



الجمهورية الجزائرية
الديمقراطية
الشعبية



Republique Algerienne Democratique Et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي التبسي- تبسة

Université Larbi Tébessi- Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de Master Académique**

En : Génie Civil

Spécialité : Structure

Par : GHRIEB Sebti

Sujet

**EVALUATION DE LA PERFORMANCE DES
STRUCTURES EQUIPÉES PAR DES
AMORTISSEURS À FLUIDE VISQUEUX SOUS
DES EXCITATIONS SISMIQUES**

Présenté et soutenu publiquement, le 13/06/2022 , devant le jury composé de :

HARKATI ELHADDI
ATHAMNIA BRAHIM
GOUDJIL FAYCEL

Professeur
Maitre-assistant A
Maitre-assistant A

Président
Rapporteur
Examineur 1

...

...

Promotion : 2021/2022

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- *A mon très cher parent ;*
- *A mes frères ;*
- *A toute ma famille ;*
- *A toute mes amis.*

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je remercie Allah, le tout grand puissant de m'avoir donné la force, le courage, la patience et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

Je tiens à remercier vivement et sincèrement mon encadreur Dr. ATHAMNIA Brahim qui a contribué et a assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'il a manifesté durant son encadrement tout le long de la réalisation de ce mémoire.

Notre remerciements s'adressent aussi aux membres du jury de nous avoir honoré en acceptant de juger ce modeste travail.

Nous exprimons nous profonde gratitude à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation. Et ne manquez pas de remercier tous les collègues et tous ceux qui nous ont soutenus de près ou de loin

Enfin, un remerciement particulier à ma famille, pour le soutien quotidien et l'encouragement pendant tous les années d'études.

Résumé

Dans cette étude on a proposé une méthode pour évaluer la performance d'une structure régulière des 6 niveaux en béton armé en utilisant l'analyse statique non linéaire Push-over basée sur le modèle de fibres exécutée par le programme ETABS v20. Pour cela, deux structures ont été choisies sans et avec amortisseur à fluide visqueux. Dans ce cas on suppose le comportement de l'amortisseur à fluide visqueux est non-linéaire. Par ailleurs, l'amortisseur caractérise par un taux d'amortissement égal à 10 %. L'analyse sismique est effectuée par un spectre de réponse du règlement RPA.

Les résultats de l'analyse sont comparés en matière de déplacements d'étage, de la vitesse et l'accélération des étages, d'inter étage. L'étude comparative montre que le déplacement des étages, la vitesse et l'accélération des étages, le déplacement inter étage. Les résultats montrent une réduction dans les déplacements inter étages dans la structure avec l'amortisseur à fluide visqueux.

Mot clé : méthode push-over, amortisseur à fluide visqueux, modèle de fibre, analyse sismique, spectre de réponse.

Abstract

In this study we proposed a method to evaluate the performance of a regular structure of the 6 levels in reinforced concrete by using the nonlinear static analysis Push-over based on the model of fibers carried out by the program ETABS v20. structures were chosen without and with viscous fluid damper. In this case, the behavior of the viscous fluid damper is assumed to be non-linear. In addition, the shock absorber is characterized by a damping rate equal to 10%. The seismic analysis is carried out by a response spectrum of the RPA regulation

The results of the analysis are compared in terms of floor displacements, speed and acceleration of the floors, and inter-floor. The comparative study shows that the displacement of the floors, the speed and the acceleration of the floors, the inter-floor displacement. The results show a reduction in the inter-storey displacements in the structure with the viscous fluid damper.

Key words : push-over method, viscous fluid damper, fiber model, seismic analysis, response spectrum.

المخلص

في هذه الدراسة ، اقترحنا طريقة لتقييم أداء هيكل منتظم من 6 مستويات في الخرسانة المسلحة باستخدام التحليل الساكن غير الخطي القائم على الدفع على نموذج الألياف المنفذ بواسطة برنامج ETABS v20. لهذا ، تم اختيار هيكلين بدون ولزج مثبت السوائل. في هذه الحالة ، يُفترض أن سلوك مثبت المائع اللزج غير خطي. بالإضافة إلى ذلك ، يتميز ممتص الصدمات بمعدل تخميد يساوي 10٪. يتم إجراء التحليل الزلزالي بواسطة طيف استجابة لتنظيم RPA.

تتم مقارنة نتائج التحليل من حيث إزاحة الأرضية ، وسرعة وتسريع الأرضيات ، والطوابق البينية. تظهر الدراسة المقارنة أن إزاحة الأرضيات ، وسرعة وتسريع الطوابق ، والإزاحة بين الأرضيات. تظهر النتائج انخفاضًا في عمليات الإزاحة بين الطوابق في الهيكل باستخدام مثبت المائع اللزج.

الكلمات المفتاحية: طريقة الدفع ، مثبت السائل اللزج ، نموذج الألياف ، التحليل الزلزالي ، طيف الاستجابة.

Tables de matières

Dédicaces.....	2
REMERCIEMENTS	3
Résumé.....	IV
Tables de matières	5
Liste des figures.....	7
Listes des symboles et des notations	9
INTRODUCTION GENERALE	11
CHAPITRE 1 : La méthode pushover pour les contrôle passif	3
1 INTRODUCTION	3
2 Définition de la méthode push-over	4
3 Procédés d'évaluation de performances sismiques par analyse pushover.....	5
3.1 La méthode du coefficient de déplacement(Displacement Coefficient Method (DCM)):	6
3.2 Méthode du spectre de capacité (Capacity spectrum method (CSM)):	6
3.3 Analyse modale pushover (Modal pushover analysis (MPA)):	7
3.4 Conception basée sur le déplacement direct (Direct Dispalcement Based Design (DDBD)) :	8
4 Bases de la modélisation non linéaire des bâtiments	8
5 Approche de modélisation des fibres (non-linéarité distribuée) :	11
5.1 Sections de fibre pour une poutre :	12
5.2 Sections de fibre pour un poteau.....	13
5.3 Limitations des modèles de fibre [Extrait de Powell (2010)]	14
6 Revue de littérature sur l'analyse des structures de contrôle passif avec la méthode push-over	15
CHAPITRE 2 : Modélisation de l'amortisseur à fluide visqueux dans le cas linéaire et non linéaires	20
1 Définition :	20
2 Dispositions de montage et placement de l'amortisseur.....	21
3 Conception et analyse de structures de bâtiments avec amortisseurs fluides visqueux	26
4 Modèle analytique de l'amortisseur liquide visqueux	28
4.1 Amortisseur non linéaire à fluide visqueux.....	29
4.2 Modélisation du système avec l'amortisseur à fluide visqueux (FVD).....	30
5 Équation du mouvement et paramètres du système	32

5.1	Équation du mouvement.....	32
5.2	Paramètres système.....	33
CHAPITRE 3 : Performance d'une structure équipée d'un amortisseur à fluide visqueux sous des excitations sismiques.....		36
1	Introduction.....	36
2	Présentation de la structure.....	36
3	Analyse des résultats.....	43
3.1	Déplacement	43
3.1.1	Déplacement des étages	43
3.1.2	Déplacement inter étage.....	44
3.2	Effort tranchant.....	46
3.3	Accélération.....	47
3.4	La vitesse	48
3.5	Les rotules plastique.....	49
4	Conclusion	50
Conclusion Générale.....		52
Bibliographie.....		Erreur ! Signet non défini.

Liste des figures

Figure 1.1: La courbe push-over (courbe de capacité)	4
Figure 1.2 : Les niveaux de performance structurelle	5
Figure 1.3 : Méthode du spectre de capacité	7
Figure 1.4: Matrice de rigidité d'un élément de cadre élastique 2D.....	9
Figure 1.5 : Comparaison des types de modèles de composants non linéaires. [Extrait de l'ATC 72 (2010)]	10
Figure 1.6 : Un exemple de courbe contrainte-déformation pour (a) le béton et (b) l'acier (à attribuer au béton uniaxial et aux fibres d'acier) dans une section transversale en béton armé.	12
Figure 1.7 : Section avec des fibres d'une poutre en béton armé	13
Figure 1.8 : Coupe en fibre d'un poteau en béton armé, vue en coupe (gauche), élévation latérale (droite) [Modifié d'après Powell (2010)].....	14
Figure 2.1 : Amortisseur de liquide et pièces	21
Figure 2.2 : Amortisseurs dans les cadres à contreventement Chevron	22
Figure 2.3 : Amortisseurs dans les cadres à contreventement diagonal	23
Figure 2.4 : Amortisseurs dans les systèmes d'isolation de base.....	24
Figure 2.5 : Amortisseurs dans les cadres de l'espace ouvert.....	25
Figure 2.6 : Amortisseurs dans les cadres Mega-Brace	26
Figure 2.7 : Courbe hystérétique de l'amortisseur à fluide visqueux (FVD)	28
Figure 2.8 : Modèle Maxwell	28
Figure 2.9 : Structure à plusieurs degrés de liberté avec l'amortisseur à fluide visqueux (FVD)	30
Figure 3.1 : vue en 3D de la structure régulière sans amortisseur à fluide visqueux	37
Figure 3.2 : vue en plan A et plan 1 de la structure régulière sans amortisseur à fluide visqueux	37
Figure 3.3 : vue en 3D de la structure régulière avec amortisseur à fluide visqueux.....	38
Figure 3.4 : vue en plan 1 et plan A de la structure régulière avec amortisseur à fluide visqueux	38
Figure 3.5 : structure régulière tridimensionnelle en béton armé qui se compose de six niveaux	39
Figure 3.6 : spectre de réponse selon le règlement parasismique algérienne pour un ferme de Zone III.....	40
Figure 3.7 : Le modèle de Mander pour le béton au comportement non linéaire	41
Figure 3.8 : Le modèle élastique de l'acier au comportement non linéaire	42
Figure 3.9 : Modèle de fibre de la section transversale du poteau	42
Figure 3.10 : Déplacements des étages dans la direction X	43
Figure 3.11 : Déplacements des étages de direction Y.....	44
Figure 3.12 : Déplacement inter-étages dans le direction X	45
Figure 3.13 : Déplacement inter-étages dans la direction Y	45
Figure 3.14 : Les efforts tranchant dans la direction X	46
Figure 3.15 : Les efforts tranchant dans la direction Y	46
Figure 3.16 : L'accélération dans la direction X	47

Figure 3.17 : L'accélération dans la direction Y	47
Figure 3.18 : La vitesse dans la direction X	48
Figure 3.19 : La vitesse dans la direction Y	48
Figure 3.20 : schéma des rotules plastiques dans la structure sans amortisseur.....	49
Figure 3.21 : schéma des rotules plastiques dans la structure avec amortisseur	50

Listes des symboles et des notations

FVD : Amortisseur Visqueux Fluide

F : Force (KN)

P : la force de sortie de l'amortisseur (KN)

C_d : constante d'amortissement

\dot{u}_d : la vitesse entre deux extrémités de l'amortisseur (m/s)

u_d : déplacement (m)

u_0 : l'amplitude du déplacement (m)

ω : la fréquence de chargement (rad/s)

ω_0 : fréquence propre (rad/s)

T : temps (s)

α : Coefficient de propriété de viscosité du fluide et du piston ≤ 1

K_1 : la rigidité de stockage (KN.m)

C_d est le coefficient d'amortissement

K_2 : la rigidité de perte (KN.m)

λ : le temps de relaxation

u : le déplacement de la tête de piston par rapport au boîtier d'amortisseur. (m)

π : pi = 3.14

C_{cr} : coefficient d'amortissement critique

M : masse (Kg)

C: coefficient d'amortissement de la structure

K : la rigidité équivalente de la structure (KN.m)

T : période (s)

W_s : l'énergie de déformation élastique du système

$F_d(t)$: vecteur de force de FVD

u, \dot{u}, \ddot{u} : vecteurs des déplacements, de vitesse et d'accélération de la structure

\ddot{x}_g : accélération du sol (tremblement de terre).

ξ_d :facteur d'amortissement

ξ_{eff} : facteur d'amortissement effective

ξ_0 : facteur d'amortissement initial

ΣW_j : la somme de l'énergie dissipée par le j

W_k : l'énergie de déformation élastique du Cadre

F : le cisaillement d'étage

U_i : la dérive d'étage i

u_j : le déplacement axial relatif entre deux extrémités d'amortisseur

[K] : matrice de rigidité

[M] : matrice de masse

ϕ_1 : la forme de premier mode du système

ϕ_{rj} : le déplacement horizontale relative d'amortisseur j

ϕ_i : la forme de première mode au étage

θ_j : l'angle d'inclinaison d'amortisseur j

INTRODUCTION GENERALE

Les actions sismiques subies par la structure dépendent de ses caractéristiques dynamiques et donc de sa rigidité globale et de sa masse, mais également de leur répartition. En effet, si cette répartition n'est pas régulière, des modes de flexion/torsion peuvent être mis en mouvement et être à l'origine d'amplifications dangereuses. Pour améliorer le comportement d'ensemble, il peut donc être envisagé de modifier les masses portées par la structure et les rigidités des éléments structuraux, mais également la répartition des éléments de contreventement pour contrecarrer la sensibilité de l'ensemble à la torsion d'axe vertical

Le but est d'atteindre un niveau sismique plus important. On y parvient en renforçant ou en ajoutant des éléments de contreventement. La raideur globale du bâtiment s'entrouve alors augmentée. Cette modification est généralement combinée avec une amélioration de la régularité. En conséquence, pour un même niveau de déformation, la structure est capable de reprendre un effort plus important. Il faut alors vérifier que les diaphragmes horizontaux et les fondations sont capables de reprendre les efforts majorés. La modification du système de contreventement entraîne une redistribution des efforts et nécessite par conséquent un nouveau calcul de la structure, dans son état modifié

L'incorporation des « dispositifs de dissipation d'énergie » dans le système de contreventement a pour objectif principal l'absorption d'une partie importante de l'énergie sismique et la diminution, autant que possible, des dégâts dans les éléments structuraux. Parmi les dispositifs de dissipation passive d'énergie, nous trouvons les amortisseurs à visqueux fluide. Ces dispositifs sont utilisés avec succès dans les nouveaux bâtiments ainsi que dans la réhabilitation des structures existantes.

L'objectif de ce travail est d'étudier la performance d'une structure régulière à six niveaux en béton armé avec et sans amortisseurs à fluide visqueux en utilisant la théorie de flexion des

poutres en fibres. Dans ce cas nous avons tenu compte le comportement non linéaire de l'amortisseurs à fluide visqueux.

Dans ce mémoire, on commence, en chapitre 1, par une brève revue bibliographique sur la méthode de poussé progressive (Méthode de push-over) pour les structures avec le contrôle passive (amortisseur à fluide visqueux).

Dans le chapitre 2 nous vous présentons la modélisation de l'amortisseur à fluide visqueux dans le cas linéaire et non linéaire.

Chapitre 3, dans ce chapitre nous présentons une étude numérique de performance d'un bâtiment de six étages équipée avec amortisseur à fluide visqueux en utilisant l'analyse statique non linéaire push-over.

CHAPITRE 1

**La méthode push-over pour les structures
avec contrôle passif**

CHAPITRE 1 : La méthode pushover pour les contrôle passif

1 INTRODUCTION

Au cours des dernières décennies, grâce au développement de la technologie informatique dans le génie civil, l'analyse sismique plus complexe est devenue possible et la précision de l'analyse est augmentée. ATC 40, FEMA 273, 274, 356 et récemment 440 sont les ressources les plus couramment utilisées pour les procédures d'analyse sismique robustes avec le calcul en génie civil (1). Une étape importante dans la conception basée sur la performance consiste à estimer la réponse sismique non linéaire des bâtiments. Il existe deux procédures : l'analyse temporelle non linéaire et l'analyse non linéaire simplifiée, appelée ici analyse push-over (2).

L'analyse statique non linéaire (push-over), conçue pour étudier la vulnérabilité des structures existant vis-à-vis du séisme, est basée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à un chargement vertical et un chargement latéral (séisme) croissant jusqu'à effondrement (3).

Dans l'analyse push-over, la première étape consiste à établir un certain modèle de charge latérale, puis à effectuer une analyse statique du modèle structurel sous ce modèle. Le modèle de charge est appliqué étape par étape jusqu'à ce que le déplacement cible prédéterminé soit atteint. Par conséquent, la sélection d'un modèle de charge latérale raisonnable est particulièrement importante dans l'analyse push-over (2). Les différents résultats obtenus permettent d'apprécier la vulnérabilité de la structure.

La caractéristique essentielle de l'analyse push-over est qu'il s'agit d'une procédure non linéaire dans laquelle des charges latérales croissantes de manière monotone ainsi que des charges de gravité constante sont appliquées à une ossature jusqu'à ce qu'un nœud de contrôle (généralement appelé le toit du bâtiment) oscille vers un déplacement latéral "ciblé" prédéfini. Correspondant à un niveau d'aléa sismique. La déformation structurelle et les forces des éléments sont surveillées en continu lorsque le modèle est déplacé latéralement. La méthode peut souvent tracer raisonnablement la séquence de plastification et de rupture au niveau de l'élément et du système respectivement, de manière à déterminer la distribution de dérive inélastique sur la hauteur du bâtiment et le mécanisme d'effondrement final de la structure (4).

2 Définition de la méthode push-over

L'analyse push-over est une procédure statique qui utilise une technique non linéaire simplifiée pour estimer les déformations structurales sismiques. Les structures se redessinent lors des tremblements de terre. Au fur et à mesure que les composants individuels d'une structure cèdent ou échouent, les forces dynamiques exercées sur le bâtiment sont transférées vers d'autres composants. Une analyse push-over simule ce phénomène en appliquant des charges jusqu'à ce que le point faible de la structure soit trouvé, puis en révisant le mode/ pour intégrer les modifications de la structure causées par le point faible. Une deuxième itération indique comment les charges sont redistribuées. La structure est à nouveau "poussée" jusqu'à ce que le deuxième point faible soit découvert. Ce processus se poursuit jusqu'à ce qu'un modèle de rendement pour l'ensemble de la structure sous chargement sismique soit identifié.

L'analyse push-over est couramment utilisée pour évaluer la capacité sismique des structures existantes et apparaît dans plusieurs directives récentes pour la conception sismique de rénovation. Elle peut également être utile pour la conception basée sur les performances de nouveaux bâtiments qui reposent sur la ductilité ou les redondances pour résister aux forces sismiques.

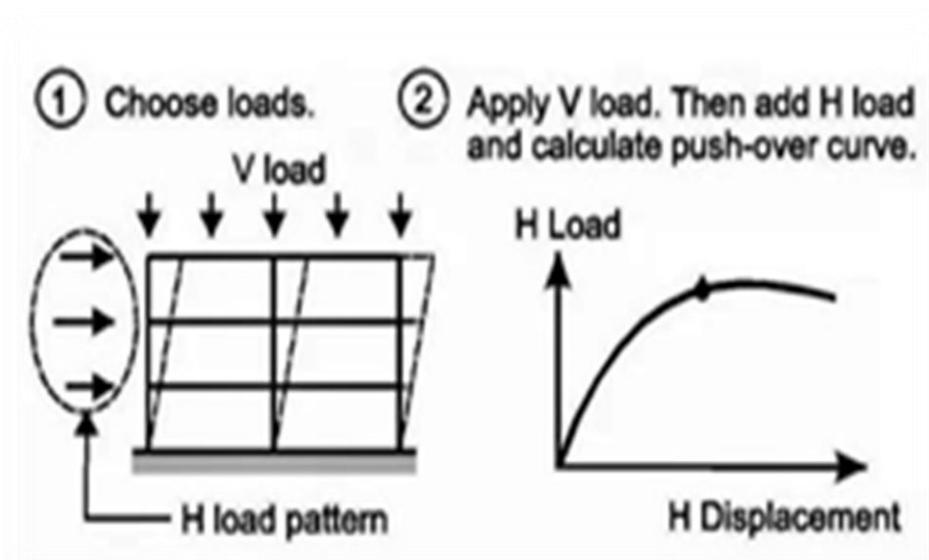


Figure 1.1: La courbe push-over (courbe de capacité)

La performance sismique des bâtiments se rapporte généralement aux dommages subis par la structure, l'enveloppe, les cloisons, les plafonds, les systèmes mécaniques/électriques et le

contenu du bâtiment. Bien que la performance du bâtiment soit un continuum, à des fins de conception, il est pratique d'identifier des niveaux de performance discrets pour les principaux composants structurels et autres du bâtiment qui affecte de manière significative la fonction du bâtiment, la protection de la propriété et la sécurité. L'ASCE 41 (ASCE 2007) et d'autres normes fournissent généralement un accompagnement sur trois niveaux de performance (5) :

- Occupation immédiate - Atteindre un comportement essentiellement élastique en limitant les dommages structurels (par exemple, la plastification de l'acier, la fissuration importante du béton et les dommages non structurels.)
- Sécurité des personnes - Limiter les dommages aux composants structuraux et non structuraux afin de minimiser les risques de blessure ou de pertes et de maintenir accessibles les voies de circulation essentielles.
- Prévention de l'effondrement - Assure un faible risque d'effondrement partiel ou complet du bâtiment en limitant les déformations et les forces structurelles au début d'une dégradation significative de la résistance et de la rigidité [4].

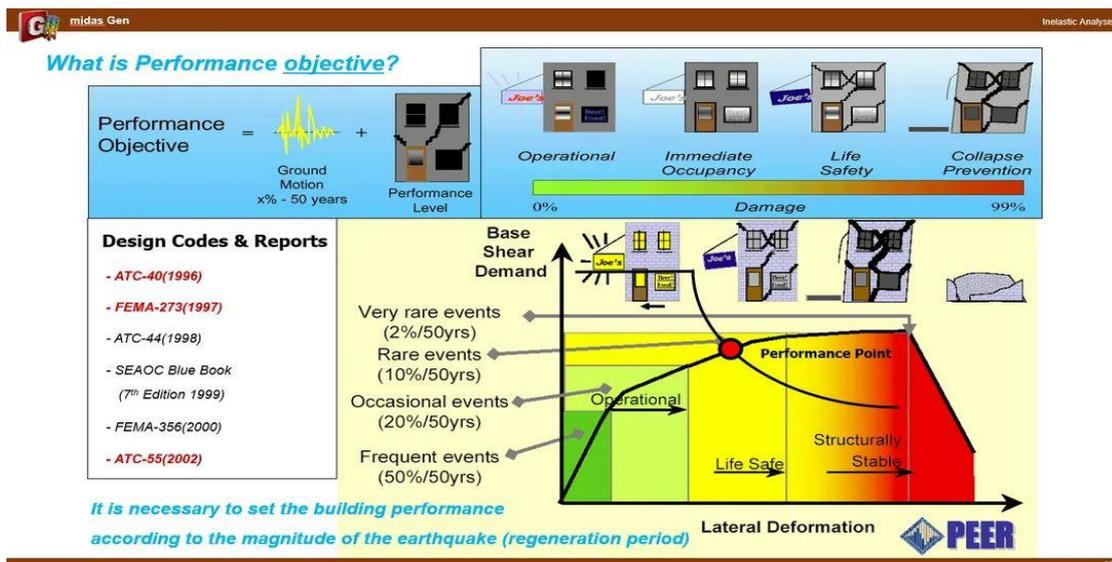


Figure 1.2 : Les niveaux de performance structurelle

3 Procédés d'évaluation de performances sismiques par analyse pushover

- Displacement Coefficient Method (DCM): FEMA-273(1997)
- Capacity spectrum method (CSM): ATC -40(1996)
- Modal pushover analysis (MPA): Chopra and Goel (2001)
- Direct Displacement Based Design (DDBD): SEAOC " Blue Book " (1999)

3.1 La méthode du coefficient de déplacement(Displacement Coefficient Method (DCM)):

La méthode du coefficient de déplacement estime le déplacement maximal en utilisant la ductilité. La méthode du coefficient de déplacement fournit un processus numérique direct pour calculer la demande de déplacement. Il ne nécessite pas de convertir la courbe de capacité en coordonnées spectrales. La relation force-déplacement non linéaire entre le cisaillement à la base et le déplacement doit être remplacé par une relation idéalisée pour calculer la rigidité latérale effective K_e , et la limite d'élasticité effective V_y , de la structure. Cette relation doit être bilinéaire, avec la pente initiale K_e et la pente post-plastique K . Les segments de ligne sur la courbe force-déplacement idéalisée doivent être localisés à l'aide d'une procédure graphique itérative qui équilibre approximativement la zone au-dessus et au-dessous de la courbe.

La rigidité latérale effective, K_e , doit être prise comme la rigidité sécante calculée à l'effort de cisaillement de base égale à 60 % de la limite d'élasticité effective de la structure. La période fondamentale effective dans la direction considérée doit être basée sur la courbe force-déplacement idéalisée (1).

3.2 Méthode du spectre de capacité (Capacity spectrum method (CSM)):

Aux États-Unis, la communauté de l'ingénierie structurelle est en train de développer une nouvelle génération de procédures de conception et de réhabilitation qui intégreront des concepts d'ingénierie basés sur la performance. Les exemples les plus marquants sont Vision 2000, ATC-40 et FEMA-273. Au Japon, la norme de construction sera révisée dans un format de conception basé sur les performances. Dans tous les documents, les procédures d'analyse statique non linéaire jouent un rôle central. Parmi eux, la popularité de la méthode dite du spectre de capacité augmente rapidement.

La méthode du spectre de capacité a été développée par Freeman. À l'aide d'une procédure graphique, elle compare la capacité d'une structure aux exigences d'un mouvement sismique du sol sur la structure (Figure 1.3).

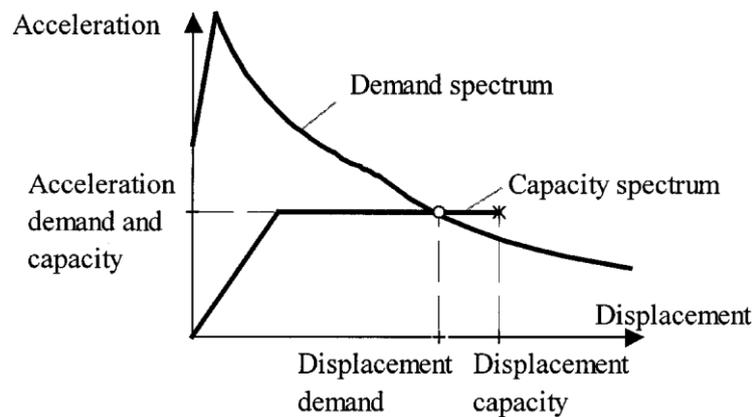


Figure 1.3 : Méthode du spectre de capacité

La présentation graphique permet une évaluation visuelle de la façon dont la structure se comportera lorsqu'elle sera soumise au mouvement du sol sismique. La méthode est facile à comprendre. La capacité de la structure est représentée par une courbe force- déplacement, obtenue par analyse statique non linéaire (pushover) (6).

Cette méthode reconnaît que lorsque la structure est secouée au-delà de sa limite d'élasticité, son amortissement effectif et sa période effective augmenteront. La réponse structurelle maximale est estimée être le point où la courbe de capacité croise le spectre de la demande. Cette méthode vise à réduire le spectre élastique amorti à 5% du mouvement du sol à un spectre inférieur en accord avec la réponse de la structure. En déterminant un déplacement et une accélération maximum sur la courbe de capacité, qui est en accord avec la demande de mouvement du sol à l'amortissement plus élevé et à la période plus longue que subit la structure, la réponse structurelle à un mouvement du sol donné peut-être estimée (1).

3.3 Analyse modale pushover (Modal pushover analysis (MPA)):

Goel and Chopra ont confirmé que tel qu'il soit le mode de distribution de chargement latéral, constant il ne peut pas représenter la participation des modes supérieures au premier mode, dans la réponse. Aussi il ne peut pas représenter, la redistribution des forces d'inertie, qui est la résultante de la plastification, des éléments de la structure, de même il ne peut pas représenter les changements des caractéristiques de vibration de la structure, et ce après la plastification. On peut dépasser ces problématiques en utilisant des modes de chargements adaptatifs, qui varient avec la variation des forces d'inertie, pendant l'analyse. Mais ce type d'analyse est compliqué et demande beaucoup de temps qui ne convient pas avec l'utilisation professionnelle.

Pour cela, Goel and Chopra ont proposé la méthode d'analyse push-over modale à base des principes d'analyse dynamique, tout en tenant la simplicité du principe de la méthode push-

over du mode de chargement constant. La méthode proposée est constituée d'une analyse statique non linéaire indépendante pour le système étudié pour chaque mode de vibration, et ce en utilisant le mode de chargement latéral selon ce mode de vibration (3).

3.4 Conception basée sur le déplacement direct (Direct Displacement Based Design (DDBD)) :

La conception basée sur le déplacement direct (DDBD), qui a été introduite pour la première fois en 1993 (Priestley, 1993), a fait l'objet d'une attention considérable de la recherche, en Europe, en Nouvelle-Zélande et en Amérique du Nord dans les années qui ont suivi. La philosophie fondamentale derrière DDBD est que les structures doivent être conçues pour atteindre un niveau de performance spécifié, défini par des limites de déformation ou de dérive, sous un niveau spécifié d'intensité sismique. Ainsi, nous pourrions décrire les structures conçues comme étant des structures à « risque uniforme », ce qui serait compatible avec le concept de spectres de « risque uniforme », auquel nous concevons actuellement. L'effort de recherche visant à développer une approche de conception viable et simple pour satisfaire cet objectif a pris en compte un large éventail de types de structures, notamment des bâtiments à ossature, des bâtiments muraux, des bâtiments à double mur/ossature, des ponts, des structures et des quais isolés sismiquement, ainsi qu'une gamme de matériaux structuraux, y compris le béton armé et précontraint (préfabriqué), l'acier de construction, la maçonnerie et le bois (7).

4 Bases de la modélisation non linéaire des bâtiments

Afin de comprendre les approches de modélisation non linéaire de base, un examen rapide de la composition de la rigidité structurelle est d'abord utile. Prenons un exemple d'élément de portique élastique 2D. La matrice de rigidité d'un élément de portique élastique est fonction de quatre grandeurs (module élastique de son matériau, aire et moment d'inertie de sa forme en coupe et de sa longueur) [Figure 1.4].

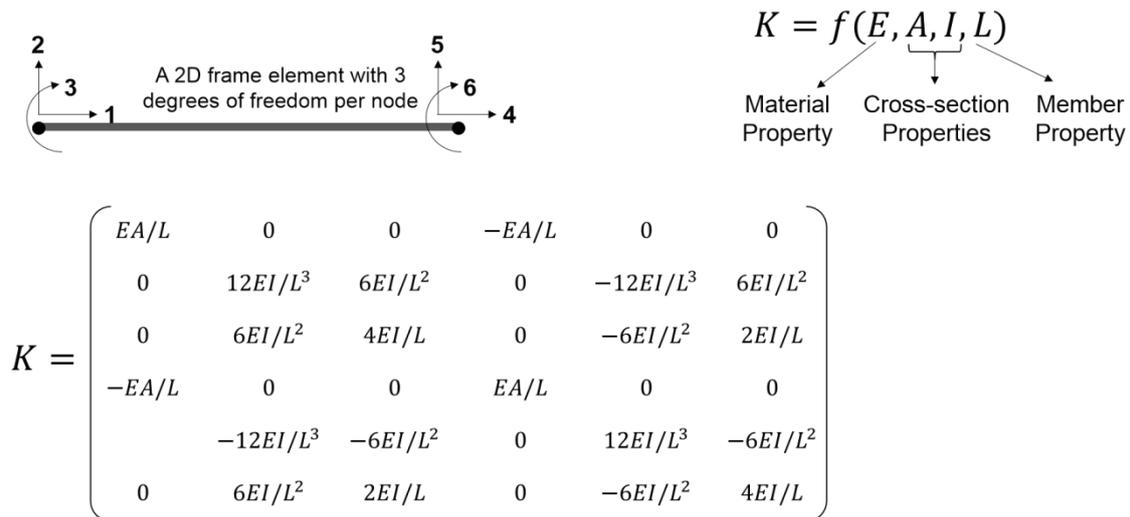


Figure 1.4: Matrice de rigidité d'un élément de cadre élastique 2D.

En général, la rigidité structurelle est fonction de la rigidité du matériau, de la rigidité de la section et de la rigidité de l'élément. La rigidité du matériau est fonction des propriétés du matériau (par exemple, le module d'élasticité et le coefficient de Poisson). La rigidité de la section dépend des propriétés de la section ainsi que de la rigidité du matériau. De même, la rigidité de l'élément dépend de la géométrie de l'élément ainsi que de la rigidité de la section.

Dans cette formulation de la rigidité structurelle, les effets de la non-linéarité peuvent être introduits directement au niveau du matériau, au niveau de la section ou au niveau de l'élément. Pour le premier cas, les propriétés du matériau (par exemple, le module d'élasticité) peuvent être spécifiées comme une variable pour tenir compte directement de l'effet des matériaux inélastiques. La courbe contrainte-déformation complète du matériau peut être spécifiée dans de tels cas au lieu de les définir uniquement avec un module d'élasticité constant. Alternativement, les effets inélastiques peuvent également être introduits au niveau de la section et de la barre en introduisant des composants (ou éléments) inélastiques spéciaux dans le modèle informatique.

L'analyse non linéaire vise à simuler tous les modes significatifs de déformation et de détérioration de la structure depuis le début de l'endommagement jusqu'à l'effondrement complet. Par conséquent, contrairement à un modèle élastique linéaire, le modèle non linéaire d'une structure BA doit être capable de capturer tous les phénomènes inélastiques locaux, y compris la fissuration du béton, l'écrasement, la plastification de l'acier, le flambement, la rupture et le glissement de liaison entre l'acier et le béton, etc. Les modèles non linéaires peuvent généralement être classés en fonction du degré d'idéalisation utilisé dans le modèle. Une comparaison de trois types de modèles idéalisés pour simuler la réponse non linéaire d'une poutre-poteau en béton armé est illustrée à la Figure 1.5 [tirée de l'ATC 72 (2010)].

- a) **Modèles continus** : à un extrême se trouvent les modèles détaillés d'éléments finis continus qui modélisent explicitement le comportement non linéaire des matériaux et des éléments qui composent le composant. Un modèle continu pourrait inclure des éléments finis représentant le béton, l'armature longitudinale et l'armature transversale, dans lesquels des modèles constitutifs associés (par exemple, les courbes contrainte-déformation non linéaires du béton et de l'acier) représenteraient divers phénomènes

non linéaires. Les modèles de continus ne font généralement pas appliquer tous les modes de comportement prédéfinis et, à la place, chercher à modéliser la physique sous-jacente des matériaux et des éléments. Ils ne nécessitent pas de définitions de la rigidité, de la résistance ou de la capacité de déformation des éléments, car ces effets sont intrinsèquement capturés dans le modèle via les propriétés du matériau.

- b) **Modèles de plasticité localisée** : à l'autre extrême se trouvent les modèles de plasticité groupée (rotule concentrée) dans lesquels l'action non linéaire est regroupée à certains points de la structure et les fonctions non linéaires entre diverses actions et les déformations correspondantes sont attribuées à ces points. De cette manière, ces modèles sont entièrement définis par la description phénoménologique de la réponse globale de déformation en force du composant. Par exemple, un "élément de rotule concentré" affecté aux deux extrémités d'une poutre ou d'un poteau peut représenter un comportement de flexion non linéaire localisé défini par une fonction non linéaire entre le moment d'extrémité et la courbure (ou rotation) résultante de l'élément. Cette fonction non linéaire doit correspondre au comportement force-déformation observée et aux données d'essai hystérétique de composants de poutre ou de poteau similaires.
- c) **Modèles d'inélasticité distribués** : entre les deux extrêmes se trouvent des modèles d'inélasticité distribués (fibres), qui peuvent capturer explicitement certains aspects du comportement non linéaire tandis que certains effets sont capturés implicitement. Par exemple, les courbes contrainte-déformation non linéaires complètes des matériaux peuvent être définies pour capturer des aspects importants de la non-linéarité des matériaux. Cependant, l'intégration des contraintes et des déformations de flexion à travers la section transversale et le long de l'élément est considérée implicitement. Ces modèles appliquent généralement certaines hypothèses de comportement (par exemple, les sections planes restent planes) en combinaison avec une modélisation explicite de la réponse uniaxiale du matériau.

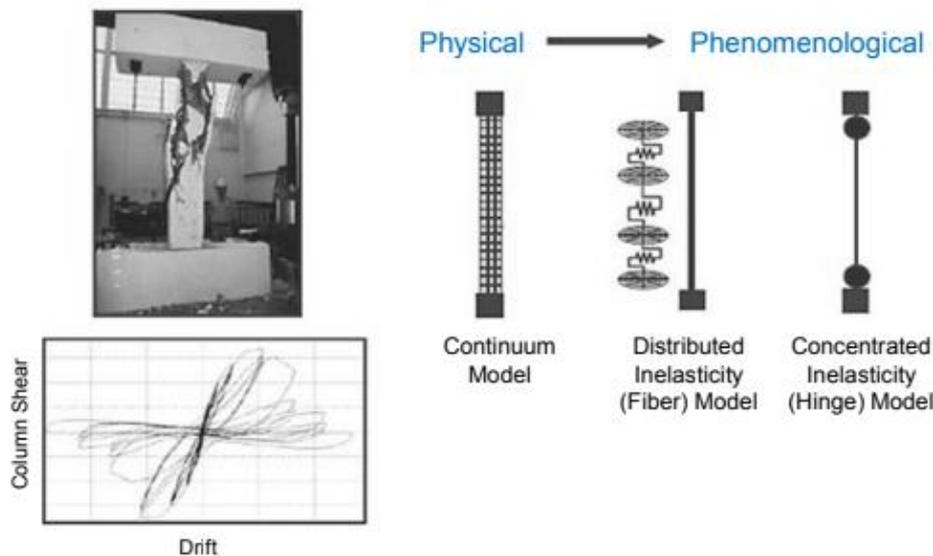


Figure 1.5 : Comparaison des types de modèles de composants non linéaires. [Extrait de l'ATC 72 (2010)]

Les modèles d'inélasticité continue et distribuée peuvent capturer avec plus de précision des comportements tels que l'initiation de la fissuration du béton et la plastification de l'acier,

mais ils peuvent être limités dans leur capacité à capturer la dégradation de la résistance telle que le flambage des barres d'armature, le glissement de liaison et la rupture par cisaillement. Bien que les modèles de continuum ne nécessitent pas d'étalonnage sur la réponse des composants, dans la pratique, ils nécessitent un étalonnage phénoménologique pour tenir compte du comportement qui n'est pas capturé par la formulation.

Cependant les modèles de rotules concentrées, peuvent capturer les effets de la dégradation de la résistance, mais de manière plus empirique. Ils sont hautement phénoménologiques en ce que les fonctions non linéaires sous-jacentes qui décrivent le comportement structurel sont basées sur le dimensionnement du comportement global des composants. En revanche, les modèles d'éléments finis en fibres et continuum sont davantage calibrés au niveau du matériau, ou la cinématique et l'équilibre des composants sont représentés plus directement par la formulation du modèle. Les modèles de rotules concentrées sont également plus cohérents avec les contrôles aux états limites courants liés aux contraintes résultantes (forces) et aux déformations concentrées (déformations de la rotule ou du ressort) dans les codes et normes de construction actuels. La pratique actuelle de la modélisation non linéaire est principalement basée sur l'utilisation de modèles de composants à plasticité localisée (articulation concentrée) et à inélasticité distribuée (fibre) (1).

5 Approche de modélisation des fibres (non-linéarité distribuée) :

Dans cette approche, la section transversale d'un élément structurel est divisée en un certain nombre de fibres uniaxiales s'étendant le long de la plus grande dimension (longueur) de l'élément. Chaque fibre particulière se voit attribuer une relation contrainte-déformation uniaxiale (par exemple, comme illustré à la Figure 1-6) capturant divers aspects de la non-linéarité du matériau dans cette fibre uniaxiale. Ces fibres peuvent être utilisées soit sur toute la longueur de l'élément, soit sur une fraction de la longueur totale (c'est-à-dire la fraction de longueur où l'action inélastique est anticipée. Elle est aussi parfois appelée longueur plastique ou zone plastique). Lors de la définition du modèle de fibre d'un élément (poutres, poteaux ou murs), la longueur de ces segments de fibre (longueur plastique) est définie. La mesure de déformation pour le rapport demande-capacité (D/C) est la déformation du matériau (c'est-à-dire que la demande de déformation produite par le chargement sera divisée par la capacité de déformation spécifiée du matériau) de chaque fibre de matériau pour calculer le rapport de déformation D/C pour une analyse basée sur les performances).

Une poutre, un poteau ou un élément de mur complet peut être constitué de plusieurs segments de fibres. Pour les éléments en béton armé, un segment de fibres comprend plusieurs fibres de béton et d'acier (pour les barres d'armature) avec leurs relations contrainte-déformation respectives. La modélisation des fibres peut tenir compte de l'interaction axiale flexionnelle (et de la déformation axiale causée par la flexion dans les poteaux et les voiles). Le comportement au cisaillement des poutres, des poteaux et des voiles doit être modélisé séparément (qui peut être élastique ou inélastique).

Les sections suivantes expliquent les bases de cette approche pour chaque élément structurel séparément (8).

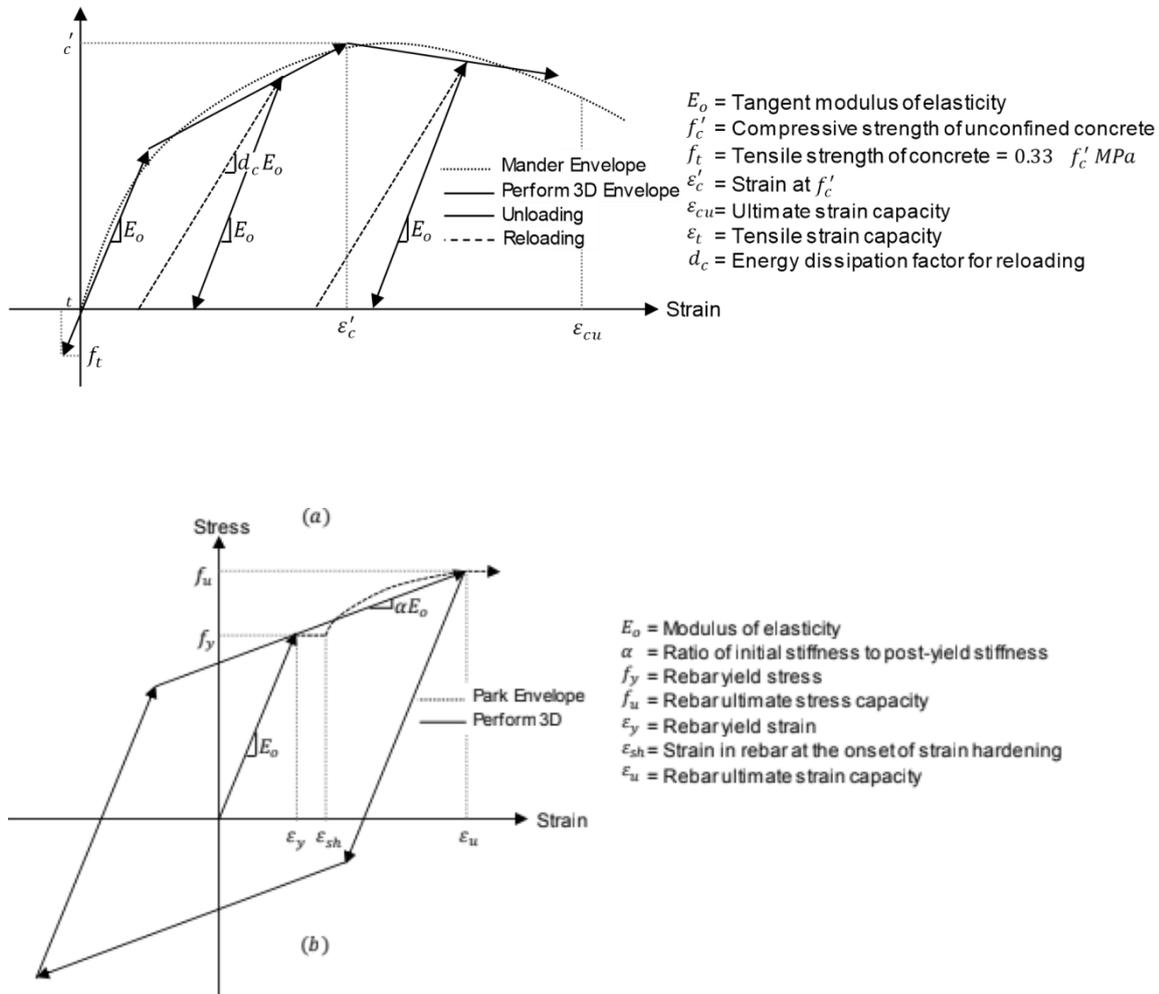


Figure 1.6 : Un exemple de courbe contrainte-déformation pour (a) le béton et (b) l'acier (à attribuer au béton uniaxial et aux fibres d'acier) dans une section transversale en béton armé.

5.1 Sections de fibre pour une poutre :

La figure 1-7 montre le type de modèle de fibre qui peut être utilisé pour une section transversale de poutre. Une hypothèse courante pour une poutre est qu'il y a une flexion inélastique dans une seule direction, généralement dans la direction verticale (flexion autour de l'axe horizontal). Pour la flexion horizontale, le comportement est supposé élastique. Souvent, il y a peu ou pas de flexion horizontale, car la poutre est contreventée, par exemple, par une dalle de plancher (Powell 2010).

Pour modéliser le comportement de flexion dans la direction verticale, les fibres ne sont nécessaires que sur toute la profondeur de la poutre, comme indiqué sur la figure. Par conséquent, la section transversale est divisée (tranchée) dans une seule direction pour définir les fibres uniaxiales de béton et d'acier. Pour la flexion horizontale, une rigidité de flexion

élastique est spécifiée séparément (c'est-à-dire une valeur EI). Pour la flexion verticale, l' EI est déterminé par le modèle de fibre. Pour la flexion horizontale, le modèle suppose qu'il n'y a pas d'interaction P-M. Il suppose également qu'il n'y a pas de couplage entre la flexion verticale et latérale (Powell 2010) (8).

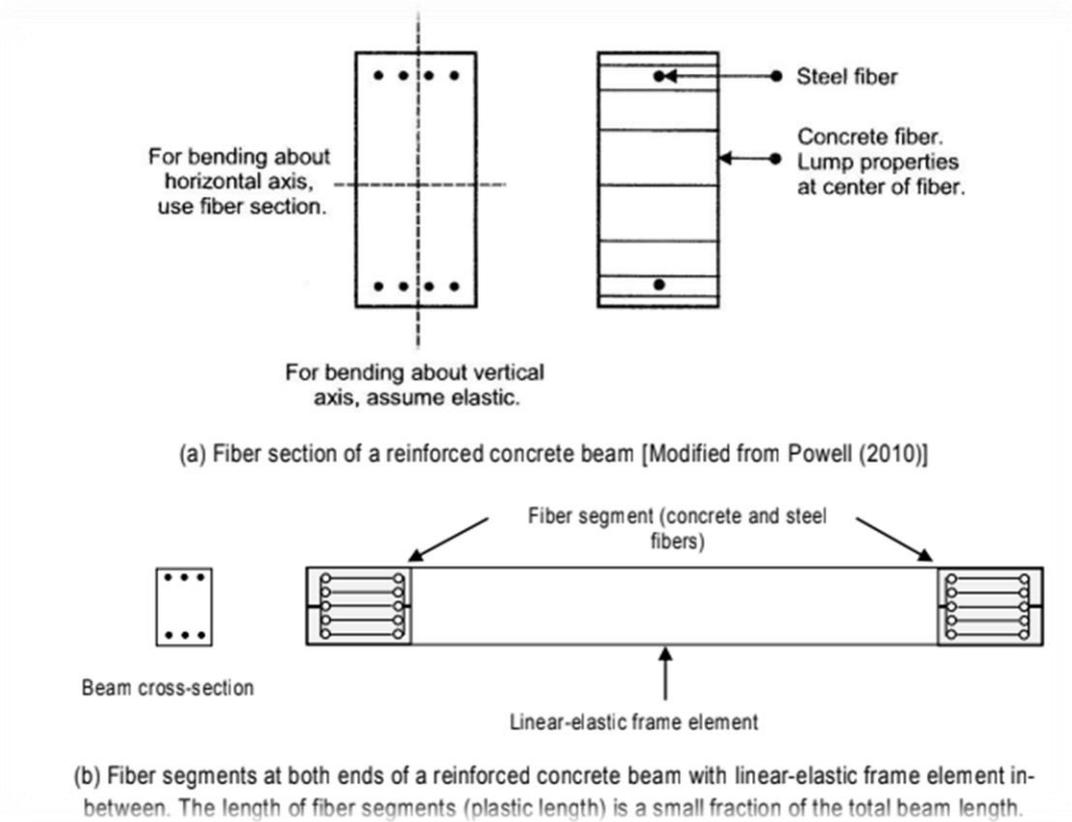


Figure 1.7 : Section avec des fibres d'une poutre en béton armé

5.2 Sections de fibre pour un poteau

Un modèle de fibre pour un poteau doit généralement tenir compte de la flexion biaxiale. Par conséquent, des fibres sont nécessaires dans les deux directions transversales, comme indiqué à la Figure 1-8. Ce type de modèle tient compte de l'interaction axiale-flexion dans les deux axes transversaux (généralement appelée interaction P-M_x-M_y, où x et y sont des axes transversaux).

Pour les poutres et les poteaux, le comportement en torsion est généralement supposé élastique. Il est également supposé découpler du comportement axial et en flexion (8).

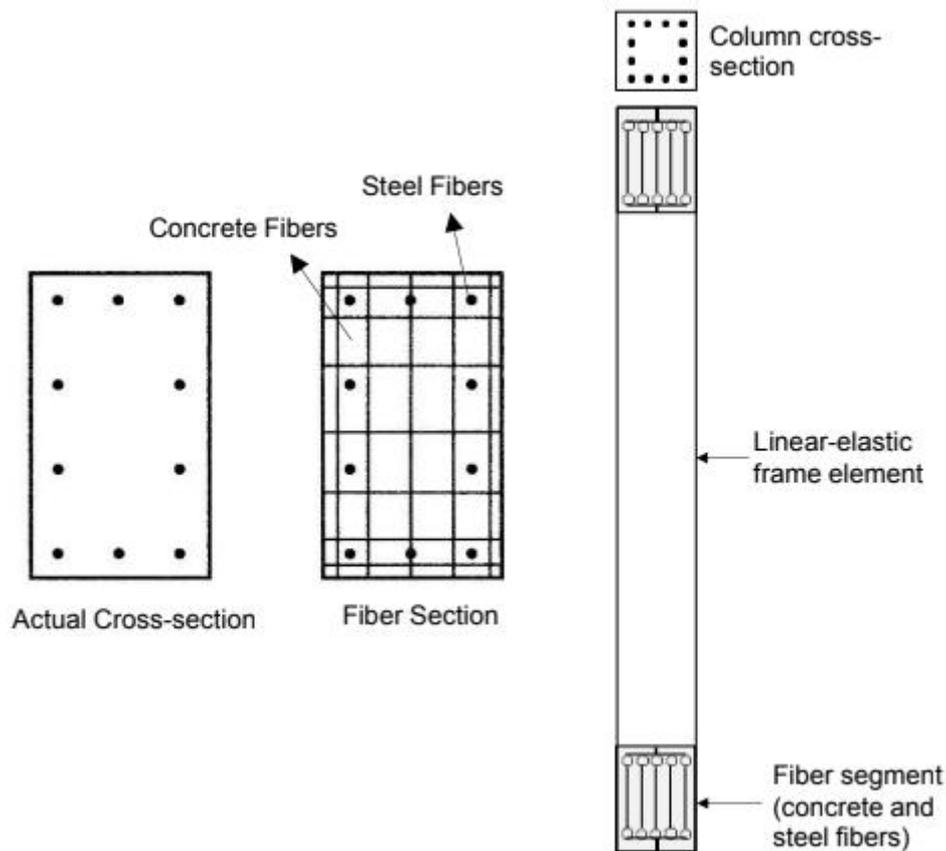


Figure 1.8 : Coupe en fibre d'un poteau en béton armé, vue en coupe (gauche), élévation latérale (droite) [Modifié d'après Powell (2010)]

5.3 Limitations des modèles de fibre [Extrait de Powell (2010)]

Les modèles de fibre peuvent capturer :

- (a) la fissuration des sections transversales en béton armé dans le domaine élastique,
- (b) interaction de force P-M,
- (c) les déformations axiales et de flexion après le rendement.

Cependant, les modèles de fibres ne peuvent pas nécessairement prédire les limites ductiles et la perte de résistance subséquente. Ceux-ci dépendent d'aspects complexes du comportement qui ne sont pas nécessairement inclus dans les modèles de fibres. Certains d'entre eux sont les suivants.

- La limite ductile d'une section en béton armé peut être atteinte lorsque le béton s'écrase et perd de sa résistance. Dans une section transversale réelle, l'écrasement commence au bord extrême ou au coin de la section transversale et progresse continuellement dans la section. Dans un modèle de fibre, l'écrasement se produit fibre par fibre et progresse de manière discontinue dans la section à mesure que davantage de fibres cèdent. Si relativement peu de fibres sont utilisées pour modéliser une section transversale, les fibres sont grosses, l'écrasement commence plus tard dans le modèle que dans la section réelle, et la partie écrasée de la section transversale change

par sauts relativement importants. À mesure que davantage de fibres sont utilisées, le modèle devient plus précis, mais le coût de calcul augmente.

- La résistance du béton en compression, ainsi que sa ductilité, dépendent du degré de confinement. Dans une colonne, du béton sera dans le confinement et d'autres dans un enfer extérieur non confiné. Cela peut devoir être pris en compte dans le modèle de fibre. De plus, dans une colonne donnée, l'efficacité du confinement, et donc la résistance et la ductilité du béton, peuvent être incertaines. Il en est de même dans un mur.
- Sous chargement cyclique, l'armature peut céder en traction dans un demi-cycle et en compression dans le demi-cycle suivant. De plus, les fissures qui s'ouvrent en un cycle peuvent ne pas se refermer complètement. La limite ductile d'une section transversale peut être régie par le flambement de l'armature lorsqu'elle cède en compression. Dans un modèle de fibre, la relation contrainte-déformation des fibres d'acier peut, en principe, expliquer le flambage, mais le comportement de flambage est incertain et difficile à modéliser.
- Les plus grandes déformations inélastiques dans un poteau sont susceptibles de se produire aux extrémités du poteau, soit au niveau d'une connexion poutre-poteau, soit au niveau de la fondation de la structure. À ces emplacements, il peut y avoir des contraintes de liaison importantes, avec une pénétration importante du glissement de liaison dans la région de connexion ou la fondation. Cela peut avoir un effet substantiel sur la rigidité du poteau, et éventuellement sur sa résistance. Le glissement de liaison n'est pas pris en compte dans un modèle de fibre de base. Le glissement de liaison peut être modélisé, mais le processus est généralement trop complexe pour être inclus dans un modèle de structure complète.
- La résistance d'un poteau peut être contrôlée par le cisaillement ou par P , M et V (force de cisaillement) agissant en combinaison. Le modèle de fibre de base ne considère que l'interaction P - M . Comme indiquée plus loin, il est beaucoup plus difficile de modéliser l'interaction P - M - V .

En résumé, un modèle fibre peut être utile, mais ce n'est pas une solution complète. Un modèle de fibre peut ne pas être précis pour les grandes déformations cycliques, il ne tient pas compte des effets de glissement de liaison ou de force de cisaillement, et il ne peut probablement pas prédire la limite ductile et la quantité de perte de résistance. Les modèles de fibres peuvent certainement être meilleurs que les modèles basés sur la théorie de la plasticité, mais ils ont encore des limites majeures (8).

6 Revue de littérature sur l'analyse des structures de contrôle passif avec la méthode push-over

Recherches effectuées sur des structures qui sont analysées par analyse pushover et modernisées à l'aide d'amortisseurs.

Ravindra Kanitkar et al (1998) ce travail illustre l'analyse et le processus de conception pour la modernisation sismique d'une structure à ossature en acier de quatre étages situés dans la région de Los Angeles à l'aide d'amortisseurs viscoélastiques. Une large gamme d'analyses

linéaires et non linéaires a été effectuée au cours du processus de conception de la modernisation lors des demandes de tremblement de terre spécifiques au site (2).

Micheal Gemmill et al (2002) cet article concerne la modernisation d'un bâtiment à ossature d'acier de 18 étages qui est de plan rectangulaire d'environ 100 pieds sur 225 pieds. Des murs de cisaillement en béton sont construits sur deux côtés adjacents du bâtiment pour servir de barrière entre deux bâtiments. En raison de l'orientation de ces murs de cisaillement, une réponse de torsion sévère provoque dans le bâtiment. Par conséquent, des amortisseurs visqueux fluides ont été placés pour diminuer les forces de torsion ainsi que pour améliorer les performances du bâtiment. Des analyses non linéaires, c'est-à-dire statique et dynamique, ont été effectuées pour améliorer la fiabilité des résultats. Les amortisseurs ont réduit la demande sur les étages auxquels ils ont été installés, ainsi qu'ils ont réduit la demande sur les 16 étages au-dessus. L'ensemble du bâtiment a bénéficié de l'incorporation d'amortisseurs visqueux bien placés aux étages inférieurs (2).

Mohsen Kargahi, Chukwuma G. Ekwueme (2004) dans cette étude, les chercheurs ont effectué une analyse pushover sur la structure existante qui a été modernisée avec des amortisseurs. Pour mener à bien cette étude, un bâtiment en béton armé de quatre étages a été utilisé. Le programme d'analyse structurelle SAP2000 a été choisi pour la modélisation et l'analyse de la structure. La comparaison a été faite sur les performances des bâtiments modernisés avec et sans amortisseurs visqueux. Des travaux ont également été effectués sur l'optimisation des propriétés des amortisseurs afin de réduire le coût des amortisseurs. À la fin, un historique temporel non linéaire a été réalisé pour étudier la précision de l'analyse statique non linéaire. Les résultats ont montré que l'amortisseur visqueux s'avère extrêmement efficace pour améliorer le comportement sismique des bâtiments en béton lorsque les propriétés de l'amortisseur sont optimisées pour garantir des performances efficaces. Le bâtiment a montré une réduction de 50% du déplacement lorsqu'il a été modernisé avec des amortisseurs (2).

Liya Mathew & C.Prabha. En 2014, ils ont mené "l'effet des amortisseurs fluides visqueux dans les bâtiments à plusieurs étages" où ils ont remarqué que des systèmes structurels ont été développés pour assurer la sécurité et réduire l'effondrement sous charge sismique. L'amortisseur visqueux fluide (FVD) a le rouleau principal dans la procédure. Il est utilisé comme outil dans l'étude des bâtiments en béton armé avec et sans amortisseurs. De plus, l'histoire temporelle non linéaire et l'analyse pushover ont été effectuées sur un bâtiment carré symétrique à l'aide d'un logiciel et les comparaisons sont présentées sous forme graphique (9).

Castaldo et De Iuliis (2014) ont présenté une procédure de conception sismique intégrée pour les immeubles de grande hauteur avec des amortisseurs visqueux et des amortisseurs viscoélastiques. Un système entretoise-amortisseur à dissipation d'énergie a été proposé et développé pour vérifier une performance de conception sismique dans le cadre de la conception basée sur le déplacement. Ils ont pris en compte le comportement dynamique de la structure et des systèmes de contrôle. La conception optimale sismique intégrée a été définie comme les variables qui minimisent un indice approprié.

Jinkoo Kim, Seeun An (2017) des travaux ont été effectués sur les positions optimales des amortisseurs à friction pour améliorer les performances sismiques du bâtiment RC. Un appartement rectangulaire en béton armé de 15 étages a été utilisé pour l'étude. L'analyse statique non linéaire a été effectuée à l'aide du programme PERFORM-3D. Ensuite, pour améliorer les performances du bâtiment, il a été modernisé avec la fourniture d'amortisseurs à friction. Le résultat de l'analyse a montré que le déplacement maximal du toit et les dérives entre les étages ont été réduits d'environ 30 % et 40 % respectivement par rapport à un bâtiment sans amortisseurs. L'analyse dynamique a également été menée à l'aide de séismes enregistrés de différents PGA. Pour déterminer la distribution optimale des amortisseurs, ils sont placés selon deux méthodes différentes, à savoir la méthode de l'algorithme générique (GA) et la méthode intuitive simple. Une comparaison a été faite entre ces deux méthodes à l'aide d'une analyse temporelle dynamique. Les amortisseurs placés selon la méthode GA ont montré des résultats efficaces par rapport à d'autres (10).

Tabeshpour et Ebrahimian ont présenté une vision conceptuelle de la conception de la rénovation des bâtiments existant à l'aide d'un amortisseur à friction innovant (proposé par Mualla IH). Une procédure de conception simple est utilisée dans la conception parasismique des amortisseurs à friction en fonction des performances structurelles souhaitées. À titre d'exemple, une structure en acier à 3 étages dont la résistance et la rigidité ne sont pas suffisantes pour les performances souhaitées est considérée. La méthode simple basée sur les performances présentée dans FEMA est utilisée pour déterminer la charge de glissement et la rigidité du contreventement. La structure est modélisée à l'aide du programme d'éléments finit Sap2000 et est analysée à l'aide d'une analyse pushover statique non linéaire et d'une analyse temporelle non linéaire. Il a été constaté qu'un amortissement supplémentaire associé à une rigidité appropriée offrait une solution innovante et attrayante pour la réhabilitation sismique de telles structures (11).

Lin et Chopra ont étudié les réponses aux forces constantes et aux tremblements de terre des systèmes SDF avec un amortisseur visqueux à fluide non linéaire (FVD). Une approche générale pour localiser le meilleur emplacement des amortisseurs supplémentaires dans les systèmes structuraux avec un degré capricieux de complexité dans la configuration a été suggérée. Pour rechercher l'emplacement optimal des amortisseurs, une combinaison linéaire de la dérive maximale entre les étages et du cisaillement maximal à la base de la structure amortie normalisée par les éléments non amortis pertinents a été prise comme fonction objective. À cette fin, des analyses comparatives non linéaires de l'histoire temporelle des cadres à base de chevrons (CBF) à un ou plusieurs étages avec et sans les VFD sont effectuées à l'aide de mouvements du sol avec de nombreuses caractéristiques de fréquence mises à l'échelle pour représenter des tremblements de terre d'intensité minuscule, modérée et élevée (11).

Mcnamara et Taylor ont conçu une tour de bureaux de 39 étages en utilisant des méthodes d'ingénierie éolienne conventionnelles de charges de code et de limitations de déviation et ont été testées sur modèle dans une soufflerie au Canada. Un vaste programme de conception a été entrepris avec diverses configurations d'amortisseurs situés verticalement dans la tour et

avec de nombreuses variations sur les paramètres des amortisseurs visqueux fluides. Des amortisseurs visqueux fluides dans la direction E-W ont été placés en diagonale dans deux baies au niveau du noyau interne à tous les autres étages entre le septième étage et le 34e étage, tandis que les systèmes TBD sont affectés aux baies le long de la direction N-S au même niveau. L'analyse latérale statique et la conception ont été réalisées à l'aide de l'ETAB 6.2. La réponse dynamique et la conception de l'amortisseur visqueux fluide du système TBD ont été analysées à l'aide de SAP2000. Les amortisseurs de masse et les amortisseurs de ballotement réglés nécessitaient un espace de bureau précieux au sommet du bâtiment et se sont avérés très coûteux, bien que très efficaces. Les amortisseurs visqueux fluides se sont avérés les plus rentables et les moins encombrants sur la tour de bureaux. Les performances testées des structures avec amortisseurs fluides ont montré que d'énormes gains de performances pouvaient être réalisés à un coût relativement faible (9).

Diclelia et Mehta ont réalisé une étude paramétrique d'un système de charpente à chevrons en acier équipé et sans amortisseur viscoélastique lorsqu'il est soumis à une charge sismique. sans VFD sont menées en utilisant des mouvements du sol avec de nombreuses caractéristiques de fréquence mises à l'échelle pour représenter des tremblements de terre d'intensité minuscule, modérée et grande. Les résultats de l'analyse ont révélé que les performances sismiques des CBF sans VFD sont très médiocres et sensibles aux caractéristiques de fréquence et à l'intensité du mouvement du sol. en raison des effets de flambement du contreventement. L'installation de VFD dans les CBF a considérablement amélioré leurs performances sismiques en maintenant leur comportement élastique. De plus, on observe que les VFD avec des exposants de vitesse plus petits et un rapport d'amortissement plus grand sont plus efficaces pour améliorer les performances sismiques des CBF. Cependant, les VFD avec des taux d'amortissement supérieurs à 50 % ne produisent pas d'amélioration supplémentaire significative des performances sismiques des CBF (9).

CHAPITRE 2

**MODELISATION DE L'AMORTISSEUR A
FLUIDE VISQUEUX DANS LE CAS NON
LINEAIRE**

CHAPITRE 2 : Modélisation de l'amortisseur à fluide visqueux dans le cas non linéaires

1 Définition :

Dans nos jours, les tremblements de terre sont considérés comme des risques naturels majeurs et leur impact sur les structures sont carrément élevés. La dissipation d'énergie et l'isolation sismique sont largement annoncées comme des méthodes de sécurité active pour atteindre les objectifs fonctionnels des codes modernes. Cependant, de nombreux codes incluent des spécifications de conception pour les bâtiments isolés sismiquement, alors qu'il est encore essentiel d'améliorer les règles pour les systèmes de protection par dissipation d'énergie. Les amortisseurs à fluide visqueux (FVD) sont les outils les plus utilisés pour réguler les réponses et dissiper l'énergie des structures. Ces dispositifs sont appliqués en fonction de diverses techniques de construction afin de réduire les réponses des structures à l'excitation sismique (12).

L'amortisseur illustré à la figure 2.1 est représenté dans sa position de mi-course. La chambre de pression principale est appelée le cylindre. Elle est entièrement remplie de fluide, y compris les volumes situés de part et d'autre de la tête du piston. La tige du piston est fixée à la tête du piston. À l'extrémité gauche de la tige de piston se trouve une chape pour la fixation à la structure. Lorsque l'amortisseur se déplace en va-et-vient au cours d'un événement dynamique, cette chape, la tige de piston et la tête de piston se déplacent comme un seul élément. Toutes les autres pièces restent immobiles.

Lorsque la tête de piston se déplace, le fluide situé de part et d'autre de celle-ci est poussé à travers les orifices de la tête de piston. Sur le côté gauche du cylindre se trouvent un bouchon et un joint d'étanchéité pour encapsuler le fluide contre la pression statique et dynamique. Sur le côté droit du cylindre se trouve un autre bouchon et un autre joint d'étanchéité. Lorsqu'une extrémité de la tige de piston entre dans le cylindre, l'autre en sort, ce qui permet de conserver le volume du fluide sans accumulation de pression statique. Les deux chapes sont généralement équipées de roulements sphériques pour permettre un certain niveau de désalignement avec la structure environnante (13).

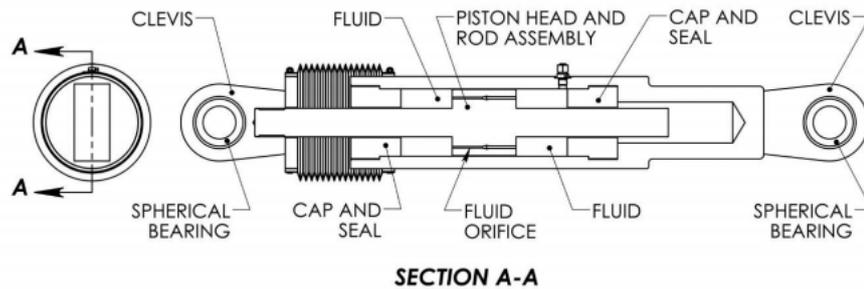


Figure 2.1 : Amortisseur de liquide et pièces

2 Dispositions de montage et placement de l'amortisseur

L'utilisation de l'amortissement réparti dans une structure est une méthode directe d'application de l'amortissement à une structure ou un mécanisme, en plaçant généralement les amortisseurs à plusieurs niveaux de la structure. Le principal avantage de l'amortissement distribué est que le système d'amortissement capture et absorbe l'énergie à sa source dans toute la structure, au lieu d'appliquer l'amortissement à un système secondaire, ailleurs, ou à un endroit de la structure pour ensuite collecter et tenter d'amortir les mouvements lorsqu'ils sont amplifiés dans toute la structure. L'avantage principal de l'amortissement distribué est que l'amortissement (direct) peut absorber l'énergie dans toutes les fréquences de la vibration d'entrée (13).

Ceci est très avantageux pour les mouvements du vent où des tremblements de terre qui ne secouent pas nécessairement la structure uniquement à sa période fondamentale de mouvement.

Les cadres en chevron sont représentés sur la figure 2.2. Dans cette configuration, les amortisseurs sont placés horizontalement et reliés à un cadre (chevron) qui est censé être presque rigide avec le plancher auquel il est relié. L'avantage avec cette orientation directe de l'amortissement est que la flexibilité horizontale de la structure injecte ce mouvement complet directement dans l'orientation horizontale de l'amortisseur. Cependant, une petite quantité de mouvement peut être perdue en raison des contraintes de la rigidité atteignable d'un cadre chevron économique.

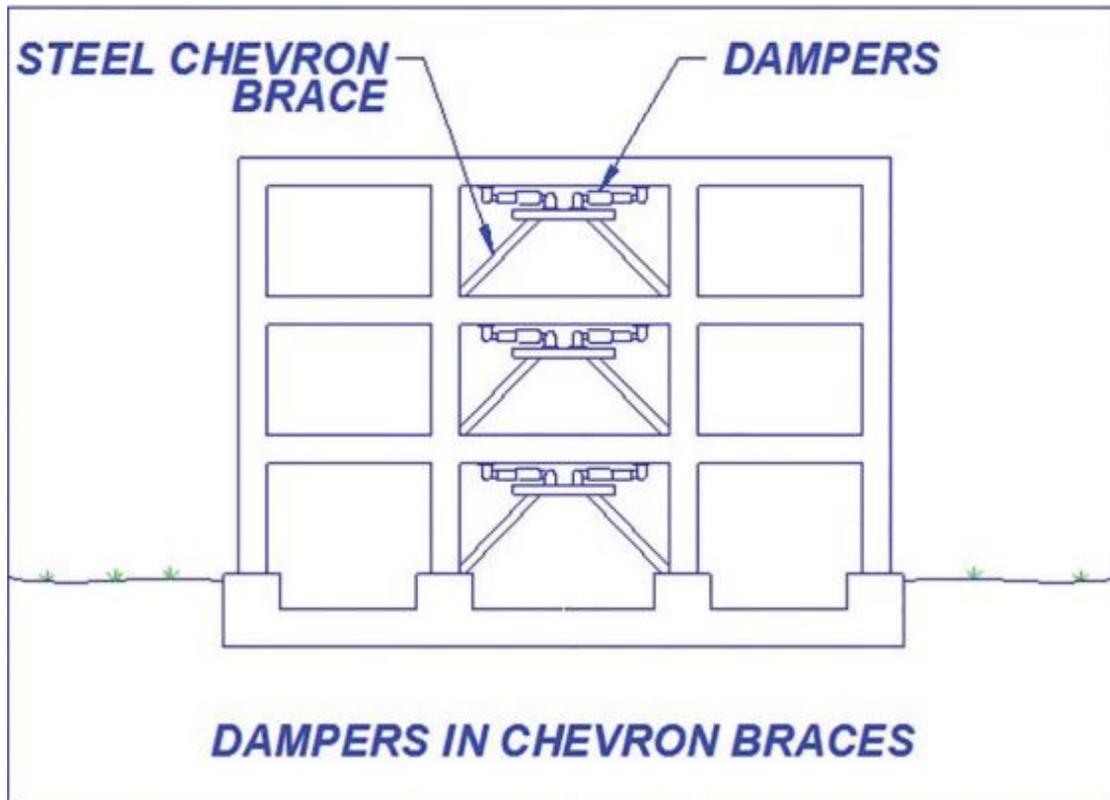


Figure 2.2 : Amortisseurs dans les cadres à contreventement Chevron

Les amortisseurs dans les schémas de contreventement diagonaux sont représentés sur la figure 2.3. Dans cette orientation, le mouvement horizontal de la structure ne permet qu'à une composante angulaire de la déflexion totale d'entrer dans l'amortisseur, mais de là, ce mouvement est transmis directement à l'étage suivant, à travers un élément de tension/compression puissante. Ce schéma de contreventement diagonal est souvent considéré comme la méthode la plus basique ou la plus simpliste pour appliquer un amortissement distribué dans une structure.

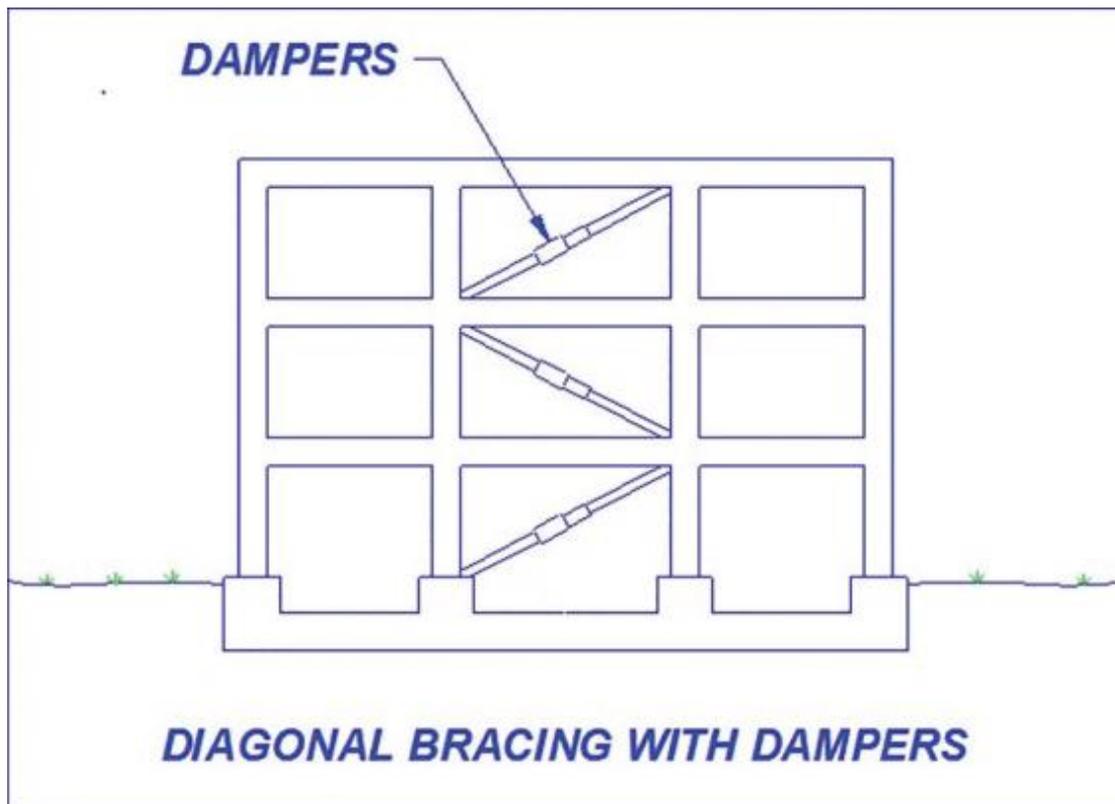


Figure 2.3 : Amortisseurs dans les cadres à contreventement diagonal

Les amortisseurs peuvent également être distribués dans les systèmes d'isolation de base, comme le montre la figure 2.4, où l'amortisseur est utilisé pour augmenter les isolateurs de support vertical, et fournit le plus souvent un amortissement visqueux (dépendant de la vitesse) pour améliorer de manière significative la performance et l'utilité des isolateurs.

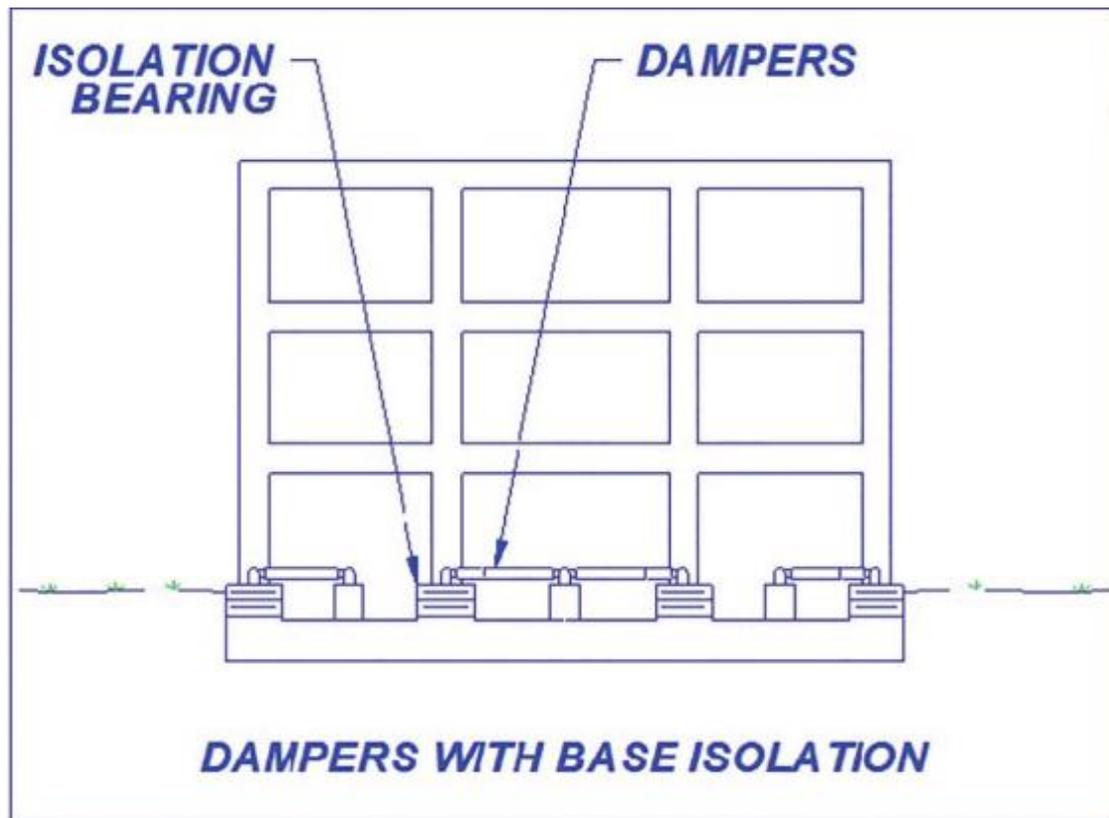


Figure 2.4 : Amortisseurs dans les systèmes d'isolation de base

Le système d'amortissement à espace ouvert illustré à la figure 2.5 est quelque peu similaire au système à bascule en ce sens qu'il utilise des amplificateurs et des mécanismes de mouvement, mais dans ce système, l'idée est de pousser les éléments d'amortissement vers le périmètre du cadre de sorte que l'espace à l'intérieur du cadre soit ouvert pour les fenêtres ou les portes, d'où le nom de système d'amortissement à "espace ouvert". Dans ce système, une barre de poussée (presque) verticale relie un mécanisme de rotation de came qui, à son tour, est relié à la poutre et à un amortisseur, de sorte que lorsque le haut du cadre se déplace latéralement, l'amortisseur dévié et dissipe l'énergie. Les amortisseurs à espace ouvert fournissent un amortissement très efficace, mais nécessitent un système soigneusement orienté et analysé, pour fonctionner correctement.



Figure 2.5 : Amortisseurs dans les cadres de l'espace ouvert

Les méga contreventements illustrés à la figure 2.6 peuvent être utilisés pour capturer les déflexions sur plusieurs niveaux de plancher et recueillir le mouvement le plus important de ces niveaux pour le transmettre à l'amortisseur d'énergie connecté aux principaux nœuds structurels. Ce concept est similaire au contreventement diagonal, mais sur une portée beaucoup plus longue.



Figure 2.6 : Amortisseurs dans les cadres Mega-Brace

3 Conception et analyse de structures de bâtiments avec amortisseurs fluides visqueux

L'amortissement est l'une des nombreuses méthodes différentes qui ont été proposées pour permettre à une structure d'atteindre des performances optimales lorsqu'elle est soumise à des chocs sismiques, à des tempêtes de vent ou à d'autres types de chocs transitoires et de vibrations. L'approche conventionnelle dicterait que la structure doit passivement atténuer ou dissiper les effets des entrées transitoires grâce à une combinaison de résistance, de flexibilité, de déformabilité et d'absorption d'énergie. Le niveau d'amortissement dans une structure conventionnelle est très faible, et donc la quantité d'énergie dissipée lors de perturbations transitoires est également très faible. Lors de mouvements violents, tels que les tremblements de terre, les structures conventionnelles se déforment généralement bien au-delà de leurs limites élastiques et ne restent intactes qu'en raison de leur capacité à se déformer de manière inélastique. Par conséquent, la majeure partie de l'énergie dissipée est absorbée par la structure elle-même par des dommages localisés (13).

Le concept d'amortisseurs additifs dans la structure suppose qu'une partie de la puissance absorbée par la structure à partir d'un transitoire sera absorbée, non par la structure elle-même, mais par des éléments d'amortissement supplémentaires. Un amortisseur complémentaire idéal serait tel que la force générée par l'amortisseur soit d'une telle amplitude et se produise à un moment tel que les forces de l'amortisseur n'augmentent pas la contrainte globale dans la structure. Lorsqu'il est correctement mis en œuvre, un amortisseur idéal doit être capable de réduire simultanément les contraintes et la déflexion de la structure [1].

Les amortisseurs visqueux fluides (FVD) servent à protéger la structure nouvelle et existante lors d'événements sismiques dangereux et fournissent une solution économique pour une conception résiliente. L'adoption des FVD pour les applications dans les structures de bâtiments et de ponts est devenue courante dans des pays comme le Japon et Taïwan, mais les FVD sont sous-utilisés dans de nombreuses autres régions sismiques élevées à travers le monde. L'un des facteurs contribuant à cette sous-utilisation est le manque de familiarité de nombreux ingénieurs en structure avec les dispositifs d'amortissement et la facilité relative avec laquelle ils peuvent être conçus et mis en œuvre dans des logiciels commerciaux d'ingénierie structurelle (13).

4 Modèle analytique de l'amortisseur liquide visqueux

Les amortisseurs fluides visqueux présentent un comportement viscoélastique, qui peut être mieux prédit avec le modèle Maxwell pour les amortisseurs non linéaires (figure 2.7) (14).

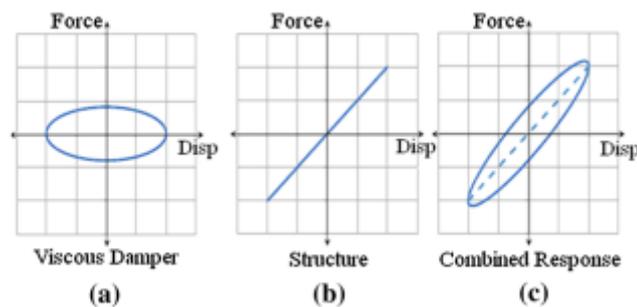


Figure 2.7 : Courbe hystérétique de l'amortisseur à fluide visqueux (FVD)

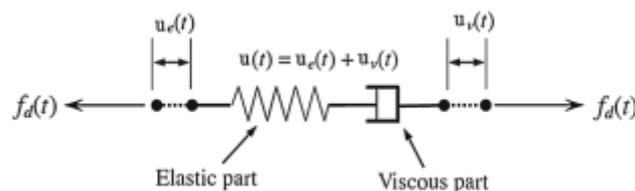


Figure 2.8 : Modèle Maxwell

Le modèle peut également être décrit par l'équation suivante :

$$P_d(t) + \psi \frac{dP_d(t)}{dt} = C_d \cdot \frac{du_d}{dt} \quad (1)$$

Où $u_d(t) = u_0 \sin(\omega t)$.

P_d est la force de sortie de l'amortisseur, ψ est le temps de relaxation, C_d est la constante d'amortissement à fréquence nulle et u_d est le déplacement de la tête de piston par rapport au boîtier de l'amortisseur. Le temps de relaxation de l'amortisseur est défini comme

$$\psi = \frac{C_d}{K_1} \quad (2)$$

où K_1 est la rigidité de stockage de l'amortisseur à l'infini la fréquence (14).

4.1 Amortisseur non linéaire à fluide visqueux

L'étude actuelle s'est concentrée sur l'amortissement visqueux fluide non linéaire. Considérant un système SDOF avec un amortisseur non linéaire sous mouvement sinusoïdal, la vitesse du système est donnée par

$$\dot{u}_d(t) = \omega u_0 \sin(\omega t) \quad (3)$$

L'énergie dissipée par le clapet est

$$W_d = \oint P_d \cdot du \quad (4)$$

Reconnaitre $P_d = C_d (\dot{u}_d)^\alpha$ et en substituant (2) et (8) dans (9), l'énergie dissipée par l'amortisseur non linéaire dans un cycle de mouvement sinusoïdal sera

$$\begin{aligned} \Rightarrow W_d &= \int_0^{2\pi/\omega} P_d \cdot \dot{u}_d \cdot dt = \int_0^{2\pi/\omega} C_d \dot{u}_d^{1+\alpha} dt \\ \Rightarrow W_d &= C_d (\omega u_0)^{1+\alpha} \int_0^{2\pi} |\sin^{1+\alpha}(\omega t)| dt \end{aligned} \quad (5)$$

$$\text{Avec } \omega t = 2\theta \text{ et } dt = \frac{2}{\omega} d\theta$$

L'équation (5) est réécrite comme

$$\begin{aligned} \Rightarrow W_d &= C_d (\omega u_0)^{1+\alpha} \frac{2}{\omega} \int (\sin^{1+\alpha}(2\theta)) d\theta \\ \Rightarrow W_d &= 2^{2+\alpha} C_d \omega^\alpha u_0^{1+\alpha} \cdot \frac{2}{\omega} \int 2 \sin^{1+\alpha}(\theta) \cos^{1+\alpha}(\theta) d\theta \\ \Rightarrow W_d &= 2^{2+\alpha} C_d \omega^\alpha u_0^{1+\alpha} \cdot \frac{\Gamma^2(1 + \alpha/2)}{\Gamma(1 + \alpha)} \end{aligned} \quad (6)$$

où Γ est la fonction gamma.

Le rapport d'amortissement équivalent du système SDOF contribué par l'amortisseur non linéaire peut être obtenu.

$$\xi_d = \frac{\lambda \cdot C_d \cdot \omega^{\alpha-2} u_0^{1+\alpha}}{2\pi \cdot m} \quad (7)$$

Avec

$$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1 + \alpha/2)}{\Gamma(1 + \alpha)} \quad (8)$$

Pour la commodité des applications pratiques, les valeurs de λ sont tabulées dans FEMA273 sur la base de (8). Les valeurs spécifiques sont $\lambda = \pi$ pour $\alpha = 1$ et $\lambda = 3.496$ pour $\alpha = 0.5$. Ainsi, pour un amortisseur à fluide linéaire, nous avons

$$\xi_{d(\alpha=1)} = \frac{C_d}{2m\omega} \quad (9)$$

Et pour un amortisseur non linéaire avec $\alpha = 0.5$

$$\xi_{d(\alpha=0.5)} = 0.55641 \frac{C_d}{m\sqrt{u_0}\omega^3} \quad (10)$$

Et pour un amortisseur non linéaire avec $\alpha = 2$

$$\xi_{d(\alpha=2)} = 0.55641 \frac{4C_d \cdot u_0}{2\pi \cdot m} \quad (11)$$

Le rapport d'amortissement dépend généralement de l'amplitude de mouvement. Pour un amortisseur non linéaire avec $\alpha < 1$, le rapport d'amortissement augmente avec une diminution de l'amplitude u_0 . L'inverse est vrai pour les amortisseurs non linéaires avec $\alpha > 1$. Pour les dispositifs linéaires, le rapport d'amortissement est indépendant de l'amplitude du mouvement (14).

4.2 Modélisation du système avec l'amortisseur à fluide visqueux (FVD)

La figure 2.9 montre une structure MDOF connectée à l'amortisseur à fluide visqueux (FVD). L'équation de mouvement de la structure soumise à une vibration du sol devient

$$[M]\ddot{U} + [C]\dot{U} + [K]U + F_d(t) = [M]\ddot{x}_g \quad (12)$$

Où M est la masse de la structure, K est la rigidité équivalente de la structure, C est le coefficient d'amortissement de la structure,

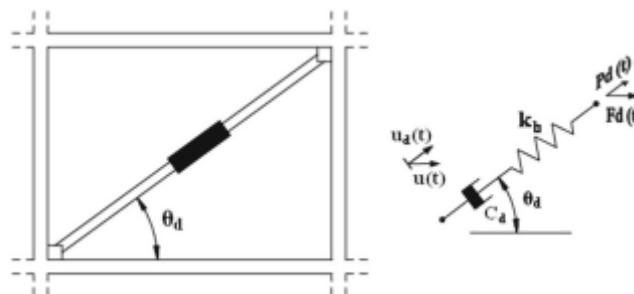


Figure 2.9 : Structure à plusieurs degrés de liberté avec l'amortisseur à fluide visqueux (FVD)

et $F_d(t)$ est le vecteur de force FVD ; \ddot{U}, \dot{U}, U Vecteurs déplacement, vitesse et accélération de la structure. \ddot{x}_g : accélération du sol.

En considérant un système MDOF comme indiqué à la Figure 2.9 , le rapport d'amortissement effectif total du système, ξ_{eff} , est défini comme suit :

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \xi_d \quad (13)$$

où ξ_0 est le taux d'amortissement inhérent du MDOF sans amortisseurs et ξ_d est le taux d'amortissement du FVD. Étendu du concept du système SDOF, Eq. (14) est présenté par Soong et Constantinou [2] et Seleemah et Constantinou [3] et utilisé par FEMA273 (Federal Emergency Management Agency) [4] pour représenter ξ_d .

$$\xi_d = \frac{\sum W_j}{4\pi.W_K} \quad (14)$$

$\sum W_j$ est la somme de l'énergie dissipée par le l'amortisseur (j) du système dans le cycle; W_K est l'énergie de contrainte élastique du cadre. W_K est égal à $\sum F_i \dots U_i$ où F_i est le cisaillement de l'étage et U_i est la dérive de l'étage du i^{ème} étage. L'énergie dissipée par le FVD non linéaire peut être exprimée par

$$\sum_j W_j = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^\alpha \sum_j \lambda C_j u_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j \quad (15)$$

où u_{rj} est le déplacement axial relatif entre les deux extrémités du clapet j dans le sens horizontal. Habituellement, seul le premier mode du système MDOF est considéré dans la procédure simplifiée des applications pratiques. En utilisant la méthode d'énergie de déformation modale, l'énergie dissipée par les amortisseurs linéaires peut être réécrite comme

$$\begin{aligned} \sum_j W_j &= \omega \sum_j \pi C_j u_{rj}^2 \cos^2 \theta_j \\ \Rightarrow \sum_j W_j &= \frac{2\pi^2}{T} \sum_j C_j u_{rj}^2 \cos^2 \theta_j \end{aligned} \quad (16)$$

Et

$$W_K = \omega^2 \sum_i M_i u_i^2 \quad (17)$$

[M] est la matrice de masse. θ_j est l'angle d'inclinaison de l'amortisseur j.

On suppose que chaque étage a des amortisseurs η_j identiques avec une constante identique C_j et le même α et la somme I s'étendent sur tous les étages. En remplaçant (16) et (17) par (14), le rapport d'amortissement apporté par les amortisseurs est obtenu comme suit :

$$\xi_d = \frac{\sum_j \eta_j \lambda C_j u_{rj} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi \omega^{2-\alpha} \sum_i M_i u_i^2} \quad (18)$$

Comme seul le premier mode est considéré, le déplacement réponse peut être exprimée comme

$$u_i = A\phi_i \quad (19)$$

où ϕ_i est la première déformée modale du $i^{\text{ème}}$ degré de liberté et A est l'amplitude.

Enfin, en remplaçant les Eqs. (18) et (19) dans (13), ξ_{eff} d'une structure à l'amortisseur à fluide FVD non linéaire on m'a donné par

$$\xi_{\text{eff}} = \xi_0 + \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{1-\alpha} \sum_i M_i \phi_i^2} \quad (20)$$

Où ϕ_r est le déplacement horizontal relatif de l'amortisseur j correspondant à la première forme de mode. Correspondant à un rapport d'amortissement supplémentaire souhaité, il n'y a pas de procédure substantielle suggérée par les codes de conception pour la distribution des valeurs C sur l'ensemble du bâtiment. Lors de la conception des amortisseurs, il peut être pratique de répartir les valeurs C également sur chaque étage. Cependant, de nombreux résultats expérimentaux ont montré que l'efficacité d'un amortisseur sur les étages supérieurs est inférieure à celle des étages inférieurs (14).

5 Équation du mouvement et paramètres du système

5.1 Équation du mouvement

L'équation régissant le mouvement du système SDF avec la masse m , la rigidité élastique k , le coefficient d'amortissement visqueux linéaire c et un amortisseur à fluide visqueux (FVD) non linéaire soumis à l'accélération du sol $\ddot{u}_g(t)$ est

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku + c_\alpha \text{sgn}(\dot{u})|\dot{u}|^\alpha = -m\ddot{u}_g(t) \quad (21)$$

Étant donné les valeurs c_α et $\alpha = 1$, l'équation (21) est non linéaire, par conséquent, la réponse u du système dépend de manière non linéaire de l'intensité d'excitation. Ainsi, le paramétrage de cette équation et l'étude de l'effet de l'amortissement supplémentaire sur la réponse du système deviennent compliqués en raison du terme non linéaire impliquant deux paramètres c_α et α , où c_α n'est pas sans dimension paramètre. Par conséquent, nous remplaçons c_α par l'équation (21) pour les amortisseurs à fluide visqueux (FVD) à énergie équivalente et divisons l'équation résultante par m pour obtenir

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u + \frac{2\zeta_{sd}\omega_n}{\beta_\alpha} (\omega_n u_0)^{1-\alpha} \text{sgn}(\dot{u})|\dot{u}|^\alpha = -\ddot{u}_g(t) \quad (22)$$

Où $\omega_n = \sqrt{k/m}$ et $\zeta = c/2m\omega_n$ sont la fréquence de vibration propre et le taux d'amortissement du système, respectivement et ζ_{sd} est le taux d'amortissement supplémentaire dû au

l'amortisseur à fluide visqueux (FVD) non linéaire. L'équation (22) régit le mouvement des systèmes SDF avec des amortisseurs à fluide visqueux (FVD) non linéaires équivalents en énergie, qui sont caractérisés par la même valeur ζ_{sd} mais des valeurs α différentes. En particulier, lorsque $\alpha = 1$ et $\alpha = 0$ dans l'équation (14), nous obtenons les équations déterminantes pour l'amortissement visqueux linéaire et supplémentaire par frottement, respectivement.

Bien que l'équation (22) soit non linéaire et implique l'amplitude de déplacement inconnue u_0 (pour $\alpha = 1$) dans le terme d'amortissement supplémentaire, elle offre les avantages suivants par rapport à l'équation (21) : (i) la réponse u du système varie linéairement avec l'intensité d'excitation, la mise à l'échelle de $\ddot{u}_g(t)$ en doublant l'accélération maximale du sol $\ddot{u}_{g0}(t)$ doublera $u(t)$; (ii) les effets des amortisseurs à fluide visqueux (FVD) non linéaires sur la réponse du système peuvent être étudiés en termes de deux paramètres indépendants et sans dimension, ζ_{sd} et α , et (iii) la précision du système visqueux linéaire correspondant dans l'estimation de la réponse du système avec des amortisseurs à fluide visqueux (FVD) non linéaires peut être évaluée.

Bien que cela ne ressorte pas facilement de l'équation (22), la dépendance linéaire de u sur \ddot{u}_{g0} peut être prouvée. À cette fin, nous réécrivons l'équation (22) en termes de déplacement

normalisé $\bar{u} = u / (u_{st})_0$, ou $(u_{st})_0 = m\ddot{u}_{g0} / k = \ddot{u}_{g0} / \omega_n^2$ est la déformation statique maximale :

$$\ddot{\bar{u}} + 2\zeta\omega_n\dot{\bar{u}} + \omega_n^2\bar{u} + \frac{2\zeta_{sd}\omega_n^{2-\alpha}u_0^{-1-\alpha}}{\beta_\alpha} \operatorname{sgn}(\dot{\bar{u}})|\dot{\bar{u}}|^\alpha = -\omega_n^2 \frac{\ddot{u}_g(t)}{\ddot{u}_{g0}} \quad (23)$$

L'équation (23) indique que \bar{u} est indépendant de l'intensité d'excitation, démontrant la dépendance linéaire de u sur $(u_{st})_0$ et donc sur \ddot{u}_{g0} (15).

5.2 Paramètres système

Comme indiqué par l'équation (22), la réponse des systèmes SDF à énergie équivalente avec des amortisseurs à fluide visqueux (FVD) non linéaires est contrôlée par quatre paramètres :

(i) paramètre de non-linéarité de l'amortisseur α , qui contrôle la forme de la boucle d'hystérésis de la force de l'amortisseur, (ii) rapport d'amortissement supplémentaire ζ_{sd} , qui représente la capacité de dissipation d'énergie du l'amortisseur à fluide visqueux (FVD)

indépendamment de la valeur α , (iii) période de vibration naturelle du système $2\pi/\omega_n$, et (iv) le taux d'amortissement, ζ , qui représente la capacité de dissipation d'énergie inhérente du système. Considérons quatre valeurs différentes de α : 1 (FVD linéaire), 0.7, 0.5 et 0.35, et trois valeurs de taux d'amortissement supplémentaire $\zeta_{sd} = 0.05, 0.15 \text{ et } 0.30$. Ces valeurs de α et ζ_{sd} couvrent la gamme des amortisseurs à fluide visqueux (FVD) non linéaires couramment utilisés dans la protection parasismique des structures. L'amortissement inhérent du système SDF a été fixé à $\zeta = 5\%$ et sa période de vibration naturelle T_n a varié de 0.05 à 5 sec (15).

CHAPITRE 3

Performance d'une structure équipée d'un
amortisseur à fluide visqueux sous des excitations
sismiques

CHAPITRE 3 : Performance d'une structure équipée d'un amortisseur à fluide visqueux sous des excitations sismiques

1 Introduction

Pour évaluer la performance des structures avec des amortisseurs à fluide visqueux dans les structures régulières en béton armé, une étude comparative a été réalisée sur une structure dans deux cas différents.

En première cas, on considère la structure sans des amortisseurs à fluide visqueux, alors qu'en deuxième cas, la structure est équipée par des amortisseurs à fluide visqueux.

2 Présentation de la structure

La structure de base dans cette étude est une structure régulière tridimensionnelle en béton armé qui se compose de six niveaux (figure 3.5), la structure est conçue selon les règles parasismiques algériennes RPA 2003, elle est considérée comme une structure de construction à usage d'habitation avec un système de contreventement assuré par portiques.

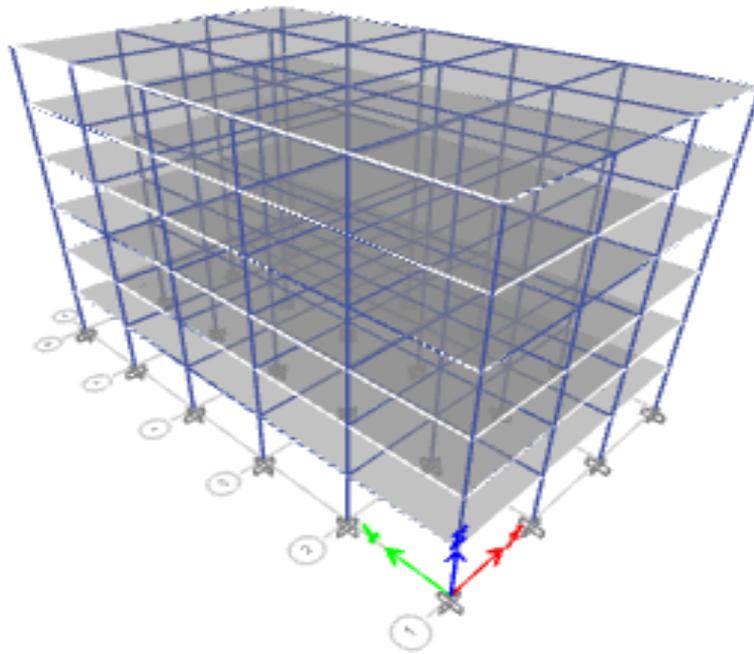


Figure 3.1 : vue en 3D de la structure régulière sans amortisseur à fluide visqueux

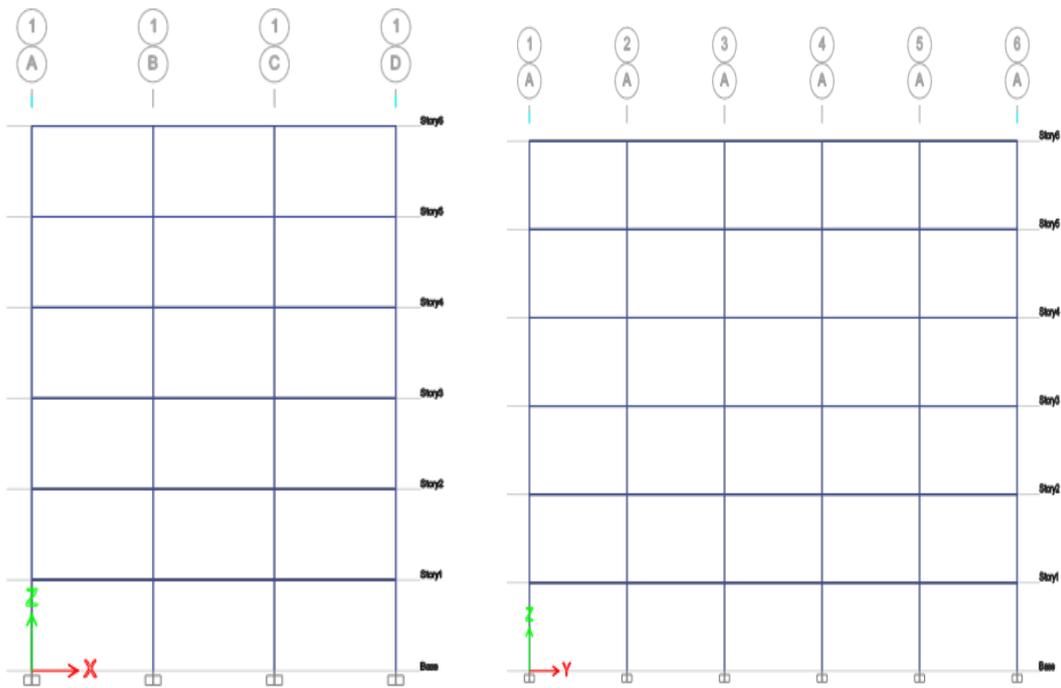


Figure 3.2 : vue en plan A et plan 1 de la structure régulière sans amortisseur à fluide visqueux

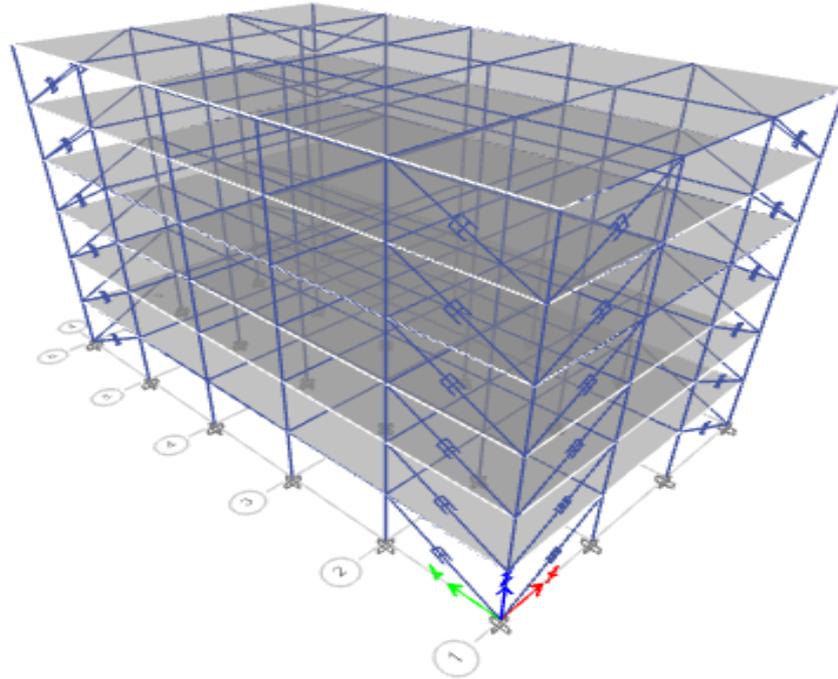


Figure 3.3 : vue en 3D de la structure régulière avec amortisseur à fluide visqueux

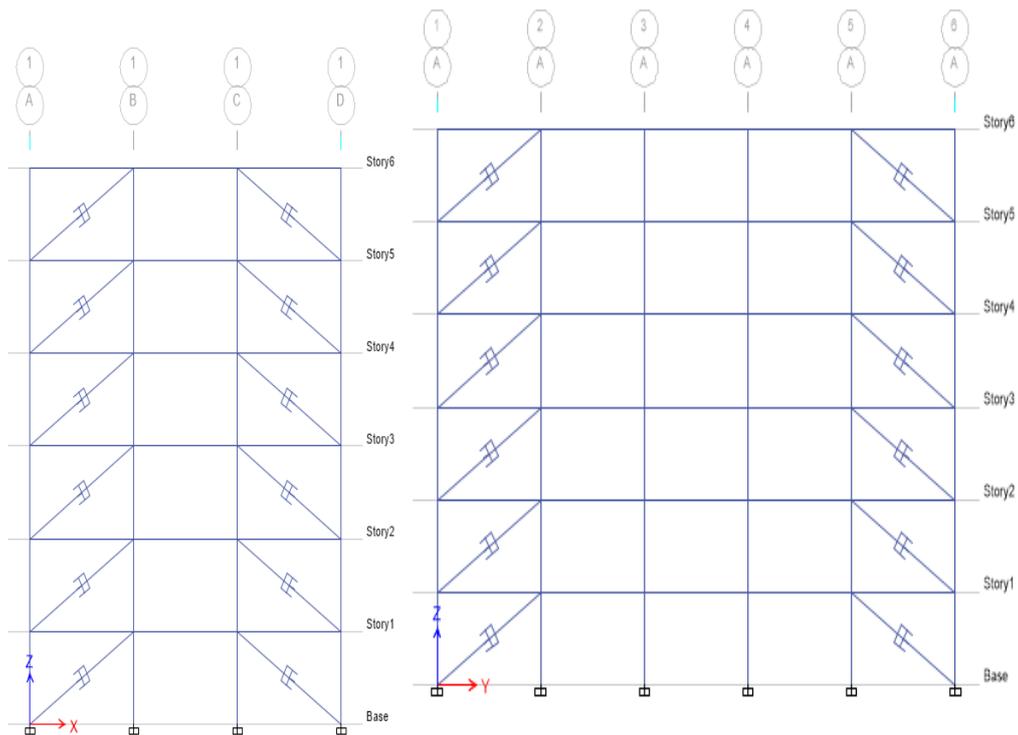


Figure 3.4 : vue en plan 1 et plan A de la structure régulière avec amortisseur à fluide visqueux

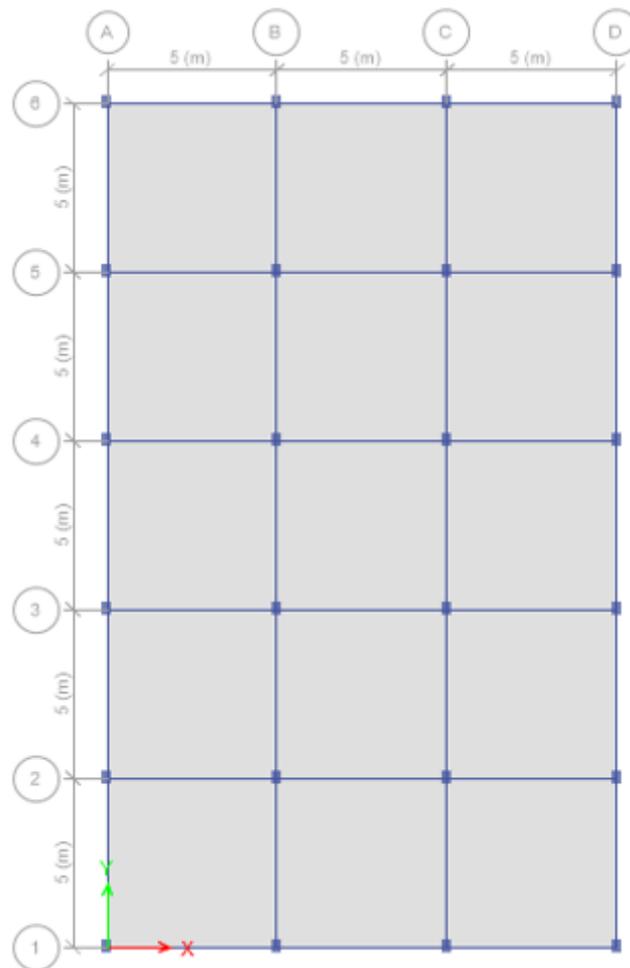


Figure 3.5 : structure régulière tridimensionnelle en béton armé qui se compose de six niveaux

Cette structure est située dans une zone sismique à forte sismicité (Zone III) avec un site ferme (figure 3.6). Le bâtiment comporte trois travées dans le sens longitudinal et cinq travées dans le sens transversal. Les poutres principales sont de section $30 \times 40 \text{ cm}^2$ et les poutres secondaires sont de section $30 \times 35 \text{ cm}^2$. La hauteur d'étage est de 3.06 m et la dalle est d'une épaisseur de 18 cm. Les sections des poteaux sont $30 \times 40 \text{ cm}^2$. On assume que le rapport d'amortissement inhérent de la structure est 5% et l'amortissement supplémentaire est 10%, l'amortissement effectif de la structure sera de 15%.

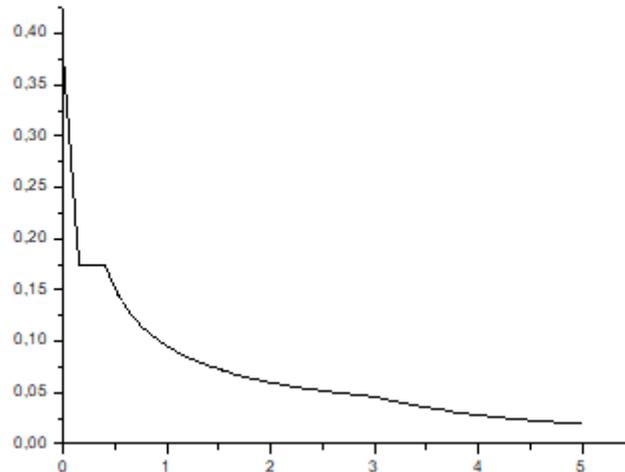


Figure 3.6 : spectre de réponse selon le règlement parasismique algérienne pour un ferme de Zone III

La structure sera étudiée avec et sans des amortisseurs à fluide visqueux. Ces amortisseurs vont être placés dans les structures en contreventement diagonal. Chaque étage contient deux dissipateurs dans le sens X et deux dissipateurs dans le sens Y.

Dans notre travail, nous utilisons logiciel ETABS V20 pour la modélisation des structures avec et sans des amortisseurs à fluide visqueux étant donné les avantages et les fonctions d'analyse tridimensionnelle, le comportement des amortisseurs visqueux fluide est modélisé par un amortisseur non linéaire.

Pour étudier le comportement non linéaire des éléments structuraux en béton armé modélisés par des rotules en fibre est dû au comportement non linéaire des fibres, le modèle de Mander est utilisé pour le béton confiné et non confiné. D'autres parts, l'acier est modélisé par le modèle élastique. Le modèle de Mander et al. (1988) intégré dans le logiciel ETABS V20 est adopté pour le béton en considérant une résistance de compression maximale $f'_{c28} = 25MPa$, une déformation $\varepsilon'_c = 0.002$ et une déformation ultime $\varepsilon_u = 0.0035$ (figure 3.7).

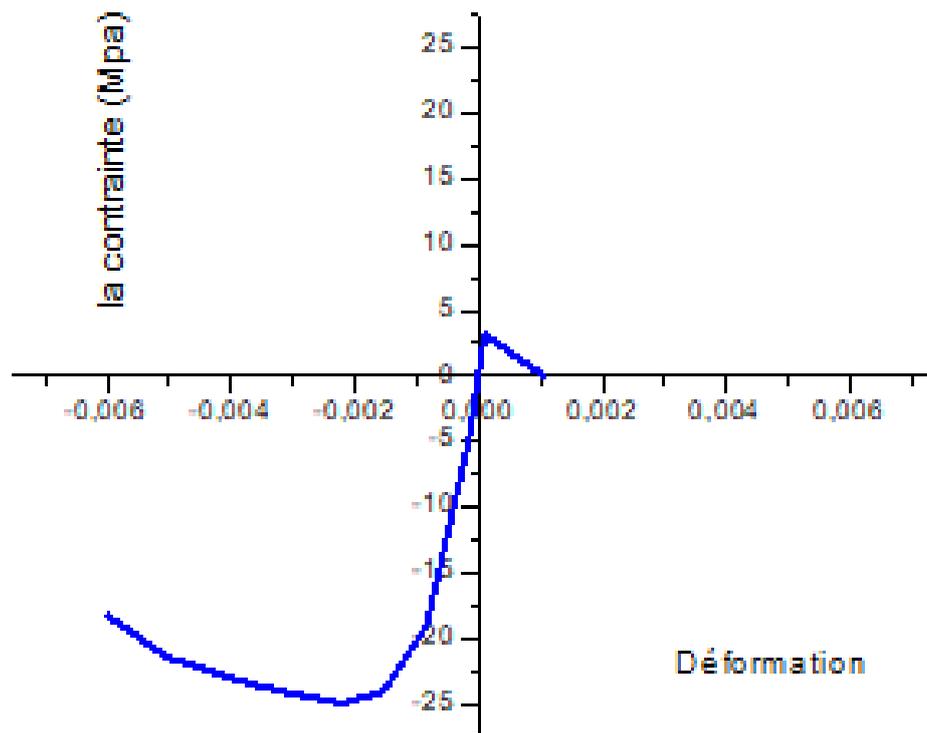


Figure 3.7 : Le modèle de Mander pour le béton au comportement non linéaire

La contrainte limite élastique de l'acier $F_y = 400MPa$ et la contrainte ultime $F_u = 500MPa$ (figure 3.8). La section transversale du poteau avec des fibres est montrée dans les figures 3.9.

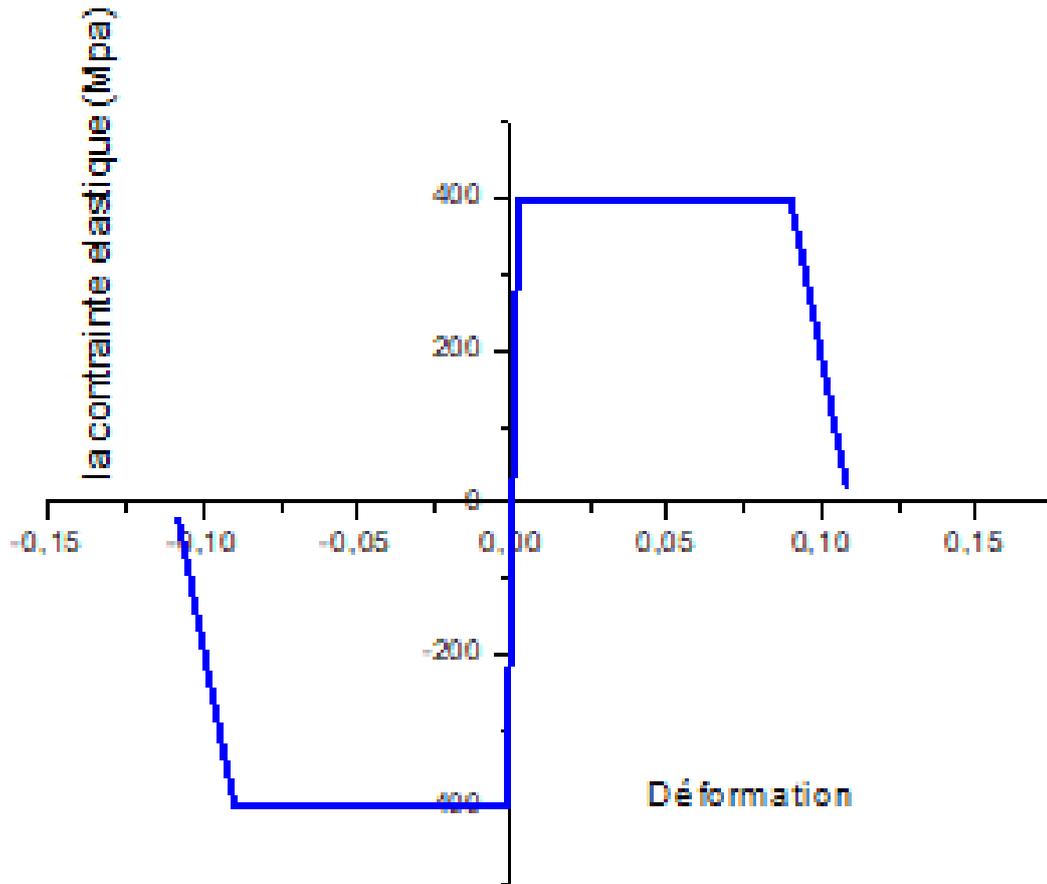


Figure 3.8 : Le modèle élastique de l'acier au comportement non linéaire

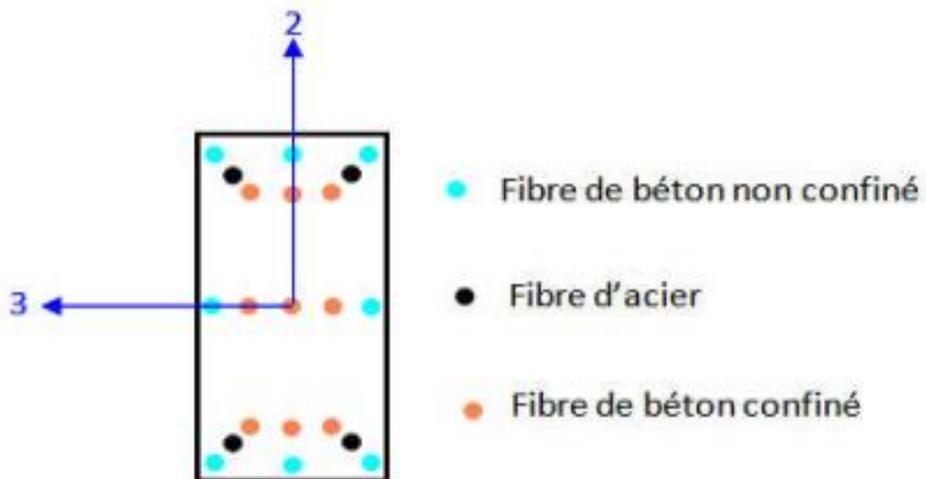


Figure 3.9 : Modèle de fibre de la section transversale du poteau

3 Analyse des résultats

3.1 Déplacement

3.1.1 Déplacement des étages

D'après les résultats obtenus des déplacements des étages de la structure avec et sans amortisseur à fluide visqueux qui est représenté par les figures 3.10 et 3.11. Nous observons une diminution importante du déplacement des étages dans les deux directions X et Y sous toutes les excitations sismiques. Cette réduction est donnée respectivement dans les deux directions X et Y par une valeur égale à 9.09 % et 11.53 %.

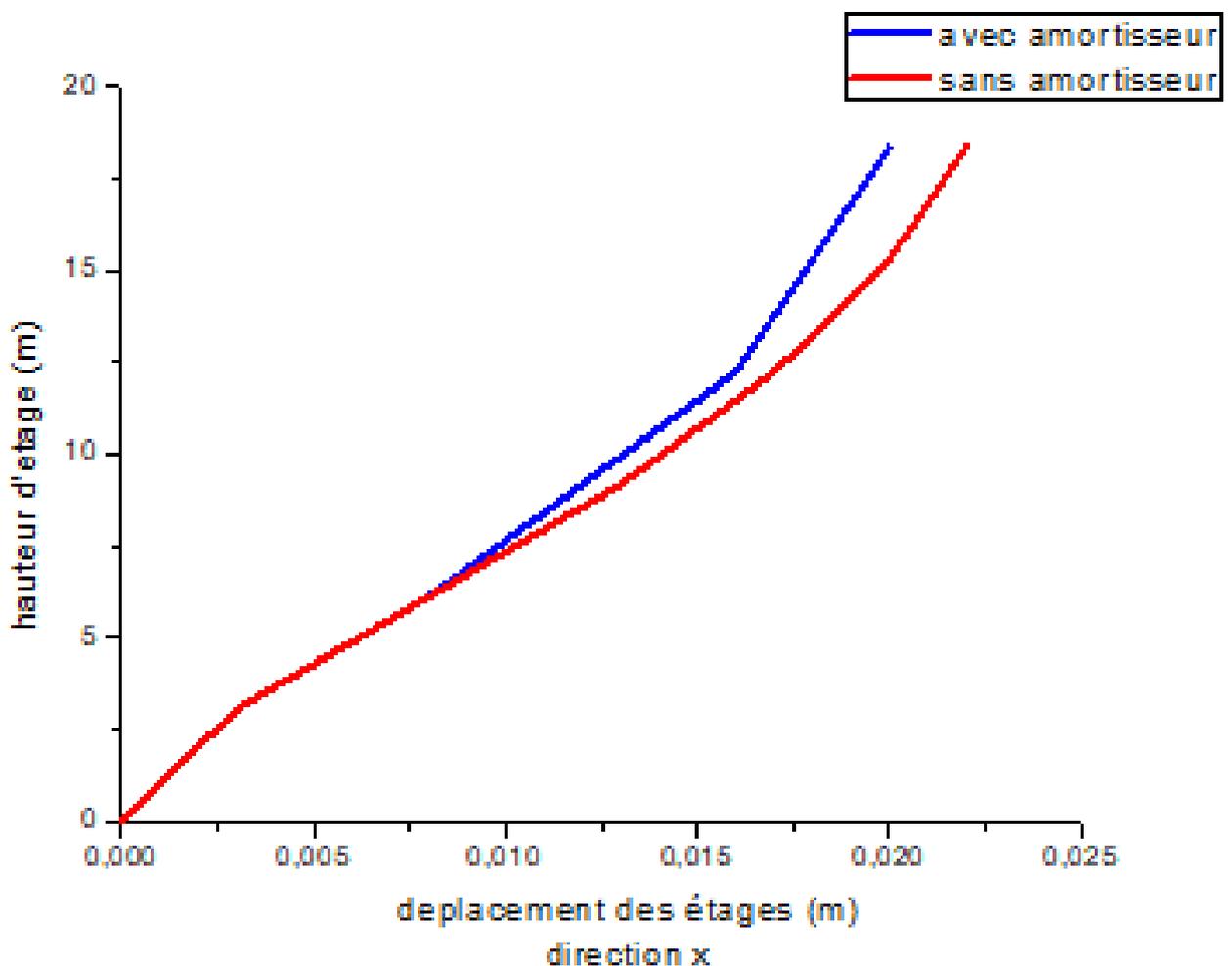


Figure 3.10 : Déplacements des étages dans la direction X

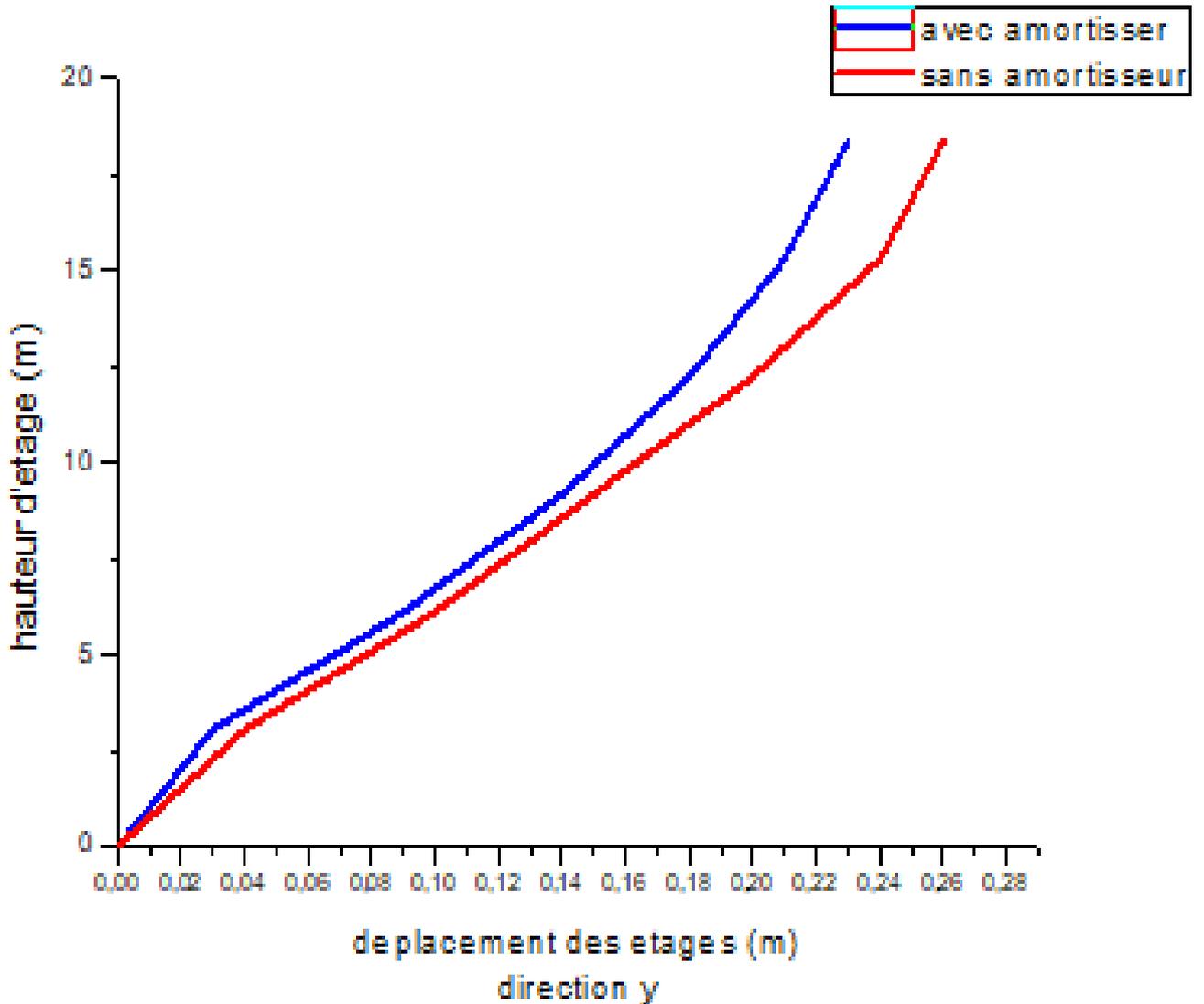


Figure 3.11 : Déplacements des étages de direction Y

3.1.2 Déplacement inter étage

D'après les résultats obtenus des déplacements inter étage de la structure avec et sans amortisseur à fluide visqueux qui est représenté par les figures 3.12 et 3.13. Nous observons une diminution importante du déplacement inter étage dans les deux directions X et Y sous toutes les excitations sismiques. Cette réduction est donnée respectivement dans les deux directions X et Y par une valeur égale à 19.63 % et 50%.

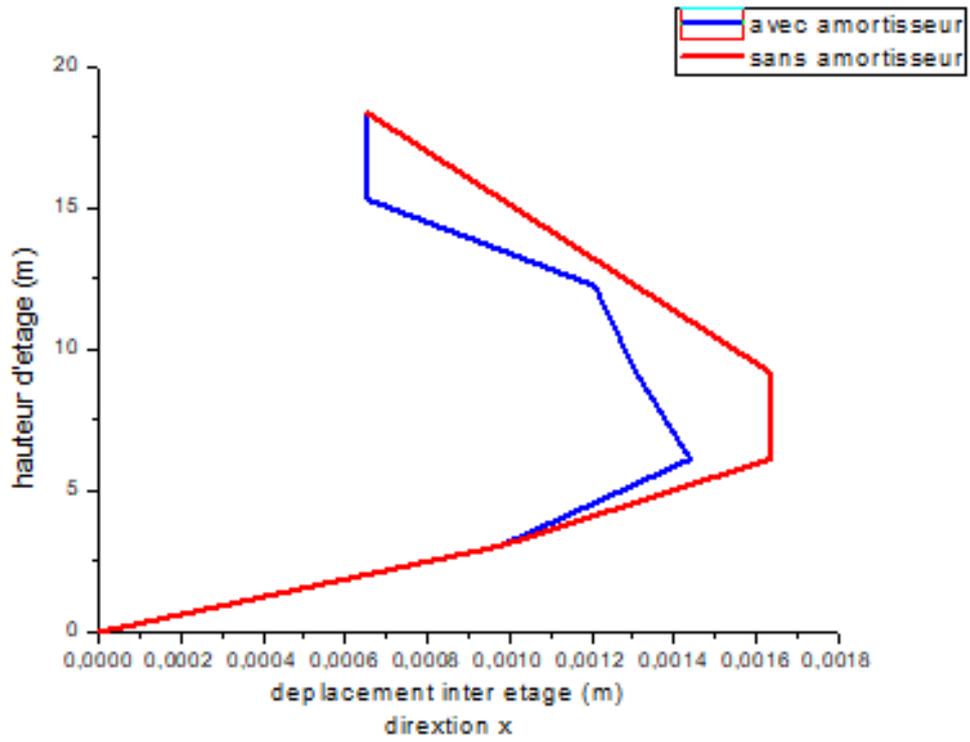


Figure 3.12 : Déplacement inter-étages dans le direction X

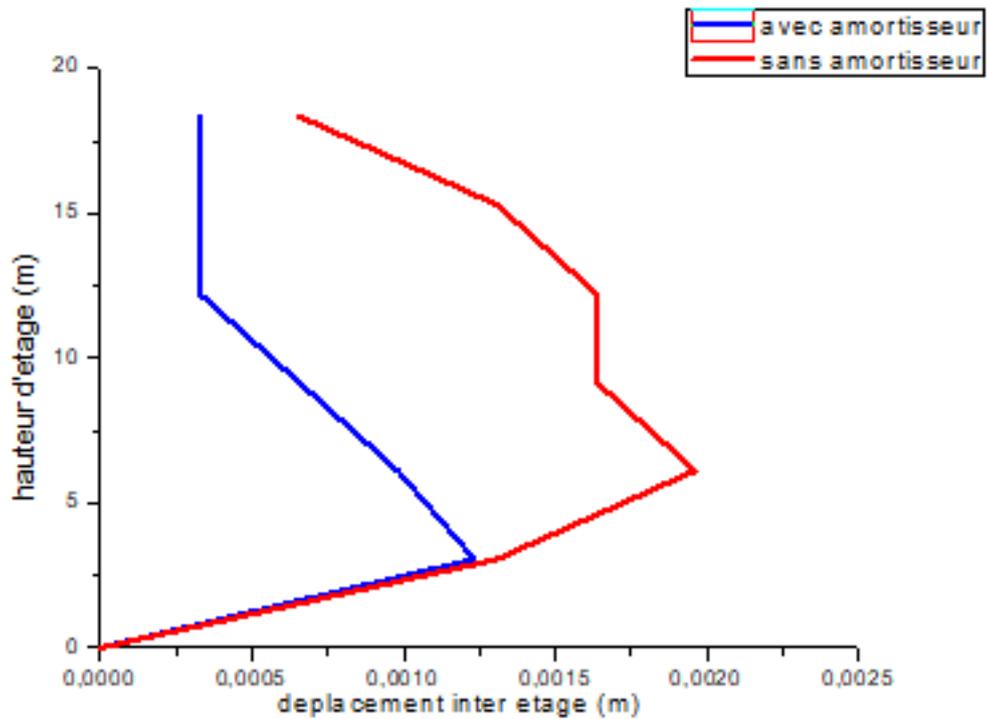


Figure 3.13 : Déplacement inter-étages dans la direction Y

3.2 Effort tranchant

D'après les résultats obtenus de l'effort tranchant de chaque étage de la structure avec et sans amortisseur à fluide visqueux qui est représenté par les figures 3.14 et 3.15. Nous observons une diminution importante de l'effort tranchant de chaque étage dans les deux directions X et Y sous toutes les excitations sismiques. Cette réduction est donnée respectivement dans les deux directions X et Y par une valeur égale à 12.13 % et 37.78 %.

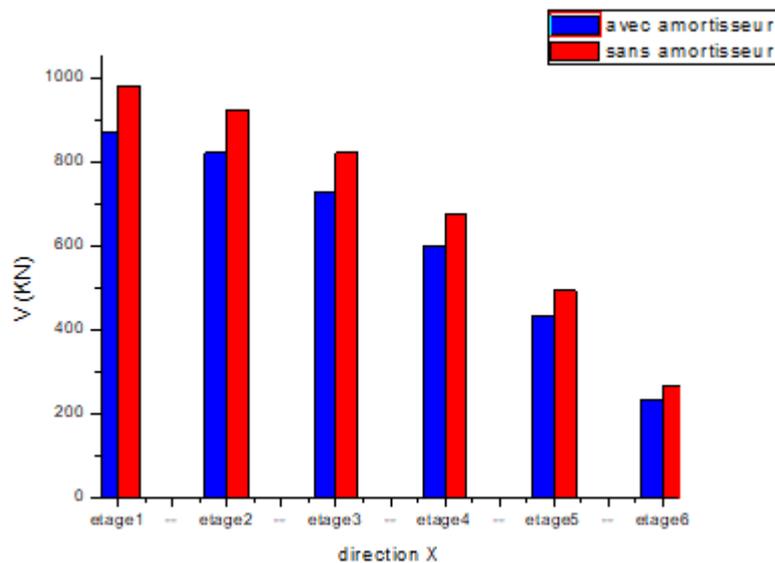


Figure 3.14 : Les efforts tranchant dans la direction X

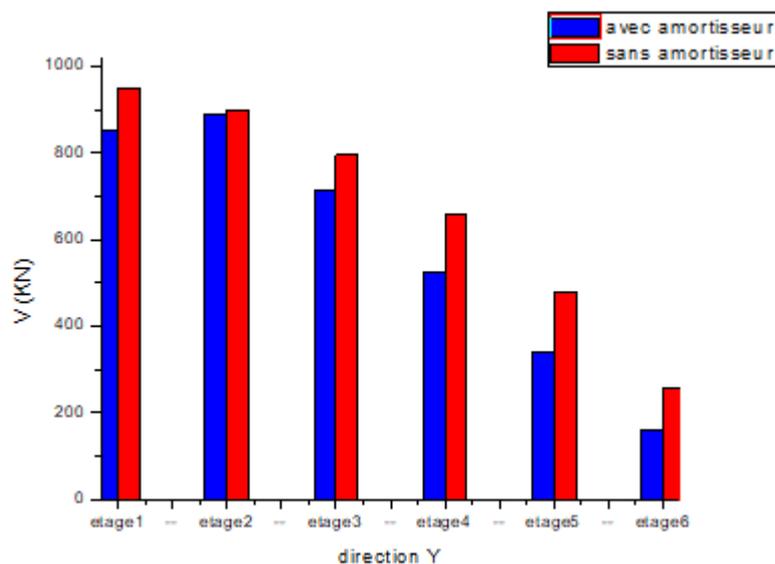


Figure 3.15 : Les efforts tranchant dans la direction Y

3.3 Accélération

D'après les résultats obtenus de l'accélération de chaque étage de la structure avec et sans amortisseur à fluide visqueux qui est représenté par les figures 3.16 et 3.17. Nous observons une diminution importante de l'accélération de chaque étage dans les deux directions X et Y sous toutes les excitations sismiques. Cette réduction est donnée respectivement dans les deux directions X et Y par une valeur égale à 6 % et 41.58 %.

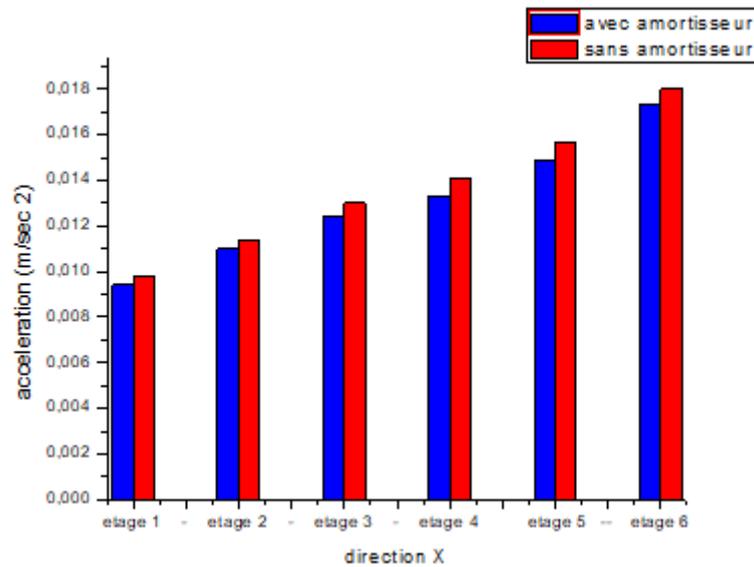


Figure 3.16 : L'accélération dans la direction X

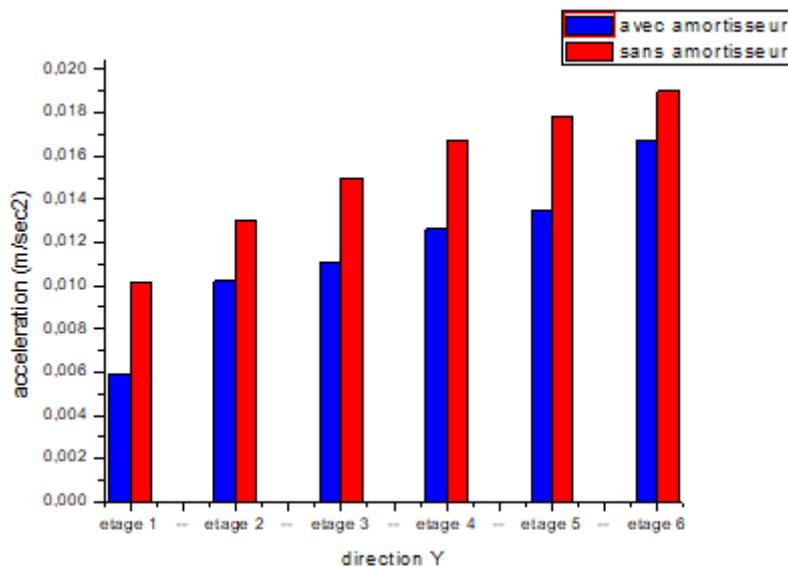


Figure 3.17 : L'accélération dans la direction Y

3.4 La vitesse

D'après les résultats obtenus de la vitesse de chaque étage de la structure avec et sans amortisseur à fluide visqueux qui est représenté par les figures 3.18 et 3.19. Nous observons une diminution importante de la vitesse de chaque étage dans les deux directions X et Y sous toutes les excitations sismiques. Cette réduction est donnée respectivement dans les deux directions X et Y par une valeur égale à 5.55 % et 22.22 %.

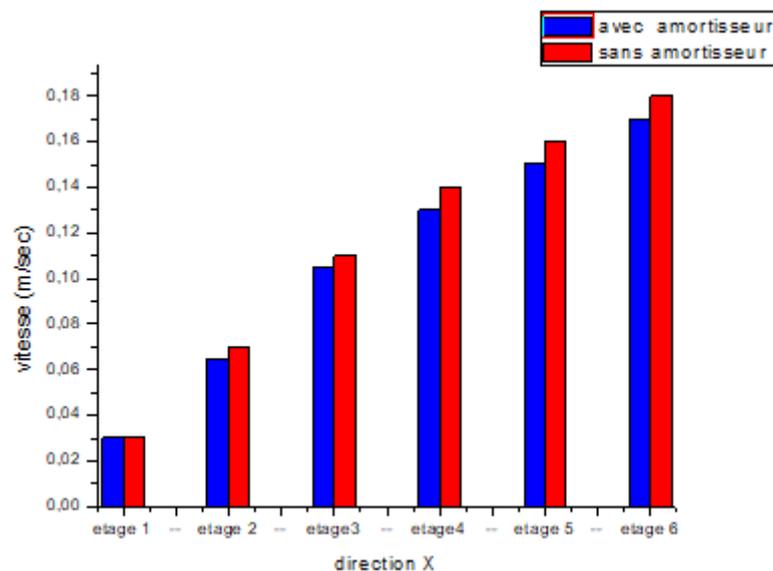


Figure 3.18 : La vitesse dans la direction X

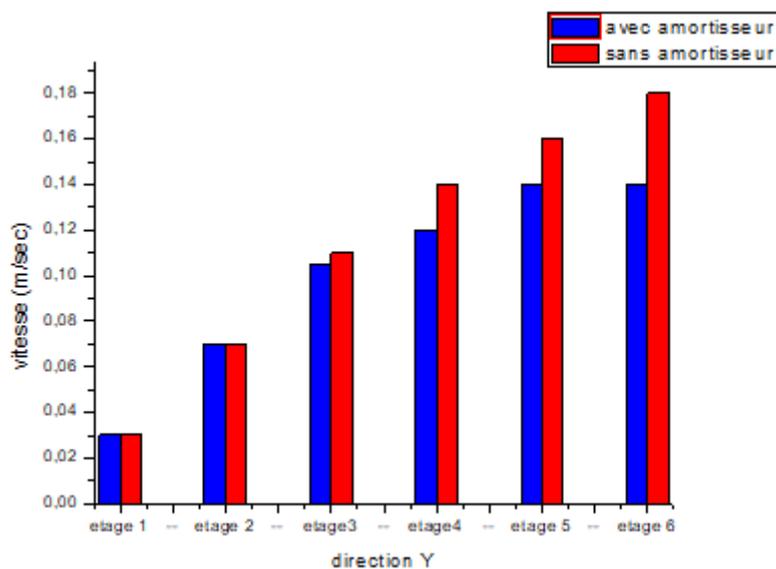


Figure 3.19 : La vitesse dans la direction

3.5 Les rotules plastique

D'après les résultats obtenus de la rotule plastique de chaque étage de la structure avec et sans amortisseur à fluide visqueux qui est représenté par les figures 3.20 et 3.21. Nous avons tiré les remarques suivantes :

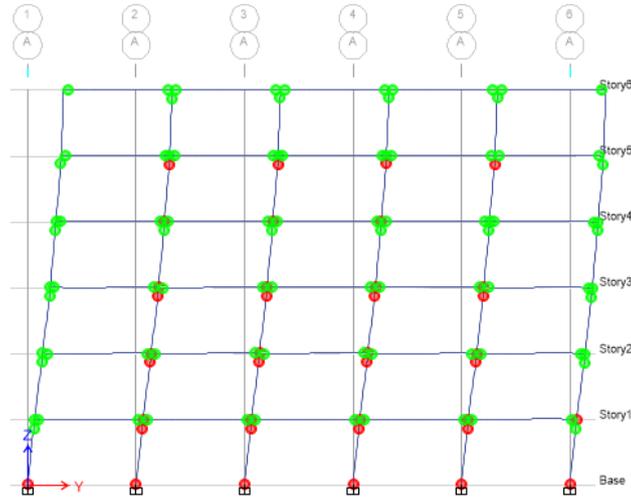


Figure 3.20 : schéma des rotules plastiques dans la structure sans amortisseur

- Les rotules plastiques n'apparaissent que dans les poteaux.
- On remarque que la rotule plastique apparaît beaucoup sur la structure.
- Les rotules plastiques apparaissent presque dans tous les poteaux de la structure.

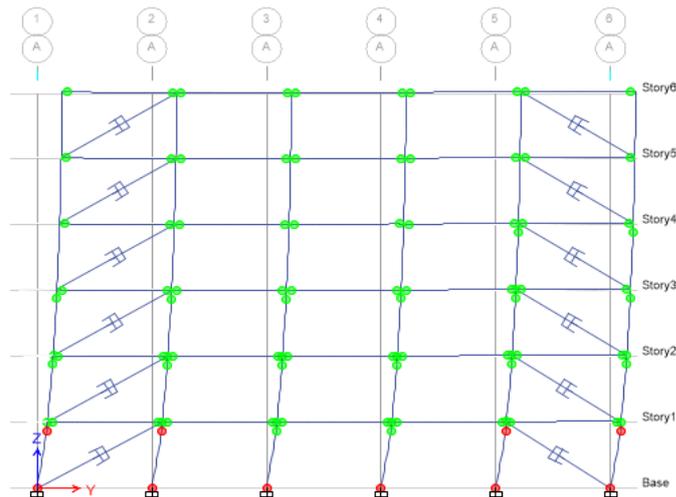


Figure 3.21 : schéma des rotules plastiques dans la structure avec amortisseur

- On remarque une forte diminution de la rotule plastique sur la structure.
- Les rotules plastiques ne paraissent que dans les poteaux du premier étage.

4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présente une étude comparative de la performance de la structure avec et sans amortisseurs à fluide visqueux. Dans la modélisation nous avons utilisé la théorie de hinge fibre dans les poteaux et les .Après les résultats que nous avons obtenus de cette étude, nous avons conclu :

- Les déplacements inter étages de structure équipée avec amortisseur à fluide visqueux diminuent par rapport à la structure sans amortisseur à fluide visqueux dans les deux directions X et Y.
- Les déplacements des étages de structure équipée avec amortisseur à fluide visqueux diminuent par rapport à la structure sans amortisseur à fluide visqueux dans les deux directions X et Y.
- L'effort tranchant à la base diminue après adaptation des amortisseurs à fluide visqueux.
- La vitesse et l'accélération diminuent après l'ajout d'amortisseurs à fluide visqueux.
- Une forte diminution de la rotule plastique sur la structure avec amortisseur à fluide visqueux par rapport la structure sans amortisseur à fluide visqueux.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Dans ce mémoire, on a étudié la performance des structures en béton armé avec et sans amortisseur à fluide visqueux. La réponse sismique de la structure R+5 avec et sans amortisseur sous les excitations sismiques est étudiée à l'aide de la modélisation ETABS. Les conclusions suivantes sont tirées des résultats de l'étude:

- Les déplacements inter étages de structure équipée avec amortisseur à fluide visqueux diminuent par rapport à la structure sans amortisseur à fluide visqueux dans les deux directions X et Y.
- Le déplacement des étages de structure équipée avec amortisseur à fluide visqueux diminuent par rapport à la structure sans amortisseur à fluide visqueux dans les deux directions X et Y.
- L'effort tranchant à la base diminue après adaptation des amortisseurs à fluide visqueux.
- La vitesse et l'accélération diminuent après l'ajout d'amortisseurs à fluide visqueux.
- Les amortisseurs à fluide visqueux se sont avérés efficaces pour contrôler la réponse des structures sous forte excitation de base.
- Une forte diminution de la rotule plastique sur la structure avec amortisseur à fluide visqueux par rapport la structure sans amortisseur à fluide visqueux.

Dans une structure avec amortisseur visqueux, la vitesse d'étage, l'accélération d'étage et le déplacement d'étage sont réduits dans une certaine mesure. L'amortisseur visqueux a un meilleur effet de contrôle sur le déplacement.

Bibliographie

- (1). **Irtem, K.A. Korkmazand E-** *EVALUATION OF PREVIOUS AND CURRENT PERFORMANCE BASED ANALYSIS METHODS.* , **2008.** 1,

- (2). **Jingjiang, S, Ono, T, Yangang, Z, & Wei.** *Lateral load pattern in pushover analysis.*
2003, Earthquake Engineering and ..., Springer, **2003**

- (3). **Issam, Abdesslam** *Analyse pushover des structures en béton armé . Issam, Abdesslam.*
BISKRA : s.n.,**2018.**

- (4). **DONALD E. GRIERSON*, YANGLIN GONG & LEI XU.** - *OPTIMAL PERFORMANCE-BASED SEISMIC DESIGN USING MODAL PUSHOVER ANALYSIS.*
Journal of Earthquake Engineering. **2006.**

- (5). **Gregory G. Deierlein, Andrei M. Reinhorn, Michael R. Willford.***Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design . A Guide for Practicing Engineers,* p. 3.**2010.**

- (6). **Fajfar, P** -*Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra..*
Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Wiley Online Library, p. 5. **1999,**

- (7). **Powell, GH** -*Displacement-based seismic design of structures.* Earthquake spectra.

- (8). **Hamza Mazhar, Fawad Ahmed Najam, Luqman Ahmed, Hafiz Zain Akram.**
Nonlinear Modelling and Analysis of RC Buildings using ETABS (v 2016 and onwards).,
NUST Institute of Civil Engineering (NICE). **2021.**

(9). **Wesam Al Agha, Dr. NambiappanUmamaheswari.** *Comparative Study on Seismic Performance of Reinforced Concrete Building with and Without Fluid Viscous Dampers.* International Journal of Engineering Research And Management (IJERM). **2020.**

(10). **More, SS, & Muley, PV.***Review on Seismic Retrofitting using Pushover Analysis and Dampers.*apsitjournals.**2019.**

(11). **Shruti S. Mane, Dr. Y.M. Ghugal** *A Review on Seismic Analysis of Buildings using Passive Energy Dissipating Devices .* International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET). **2019.**

(12). **N. Priyanka, Dr. J. Thivya, J. Vijayaraghavan.** *SEISMIC STUDY OF MULTI-STOREY STRUCTURE WITH FLUID VISCOUS DAMPERS USING ETABS.* International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET).**2019.**

(13). **Devices, Taylor.** *DamperDesignManul3.2.*Taylor Devices. **2022.**

(14). **Boumechra, Abdelouahab Ras • Nadir.** *Study of Nonlinear Fluid Viscous Dampers Behaviour in Seismic Steel Structures Design .*saoudi arabic : King Fahd University of Petroleum and Minerals , **2014.**

(15). **Soong, T.T. et Constantinou, M.C.** *Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering.* Springer. **1994.**

