très faibles performances, les rendant inexploitable en pratique.
- L'hystérésis force-déformation de l'amortisseur FVD non-linéaire montre une allure viscoélastique traduisant la présence d'une petite force de rebond qui pourtant n'apparaît pas dans le modèle analytique.
- L'analyse de la distribution des amortisseurs visqueux le long de la hauteur du bâtiment étudié a montré que contrairement aux FVD linéaires, les FVD non-linéaires ne requièrent pas une réduction du coefficient d'amortissement C_d dans les étages supérieurs pour leur permettre de fournir un rendement optimal.

Le renforcement de la structure par les amortisseurs FVD permet globalement de :

- Garder un comportement souple évitant un supplément de rigidité qui pourrait être coûteux en matériau acier.
- De limiter la demande en ductilité ce qui fournit un état de plastification moins avancé que les deux autres types de structures
- Les degrés de pertes obtenus sont presque inexistants démontrant d'un faible enfoncement dans le domaine non-linéaire et conservant le comportement viscoélastique.

Les résultats de ces analyses peuvent être vus comme un nouvel effort fourni pour l'incorporation possible des amortisseurs dans les codes de la conception parasismique des bâtiments en général et ceux métalliques en particulier. Et Ceci pour enrichir la base des données courante sur le comportement des structures équipées de systèmes de dissipation passive par amortisseurs à fluide visqueux.

Dans l'optique de poursuivre cette recherche, nous préconisons quelques axes à développer dans les futurs travaux :

- Nous avons remarqué que le modèle de Maxwell ne satisfait pas très bien l'analyse de la structure munie de FVD avec rigidité dans le domaine non-linéaire. Par conséquent, nous suggérons dans les études à venir d'utiliser dans ce cas le modèle de Maxwell généralisé GMM qui prend en compte la non-linéarité aussi bien dans l'élément de viscosité que dans la rigidité de stockage.
- Pour le cas du présent travail, l'exposant de la vitesse incluant la meilleure performance a été obtenu pour $\alpha = 0.2$. Il est recommandé d'étudier l'impact de la variation des paramètres géométriques et mécaniques de la structure sur les valeurs optimales de ce facteur.
- La limitation de la période de calcul par rapport à celles obtenues par les valeurs empiriques imposées par le RPA99/2003 représente un facteur essentiellement dérivant vers une rigidification de la structure. Ce critère est en inadéquation avec les principes de la dissipation passive par FVD qui privilégie la souplesse. Par conséquent, les prochains travaux pourraient s'intéresser à étudier de nouvelles formulations qui seraient plus adaptées à ce genre de conception.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Abbasnia, R., Davoudi, A., T., & Maddah, M., M. An Improved displacement-based adaptive pushover procedure for the analysis of frame buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 18, pp. 987-1008, (2014).
- [2] Abbasnia, R., Davoudi, A., T., & Maddah, M., M. An Improved displacement-based adaptive pushover procedure for the analysis of frame buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 18, pp. 987-1008, (2014).
- [3] Abd Hacheem, Z., & AL-Shimmari, I., K. Finite element analysis of a friction pendulum bearing base isolation system for earthquake loads. *Journal of Engineering*, V. 16, N°3, pp. 5315-5336, (2010).
- [4] Adachi, F., Yoshitomi, S., Tsuji, M., & Takewaki, I. Nonlinear optimal oil damper design in seismically controlled multi-story building frame. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 44, pp. 1-13, (2013).
- [5] Alemdar, Z., F. Plastic hinging behaviour of Reinforced Concrete Bridge. Thèse de doctorat en philosophie, Université de Kansas, USA (2010).
- [6] Aiken, I. Energy dissipation devices. 100th anniversary earthquake conference commemorating 1906 San Francisco earthquake, April 18-22, USA, (2006).
- [7] AISC 2005, Steel construction manual, Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of steel construction Inc, Chicago, USA, (2005).
- [8] Altamira, P., L., E. Seismic interstory drift demands in steel friction damped braced buildings. Thèse de master en science, Université de A & M, Texas, USA (2009).
- [9] Annan, C., D., Youssef, M., A., & El Naggar, M., H. Seismic overstrength in braced frames of modular steel buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 13, pp. 1-21, (2009).
- [10] ANSYS Inc., ANSYS Structural, Swanson Analysis System, Inc. 275 Technology Drive Canonsburg, PA, (2007).
- [11] Applied Technology Council, ATC40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Volume 1-2, Redwood City, California (1996).
- [12] Arzoumanidis, A., G., & Liechti, K., M. Linear Viscoelastic Property Measurement and Its Significance for Some Nonlinear Viscoelasticity Models. *Mechanics of Time-Dependent Materials*, 07, pp. 209-250, (2003).
- [13] Ashok, S., P., Metha, N., Rahulwagh, Padhiyar, M., Ankesh S., & Patil, Y. Response spectrum analysis of multi storeyed base-isolated building. *International Journal of Civil, Structural, Environmental and Infrastructure Engineering Research and Development*, V.2, N° 3, pp. 66-75, (2012).
- [14] Aydin, E. Optimal damper placement based on base moment in steel building frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 79, pp. 216-225, (2012).
- [15] Bagheri, S., Hadidi, A., & Alilou, A. Height wise distribution of stiffness Ratio for Optimum seismic design of steel frames with metallic-yielding dampers. *Procedia Engineering*, 14, pp. 2891-2898, (2014).

- [16] Becker, T., C. Advanced modeling of the performance of structures supported on triple friction pendulum bearings. Thèse de doctorat en philosophie, University of Berkeley, California, USA (2011).
- [17] Belkhair, M., A. Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments. Mémoire de Magister en génie civil, Université de Tizi-Ouzou (2012).
- [18] Belloeil, V. Développement et optimisation d'un revêtement alvéolaire pour le contrôle passif de vibration. Thèse de doctorat en génie mécanique, Ecole nationale supérieure de l'aéronautique et de l'espace (2006).
- [19] Belmouden, Y., Lestuzzi, P. Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en Suisse. Rapport de recherche, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse (2006).
- [20] Benmekki, O. Amortissement semi-actif des structures flexibles. Thèse de doctorat en mécanique et ingénierie, Ecole national des ponts et chaussées (2006).
- [21] Bhatt, C., & Bento, R. A comparison between American and European codes on nonlinear static analysis of RC buildings. 15th World Conference on Earthquake Engineering WCEE, September 24-28, Lisbonne, Portugal (2012).
- [22] Black, C., & Markis, N. Viscous heating of fluid dampers under wind and seismic loading experimental studies, mathematical modeling and design formulae. Tech Rep. EERC-2006-01, Earthquake Engineering Research Centre, University of Berkeley, California, USA, (2006).
- [23] Blok, C. Dry energy dissipation. Thèse de master, Université de Technologie de Eindhoven (2007).
- [24] Borges, F., C., L., Castello, D., A., Magluta, C., Rochinha, F., A., & Roitman, N. An experimental assessment of internal variables constitutive models for viscoelastic materials. Mechanical Systems and Signal Processing, 50-51, pp. 27-40, (2015).
- [25] Boulaouad, A. Dynamique non linéaire des systèmes à plusieurs degrés de liberté. Thèse de doctorat en génie civil, Université de Batna (2012).
- [26] Boussâ, L. Effet de confortement des structures en béton armé. Mémoire de Magister en génie civil, Université de Boumerdes (2012).
- [27] Cardone, D., Gesualdi, G., & Brancato, P. Restoring capability of friction pendulum seismic isolation systems. Bulletin of Earthquake Engineering, V. 13, N° 8, pp. 2719-2744, (2015).
- [28] Castaldo, P. Integrated seismic design of structure and control systems. Springer Tracts in Mechanical Engineering, Suisse, (2014).
- [29] Causevic, M., & Mitrovic, S., Comparison between non-linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions. Bull earthquake Engineering, V. 9, N°2, pp. 106-115, (2010).
- [30] Chen, C., S., Tian, X., K., Yan, W., M., & Kang-Suk, K. Modeling and analysis of laminated rubber bearings under axial tensile loading. Materials and Structures, 47, pp. 987-997, (2014).
- [31] Chertout, A. Evaluation du rapport des moments aboutissant aux nœuds poteaux-poutres des portiques autostables en béton armé. Mémoire de Magister en génie civil, Université de Constantine (2010).

- [32] Chindam, C., Venkata, K., C., Balasubramaniam, K., & Prakash, R., V. Thermomechanical response of metals: Maxwell vs. Kelvin–Voigt models. *Materials Science & Engineering*, 560, pp. 54-61, (2013).
- [33] Chiou, J., S., Yang, H., H & Chen, C., H. Plastic hinge setting for nonlinear pushover analysis of pile foundation. 14th Word Conference World Conference on Earthquake Engineering, WCEE, October 12-18, Pékin, Chine (2008).
- [34] Constatinou, M., C., & Syman, M., D. Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous dampers. Tech Rep. NCEER-92-0032, National Centre for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, N. Y. USA, (1992).
- [35] Constantinou, M.C., Soong, T., T., & Dargush, G., F. Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit. Multidisciplinary Centre for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, N.Y, USA (1998).
- [36] Chowdhury, S., H. Damping characteristics of reinforced and partially prestressed concrete beams. Thèse de doctorat en philosophie, Université de Griffith (1999).
- [37] Coste, P., A. Mesure par méthode calorimétrique du frottement interne. Thèse de doctorat en sciences technique, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne (1982).
- [38] Darabi, B. Dissipation of vibration energy using viscoelastic granular materials. Thèse de doctorat en philosophie, Université de Sheffield (2013).
- [39] Dareini, H., S., & Hashemi, B., H. Use of dual systems in Tadas dampers to improve seismic behavior of buildings in different levels. *Procedia Engineering*, 14, pp. 2788-2795, (2011).
- [40] Dazio, A. Fundamentals of structural dynamic. Cours, An-Najah National University, Naplouse, Palestine, (2013).
- [41] De Cazenove, J., Rade, D., A., & De Lima, A., M., G. Numerical analysis of self-heating effects in viscoelastic dampers. 20th International Congress of Mechanical Engineering November 15-20, 2009, Gramado, RS, Brazil (2009).
- [42] De Cazenove, J., Rade, D., A., & De Lima, A., M., G., Pagnacco, E. A study of self-heating effects in viscoelastic damping devices. 11th Pan-American Congress of Applied Mechanics - PACAM XI January 04-08, Foz do Iguaçu, PR, Brazil (2010).
- [43] De Cazenove, J., & Rade, D., A., De Lima, A., M., G., & Araujo, C., A. Computational modelling and experimental validation of self-heating effects in viscoelastic materials. VI National congress of mechanical engineering- August 18 – 21, Campina Grande Paraíba, Brazi, (2010).
- [44] De Cazenove, J., Rade, D., A., De Lima, A., M., G., & Araujo, C., A numerical and experimental investigation on self-heating effects in viscoelastic dampers. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 27, pp. 433-445, (2012).
- [45] De Fenza, E. Experimental and numerical estimation of damping in composite pates with embedded viscoelastic treatments. Thèse de doctorat en science Aérospatiale, Université Naples (2011).
- [46] Del Pedro, & M., Pahud, P. *Mécanique vibratoire*. Presses polytechniques et universitaires romandes. 3^{ème} édition (2003).
- [47] Deng, K., Pan, P., Li, W., & Xue, Y. Development of a buckling restrained shear panel damper. *Journal of Constructional Steel Research*, 106, pp. 311-321, (2015).

- [48] Denöel, V. Analyse dynamique des structures du génie civil. Cours, (2010).
- [49] Desilva, C., W. Vibration: Fundamentals and practice. Editions Taylor & Francis, 2^{ème} édition (2000).
- [50] Dion, C. Etude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques. Thèse de doctorat en génie civil, Ecole polytechnique de Montréal (2010).
- [51] Dion, J., L., Chevallier, G., & Peyret, N. Improvement of measurement techniques for damping induced by micro-sliding. Mechanical Systems and Signal Processing, 34, pp. 106-115, (2013).
- [52] Diotallevi, P., P., Landi, L., & Dellavalle, A. A Methodology for the direct assessment of the damping ratio of structures equipped with nonlinear viscous dampers. Journal of Earthquake Engineering, 16, pp. 350-373, (2012).
- [53] Djellouli L., Modélisation de système d'isolation parasismique pour le contrôle de la réponse dynamique des structures. Mémoire de Magister en génie civil, Université de Biskra (2012).
- [54] Dovstam, K., oransson, P., G., & Gartmeier, O. On linear modeling of interface damping in vibrating structures. Journal of Sound and Vibration, 331, pp. 4299-4212, (2012).
- [55] Dudchenko, S., V. Damping of seismically isolated building by dry friction wedge blocks. Journal of Mathematical Sciences, 103(02), pp. 699-841, (2001).
- [56] Duflot P. Considerations in the design of viscous dampers used to suppress wind-induced vibration in high-rise buildings. 8th International Conference on Structural Dynamics, EUROODYN2011, 4-6 July, Leuven, Belgique, (2011).
- [57] Dunand, F. Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique des structures en génie civil. Thèse de doctorat en science de la terre et l'univers, Université de Grenoble I (2005).
- [58] Dupuy, J., S. Identification des propriétés mécaniques de matériaux composites par analyse vibratoire. Thèse de doctorat en mécanique et génie civil, Université de Montpellier (2008).
- [59] EC8, ENV 1-3, Eurocode 8, Design provisions for earthquake resistance of structure, part 1-3, General rules- specific rules for various materials and elements, CEN, (1998).
- [60] Fajfar, P., & Eeri, M. A nonlinear analysis method for performance based seismic design. Earthquake Spectra, V. 16, N° 3, pp. 573-592, (2000).
- [61] Fallah, N., & Honarparast, S. NSGA-II based multi-objective optimization in design of Pall friction dampers. Journal of Constructional Steel Research, 89, pp. 75-85, (2013).
- [62] Fan, F., G., & Ahmadi, G. Multi-story base-isolated buildings under a harmonic ground motion - Part I: A comparison of performances of various systems. Nuclear Engineering and Design, 123, pp. 1-16, (1990).
- [63] Fan, F., Kong, D., Sun, M., & Zhi, X. Anti-seismic effect of lattice grid structure with Friction Pendulum bearings under the earthquake impact of various dimensions. International Journal of Steel Structures, V.14, N° 4, pp. 777-784, (2014).
- [64] Faria, A. Modélisation par éléments finis de plaques composites : contribution à l'étude de l'amortissement, endommagement et prise en compte d'incertitudes. Thèse de doctorat en science mécanique, Université fédérale d'Uberlândia (Portugal) (2010).

- [65] Fay, T., H. Coulomb damping. *International Journal of Mathematical Education in Science and Technology*, 43(07), pp. 923-982, (2012).
- [66] FEMA, NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program), NEHRP Handbook for the seismic evaluation of existing buildings, Report N° 178, Building Seismic Safety Council, Washington, D. C, (1992).
- [67] FEMA, NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program), Guidelines & Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings, Reports N° 273, October, Washington DC (1997).
- [68] FEMA, NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program), NEHRP, Prestandard & commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Report N° 356, Building Seismic Safety Council, Washington, D. C, (2000).
- [69] Flitti, A. Les vibrations. Collection manuelle de l'étudiant, 2^e édition pages bleus (2010).
- [70] Frings, C., & De LA Liera, J., C. Multiphysics modeling and experimental behavior of viscous damper. 8th International Conference on Structural Dynamics, EUROODYN2011, 4-6 July Leuven, Belgique, (2011).
- [71] Frings, C. Multiphysics modeling and experimental behavior of viscous damper. Thèse de master en sciences de l'ingénieur, Université de Santiago, Chili, (2011).
- [72] Garevski, M. Development, production and implementation of low cost rubber bearings. *Earthquake engineering in Europe, handbook. Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering V. 17*, pp. 411-437, Springer Environmental Science and Engineering, Germany (2010).
- [73] Gerasimidis, S. Analytical assessment of steel frames progressive collapse vulnerability to corner column loss. *Journal of Construction of Steel Research*, 95, pp. 1-9, (2014).
- [74] Gjorgjiev, I & Garevski, M. Monitoring of rubber bearing behavior during shaking table tests. *Earthquakes and health monitoring of civil structures, handbook*. pp. 287-307, Springer Environmental Science and Engineering, Germany (2013).
- [75] Gjorgjiev, I., & Garevski, M. A polynomial analytical model of rubber bearings based on series of tests. *Engineering Structures*, 56, pp. 600-609 (2013).
- [76] Gong, Y., Xue, Y., & Xu, L. Optimal capacity design of eccentrically braced steel frameworks using nonlinear response history analysis. *Engineering Structures*, 48, pp. 28-36, (2013).
- [77] Greco, R., Avakian, J. & Marano, G., C. A comparative study on parameter identification of fluid viscous dampers with different models. *Archive of Applied Mechanics Journal*, 84, pp. 1117-1134 (2014).
- [78] Güneyisi, E., M., & Muhyaddin, G., F. Comparative response assessment of different frames with diagonal bracings under lateral loading. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 39, pp. 3545-3558, (2014).
- [79] Guo, P., F., Lang, Z., Q., & Peng, Z., K. Analysis and design of the force and displacement transmissibility of nonlinear viscous damper based vibration isolation systems, *Nonlinear Dynamics*, V. 67, N°4, pp. 2671-2687, (2012).
- [80] Haario, H., Von Hertzen, R., Karttunen, A., T., & Jorkama, M. Identification of the viscoelastic parameters of a polymer model by the aid of a MCMC method. *Mechanics Research Communications*, 61, pp. 1-6, (2014).

- [81] Hakimi, B., E., D., Rahnavard, A., & Honarbakhsh, T. Seismic design of structures using friction damper bracings. 13th World Conference on Earthquake Engineering, August 1-6, Vancouver, Canada, (2004).
- [82] Halfaya, F., Z., Davenne, L., & Bensaïbi, M., G. Evaluation des courbes de vulnérabilité sismique d'un réseau d'alimentation en eau potable. Congrès français de mécanique, 24-28 Août, Marseille, France (2009).
- [83] Hatzigeorgiou, G., D., & Pneumatikos, N., G. Maximum damping forces for structures with viscous dampers under near-source earthquakes. *Engineering Structures*, 68, pp. 1-13, (2014).
- [84] Hederson, J., P. Lewis, M., T., Anatrol, R., & Mangra, D. Effect of radiation and creep on viscoelastic damping materials. North American Conference on smart structure and materials, January 26 february-03 march, San Diego, California USA (1995).
- [85] Hemsas, M. Modélisation par macro-éléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique. Thèse de doctorat en mécanique et ingénierie, Université de Bordeaux (2010).
- [86] Hemsas, M., Lachachi, S., M., & Breyss, D. Evaluation of the seismic vulnerability of quasi symmetrical reinforced concrete structures with shear walls. *European Journal of Environmental and civil Engineering*, V. 14, N° 5, pp. 617-636, (2011).
- [87] Hewett, D., R. A fast nonlinear, finite element solver for earthquake response of buildings. Mémoire de Master en génie mécanique, University of Canterbury (2009).
- [88] Huang, M., Wang, Y., Lin, T., & Chen, T. Development of physical-parameter identification procedure for in-situ buildings with sliding-type isolation system. *Journal of Sound and Vibration*, 332, pp. 3315-3328, (2013).
- [89] Hyejin Y., Im Jong, K., & Young J., K. A Study on the ultimate performances of elastomeric bearings in Korea. *KSCE Journal of Civil Engineering*, V. 17, N°2, pp. 438-449, (2013).
- [90] Integrated Analysis Design and Drafting of Building systems, ETABS User Manual, Computer and Structure, Inc, CA, USA, (2010).
- [91] Islam, A., B., M., S., Hussain, R., R., Jumaat, Z., & Rahman, H., A. Nonlinear dynamically automated excursions for rubber-steel bearing isolation in multi-storey construction, *Automation in Construction*, 30, pp. 265-275 (2013).
- [92] Izadinia, M., Rahgozar, M., A., & Mohammadrezaei, O. Response modification factor for steel moment-resisting frames by different pushover analysis methods. *Journal of Construction of Steel Research*, 79, pp. 83-90, (2012).
- [93] Jakkermann, J., & Hewener, A., Seismische Isolierung des gebetssaals der großen moschee von algerien. FACHTHEMA, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co, 110, pp. 155-161, (2015).
- [94] Jameel, M., Islam, M., B., S., Hussain, R., R., Hasan S., D., & Khaleel, M. Non-linear FEM Analysis of seismic induced pounding between neighbouring Multi-storey Structures. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 10, pp. 921-939, (2013).
- [95] Jana, P., & Chatterjee, A. An internal damping formula derived from dispersed elastoplastic flaws with Weibull-distributed strengths. *International Journal of Mechanical Sciences*, 42, pp. 137-149, (2014).
- [96] Jehel, P. Modélisation numérique des phénomènes d'amortissement par dissipation d'énergie matérielle dans les structures de type portique en béton armé sous séisme.

Thèse de doctorat en génie mécanique et civil, Ecole normale supérieure de Cachan (2009).

- [97] Jie, Z., Aiqun, L. & Tong, G. Analytical and experimental study on mild steel dampers with non-uniform vertical slits. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, V. 14, N°1, pp. 111-123 (2015).
- [98] Julius, M. Influence of damping systems on building structures subject to seismic effects. Thèse de doctorat (PHD), Université de Technologie de Queensland, Australie (2006).
- [99] Jung, S., S., Kim, Y., T., & Lee, Y., B., Measurement of the Resonance Frequency, the Loss Factor, and the Dynamic Young's Modulus in Structural Steel and Polycarbonate by Using an Acoustic Velocity Sensor. *Journal of the Korean Physical Society*, 49 (05), pp. 1961-1965, (2006).
- [100] Kang, J., D., & Tagawa, H. Seismic performance of steel structures with seesaw energy dissipation system using fluid viscous dampers. *Engineering Structures*, 56, pp. 431-442, (2013).
- [101] Karavasilis, T., L., Kerawala, S., & Hale, E. Hysteretic model for steel energy dissipation devices and evaluation of a minimal-damage seismic design approach for steel buildings. *Journal of Constructional Steel Research*, 70, pp. 358-367, (2012).
- [102] Kelly, J., M., & Hodder, B., S. Experimental study of lead and elastomeric dampers for base isolation systems in laminated neoprene bearings. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, V. 15, N° 2, pp. 53-67 (1982).
- [103] Kelly, J., M. Aseismic base isolation: review and bibliogra. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, V. 5, N°3, pp. 202-216, (1986).
- [104] Kelly, J., M., Dimitrios, A., K. Mechanics of rubber bearings for seismic and vibration isolation. A John Wiley & Sons, Ltd., Publication, UK (2011).
- [105] Kergourlay, G. Mesure et prédiction vibro-acoustique de structure viscoélastique. Thèse de doctorat en mécanique, Ecole centrale de Paris (2004).
- [106] Kergourlay G., Balmès, E., & Legal, G. A characterization of frequency temperature prestress effects in viscoelastic films. *Journal of sound and vibration*, 297, pp. 391-407, (2006).
- [107] Khoushnoudian, F., & Kashani, M., M., B. Assessment of modified consecutive modal pushover analysis for estimating the seismic demands of tall buildings with dual system considering steel concentrically braced frames. *Journal of Construction of Steel Research*, 72, pp. 155-167, (2012).
- [108] Labise, C., Rodgers, G., W., MacRae G., A., & Chase, J., G. Viscous and hysteretic damping – impact of capacity design violating in augmented structural systems. *Journal of University of Canterbury*, V. 45, N°01, pp 23-30, New Zealand (2012).
- [109] Lafi, D. Evaluation de la capacité portante des structures par la méthode pushover. Mémoire de Magister en génie civil, Université de Batna (2012).
- [110] Lagab, D. Isolation à la base et réponses sismiques contrôlées "Méthodologie projet et cadre réglementaire, 17 Mai, Tlemcen, Algérie (2010).
- [111] Lalanne, C. Vibrations Sinusoidales. Edition Hermes. Tome 1, (1999).

- [112] Landi, L., Lucchi, L., & Diotallevi, P., P. A procedure for the direct determination of the required supplemental damping for the seismic retrofit with viscous dampers. *Engineering Structures*, 71, pp. 137-149, (2014).
- [113] Lang, Z., Q., Guo, P., F., and Takewaki, I. Output frequency response function based design of additional nonlinear viscous dampers for vibration control of multi-degree-of-freedom systems. *Journal of Sound and Vibration*, 332, pp. 4461-4481, (2013).
- [114] Law, S., S., Wu, Z., M., & Chan, S., L. Vibration control study of a suspension footbridge using hybrid slotted bolted connection elements. *Engineering Structures*, 26, pp. 107-116, (2004).
- [115] Law, S., S., Wu, Z., M., & Chan, S., L. Analytical model of a slotted bolted connection element and its behaviour under dynamic load. *Journal of Sound and Vibration*, 292, pp. 777-7876, (2006).
- [116] Lee, G., F., & Hartmann, B. Specific damping capacity for arbitrary loss angle. *Journal of Sound and Vibration*, 211 (02), pp. 265-272, (1998).
- [117] Lee, D., & Shin, S. Advanced high strength steel tube diagrid using TRIZ and nonlinear pushover analysis. *Journal of Construction of Steel Research*, 96, pp. 151-158, (2014).
- [118] Lei Y., & He M. H. Identification of the nonlinear properties of rubber-bearings in base-isolated buildings with limited seismic response data. *Science China Technological Sciences*, V. 56, N°5, pp. 1224-1231, (2013).
- [119] Liao, Y., & Wells, V. Modal parameter identification using the log decrement method and band-pass filters. *Journal of Sound and Vibration*, 330, pp. 5014-5023, (2011).
- [120] Li, G., Jiang, Y., & Yang, D. Modified modal pushover based seismic optimum design for steel structures considering life-cycle cost. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 45, pp. 861-874, (2012).
- [121] Li, Q., & Ellingwood, B., R. Damage inspection and vulnerability analysis of existing buildings with steel moment-resisting frames. *Engineering Structures*, 30, pp. 338-351, (2008).
- [122] Lim, M., K. Linear viscoelastic damping of two iron-base metallic materials. *Material Science and Engineering*, A118, L5-L7, (1989).
- [123] Lin, W., H., & Chopra, A., K. Earthquake response of elastic SDF systems with nonlinear fluid viscous dampers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 31, N° 09, pp. 1623-1642, (2002).
- [124] Lin, Y., Chang, K., Chen, C. Direct displacement-based design for seismic retrofit of existing buildings using nonlinear viscous dampers. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6, pp. 535-552, (2008).
- [125] Lin, Y., C. Behavior of a steel coupled beam moment frame based on nonlinear analyses. *Journal of Construction of Steel Research*, 99, pp. 10-17, (2014).
- [126] Lopez-Almansa, F., & Montana, M., A. Numerical seismic vulnerability analysis of mid-height steel buildings in Bogotá, Colombia. *Journal of Construction of Steel Research*, 92, pp. 1-14, (2014).
- [127] Lu, L., Y., Lin, G., L., & Ming-H., S. An experimental study on a generalized Maxwell model for nonlinear viscoelastic dampers used in seismic isolation. *Engineering Structures*, 34, pp. 111-123, (2012).

- [128] Lu, L., Y., Lin, C., Lin, G. Experimental evaluation of supplemental viscous damping for a sliding isolation system under pulse-like base excitations. *Journal of Sound and Vibration*, 332, pp. 1982-1999, (2013).
- [129] Lu, L., Lee, T., Juang, S., & Yeh, S. Polynomial friction pendulum isolators (PFPIs) for building floor isolation: An experimental and theoretical study. *Engineering Structures*, V. 56, pp. 970-982, (2013).
- [130] Maachou, O. Etablissement des courbes de fragilité des ouvrages en zones sismiques. Mémoire de Magister en génie civil, Université de Tlemcen (2004).
- [131] Mahi M., H., & Bouali A. Application d'un système (TMD) pour l'amélioration de la réponse sismique des structures bâtiments. Mémoire de Master en génie civil, Université de Tlemcen (2012).
- [132] Mahjoubi, N. Méthode générale de couplage de schéma d'intégration multi-échelles en temps en dynamique des structures. Thèse de doctorat en génies mécanique et civil, l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, INSA, (2010).
- [133] Mahmoud S., A. Buildings with base isolation techniques. Project report, Ryerson University, Toronto, Canada (2012).
- [134] Mahmoudi, M., & Abdi, M., G. Evaluating response modification factors of Tadas frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 71, pp. 162-170, (2012).
- [135] Majid, A. Dissipation de l'énergie en mécanique vibratoire. Thèse de doctorat en mécanique, INSA, Lyon (2002).
- [136] Makris, N., & Constantinou, M., C. Viscous dampers, testing, modelling and application in vibration and seismic application. Tech Rep. NCEER-90-0028, National Centre for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, N. Y. USA, (1990).
- [137] Markis, N., & Constantinou, M., C. Fractional derivative Maxwell model for viscous damper. *Journal of structural engineering*, ASCE, V. 117, N°9, pp. 2708-2724, (1991).
- [138] Markis, N., & Constantinou, M., C. Model of viscoelasticity with complex orders derivatives. *Journal of structural engineering*, ASCE, V. 119, N°7, pp. 1453-1464, (1993).
- [139] Markis, N., Roussos, Y., Whittaker, A., S., & Kelly, J., M. Viscous heating of fluid dampers. II: Large-amplitude motions. *Journal of Engineering. Mechanics*, 124, pp.1217-1223, (1998).
- [140] Marynowski, K., & Kapitaniak, T. Kelvin–Voigt versus Burgers internal damping in modeling of axially moving viscoelastic web. *International Journal of Nonlinear Mechanics*, 37, pp. 1147-1161, (2002).
- [141] Marynowski, K., & Kapitaniak, T. Zener internal damping in modeling of axially moving viscoelastic beam with time-dependent tension. *International Journal of Nonlinear Mechanics*, 42, pp. 118-131, (2006).
- [142] Mazzolani, F. Base isolation seismic retrofit of a hospital building in Italy: Performance under earthquake strong ground motions, *Proceeding of Urban Habitat Constructions Under Catastrophic Events*, September 16-18, 2010, Naples, Italie (2010).
- [143] Mikael, A. Evaluation des paramètres physiques des bâtiments : Amortissement, fréquence et modes de comportement des structures de génie civil : Approche expérimentale. Thèse de doctorat en science de la terre et l'univers, Université de Grenoble (2011).

- [144] Michel, C. Vulnérabilité Sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville Apport des techniques expérimentales in situ Application à Grenoble. Thèse de doctorat en Sciences de la Terre, de l'Univers et de l'Environnement, Université de Grenoble 1 (2007).
- [145] Minasidis, G., Hatzigeorgiou, G., D., & Beskos, D., E. SSI in steel frames subjected to near-fault earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 66, pp. 56-58, (2014).
- [146] Mishra, H., K., · Igarashi, A., & Matsushima, H. Finite element analysis and experimental verification of the scrap tire rubber pad isolator. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11, pp. 687-707, (2013).
- [147] Miyamoto, H., K., Gilani, A., S., & Wada, A. State of art design of steel moment frame building with dampers. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 14 WCE, October 12-17, Beijing, Chine, (2008).
- [148] Mkrtchey, O., V., Dzhinchvelashvili, G., A., & Bunov, A., A. Study of lead rubber bearings operation with varying height buildings at earthquake, *Procedia Engineering*, 91, pp. 48 - 53, (2014).
- [149] Moeindarbari, H., & Taghikhany, T. Seismic optimum design of triple Friction Pendulum bearing subjected to near-fault pulse-like ground motions. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 50, pp. 701-716, (2014).
- [150] Moghaddam, H., & Hajirasouliha, I. An investigation on the accuracy of pushover analysis for estimating the seismic deformation of braced steel frames. *Journal of Construction of Steel Research*, 62, pp. 343-351, (2006).
- [151] Morales, C., A. Transmissibility concept to control base motion in isolated structures. *Engineering Structures*, V. 25, pp. 1325-1331, (2003).
- [152] Moreau, A. Identification de propriétés viscoélastiques de matériaux polymères par mesures de champs de réponses en fréquences de structures. Thèse de doctorat en mécanique, INSA, Rouan (2007).
- [153] Moreschi, L., M. Seismic design of Energy Dissipation Systems for Optimal Structural Performance, Doctorat en Philosophie en mécanique de l'ingénieur, Université de Blacksburg, Virginia, USA, (2000).
- [154] Mualla, I., H., Nielsen, L., O., Belev, B., Liao, W., I., Loh, C. H., & Agrawal, A. Numerical predictions of shaking table tests on full scale friction-damped structure. 12th European Conference on Earthquake Engineering, September 09-13, Londres, U.K. (2002).
- [155] Naeim, F., & Kelly, J., M. Design of seismic isolated structures: from theory to practice. A John Wiley & Sons, Ltd., Publication, N. Y., USA (1999).
- [156] Narkhede, D., I., & Sinha, R. Behavior of nonlinear fluid viscous dampers for control of shock vibrations. *Journal of Sound and Vibration*, 333, pp. 80-98, (2014).
- [157] Nazé, P., A. Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitations sismiques. Thèse de doctorat en mécanique et ingénierie, Ecole centrale de Paris (2004).
- [158] Nguyen, P., & Kim, S. Nonlinear inelastic time-history analysis of three-dimensional semi-rigid steel frames. *Journal of Construction of Steel Research*, 101, pp. 192-206, (2014).

- [159] Nollet, M., J. Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants. Rapport technique, Ecole de technologie Supérieure, Québec (2004).
- [160] Nonlinear Structural Analysis Program, SAP2000 User Manual, Computer and Structure, Inc, CA, USA, (2010).
- [161] Norliyati, M., A., Anizahyati, A., & Norhayati, K. 49 strength of laminated rubber bearing due to different temperature exposure. Proceedings of International Civil and Infrastructure Engineering Conference InCIEC, September 22-24, Kuching, Malaysia (2013).
- [162] Oesterle, M., G. Use of incremental dynamic analysis to assess the performance of steel moment-resisting frames with fluid viscous dampers, Thèse de master en sciences de l'ingénieur, Université de Blacksburg, Virginia, USA, 2003.
- [163] Omidvar, B., Gatmiri, B., & Derakhshan, S. Experimental vulnerability curves for the residential buildings of Iran. Soil Nat Hazards, 60, pp. 345-365, (2012).
- [164] Ounis H., M., & Ounis A. Impact of the damping of the LRB system on the seismic response of a base isolation building. Courier du Savoie, N°17, pp.131-137, (2013).
- [165] Palmeri, A. Passive control techniques for retrofitting of existing structures. Encyclopedia of Earthquake Engineering, pp. 1-24, Springer reference (2014).
- [166] Pan P., Ye L., Shi W., & Cao H. Engineering practice of seismic isolation and energy dissipation structures in China. Science China Technological Sciences, V. 55, N°11, pp. 3036-3046, (2012).
- [167] Papagiannopoulos, G., A., & Hatzigeorgiou, G., D. On the use of the half-power bandwidth method to estimate damping in building structures. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 31, pp. 1075-1079, (2011).
- [168] Pascal, J., C. Vibration et acoustique 1. Cours, Ecole nationale supérieure du Mans. (2008).
- [169] Peckan, G., Mander, J., B., & Chen, S., S. Design and retrofit methodology for building structures with supplemental energy dissipating systems. Tech Rep. NCEER-99-0021, National Centre for Earthquake Engineering. Research, State Univ. of New York (SUNY) at Buffalo, NY (1999).
- [170] Pecker, A. Cours de dynamique des structures. ENPC Paris, (2004).
- [171] Petti, L., Polichetti, F., Lodato, A., & Palazzo, B. Modelling and analysis of base isolated structures with Friction Pendulum System considering near fault events. Open Journal of Civil Engineering, V. 3, pp. 86-93, (2013).
- [172] Petti, L., Polichetti, F., & Palazzo, B. Analysis of Seismic performance of FPS base isolated structures subjected to near fault events. International Journal of Engineering and Technology, V.5, N° 6, pp. 5233-5240, (2014)
- [173] Peyret, N. Dissipation d'énergie dans les assemblages : Effet du frottement en sollicitation dynamique. Thèse de doctorat en structure et matériaux, Université de Paris-Est (2012).
- [174] Poudou, O., J. Modelling and analysis of the dynamics of dry friction damped structural systems. Thèse de doctorat en Philosophie, Université de Michigan (2007).
- [175] Priestley, M., J., N. Plastic Performance based seismic design. 12th Word Conference World Conference on Earthquake Engineering, WCEE, January 30-February 4, 2000, Auckland, Newzeland (2000).

- [176] Providakis, C., P. Effect of LRB isolators and supplemental viscous dampers on seismic isolated buildings under near-fault excitations. *Engineering Structures* 30, pp. 1187-1198, (2008).
- [177] Qiang, Y., Li, Z., & Xinming, W. Parameter identification of hysteretic model of rubber-bearing based on sequential nonlinear least-square estimation. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, V. 09, N°3, pp. 375-383 (2010).
- [178] Rachedi, M., T. Estimation de dommages sismiques sur un site urbain cas des villes de Tlemcen et Boumerdes. *Mémoire de Magister en génie civil*, Université de Tlemcen (2005).
- [179] Rai, D., C., Annam, P., K., & Pradhan, T. Seismic testing of steel braced frames with aluminum shear yielding dampers. *Engineering Structures*, 46, pp. 737-747, (2013).
- [180] Ramirez, O., M., Constatinou, M., C., Kircher, C., A., Whittaker, A., Johnson, M., W., Gomez, J., D., & Chrysostomou, C., Z. Developement and evaluation of simplified procedures for analysis and design of buildings with passive energy dissipation systems. Tech Rep. NCEER-00-0010, National Centre for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, N. Y. USA, (2000).
- [181] Ras, A., Boukhari, B., Boumechra, N., & Hamdaoui, K. Dissipative capacity analysis of steel buildings using viscous bracing device, *International Conference on advances in Civil Engineering ACE 2013*, 13-14 décembre, NCR, India (2013).
- [182] Ras, A., Bouchera, N. Study of nonlinear fluid viscous dampers behaviour in seismic steel structures design. *Arabian Journal of Sciences and Engineering*, 39, pp. 8635–8648, (2014).
- [183] Ras, A., Boumechra, N. Dissipation Capacity of Steel Building with Bearing Base-isolation System. *International congress on advances in Civil Engineering ACE 2014*, 21-25 Octobre, Istanbul, Turquie (2014).
- [184] Ras, A., Boukhari, B., & Boumechra, N. Analyse des capacités dissipatives des systèmes de contreventement des structures métalliques. 3^{ème} séminaire international innovation et valorisation en génie civil et matériaux de construction INVACO, 17-18 Novembre, Alger, Algérie (2014).
- [185] Reggio, A., & DeAngelis, M. Combined primary–secondary system approach to the design of an equipment isolation system with High-Damping Rubber Bearings. *Journal of Sound and Vibration*, 333, pp. 2386-2403 (2014).
- [186] Robinson, W., H., & Tucker, A., G. A lead-rubber shear damper. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, V. 10, N°. 3, pp. 151-153 (1977).
- [187] Rodriguez, M., M. Analyses of structural damping. *Thèse de master en mécanique*, Université de Lulea (Suède) (2006).
- [188] Ross, M., Kamatchi, P., Balaji R., K., Nagesh R., I., & Rama M., R., P. Response of steel framed building with tuned mass damper for site-specific earthquakes. *ISCT Golden Jubilee Symposium*, October 20-21, Roorkee, India, (2012).
- [189] RPA99/2003 code parasismique Algérien, Document technique DTR B C 2 48, Alger, Algérie (2003).
- [190] Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A., W., & Chung, M., R. Passive energy dissipation devices for seismic applications. *Building and Fire Research Laboratory*, National Institute of Standards and Technology, Maryland, USA, (1996).

- [191] Sahoui, H. Influence des caractéristiques mécaniques des matériaux mis en œuvre sur le comportement sismique de structures en portique en béton armé. Mémoire de Magister en génie civil, Université de Tizi-Ouzou (2012).
- [192] Samali, B. Use of viscoelastic dampers in reducing wind- and earthquake induced motion of building structures. *Engineering Structures*, 17(09), pp. 639-654, (1995).
- [193] Sasaki F., Freeman S. & Paret T. Multi-Mode Pushover procedure (MMP)-A method to identify the effect of higher modes in a pushover analysis, Proc. 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, EERI, Oakland (1998).
- [194] Sasaki, K., Miyazaki M., & Sawada, T. Characteristics of viscous wall damper of intense oscillation test against large earthquakes. 15th World Conference on Earthquake Engineering WCEE, September 24-28, Lisbon, Portugal (2012).
- [195] Scheller, J., & Constantinou, M., C. Response History Analysis of Structures with Seismic Isolation and Energy Dissipation Systems: Verification Examples for Program SAP2000. Tech Rep. NCEER-99-0002, National Centre for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, N. Y. USA, (1999).
- [196] Sedan, O., Terrier, M., Negulescu, C., Winter T., Roullé, A., Douglas, J., Rohmer, J., Bes-de-Berc, S., De Martin, F., Arnal, C., Dewez, T., & Fontaine, M. Scénario départemental de risque sismique Méthodologie et processus de réalisation. Rapport final, Ministère de l'écologie et du développement du territoire, France (2008).
- [197] Seo, J., Duenas-Osorio, L., Craig J., I., & Goodno, B., J. Metamodel-based regional vulnerability estimate of irregular steel moment-frame structures subjected to earthquake events. *Engineering Structures*, 45, pp. 585-597, (2012).
- [198] Serror, M., H., Diab, R., A., & Mourad, S. A. Behavior of steel moment resisting frames with supplemental damping devices. *Journal of Advanced Research*, V. , N° , pp. , (2014).
- [199] Sgobba, S., & Marano, G, C. Optimum design of linear tuned mass dampers for structures with nonlinear behaviour. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 24, pp. 1739-1755, (2010).
- [200] Shabana, A., A. Théory of vibration. Edition Springer. 2^{ème} édition (1996)
- [201] Shakib, H., Dardaei Joghann, S., Pirizadeh, M., & Moghadassi Musavi, A. Seismic rehabilitation of semi-rigid steel framed buildings-A case study. *Journal of Construction of Steel Research*, 67, pp. 1042-1049, (2011).
- [202] Shih, M., & Sung, W. A model for hysteretic behavior of rhombic low yield strength steel added damping and stiffness. *Computers & Structures*, 83, pp. 895-908, (2005).
- [203] Sjoberg, M. On Dynamic Properties of Rubber Isolators. Thèse de doctorat, Institut Royal de Technologie (Suède) (2002).
- [204] Sleemah, A., A., & Constantinou, M., C. Investigation of seismic response of structures of buildings with linear and nonlinear fluid viscous dampers. Tech Rep. NCEER-97-0004, National Centre for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, N. Y. USA, (1997).
- [205] Soong, T., T., & Constantinou, M., C. Passive and active structural vibration control in civil engineering. Civil Engineering Department, University of Buffalo, N.Y, USA (1994).
- [206] Soong, T., T., & Dargush, G., F. Passive energy dissipation and active control. *Structural engineering Handbook*, CRC Press LLC, (1999).

- [207] Sueyoshi, H., Rochman, N. T., & Kawano, S. Damping capacity and mechanical property of hexagonal boron nitride-dispersed composite steel. *Journal of Alloys and Compounds*, 355, pp. 120-125, (2003).
- [208] Sullivan, T., J., & Lago, A. Towards a simplified Direct DBD procedure for the seismic design of moment resisting frames with viscous dampers. *Engineering Structures*, 35, pp. 140-148, (2012).
- [209] Syman M., D., & Constantinou, M., C. Passive fluid viscous passive systems for seismic energy dissipation. *ISET journal of Earthquake Technology*, V. 35, N° 4, pp. 185-206, (1998).
- [210] Symans, M., D., Charney, F., A., Whittaker, A., S., Constantinou, M., C., Kircher, C. A. Johnson, M., W., & McNamara, R., J. Energy dissipation systems for seismic applications: Current practice and recent developments. *Journal of Structural Engineering*, V. 134, N° 1, pp. 3-21, (2008).
- [211] Tesfamariam, S., Stiemier, S., F., Dickof C., & Bezabeh, M., A. Seismic Vulnerability Assessment of Hybrid Steel-Timber Structure: Steel Moment-Resisting Frames with CLT Infill. *Journal of Earthquake Engineering*, 18, pp. 929-944, (2014).
- [212] Thibaud, T. Étude d'un système non-linéaire à chocs sous excitation large bande. Application à un tube de générateur de vapeur. Thèse de doctorat en mécanique, École Centrale de Paris, (2011).
- [213] Thomas, M., & Laville, F. Amortissement des structures. Chapitre 5, Cours (2005).
- [214] Trovato, D. Degradation of dissipative characteristics of Friction Pendulum isolators due to thermal effects. Thèse de doctorat en ingénierie de structure, Université de Turin, Italie, (2013).
- [215] Tsai, C. Advanced base isolation systems for light weight equipments. *Earthquake-resistant structures - Design, assessment and rehabilitation, handbook*, InTech publication, pp. 79-130, (2012).
- [216] Tsai, C., S., Su, H., C., & Chiang, T., C. Equivalent series system to model a multiple Friction Pendulum System with numerous sliding interfaces for seismic analyses. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, V.13, No.1, pp. 85-99, (2014).
- [217] Tubaldi, E., Barbato, M., & Dall'Asta, A. Performance-based seismic risk assessment for buildings equipped with linear and nonlinear viscous dampers. *Engineering Structures*, 78, pp. 90-99, (2014).
- [218] Uang C., M., & Bertero, V., V. Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering and structure dynamics*, V. 19, pp. 77-90, (1990).
- [219] Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M. Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake engineering structure dynamic*, 23, pp. 507-521 (1994).
- [220] Vysakh, V., Bindhu, K., R., & Rahul, L. Determination of performance point in capacity spectrum. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, V. 2, 1, pp. 167-173, (2013).
- [221] Wang, T., J., & Chu-HanZhang, F., G. Estimation error of the half-power bandwidth method in identifying damping for multi-DOF systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 39, pp. 138-142, (2012).
- [222] Whittaker, A., & Constantinou, M. Seismic energy dissipation systems for buildings. *Earthquake engineering handbook*, CRC Press LLC, (2004).

- [223] Whittle, J., K., Williams, M., S., Karavasilis, T., L., & Blakeborough, A., A. Comparison of viscous damper placement methods for improving seismic building design. *Journal of Earthquake Engineering*, V. 16, N° 04, pp. 540-560, (2012).
- [224] Wilson, E., L. Three-dimensional static and dynamic analysis of structures, a physical approach with emphasis on earthquake engineering. 3^{ème} édition, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA (2002).
- [225] Wong, J., Y. The study of type and placement of seismic isolation and stiffening system in tall building. Thèse pour l'obtention de Bachelor en génie civil, Université de technologie, Malaysia (2011).
- [226] Wu, B., Zhang, J., Williams, M., S., & Ou, J. Hysteretic behavior of improved Pall-typed frictional dampers. *Engineering Structures*, 27, pp. 1258-1267, (2005).
- [227] Wu, Z., Y., Wu, Dowell, E., H., & Tang, D. M. Damping analysis in beams subject to presliding friction. *Mechanics Based Design of Structures and Machines*, 42, pp. 229-243, (2014).
- [228] Yang, Z., Xu, Y., and Lu, X., L. Experimental Seismic Study of Adjacent Buildings with Fluid Dampers. *Journal of Structural Engineering*, vol. 129, no. 2, p. 197, (2003).
- [229] Yazdan, Panah, E., Noorzaei, J., Jaafar, M., S., Seifi, M., Earthquake response of steel building with viscous brace damper. International conference on constructing building technology, ICCBT2008. 16-20 June Kuala Lumpur, Malaysia (2008).
- [230] Zacek, M. Vulnérabilité et renforcement. Collection Conception parasismique, Cahier 2 (2004).
- [231] Zacek, M. Construire parasismique. Risque sismique, Conception parasismique des bâtiments, Réglementation. Editions Parenthèses, (1996).
- [232] Zordan, T., Liu, T., Briseghella, B. & Zhang, Q. Improved equivalent viscous damping model for base-isolated structures with lead rubber bearings. *Engineering Structures*, 75, pp., 340 - 352, (2014).