

Sommaire

Liste des Figures.....	
Liste des Tableaux.....	
Chapitre 1 : Introduction Générale.....	1
1.1 Introduction générale	2
1.2 Les structures intelligentes	2
1.3 Les composants généraux de la structure intelligente	3
1.4 Historique	4
1.5 Généralités sur les différentes méthodes de contrôle des structures intelligentes	4
1.6 Les différents systèmes de contrôle	5
1.6.1 Système de contrôle passif	6
1.6.1.1 Isolation sismique	7
1.6.1.2 Systèmes à base d'élastomère	7
1.6.1.3 Systèmes à base de glissement	9
1.6.1.4 Dissipation d'énergie	9
1.6.2 Système de contrôle actif	10
1.6.3 Système de contrôle semi-actif	11
1.6.4 Le contrôle hybride	12
Conclusion	13
Chapitre 2 : Revue de Littérature.....	14
2. Introduction	15
2.1 Contrôle passif avec système couplé (Amortisseurs à masse accordée)	15
2.2 le contrôle passif avec les alliages à mémoire de forme.....	17
2.2 Les amortisseurs à masse accordée TMD	18
2.3 Histoire de TMD	18
2.4 Explication de la fonction des TMD.....	19
2.5 Base théorique.....	21
2.6 Applications de système TMD en génie civil	21
2.6.1 Application précoce du TMD : (Historique) (les premières applications)	21
2.6.2 Application sur les ponts	21
2.7 Exemples d'applications de TMD dans le monde	23

2.8 Avantages et inconvénients	29
Conclusion	30
Chapitre 3 : Formulation Mathématique Du TMD.....	31
Introduction	32
3.1 Fonction du système parasismique	32.
3.2 Systèmes parasismiques : Amortisseur à masse accordée (TMD)	32
3.3 Dynamique des structures et équations de mouvement	33
3.4 Hypothèses et limitation	34
3.5 Equations de mouvement et représentation mathématiques.....	34
3.5.1 Structure sans dispositif de contrôle	34
3.5.2 Structure avec dispositif de contrôle (Contrôle passif).....	36
3.5.2.1 Bâtiments équipés d'un amortisseur à masse accordée (TMD).....	36
3.5.2.2 Amortisseur TMD installé au dernier étage.....	37
3.5.3.2.2 Amortisseur TMD installé sur l'étage n	39
3.6. Solution d'équation d'équilibre dynamique.....	41
3.6.1. Méthode de Newmark-beta.....	41
3.7 Conclusion	44
Chapitre 4 : Comportement d'une Structure en Présence du TMD	45
Introduction	46
4. 1 Présentation de l'ouvrage	46
4.2 Initiation à la programmation par Matlab	48
4-2-1 cas : Systèmes à 1 degré de liberté libres amortis	48
4-2-2- Analyse modale : systèmes à plusieurs degrés de liberté (Cas d'un Portique à 3 étage amortie)	50
4.2.3. Analyse dynamique Transitoire : Portique excité sous EL-CENTRO.....	52
4.3. Organigramme Matlab : (Méthode de Newmark- β)	54
4.3.1 Analyse modale	56
4.3.1.1. Validation des résultats MATLAB avec Sap2000	56
4.3.2. Analyse dynamique transitoire	57
4.3.2.1. Validation des résultats MATLAB avec Sap2000 : (sans TMD).....	58
4.3.2.2. Validation des résultats MATLAB avec Sap2000 : (Avec TMD)	58
4.3.2.3. Effet du TMD au sommet de la structure : (Résultats MATLAB)	59

4.3.2.4 Interprétation des résultats	61
4.4 Etude paramétrique	61
4.4.1. Effet du changement de position du TMD	61
4.4.2. Effet du changement de l'excitation sismique	64
4.4.3. Effet du TMD au sommet en variant de nombre d'étages	65
4.5 Conclusion	68
Conclusion Générale	69
Références Bibliographiques	71
Annexes	75

Liste des Figures

Chapitre 1

Figure 1.1 : Les catégories des systèmes de contrôle.....	5
Figure 1.2 : Diagramme de contrôle passif.....	7
Figure 1.3 : Isolateur élastomère avec noyau de plomb.....	8
Figure 1.4 : Isolateur de type pendule à friction	9
Figure 1.5 : diagramme de control actif	10

Chapitre 2

Figure 2.1 : Le bâtiment de Citicorp	16
Figure 2.2 : TMD pendulaire de la tour de Taipei101.....	17
Figure 2.3 : Effet du TMD simplifié comme modèle de deux masses	19
Figure 2.4 : L'analyse modale des structures avec TMD.....	21
Figure 2.5 : Amortisseur à mass accordé sur une structure	21
Figure 2.6 : passerelle Erich Edegger à Graz en Australie.....	23
Figure 2.7 : Un amortisseur avec une masse de translation accordée.....	24
Figure 2.8 : Les systèmes de TMD pendulaire et de translation.....	25

Chapitre 3

Figure 3.1 : différents type TMD.....	32
Figure 3.2 : structure à plusieurs degrés de liber.....	35
Figure 3.3 : Structure à plusieurs étages équipée d'un TMD à l'installé au dernier étage	37
Figure 3.4 : structure 1DDL avec système T M D.....	40

Chapitre 4

Figure 4.1 : Le model élément finis 3D de la structure étudiée (SAP2000).....	46
Figure 4.2 : Système masse ressort amortisseur.....	48
Figure 4.3 : réponse temporelle libre amortie ; $\max(u)=0,63(m)$	50
Figure 4.4 : Portique à 3 étages amortis.....	51
Figure 4.5 : Modes propres	52
Figure 4.6 : déplacement. Max des étages	52
Figure 4.7 : Cadre à 1 degré de liberté.....	52

Figure 4.8 : accélérations du sol (EL_Centro)	53
Figure 4.9 : dep. max, ($u_{max}=0.0825(m)$)	53
Figure 4.10 : vitesse max, ($v_{max}=2.0143(m/s)$).....	53
Figure 4.11 : acc. max, ($a_{max}=54.4487(m/s^2)$).....	53
Figure 4.12 : les 3 premiers modes représentés par MATLAB.....	57
Figure 4.13 : Enregistrement du séisme Boumèrdes	58
Figure 4.14 : Enregistrement du séisme d'El-Centro	58
Figure 4.15 : Dép.(m), Vit.(m/s), Acc.(m/s^2), max du 6 ^{ème} étage.....	60
Figure 4.16 : Dép. max des étages (m) (avec/sans TMD).....	60
Figure 4.17 : Changement de position du TMD du 1er au 6ème étage.....	61
Figure 4.18 : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation séismique Boumerdes.....	62
Figure 4.19 : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation séismique El-Centro	63
Figure 4.20 : L'enregistrement du différentes Excitations séismiques.....	64
Figure 4.21 : Structure à 12 étages.....	65
Figure 4.22 : les 3 premiers Modes propres	67
Figure 4.23 : Dép. max des étages (m) (avec/sans TMD).....	67

Liste des Tableaux

Tableau (2.1) : Constructions avec amortisseurs à masse accordée présentée en ordre chronologique [17].....	26
Tableau (4.1): Les périodes et les fréquences des 6 modes.....	56
Tableau (4.2) : Les Modes propres.....	57
Tableau (4.3) : Comparaison entre les résultats obtenir par MATLAB et SAP2000 des déplacements sans TMD	58
Tableau (4.4) : Comparaison les résultats MATLAB et SAP2000 des déplacements avec TMD.....	58
Tableau (4.5) : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s ²), max des étages (m) (avec/sans TMD) de Séisme de Boumèrdes	60
Tableau (4.6) : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s ²), max des étages (m) (avec/sans TMD) de Séisme d'El-Centro.....	60
Tableau (4.7) : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation séismique Boumerdes	62
Tableau (4.8) : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation séismique d'El-Centro	63
Tableau (4.9) : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s ²), max du dernier étage (m) (avec/sans TMD) de sous les différentes Excitations séismiques.....	65
Tableau 4(10) : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s ²), max des étages (m) (avec/sans TMD) de Séisme de NorthRidge.....	66
Tableau (4.11) : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s ²), max des étages (m) (avec/sans TMD) de Séisme de Kobe.....	66

Chapitre 1 : Introduction Générale

Rapport-Gratuit.com

1.1 Introduction générale :

Au cours des dernières années, en raison de l'évolution des techniques de conception et qualités matérielles dans le génie civil, les structures (bâtiment de grande hauteur et de longue portée des ponts) devenir plus léger. Cela a causé les structures à être soumis à des vibrations structurelles quand ils sont situés dans des environnements sujets aux tremblements de terre ou des vents violents. Ces vibrations peuvent conduire à des dommages structurels graves et une défaillance structurelle potentielle. Cela a poussé les chercheurs vers d'autres solutions telles que le contrôle. Contrôle structurel est un domaine diversifié d'études. Contrôle structurel est un domaine de la recherche actuelle qui semble dans la réalisation de réduire les vibrations structurelles au cours des charges telles que les séismes et les vents forts. La réduction des vibrations de la structure se fait par l'ajout d'un système mécanique qui est installé dans une structure. Le concept d'employer le contrôle structurel pour minimiser les vibrations structurelles a été proposé dans les années 1970. Contrôle structurel se fait sur la base de différents types de contrôle : passifs, actifs, semi-actifs et hybrides. Plusieurs travaux ont été déjà dirigés dans ce sens depuis près de 20 ans.



1.2 Les structures intelligentes :

L'intelligence peut être définie comme la capacité d'apprendre ou pour comprendre ou faire face à de nouvelles situations.

Les systèmes intelligents proviennent d'un domaine de recherche qui envisageait des dispositifs et des matériaux qui pourrait imiter le système musculaire et le système humain nerveux [1]

Les structures intelligentes ont toujours été un sujet de recherche ces dernières années. Ils Peut offrir la possibilité de créer des systèmes de matériaux d'ingénierie qui sont habilités avec des fonctions de détection, d'actionnement et d'intelligence artificielle. Le typique capteurs de structure intelligents utilisés dans des emplacements discrets ou distribués pour mesurer les performances du système comprennent la fibre optique, la céramique piézoélectrique et les polymères piézoélectriques. Les actionneurs utilisés dans les technologies des matériaux intelligents inclure les applications de la céramique piézoélectrique, les polymères piézoélectriques, matériaux électrostrictifs, magnétostrictifs et piezofibres [2]

La structure intelligente est définie comme la structure qui peut détecter les perturbations externes et répondre à cela avec un contrôle actif en temps réel pour maintenir Exigences de la mission [3]

Une structure intelligente est un système de paramètres distribué qui utilise des capteurs et des actionneurs à différents emplacements d'éléments finis sur elle. Il utilise ensuite un ou plusieurs microprocesseurs pour analyser les réponses obtenues des capteurs et utilisations

Différentes logiques de commande pour commander les actionneurs. Il peut donc appliquer des souches à la plante pour répondre de la manière souhaitée et apporte le système à l'équilibre. Il a été mentionné dans les travaux de Giurgiutiu[4]

1.3 Les composants généraux de la structure intelligente :

En raison des caractéristiques insuffisantes de la structure (telles que l'amortissement), des dispositifs sont ajoutés à la structure afin d'augmenter sa capacité de dissipation d'énergie. Ces structures sont appelées « structures intelligentes », qui reposent alors sur les dispositifs matériaux intelligents pour résister aux excitations sismiques. Donc ce terme concerne une structure qui réagit à un ensemble de sollicitations en fonction de sensibilités qui lui seront proposés. Elle aura, par exemple, la possibilité de choisir la réponse la mieux adaptée parmi un ensemble de solutions possibles, d'où la notion d'intelligence.

Les cinq composants fondamentaux d'une structure intelligente sont [5] :

- a. Les Capteurs : Ce composant sert à recueillir les données brutes nécessaires pour capter et surveiller correctement la structure. Et transforme la grandeur à mesurer en information interprétable.
- b. Transmission des données : Envoyer les données brutes aux unités locales et/ou à l'unité centrale de commande et de contrôle.
- c. Unité de commande et de contrôle (cerveau) : Ce composant gère et contrôle l'ensemble du système en analysant les données, tire les conclusions convenables et décide des mesures nécessaires.
- d. Instructions : Ce composant transmet les décisions prises du cerveau aux composants de la structure.
- e. Actionneurs : Ce composant provoque une réaction en activant les dispositifs ou les unités de contrôle. Ainsi, il exerce sur le système une action sous forme un travail mécanique.

1.4 Historique :

L'ajout de systèmes aux structures pour la suppression des vibrations a une longue histoire. La technologie des structures intelligentes dans le génie civil, pour contrôler la réponse au vent et aux tremblements de terre, n'a été mise au point que dans les années 1950 car il est très difficile de développer des systèmes. Contrôle de structures très importantes [6].

La notion de contrôle de la réponse sismique des structures a eu d'origine dans les années 1950 avec les chercheurs japonais Kobori et Minai [6] Ils ont trouvé un résultat important concernant le contrôle de la réponse sismique qui doit être fait sur l'extrémité de la réception de la réponse de la structure. Alors que Yao [7] a trouvé que dans un tel système structurel, les séismes et les vents ne sont pas contrôlés seulement par les membres structurels, mais aussi par une force extérieure de contrôle. Des amortisseurs passifs ont été disponibles dans le commerce depuis les années 1970 et ont été largement appliqués pour la suppression des vibrations dans les automobiles, les avions et les structures de génie civil. Le Japon a pris d'avance dans l'application pratique des systèmes de contrôle des structures. En 1985, des essais sur le système de contrôle ont été lancés. En 1989, un amortisseur actif à masse accordée (Active Mass Damper, AMD) a été installé dans un bâtiment pour réduire sa réponse sismique. Le système AMD a été vérifié par l'observation en temps réel et simulation numérique [8].

Aux États-Unis, un groupe d'experts américains dans la recherche sur le contrôle des structures a été officiellement établi, et un programme de recherche de 5 ans a été lancé en 1992 pour la sécurité, la performance et l'atténuation des risques [9]

Avec ces travaux de recherche, des grands achèvements ont été effectués dans la technologie des structures intelligentes pour le contrôle de la réponse sismique. Ces efforts peuvent être groupés dans ce qui suit :

- ✓ La modélisation des systèmes de contrôle et le développement des algorithmes.
- ✓ Le développement des dispositifs de contrôle et la vérification expérimentale.
- ✓ L'application des matériaux intelligents.

1.5 Généralités sur les différentes méthodes de contrôle des structures intelligentes :

Le contrôle des vibrations structurelles produites par le séisme ou le vent peut se faire par divers moyens. Comme précédemment noté, les systèmes de contrôle peuvent être classés en quatre catégories comme le montre la figure suivante [10]

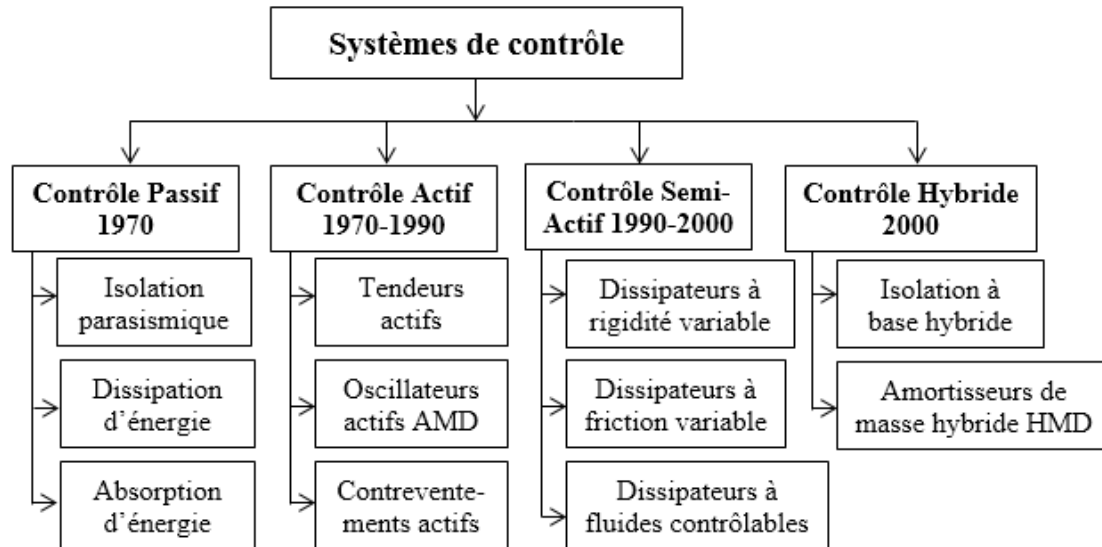


Figure 1.1 : Les catégories des systèmes de contrôle.

1.6 Les différents systèmes de contrôle :

- Le contrôle actif
- Le contrôle passif
- Le contrôle semi-actif
- Le contrôle hybride

Le contrôle des structures de génie civil représente un domaine de recherche relativement Nouveau mais en croissance rapide. Donc, la tendance générale à construire des ponts Léger avec une longue portée et des gratte-ciels très minces, nécessite des matériaux à haute Performances et technologies innovantes. Cela permet aux ingénieurs d'exprimer leur Créativités.

Des efforts importants ont été consacrés à la possibilité d'utiliser divers contrôles dans la conception de constructions flexibles. Les méthodes de contrôle sont associées à différents objectifs tels que :

- * L'augmentation de la durée de vie de la structure et, par la suite, la possibilité de sa Réhabilitation.
- * Confort pour les utilisateurs lors de la traversée de la structure.
- * Le raccourcissement de la durée du chantier et, par conséquent, la réduction des arrêts de

Site dû à un vent trop fort représentant un coût financier très important [11]

* Augmentez la sécurité et la fiabilité des structures flexibles sensibles aux

Excitations dynamiques externes telles que vents et tremblements de terre.

Les systèmes de contrôle développés pour réduire la réponse des structures soumises aux chargements variables de l'environnement sont principalement de 4 types :

*Le contrôle passif qui consiste à superposer à la structure un dispositif dissipateur

L'énergie ou le filtrage de la transmission des forces dans la structure, au moins à

Fréquence donnée. Il ne nécessite aucune mesure, calcul ou source d'énergie externe [12]

*le Contrôle actif qui fait référence aux systèmes nécessitant une source importante

D'énergie externe pour faire fonctionner les actionneurs qui fournissent des forces de commande où Déplacements en certains points, et ce, selon l'état du système.

Les grandeurs sont déterminées à l'aide de mesures recueillies auprès des capteurs Qui mesurent l'excitation et / ou la réponse de la structure [12]. Cependant, On sait également que ces systèmes sont généralement plus chers, plus complexes et Moins fiable que les systèmes passifs.

Le Contrôle semi-actif qui implique l'application d'un dispositif réglable qui ne nécessite pas Pas d'alimentation externe importante à faire fonctionner. Cet appareil combine Les caractéristiques des systèmes passifs et actifs. Il ne nécessite qu'un faible Source d'énergie (ex : batterie) pour modifier ses propriétés mécaniques telles que Coefficient d'amortissement ou rigidité.

*Le contrôle hybride est une combinaison du système de contrôle actif et passif.

1.6.1 Système de contrôle passif :

Le contrôle passif compte sur des dispositifs qui donnent des forces qui sont développées en réponse au mouvement de la structure. Il consiste à superposer à la structure ces dispositifs qui dissipent et/ou absorbe l'énergie ou filtre la transmission des efforts dans la structure. Il ne nécessite ni mesure ni source d'énergie externe.

L'application des techniques d'amortissement passif a été privilégiée compte tenu de leur simplicité et leur fiabilité. Ces techniques consistent à superposer à la structure, un dispositif

permettant d'amortir Passivement les vibrations structurelles, sans nécessiter une source d'énergie extérieure existe deux catégories de systèmes passifs : le premier est l'isolement sismique et la seconde est la dissipation d'énergie.

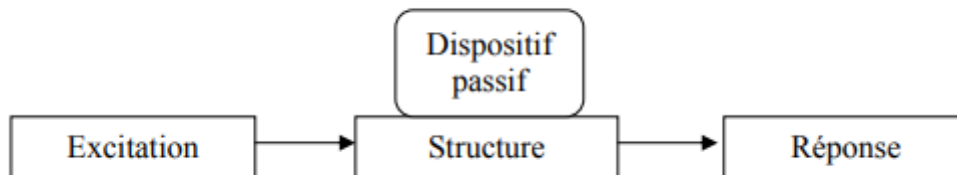


Figure 1.2 : Diagramme de contrôle passif.

1.6.1.1 Isolation sismique :

Ces systèmes consistent à mettre, entre les fondations et la superstructure, des dispositifs qui ont une déformabilité horizontale très importante et une rigidité verticale très élevée. Ces dispositifs permettent à découpler le mouvement du sol de la structure dans le but de réduire les forces transmises à cette dernière [13]. Les dommages causés aux structures par l'effet des tremblements de terre sont Essentiellement en raison de l'accord entre la période naturelle de vibration d'une structure et Cette dominante du tremblement de terre. L'isolement sismique vise donc à allonger la Période de vibration en concentrant les déformations sur le système d'isolation [14]

L'isolation de la base est basée sur le principe que si la période de vibration est Suffisamment augmentée pour s'éloigner de la période d'éveil prédominante du tremblement de terre, alors, les accélérations transmises à la structure sont considérablement Réduit. En revanche, l'augmentation de la période génère plus de déplacements Concentrés importants au niveau de l'isolateur [12]

Les systèmes d'isolation sismique sont classés en deux catégories :

1.6.1.2 Systèmes à base d'élastomère :

Le système d'isolation à base d'élastomère est un isolant à base de cerceau Noyau de plomb intégré à l'intérieur du support (FIGURE 1.3.). Le module de cisaillement de l'élastomère est relativement faible de l'ordre de 1 MPa. Il permet Donc des déformations assez importantes sous l'influence des forces sismiques.

La propriété de flexibilité latérale importante de l'élastomère permet un mouvement latéral des Extrémités de l'isolateur, tandis que les plaques de renfort évitent le Gonflement de l'élastomère et offre une rigidité verticale élevée. Les frettes fournissent Meilleure résistance à la charge verticale

En effet, lorsque l'élastomère est comprimé verticalement, en supposant que c'est un matériau Incompressible, il aura tendance à se déformer latéralement sur ses cotés libres. Les frettes en Acier sont alors sollicitées en tension et retiennent donc cette expansion latérale de L'élastomère.

De cette façon, l'écrasement de l'élastomère est diminué et la charge verticale peut Supporter est augmentée. Plus la hauteur totale de l'isolateur est élevée, moins la rigidité Latérale est grande, et plus les canapés d'élastomère entre les frettes sont minces, plus la Résistance à la charge verticale est grande [14]

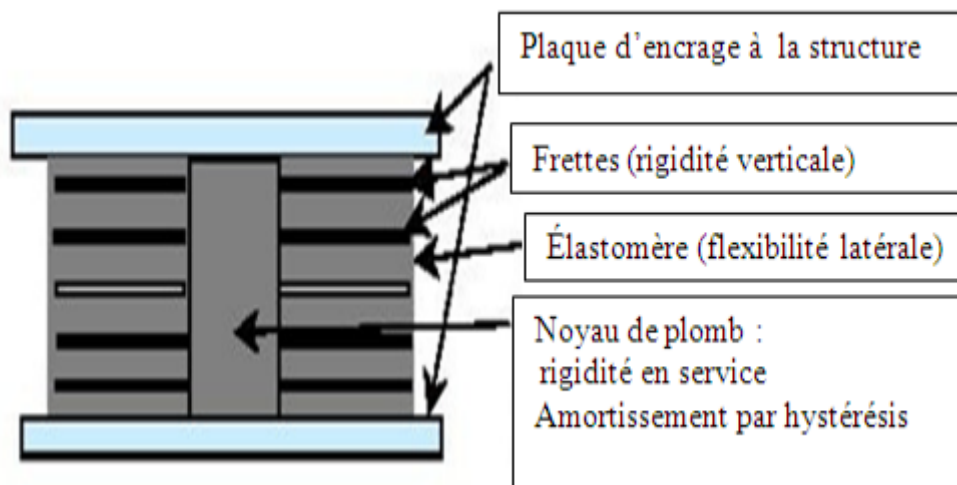


Figure 1.3 : Isolateur élastomère avec noyau de plomb [15]

Le noyau de plomb se déforme lorsque l'isolateur est déplacé latéralement. Il Fournit ainsi une grande capacité de dissipation d'énergie et assure une plus grande rigidité Sous l'effet de forces latérales statiques.

Le plomb a donc un comportement élastoplastique presque parfait, tandis que l'élastomère a un Comportement linéaire-élastique. La combinaison des deux donne une courbe d'hystérésis Élastique-plastique presque parfait [14]

Les principales limitations de l'utilisation de ces systèmes sont [12] :

* Sensibilité aux variations thermiques.

* L'instabilité de l'appui (la résistance à la charge verticale diminue avec l'accroissement de la déformation latérale).

* Les dimensions de l'appui, et particulièrement sa hauteur, peuvent constituer une limitation pratique, en particulier, pour les applications de réhabilitation.

* Le noyau de plomb a le défaut de transmettre des accélérations hautes fréquences et réduit donc l'efficacité de l'isolation.

1.6.1.3 Systèmes à base de glissement :

Ces systèmes permettent le découplage des mouvements de la superstructure de fondation au moyen d'une interface coulissante qui dissipe l'énergie sismique par friction (figure 1.4). Ils réduisent les charges latérales et les mouvements de vibration transmis à la structure et peut protéger les structures et leur contenu lors de forts tremblements de terre [16]

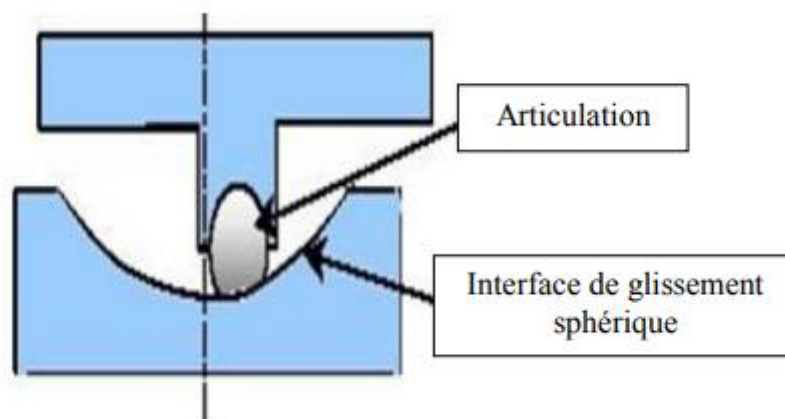


Figure 1.4 : Isolateur de type pendule à friction [13]

1.6.1.4 Dissipation d'énergie :

Les systèmes de dissipation d'énergie passive ont le même principe de base que l'isolateur sismique lorsqu'ils sont incorporés dans la structure : ils peuvent absorber une partie de l'énergie d'excitation externe. De plus, ils peuvent réduire considérablement le mouvement différentiel entre les éléments de la structure et donc réduire le dommage à elle. Ces dernières années, de sérieux efforts ont été déployés pour améliorer le concept de systèmes de dissipation de puissance, et plusieurs unités ont été installées dans le monde entier. En général, ils se caractérisent par leur capacité à dissiper l'énergie vibratoire de la structure ou la convertir en un autre mode de fonctionnement. Vibration ou autre forme d'énergie

Les principaux systèmes sont :

- amortisseurs métalliques
- amortisseurs à friction
- amortisseurs viscoélastiques
- amortisseurs à fluide visqueux
- amortisseurs à masse accordée
- amortisseurs à liquide accordée
- les matériaux intelligents [13]

Avantage :

- Il peut être facilement installé.
- Il n'y a pas de pièces mobiles.
- Il peut être remplacé facilement.

Désavantage :

- Les performances des amortisseurs passifs sont limitées.

1.6.2 Système de contrôle actif :

Un système de commande est actif si un ou plusieurs actionneurs appliquant des forces à une structure selon une loi de commande et utilisant une source pour leur fonctionnement d'énergie externe [17]

Le contrôle actif plus complexe que le contrôle passif

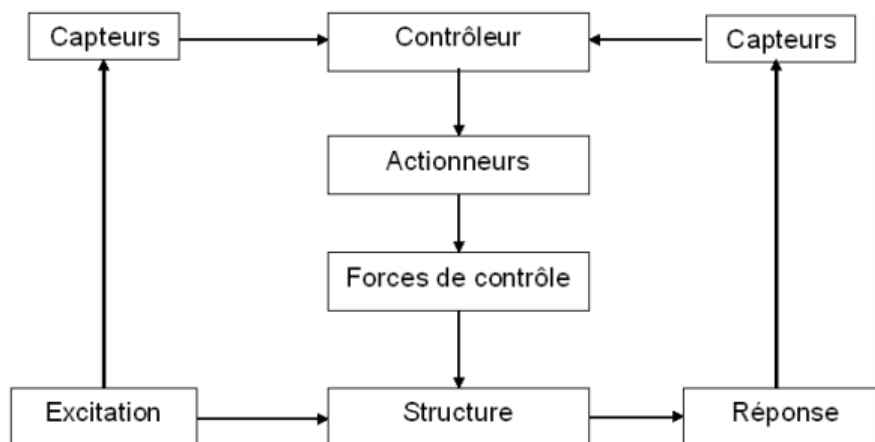


Figure 1.5 : diagramme de control actif [18]

Nous pouvons distinguer deux approches principales de contrôle actif :

*Le contrôle par anticipation (Feedforward)

*Le contrôle par rétroaction (Feedback).

Les algorithmes de contrôle actif les plus connus sont les suivants :

* Contrôle optimal linéaire quadratique [19 ,20 ,21]

* Placement des pôles [11]

* Contrôle modal [11 ;21,23,24,18]

1.6.3 Système de contrôle semi-actif :

Le contrôle semi-actif est une alternative innovante au contrôle actif, il consiste en Modifier, en temps réel, les caractéristiques des dispositifs passifs de dissipation d'énergie Et ce changement ne nécessite qu'une source d'énergie minimale. Aujourd'hui, il y a Différents types de dispositifs semi-actifs proposés pour contrôler les ouvrages d'art civil. Dans ce qui suit, nous présentons quelques exemples [18]

- Amortisseurs hydrauliques à orifice variable
- Amortisseurs à rigidité variable
- Amortisseurs à friction variable
- Amortisseurs à fluide contrôlable
- Amortisseurs électromécaniques

L'idée principale du contrôle semi-actif est très simple : il Consiste à modifier, en temps réel, les caractéristiques des dispositifs de dissipation passive D'énergie et ce changement ne nécessite qu'une source d'énergie minimale. Le concept De ce type de contrôle est introduit pour la première fois par Karnopp qui propose De modifier la force d'amortissement du fluide en contrôlant l'ouverture de la valve d'un Amortisseur classique, par exemple un amortisseur hydraulique avec servovalve Qui contrôle le flux d'huile à travers une restriction [2]

1.6.4 Le contrôle hybride :

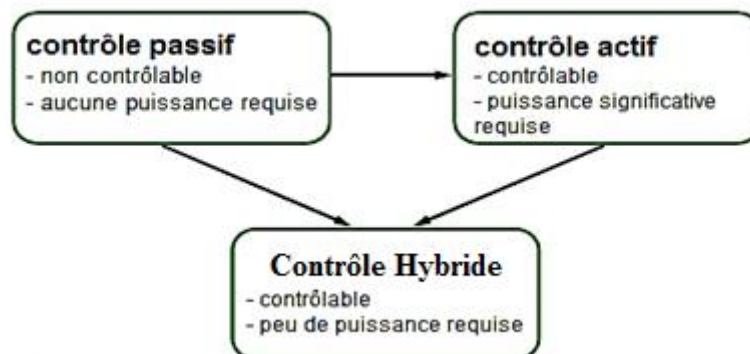
Les systèmes hybrides ont été mis au point au début des années 2000 pour pallier le principal défaut des systèmes passifs et actifs. Le terme « hybride » se réfère généralement à

une combinaison d'un système de contrôle passif et actif, dans le but de bénéficier les avantages de ces derniers [17].

Cette technique est une combinaison du système de contrôle actif et passif utilisant Le même traitement des matériaux viscoélastiques (passifs) et piézoélectriques (actifs). L'Assure d'abord la fiabilité et la robustesse du système car en cas de mauvaise Contrôle actif, le système reste amorti. Le second s'améliore Performances du système pour les très basses fréquences. Contrôles passifs et actifs

Agissent donc en complémentarité.[13]

- Ce système combine les commandes des deux autres systèmes en même temps : (Passif + Actif) ou (Passif + semi-actif).
- Réduire les besoins en alimentation externe.
- Améliore la fiabilité.
- Lorsque la perte d'électricité au cours d'un séisme, le contrôle hybride peut agir comme un contrôle passif.



- En tant que système de contrôle actif, il surveille la mesure, et génère un signal de commande appropriée.
- En tant que système de contrôle passif, les forces de commande sont développées à la suite du mouvement de la structure.
- Fiabilité du système passif avec la capacité d'adaptation du système actif.

Conclusion :

Le chapitre 1 est consacré à une description de l'état de l'art des systèmes de contrôle de vibration (techniques passives, actives et semi actives et hybride). Nous examinons brièvement les systèmes de contrôle passif ainsi que les lois de contrôle actif et semi actif et hybride Ces 4 types de contrôle permettent de protéger la structure contre les effets des excitations dynamiques. Nous avons essayé de comprendre les stratégies adoptées dans la conception des algorithmes du contrôle actif et semi actif et de présenter quelques dispositifs proposés dans la littérature selon l'ordre chronologique de leur justification. Parmi les divers types de dispositifs, nous avons choisi d'étudier les amortisseurs à masse accordée tmd selon diverses configurations.

Chapitre 2 : Revue de Littérature

Introduction :

Dans le domaine du génie civil, des transports ou pour des structures linéaires plus académiques, les amortisseurs à masse accordée (en anglais TMD pour tuned mass dampers ou TVA pour tuned vibration absorber) sont un moyen bien connu de réduire les vibrations. Pour être efficace, ce type d'amortisseur doit avoir sa fréquence propre réglée sur celle de la structure à contrôler. Depuis le début des années 2000, l'apparition des amortisseurs purement non-linéaires a permis d'élargir les capacités des amortisseurs dynamiques. La non-linéarité de ces systèmes peut par exemple être réalisée grâce à la raideur d'un fil sans tension. Ces puits d'énergie non linéaires permettent de cibler le transfert d'énergie sur la fréquence de la structure sans pour autant posséder de fréquence propre. Cependant, bien qu'irréversible, ce transfert ne se déclenche qu'à partir d'un seuil minimum d'énergie. Récemment, ce seuil a pu être réduit grâce à l'utilisation d'une raideur linéaire négative créant ainsi un amortisseur bistable. Le fait d'élargir la bande de fréquence contrôlable permet également le contrôle de structures non linéaires. Il est par exemple possible d'ajuster la forme de la non-linéarité d'un amortisseur pour en faire un miroir de celle de la structure primaire. Ce type d'amortisseurs peut être réalisé à l'aide de poutres à section variable. Des exemples d'amortisseurs existent également dans le domaine de l'électromagnétisme. Liu et Liu [9] proposent de réaliser un amortisseur permettant de réduire les vibrations d'une poutre à dynamique linéaire à l'aide d'électroaimants. AL-Shudeifat propose de réduire les vibrations dues à un choc à l'aide d'un absorbeur non linéaire constitué d'aimants placés de manière asymétrique. Cependant, bien que de nombreux dispositifs expérimentaux existent, peu d'entre eux sont adaptables et possèdent des termes de raideurs ajustables. L'utilisation de forces magnétiques permet d'atteindre cet objectif.

2.1 Contrôle passif avec système couplé (Amortisseurs à masse accordée) :

Dans les dernières années, pour contrôler les vibrations des structures, plusieurs machines de contrôle ont été développés. Parmi ces dispositifs, les Amortisseurs à masse accordée (Amortisseurs à masse accordée (TMD)) qui sont les plus couramment utilisés dans différents champs d'application en génie civil tel que les bâtiments et les ouvrages d'art, permettant la réduction des oscillations provoquées par le séisme ou d'autres causes [27]. Ceci est attaché à la structure afin de réduire la réponse dynamique de la structure. L'amortisseur est « accordé » parce que sa fréquence est réglée à une valeur particulière de tels sortes que lorsque la

fréquence est excitée, l'amortisseur résonnera hors de la phase avec le mouvement de la structure, absorbant de ce fait l'énergie sur la structure [28].

L'amortisseur de masse accordé passif (TMD) est trouvé à être un moyen simple, efficace, peu coûteux, et fiable à supprimer les vibrations indésirables des structures provoquées par les excitations ou par le vent [29].

Les TMD peuvent être implémentés principalement sous deux formes, dont la plus connue est celle formée par une masse attachée à la structure principale par un ressort et un amortisseur tel que le bloc de béton qui a été installé au sommet du bâtiment Citicorp centre à New York dans les années 1970 (figure 2.1).

Pour la stabilité, le bâtiment Citicorp (figure 2.1) est muni à son sommet d'un amortisseur de vibrations. Ce dernier se présente sous la forme d'un bloc de béton. Le bloc de béton se déplace légèrement sur une surface lisse lubrifiée avec de l'huile, et transforme l'énergie cinétique en chaleur. Ce procédé permet de réduire les effets du vent sur le bâtiment de 50%. Selon Wiesner (1979), le système a réduit de 40% de la réponse induite par le vent dans les deux directions du bâtiment de Citicorp. Le Citicorp est le premier gratte-ciel des Etats-Unis à être pourvu de ce système.

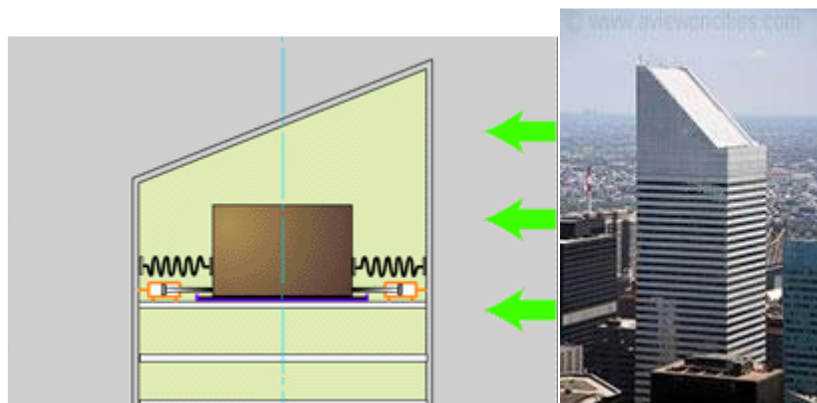


Figure 2.1 : Le bâtiment de Citicorp [31]

La deuxième forme, est l'amortisseur à masse accordée pendulaire. L'utilisation la plus connue de ce type d'amortisseur est celle dans la tour de Taipei101 (figure 2.2). L'amortisseur de masse accordé incorporé à la tour de Taipei est considéré comme le plus grand et le plus lourd amortisseur de masse accordé du monde avec la boucle d'acier de 800 tonnes placée au 87ème étage du bâtiment qui est dotée d'une amplitude pouvant aller jusqu'à 1,5 mètre pour amortir de 30 à 40 % les mouvements de l'édifice causés par des vents violents ou aux tremblements de terre. Il est suspendu des 92 étages, par des câbles à haute résistance et la surface de l'amortisseur est peinte en or (figure 2.2).

Les tentatives d'application des amortisseurs de masse accordés (TMD) aux structures de génie civil contre les excitations externes ont commencé en 1970 [33]. Pendant les vingt dernières années, ils ont été installés dans un grand nombre d'édifices de grande hauteur dans beaucoup de régions du monde, principalement aux États-Unis et au Japon, pour réduire les vibrations dans les systèmes principaux. Leur utilisation est fréquente et variée. On les trouve aussi bien sur les passerelles telles que London Millenium Foot bridge, ou sur les grands ouvrages d'art tel que le pont à hauban d'Okutama au Japon. Ils partagent avec les autres types d'amortisseurs passifs la propriété de rendre le système contrôlé intrinsèquement stable. La performance d'un amortisseur à masse accordée est très liée aux réglages de ses paramètres et leurs efficacités varient beaucoup lorsque la structure évolue ainsi que le type de chargement.



Figure 2.2: TMD pendulaire de la tour de Taipei101 [32]

2.2 le contrôle passif avec les alliages à mémoire de forme :

Le défi que les chercheurs surmontent est de maintenir les bâtiments debout après un tremblement de terre. Dernier les innovations technologiques basées sur les matériaux d'amortissement ont été largement développé pour répondre aux besoins des ingénierie en essayant de réduire le risque sismique. Parmi eux, des dissipateurs comme SMA sont proposés Les alliages à mémoire de forme ont une mécanique remarquable propriétés qui peuvent être avantageuses pour le génie civil demandes comme pour réhabilitation et protection sismique. La réhabilitation des structures du patrimoine mondial reste critique, car beaucoup d'entre eux sont partiellement détruits après la série de tremblements de terre qui les ont touchés.

Plusieurs applications ont été dessinées afin d'identifier l'efficacité de ce matériau intelligent. Dans la littérature, plusieurs techniques innovantes basées sur l'utilisation du SMA sont Disponibles. [42]

2.2 Les amortisseurs à masse accordée TMD :

Les amortisseurs de masse accordés ou TMD font partie des types d'amortissement passif couramment utilisés en génie civil systèmes. La rigidité et la masse de tels systèmes sont choisies de manière à ce que l'oscillateur dissipe l'énergie maximale communiquée à la structure principale à contrôler. Un inconvénient majeur dans la conception de ce type de systèmes est la grande masse mobilisée pour l'amortisseur qui est une surcharge pour la structure. Afin de répondre à cette préoccupation pour une classe de plusieurs étages structure, il sera démontré la faisabilité d'utiliser un ou plusieurs étages supérieurs d'une tour de 24 étages comme TMD.

Les étages supérieurs reposent sur des supports élastiques afin qu'ils agissent comme un système TMD. Tout d'abord, une analyse numérique est effectuée pour étudier et définir le nombre optimal d'étages supérieurs à utiliser comme masse asynchrone. Une deuxième phase est dédiée à démontrer la faisabilité pratique du système de support élastique. Enfin, l'historique des temps et les analyses de l'état d'équilibre sont réalisées et une étude comparative des réponses de la structure avec et sans TMD a montré l'efficacité du système et le potentiel de ce TMD à réduire considérablement la réponse dynamique de la structure.[1]

2.3 Histoire de TMD :

Les TMD connaissent un succès important dans le domaine du génie civil. Les premières applications de ce type d'appareil aux différents systèmes mécaniques remontent aux travaux de Frahm (1911) et Ormondroyd et Den Hartog (1928). Depuis le début des années 70, de nombreux TMDs ont été installés avec succès dans la construction de gratte-ciel et des tours dans le monde comme : the Citicorp Center à New York City, the John Hancock Building à Boston, the Sydney Tower à Sydney, the Crystal Tower Building à Osaka de The Taipei 101 Tower et de nombreuses tours observatoires au Japon ont montré être en mesure de réduire les vibrations induites par le vent.

Depuis plusieurs décennies, des travaux de recherches ont été menés pour étudier la performance des TMD dans l'amélioration de la réponse des structures de bâtiments sous

charge sismique (Building Pangu Plaza, bâtiment Kyōbashi Seiwa à Tokyo, Sandaya INTES à Tokyo).[2]

2.4 Explication de la fonction des TMD :

Un amortisseur à masse accordée est un dispositif d'absorption d'énergie passive composé d'une masse, d'un ressort et d'un amortisseur visqueux attaché à un système vibrant vise à atténuer la réponse aux vibrations [24]. L'amplitude maximale de la structure peut être abaissée si la fréquence de l'amortisseur est réglée correctement. Comme le montre la figure 2.21. TMD. Est un mécanisme de contrepoids passif pour une structure [35]. Quand la structure commence à vibrer, le TMD est excité par le mouvement de la structure. Par conséquent, l'énergie cinétique de la structure entre dans le système TMD pour être absorbée par l'amortisseur visqueux de TMD [36]. La fréquence normale de l'appareil est toujours choisie pour correspondre à l'une des fréquences normales du système vibratoire. Sa masse doit être placée sur une surface lisse pour minimiser les forces de frottement et

Permettre sa libre circulation. De cette façon, l'appareil peut réagir aux excitations et Être efficace sous une excitation modérée. Le principe d'un amortisseur de masse Accordé est basé sur le fait qu'en plaçant sa fréquence égale à l'une des fréquences du Structure, sa masse s'oppose toujours au mouvement de la structure et donc Amortit ou réduit le mouvement vibratoire de la structure. Nous acceptons qu'un amortisseur de la masse accordée peut être efficace pour réduire la réponse des systèmes structurels du sujet excitations harmoniques et forces du vent. Mais afin de réduire les effets de charges sismiques il n'y avait pas d'accord général [31].

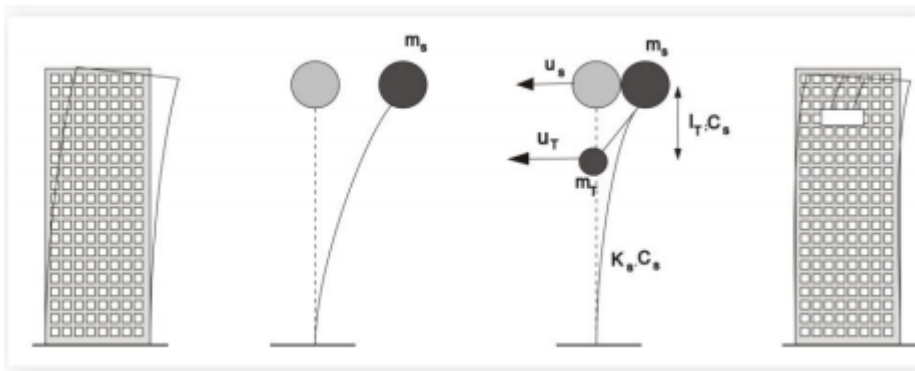


Figure 2.3: Effet du TMD simplifié comme modèle de deux masses [37].

Un TMD peut être décrit par trois paramètres :

-Rapport de masse : le rapport entre la masse de l'amortisseur et la masse totale du système de liberté unique ou la masse généralisée pour un mode de vibration donné d'un système de degré de liberté multiple (n degré de liberté) [24]. $\mu = m / M$

-Rapport de fréquence : le rapport entre la fréquence fondamentale de l'amortisseur et la fréquence naturelle d'un système SDOF ou la fréquence correspondant au premier mode de vibration pour un système MDOF. $f = w_d / w_0$

- Rapport d'amortissement : le rapport d'amortissement du TMD est $\xi = c / 2 m w_d$

Son efficacité dépend du rapport de masse, du rapport de fréquence, et du rapport d'amortissement du TMD. Si la masse de TMD est inférieure à la masse structurale, le dispositif doit être accordé d'une manière que la masse auxiliaire ne déterminera pas l'entrée de la structure dans la résonance avec l'excitation de fréquence. Si la fréquence fondamentale de la structure est inférieure à la fréquence d'excitation, le TMD aura donné une fréquence plus faible que l'action extérieure afin d'éviter la résonance. Si la fréquence fondamentale de la structure est supérieure à l'action extérieure, le TMD aura donné une fréquence plus élevée que la fréquence d'excitation.

Les TMD peuvent être mis en œuvre principalement sous deux formes [34], le Mieux connu est celui formé par une masse fixée à la structure principale par un ressort Et un amortisseur, tel que le bloc de béton qui a été installé au sommet du bâtiment Citicorp À New York dans les années 1970 et se déplaçant sur une surface lisse lubrifiée avec Pétrole. La deuxième forme est l'amortisseur de masse réglé par pendule. Utilisez Le plus connu de ce type d'amortisseur est l'installation d'un pendule de 730 tonnes dans un Bâtiment de 508 m de haut (Taipei101) pour stabiliser la tour en présence d'une charge externe due à un tremblement de terre ou au vent [18].

Dans la figure ci-dessous, on présente les trois premiers modes de vibrations d'un bâtiment à 12 étages, l'analyse modal a été faite pour trois exemples, premier qui ne possède pas de TMD, le deuxième avec TMD placé au 10eme étages et le troisième au 8eme étages, (Chey et al, 2010).[3]

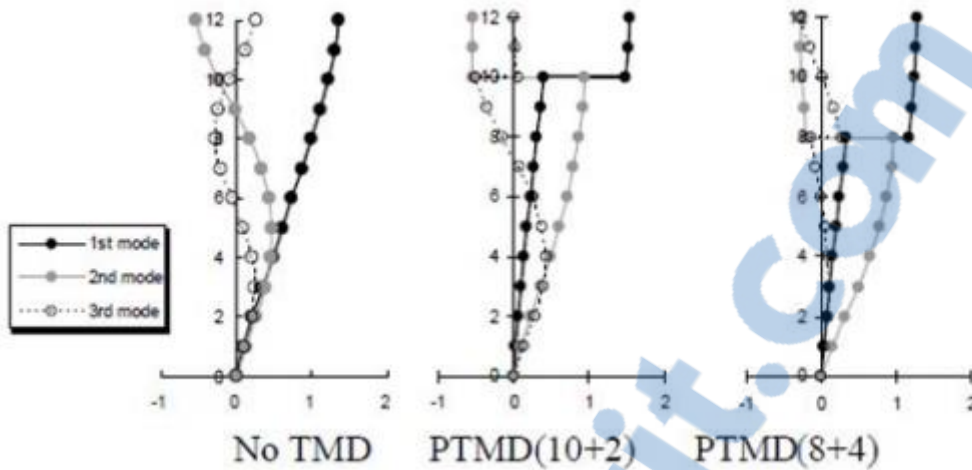


Figure 2.4 : L'analyse modale des structures avec TMD (Chey et al, 2010)

On constate que les structures à TMD ont suivi deux comportements de vibrations différents ; le premier comportement domine les étages supérieurs et le second, d'amplitude beaucoup plus basse, domine les étages inférieurs. Ces deux comportements vibratoires sont découplés par la couche d'isolation de l'étage qui contient la TMD, et une partie de l'énergie reçue par le tremblement de terre sera piégée.

Car celui qui est incontrôlé (sans TMD) ne subit qu'un seul mode de vibration pour tous ce qui indique réellement que le lieu d'installation du TMD a une grande efficacité pour avoir un bon comportement lors de l'application de la charge.[3]

2.5 Base théorique :

Un amortisseur de masse accordée passif (TMD) ou l'amortisseur accordé de vibration est fondamentalement un dispositif de dissipation d'énergie qui sous sa forme plus simple se compose d'une masse, d'un ressort et d'un amortisseur visqueux [22] (Figure 2.5).

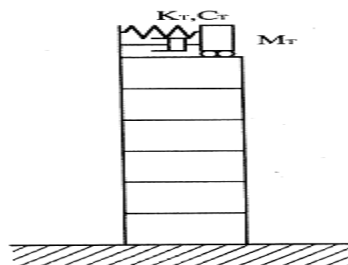


Figure 2.5 : Amortisseur à mass accordé sur une structure [20]

Le concept d'un TMD sans dispositif d'amortissement intégré a été inventé par Frahm en 1909 afin de réduire le mouvement de roulement des bateaux. Une première théorie du TMD Avec le dispositif d'amortissement intégré a été présentée des années plus tard par Ormondroyd et Den Hartog. Contrairement à un amortisseur standard qui fournit généralement la dissipation d'énergie supplémentaire dans une bande de fréquence large, un TMD fonctionne efficacement seulement dans une bande de fréquence étroite. Ce comportement est étroitement lié au mécanisme du transfert d'énergie à partir du système primaire au TMD. Le transfert d'une énergie importante surgit chaque fois que la fréquence normale du TMD est accordée à la fréquence normale de la structure primaire. Par conséquent, si attaché à une structure continue, le TMD amortit seulement un mode spécifique de vibration [33].

2.6 Applications de système TMD en génie civil :

2.6.1 Application précoce du TMD : (Historique) (les premières applications) :

Le concept d'amortisseur de masse réglé remonte à 1909, lorsque Frahm a inventé un absorbeur de vibration dynamique [39] pour contrôler la vibration. Depuis lors, les chercheurs ont fait beaucoup de travail dans la théorie et l'application du contrôle passif. Au début des années 1950, les ingénieurs de l'ex-Union soviétique ont appliqué le pendule percussif sur la tour d'acier et la cheminée pour réduire les vibrations structurelles sous l'excitation de la charge du vent. Dans les années 1970, les ingénieurs ont installé des centaines de tonnes de TMD sur la Tour John Hancock de 343,5 m de haut à Boston [40] et le Citicorp Center de 292,6 m de haut à New York [41], et ont effectivement réduit la réponse induite par le vent. En 1980, un TMD a également été installé avec succès sur la Tour de Sydney pour contrôler les vibrations induites par le vent en Australie. Et au Japon, le premier dispositif TMD a été installé sur la tour portuaire de Chiba en 1980, suivi par le pont Funade à Osaka. En 2004, un TMD de 660 tonnes de sphères a été installé sur la Tour Taipei 101 à Taiwan, qui est le plus grand amortisseur au monde.

2.6.2 Application sur les ponts :

Aujourd'hui, il existe de nombreux ponts générés en utilisant la technologie des TMD. Il est clair un pont est soumis à différents types de sollicitations, comme le vent et les séismes.

C'est pour cela que l'application de l'amortissement à masse accordée peut être une méthode de contrôle ou de réduction des vibrations quand le pont est soumis à un mouvement sismique.

L'un des exemples les plus spectaculaires de l'application des systèmes TMD dans les ponts est le Millennium Bridge (figure 2.6), c'est un pont suspendu en acier pour piétons qui traverse la Tamise à Londres, il est détenu et géré par Bridge House Estates. La construction du pont a commencé en 1998, avec l'ouverture le 10 juin l'an 2000. Il a été fermé après deux jours de son ouverture après une marche au nom de « Save the Children », et une cause de certains mouvements de balancement dans les deux premiers jours le pont a été fermé pendant deux ans pour éliminer les oscillations et il a été ouvert en 2002.[4]



Figure 2.6 : Le Millennium Bridge Londres

2.7 Exemples d'applications de TMD dans le monde :

Bien que la majorité des demandes aient porté sur des systèmes mécaniques, Les TMD ont été utilisées pour améliorer la réponse des structures à l'excitation du vent [38]. Une brève description des différents types d'amortisseurs dans plusieurs structures qui contiennent de la TMD sont indiqués ci-dessous. Amortisseur avec masse accordée de Translation :



La figure 2.6 illustre la configuration typique d'une TMD de traduction unidirectionnelle. La masse repose sur les roulements qui fonctionnent comme des rouleaux et permettent à la masse de se déplacer latéralement par rapport au sol. Quelques Des exemples d'applications de ce type d'amortisseur sont décrits ci-dessous [38].

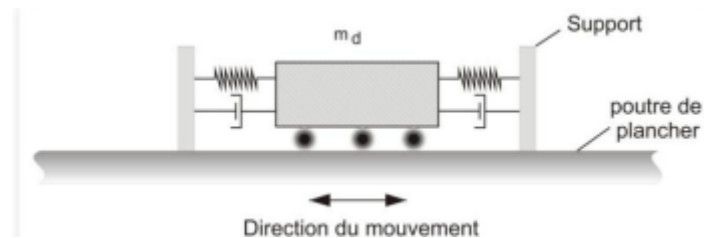


Figure 2.7 : Un amortisseur avec une masse de translation accordée.

*Tour de John Hancock :

Deux TMD ont été installés sur les 58 étage de la tour de John Hancock étage de la tour de 60 étages pour réduire la réaction à la charge du vent. Les deux amortisseurs de 2700kN consistant en deux boîtes en acier remplies de plomb ont été installées deux des extrémités opposées du sol pour contrer les oscillations et les torsions de la structure. Le système est automatiquement activé lorsque l'accélération horizontale Dépasse 0,003 g pendant deux cycles consécutifs. Ce système a coûté environ 3 Millions de dollars, et réduit le balancement de la structure de 40 à 50% [40] [38].

*Centre Citicorp :

Un amortisseur à mastic a été installé sur le 63 étage ; la construction étant à 279m avec une période fondamentale de 6,5 secondes et une dépréciation intrinsèque de 1 %. La TMD est constituée d'un bloc de béton de 400 Tonnes reposant sur une fine couche de pétrole. Le système est automatiquement activé Lorsque l'accélération horizontale dépasse 0,003 g pendant deux cycles consécutifs et est Automatiquement désactivé lorsque l'accélération ne dépasse pas 0,00075g. Se coûter environ 1,5 million de dollars, et réduit l'oscillation du 50% de la structure [40].

* Tour nationale canadienne :

Deux amortisseurs de masse accordés ont été installés pour le mât de l'antenne sur La Tour nationale du Canada à Toronto (CN). Les deux amortisseurs, situés au 488 Mètres et à 503 mètres de la tour de 553 mètres de haut, sont en forme d'anneau Rempli de plomb. Les

amortisseurs sont réglés sur les deuxième et quatrième Des modes de vibration pour réduire les charges de flexion de l'antenne. La fréquence dès Le premier mode de flexion (le troisième mode) est de 0,775 Hz, soit environ 1,3 second. La fréquence des TMD était de 0,727 Hz [40].

* La Tour de cristal :

Un pendule TMD a été installé à la Crystal tower à Osaka, au Japon, pour Diminuer le mouvement induit par le vent dans les deux directions. La tour a une Période fondamentale d'environ 4s dans le sens nord-sud et 3s Dans le sens est-ouest [38]. Six refroidisseurs d'air et réservoirs (540 tonnes au total) ont été accrochées comme des horloges. Quatre (360 tonnes) avec une longueur de pendule de 4 mètres devaient être Se déplacent dans le sens nord-sud, tandis que les deux autres (180 tonnes) avec Le pendule de 3 mètres de long devait se déplacer dans le sens est-ouest. Ce système A coûter environ 350 000 dollars, et a réduit l'oscillation de la structure de 50% [40].

Taipei101 à Taïwan :

Taipei101 508 m de haut, a une TMD pendulaire constituée d'une masse En acier sphérique de 730 tonnes (figure 2.8), suspendue à une longueur L pour L'accorder sur la fréquence de la tour de 0,14 Hz. Il est conçu pour réduire Des accélérations au sommet de la tour de 30 à 40 %. [41].

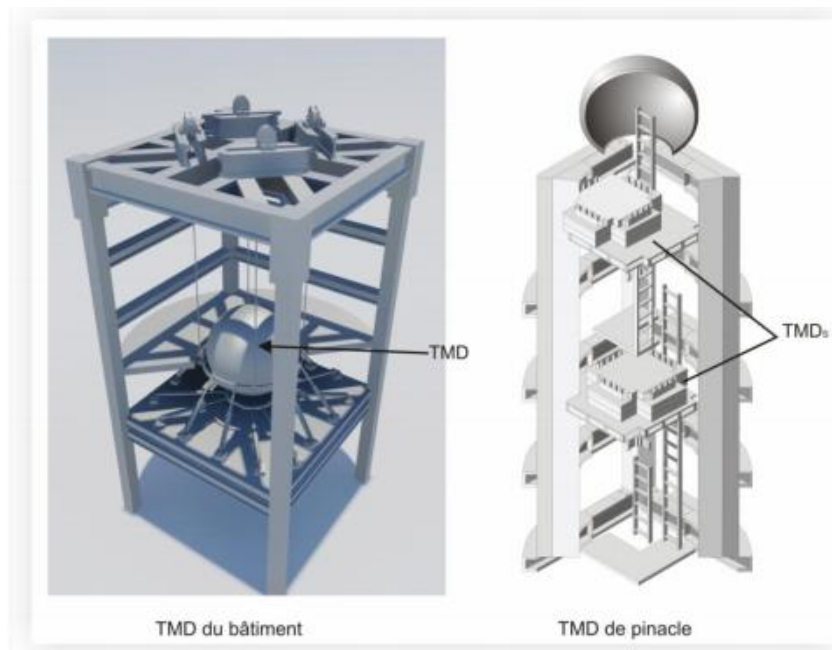


Figure2.8 : Les systèmes de TMD pendulaire et de translation

La majeure partie des applications des amortisseurs à masse accordés (AMA) concerne les structures du génie civil. Quelques exemples sont récapitulés dans le (Tableau 2.1) :

Tableau 2.1 : Constructions avec amortisseurs à masse accordée présentée en ordre chronologique [17].

Nom des ouvrages (cités dans la littérature)	Type de structure	Hauteur	Nombre d'étages	Ville/ Pays	Date	Amortisseur
<i>CN Tower</i>	Tour	553 m	-	Toronto, Canada	1976	2 pendules AMAs Poids: 18 tonnes
<i>John Hancock</i>	Bâtiment	241 m	60	Boston, États Unis	1976	4 AMAs
<i>City Corp Center</i>	Bâtiment	278m	59	New York, États Unis	1978	AMA Fréquence : 0.16Hz Poids : 370 tonnes Localisation : 278m
<i>Sydney Tower</i>	Tour	305 m	-	Sydney, Australie	1980	2 AMAs Fréquences : 0.10 Hz, 0.5 Hz Poids : 220 tonnes (180t/40t) Placement : 256m/165m
<i>Al Khobar</i>	2 Cheminées	120 m	-	Arabie Saoudite	1982	AMA Fréquence:0.44 Hz Poids : 7 tonnes
<i>Ruwais Utilities</i>	Cheminée		-	Abou Dabi, Émirats arabes unis	1982	AMA Fréquence :0.49 Hz Poids :10 tonnes

<i>Tiwest Rutile Plant</i>	Cheminée	43 m		Catoby Australie	1989	1 AMA Fréquence : 0.92 Hz Poids : 0.5 tonnes
<i>Fukuoka Tower</i>	Tour	234 m		Fukuoka, Japan	1989	2 AMAs Fréquences : 0.31 Hz-0.33 Hz Poids : 25-30 tonnes
<i>Fernsehturm Tower</i>	Tour de Télévision	368 m	-	Berlin, Allemagne	1990	1 AMA Poids: 1.5 tonnes
<i>Crystal Tower</i>	Bâtiment	157 m	37	Osaka, Japan	1990	2 AMAs pendulaire Fréquences : 0.24Hz- 0.28Hz Poids : 180,360
<i>Shimizu Tech Lab</i>	Bâtiment	30 m	7	Tokyo, Japan	1990	AMA Poids: 4.3 tonnes
<i>BASF</i>	Cheminée	100 m	-	Anvers, Belgique	1992	AMA Fréquence : 0.34 Hz Poids : 8.5 tonnes
<i>HKW</i>	Cheminée	120 m	-	Francfort, Allemagne	1992	AMA Fréquence : 0.86 Hz Poids : 10 tonnes
<i>Applause Tower</i>	Bâtiment	162 m	34	Osaka, Japan	1992	1 AMA Poids : 480 tonnes
<i>Sendagaya INTES</i>	Bâtiment	58 m	11	Tokyo, jupon	1992	2 AMAs Poids: 72 tonnes
<i>Chifley Tower</i>	Bâtiment	209 m	53	Sydney, Australie	1993	1 AMA Poids : 400 tonnes Localisation : 44 ^{ème} étage

<i>P&G Japan Headquarters</i>	Bâtiment	131 m	31	Kobe, Japon	1993	3 AMAs Poids: 270 tonnes
<i>Akita Tower</i>	Tour	112 m	-	Atika, Japon	1994	1 AMA Fréquence : 0.41 Hz
<i>Building M</i>	Bâtiment	30.4 m	9	Osaka, Japon	1994	2 AMAs Fréquence : 1.33 Hz (x) Fréquence : 1.54 Hz (y)
<i>Sea Hawk Hotel & Resort</i>	Bâtiment	143 m	36	Fukuoka, Japon	1995	1 AMA Poids: 132 tonnes
<i>Hotel Burj Al Arab</i>	Bâtiment	321 m	60	Dubaï, Émirats arabes unis	1997	11 AMAs Fréquence : 0.8-2Hz Poids : 11x5 tonnes
<i>Itoyama Tower</i>	Bâtiment	89 m	18	Tokyo, Japon	1997	1 AMA Poids : 48 tonnes
<i>TC Tower</i>	Bâtiment	348 m	85	Kau-Shon, Taiwan	1997	2 AMAs Poids : 100 tonnes
<i>Kaikyo-Messe Dream Tower</i>	Tour	153 m	-	Yamaguchi, Japon	1998	1 AMA Poids : 10 tonnes

2.8 Avantages et inconvénients :

Les amortisseurs à masse accordées semblent être un moyen efficace d'ajouter l'amortissement d'une structure et contrôler sa réponse aux charges dynamiques. Leur impact sur la conception de la structure est minime puisqu'une structure avec ce type de L'appareil ne nécessite pas de procédures de conception spéciales. Il est facile de les concevoir et construire-les. Sa construction nécessite de ne placer qu'une masse, un ressort et un Amortisseur en des points localisés sur la structure, sans besoin d'équipement sophistiqué.

Les autres avantages sont [31] :

1. Ils ne dépendent pas d'une source d'énergie externe pour leur fonctionnement.
2. Ils peuvent répondre à un petit niveau d'excitation.
3. Ils peuvent être pris en compte dans la nouvelle conception ainsi que dans la réhabilitation.
4. Une seule unité peut être efficace pour réduire les vibrations induites par de petits Tremblements de terre, vent et trafic.
5. Ils nécessitent peu d'entretien.

Malgré les avantages du système TMG, ce n'est pas toujours la meilleure solution pour

Les raisons suivantes :

1. Un amortisseur à réglage de masse n'est efficace que pour contrôler la réponse d'un Structure dans l'un de ses modes. Plusieurs amortisseurs sont donc nécessaires lorsque la réponse de la structure est importante dans plus d'un mode [31] [30].
2. Une grande masse est nécessaire pour leur efficacité ou un grand espace est nécessaire Pour leur installation [31] [30].
3. La période d'une structure peut changer avec le temps. Le TMD peut devenir Moins efficaces et ils ne sont pas facilement réglables [30].
4. Leur efficacité dépend de l'exactitude de leur accord. Depuis les fréquences normales D'une structure ne peut pas être prédite avec une grande précision [31].
5. L'efficacité d'un amortisseur à réglage de masse est limitée par le poids maximal que Peut-être pratiquement placé au-dessus d'une structure [31].

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différentes méthodes et technologies disponibles pour résister aux effets des séismes et ainsi protéger nos structures. Selon la bibliographie, la TMD fait preuve d'une bonne efficacité pour réduire le déplacement des structures pendant l'application de charges dynamiques telles que les tremblements de terre ou le vent. Pour que le système TMD fonctionne correctement lors d'un tremblement de terre, il est impératif savoir comment le dimensionner et l'installer, ce qui sera détaillé dans le chapitre suivant.

**Chapitre 3 : Formulation
Mathématique du TMD**

Rapport-Gratuit.com

3 Introduction :

Pour chaque système de contrôle, des modèles mathématiques et les équations gouvernant le mouvement dynamique sont requis pour simuler chaque système

3.1 Fonction du système parasismique :

Tout le but du système parasismique sera de faire en sorte que les ondes se propageant dans le sol arrivent au bâtiment avec une période différente des périodes propres de l'édifice. Ainsi on évite l'entrée en résonance sous l'effet des secousses sismiques.

3.2 Systèmes parasismiques : Amortisseur à masse accordée (TMD) :

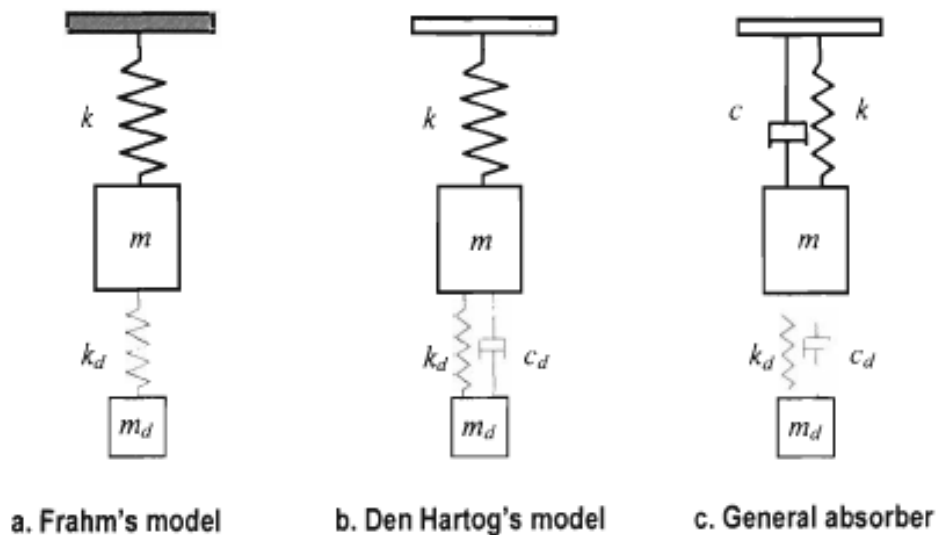
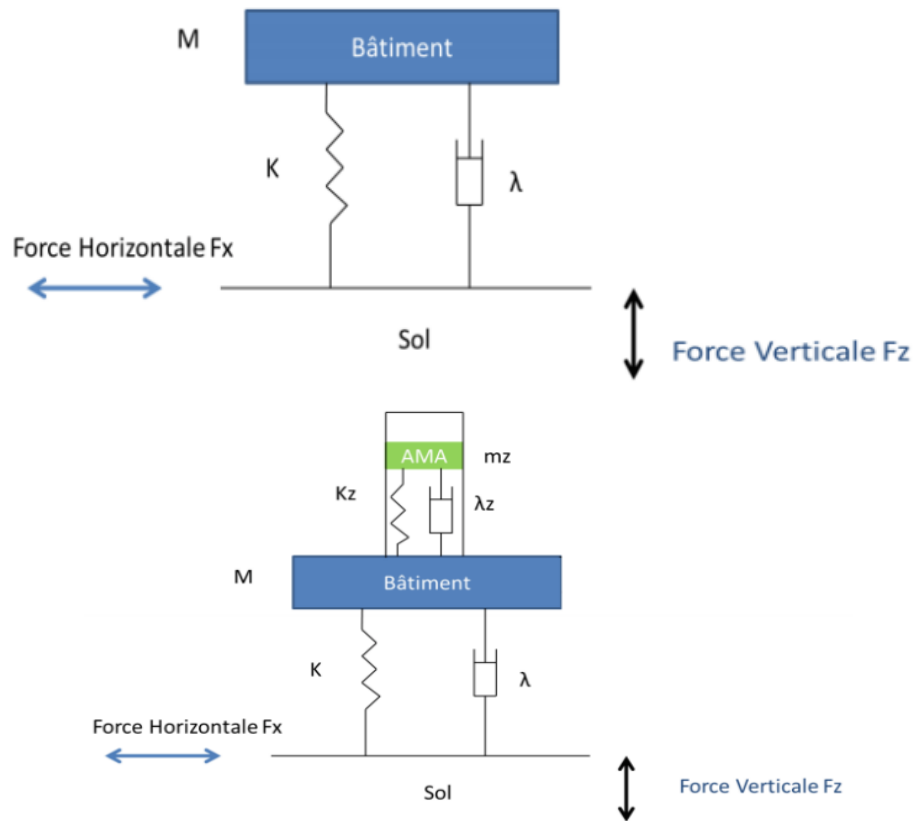


Figure 3.1: différents type TMD

Les amortisseurs à masse accordée (« tuned mass damper ») sont des systèmes parasismiques passifs très utilisés de nos jours pour les grandes tours. TMD permet de contrôler les vibrations des structures à travers une masse liée à la structure par l'intermédiaire d'un ressort et d'un amortisseur linéaire. L'amortisseur est accordé : sa fréquence est réglée à une valeur déterminée par les propriétés du bâtiment. Quand cette fréquence est excitée par une onde sismique, l'amortisseur résonnera de manière à absorber l'énergie transmise par les ondes pour atténuer les secousses du bâtiment.

Inconvénient : c'est un système passif qui ne réagit donc qu'à une seule fréquence.



3.3 Dynamique des structures et équations de mouvement :

La réponse dynamique des structures peut être obtenue en utilisant l'analyse statique ou dynamique. Ainsi, la réponse peut être obtenue par une analyse statique dans laquelle la charge dynamique due aux perturbations externes est remplacée par une charge statique horizontale appliquée au plancher du bâtiment.

Pour une structure à plusieurs degrés de libertés soumise à une accélération sismique \ddot{x}_g , et pour l'analyse dynamique, non seulement la matrice de rigidité, mais aussi les matrices de masse et d'amortissement sont explicitement impliquées dans l'équation de mouvement. Dans ce cas, les équations du mouvement peuvent être écrites comme suit

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{r\}\{\ddot{x}_g\} \quad \text{éq. (1)}$$

$[M]$ est la matrice de masse, $[C]$ est la matrice d'amortissement et $[K]$ la matrice de rigidité. $\{r\}$ est le vecteur d'influence du séisme sur la structure et plus précisément sur chaque étage (masse), généralement le vecteur $\{r\}$ est un vecteur unitaire, $\{x\}$ est le vecteur contenant les déplacements relatifs des étages de la structure par rapport au sol. La dérivée en temps du vecteur

$\{x\}$ donne le vecteur de la vitesse et le vecteur d'accélération de la structure, l'accélération du sol appliquée sur le système est donnée par le vecteur $\{\ddot{x}_g\}$.

Les termes à gauche de l'équation (2.1) représentent la force d'inertie, la force d'amortissement et la force élastique, respectivement. Tandis que le terme à droite de l'équation (2.1) représente l'excitation sismique.

Notons que la formulation exacte et précise du modèle structurel dans l'analyse dynamique implique un nombre infini de degrés de liberté. Une structure symétrique simple peut être modélisée comme une structure plane, où le nombre de degrés de liberté à chaque articulation peut être représenté par 3 degrés de liberté: déplacement horizontal, vertical et rotation. Ce modèle peut être considéré comme suffisant pour capter le comportement de la structure. Dans un modèle beaucoup plus simple, le mouvement de la structure peut être simplifié en considérant seulement le mouvement dans la direction horizontale de sorte que la structure n'ait qu'un seul degré de liberté à chaque étage. Ce modèle simple est souvent utilisé lorsque le comportement global de la structure (représenté par le déplacement horizontal du plancher).

3.4 Hypothèses et limitation :

Dans ce qui suit et pour la formulation mathématique relative à la modélisation des bâtiments équipés des dispositifs de contrôle, certaines hypothèses sont nécessaires :

- Seuls les mouvements horizontaux sont considérés, Le mouvement du sol est supposé se produire dans la direction des plans symétriques du bâtiment.
- La structure est modélisée comme un système linéaire à plusieurs degrés de liberté où la masse est concentrée au niveau de chaque étage avec une rigidité effective donnée.
- L'interaction sol-structure est négligée.

3.5 Equations de mouvement et représentation mathématiques

3.5.1 Structure sans dispositif de contrôle :

La plupart des bâtiments à plusieurs étages peuvent être modélisés comme des systèmes à plusieurs degrés de liberté (NDDL) comme le montre la figure. Dans ce cas, on suppose que: (i) la masse de la structure est concentrée aux niveaux des planchers, (ii) les poutres ont une rigidité concentrée et (iii) la force axiale dans les poteaux n'engendre pas la déformation de la structure.

3.5.2 Structure avec dispositif de contrôle (Contrôle passif)

3.5.2.1 Bâtiments équipés d'un amortisseur à masse accordée (TMD)

Le concept de l'amortisseur à masse accordée autrement (*Tuned Mass Damper*) est de mettre le mouvement de la masse secondaire attachée à la structure en résonance avec le mouvement de la structure sous les charges sismiques ; le dispositif est généralement placé au dernier étage.

Par conséquent, la force d'inertie créée par le mouvement de masse TMD fonctionne comme une force d'amortissement sur le système primaire [43].

On admet les notations suivantes :

Fréquence naturelle du système auxiliaire (TMD)

$$\omega_{tmd} = \sqrt{\frac{k_{tmd}}{m_{tmd}}}$$

Fréquence naturelle du système primaire (structure)

$$\omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}}$$

Le rapport des masses

$$\mu = \frac{m_{tmd}}{m_s}$$

Où m_{tmd} est la masse du TMD et m_s est la masse de la structure

$$f_{tmd} = \frac{f_s}{\mu + 1}$$

$$k_{tmd} = f_s \times m_{tmd}$$

$$c_{tmd} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(\mu + 1)^3}}$$

3.5.2.2 Amortisseur TMD installé au dernier étage

Les équations de mouvement d'une structure équipée d'un TMD au dernier étage illustrée sur la figure sont données sous forme matricielle, par l'expression suivante :

$$[M_t]\{\ddot{x}\} + [C_t]\{\dot{x}_t\} + [K_t]\{x_t\} = -[M_t]\{r\}\{\ddot{x}_g\} \quad \text{éq.(2)}$$

$$m_d(\ddot{x} + \ddot{x}_d) + C_d \dot{x}_d + K_d x_d = -m_d \ddot{x}_g \quad (3)$$

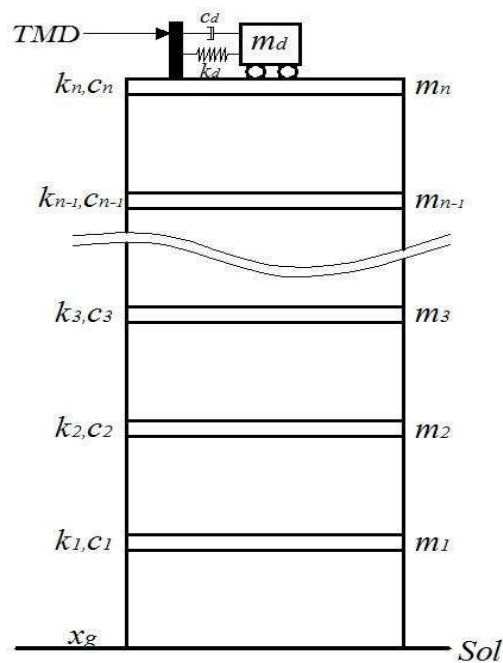


Figure 3.3 Structure à plusieurs étages équipée d'un TMD à l'installé au dernier étage

L'indice t désigne l'emplacement de l'amortisseur TMD au dernier étage de la structure.

La matrice de masse contrôlée $[M_t]$, la matrice d'amortissement $[C_t]$ et la matrice de rigidité $[K_t]$ présentées dans l'équation (1), sont données comme suit :

$$M_t = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & & & \\ & m_2 & & & & & & \\ & & m_3 & & & & & \\ & & & \ddots & & & & \\ & & & & m_{n-1} & & & \\ & & & & & m_n & & \\ & & & & & & m_{tmd} & \end{bmatrix}$$

$$C_t = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & & & & & & & & \\ & -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 & & & & & & \\ & & -c_3 & c_3 + c_4 & & & & & & \\ & & & & \ddots & & & c_4 & & \\ & & & & & \ddots & & & & \\ & & & & & & c_{n-1} + c_n & & & -c_n \\ & & & c_4 & & & & & & \\ & & & & & -c_n & & & & \\ & & & & & & c_n + c_{tmd} & & -c_{tmd} & \\ & & & & & & & -c_{tmd} & & \\ & & & & & & & & c_{tmd} & \end{bmatrix}$$

$$K_t = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & & & & & & & & \\ & -k_2 & k_2 + k_3 & & & & & & & \\ & & -k_3 & & & & & & & \\ & & & k_3 + k_4 & -k_4 & & & & & \\ & & & & -k_4 & & & & & \\ & & & -k_4 & & \ddots & & & & \\ & & & & & & k_{n-1} + k_n & -k_n & & \\ & & & & & & -k_n & k_n + k_{tmd} & -k_{tmd} & \\ & & & & & & & -k_t & & \\ & & & & & & & & & k_{tmd} \end{bmatrix}$$

3.5.3.2.2 Amortisseur TMD installé sur l'étage n :

Dans le cas où le TMD est installé à un étage n différent du dernier étage, alors les éléments de l'équation (1) peuvent être modifiés sous la forme suivante : (nous prenons l'exemple d'un TMD installé sur le deuxième étage, la rigidité et l'amortissement du TMD apparaissent dans la deuxième ligne et la deuxième colonne).

$$M_{t_2} = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & & \\ & m_2 & & & & & \\ & & m_3 & & & & \\ & & & \ddots & & & \\ & & & & m_{n-1} & & \\ & & & & & m_n & \\ & & & & & & m_{tmd_2} \end{bmatrix}$$

$$C_{t_2} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & & & & & & & \\ -c_2 & c_2 + c_3 + c_{tmd} & -c_3 & & & & & & \\ & -c_3 & c_3 + c_4 - c_4 & & & & c_4 & & \\ & & & \ddots & & & & & \\ & & & & \ddots & & & & \\ & & c_4 & & & c_{n-1} + c_n & & & -c_n & c_{tmd} \\ & & & & & & & -c_n & & \\ & & & & & & & -c_n & c_n + c_{tmd} & -c_{tmd} & c_{tmd} \\ & & & & & & & -c_{tmd} & -c_{tmd} & & \\ & & & & & & & & -c_{tmd} & c_{tmd} & \end{bmatrix}$$

$$K_t = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & & & & & & & & & \\ -k_2 & k_2 + k_3 + k_{tmd} & -k_3 & & & & & & & & -k_{tmd} \\ & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 & & & & & & & \\ & & -k_4 & & \ddots & \ddots & & & & & \\ & & & & \ddots & k_{n-1} + k_n & -k_n & & & & \\ & & & & & -k_n & k_n + k_{tmd} & -k_{tmd} & & & \\ & & & & & & -k_t & & & & k_{tmd} \end{bmatrix}$$

l'éq.(1), $\{r\}$ est un vecteur unitaire ($1 \times n$), $\{x_t\}$, $\{\dot{x}_t\}$, $\{\ddot{x}_t\}$ représentent le vecteur de déplacement relatif, le vecteur vitesse et le vecteur d'accélération de la structure avec TMD :

$$\{x_{t2}\} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ \vdots \\ x_{n-1} \\ x_n \\ x_{tmd} \end{Bmatrix}$$

$$\{\dot{x}_{t2}\} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \\ \vdots \\ \dot{x}_{n-1} \\ \dot{x}_n \\ \dot{x}_{tmd} \end{Bmatrix}$$

$$\{\ddot{x}_{t2}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \\ \vdots \\ \ddot{x}_{n-1} \\ \ddot{x}_n \\ \ddot{x}_{tmd} \end{Bmatrix}$$

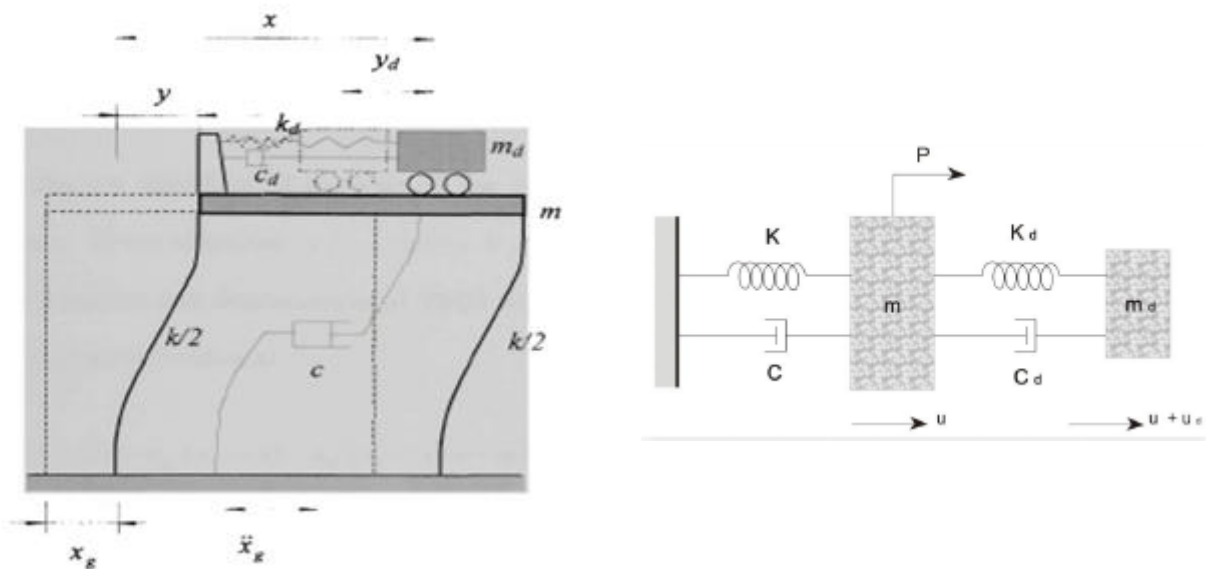


Figure 3.4 : structure 1DDL avec système TMD

3.6 Solution d'équation d'équilibre dynamique:

Pour la résolution de l'équation différentielle Il existe plusieurs méthodes d'intégration numérique nous avons utilisé MATLAB parce qu'il contient de nombreuses méthodes pour les résoudre.

Et les méthodes suivantes sont les plus utilisées :

- MEF
- L'intégration pas à pas (Analyse transitoire)
- Superposition modale
- la méthode de Newmark- β (utilisée dans le cas avec TMD)
- Calcul par la méthode de la différence centrée

Par la suite en fait une validation avec SAP2000.

3.6.1 Méthode de Newmark- β :

Le calcul numérique Newmark- β [44] a été effectué pour exprimer le déplacement, la vitesse de la masse primaire et de l'amortisseur, respectivement, comme suit:

$$x_{i+1} = x_i + \Delta \dot{x}_i + \Delta^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{x}_i + \beta \ddot{x}_{i+1} \right] \quad \text{eq. (4)}$$

$$\dot{x}_{i+1} = \dot{x}_i + \Delta \left[(1 - \gamma) \ddot{x}_i + \gamma \ddot{x}_{i+1} \right] \quad \text{eq. (5)}$$

$$x_{d+1} = x_d + \Delta \dot{x}_d + \Delta^2 \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{x}_d + \beta \ddot{x}_{d+1} \right] \quad \text{eq. (6)}$$

$$\dot{x}_{d+1} = \dot{x}_d + \Delta \left[(1 - \gamma) \ddot{x}_d + \gamma \ddot{x}_{d+1} \right] \quad \text{eq. (7)}$$

Remplaçant;

- éq.(4) et (5) ds l'éq. de mvt avec TMD éq.(2) on obtient les coefficients suivants :

$$H_1 = M + C\Delta\gamma + K\Delta^2\beta; H_2 = C\Delta(1 - \gamma) + K\Delta^2\left(\frac{1}{2} - \beta\right); H_3 = C + K\Delta; H_4 = K$$

$$H_5 = K_d\Delta^2\beta + C_d\gamma; H_6 = K_d\Delta^2\left(\frac{1}{2} - \beta\right) + C_d\Delta(1 - \gamma); H_7 = K_d\Delta + C_d; H_8 = K$$

- éq.(6) et (7) ds l'éq. de mvt du TMD éq.(3) on obtient les coefficients suivants :

$$\mathbf{B}_1 = \mathbf{m}_d + \mathbf{c}_d \Delta \gamma + \mathbf{k}_d \Delta^2 \beta; \mathbf{B}_2 = \mathbf{c}_d \Delta (1 - \gamma) + \mathbf{k}_d \Delta^2 \left(\frac{1}{2} - \beta \right); \mathbf{B}_3 = \mathbf{c}_d + \mathbf{k}_d \Delta; \mathbf{B}_4 = \mathbf{k}_d; \mathbf{B}_5 = -\mathbf{m}_d$$

Mettant $f_{i+1} = [M_t] \{r\} \{x_g\}$

en simplifiant l'éq, (2) et (3) mettant les coefficients $\mathbf{H}_{1...8}$ et $\mathbf{B}_{1...5}$:

$$\tilde{\mathbf{H}} + f_{i+1} + \mathbf{H}_6 \ddot{x}_d + \mathbf{H}_7 \dot{x}_i + \mathbf{H}_8 x_d - \mathbf{H}_2 \ddot{x}_i - \mathbf{H}_3 \dot{x}_i - \mathbf{H}_4 x_i \quad \text{eq.(8)}$$

$$\tilde{\mathbf{B}} = \mathbf{B}_2 \dot{x}_d + \mathbf{B}_3 \ddot{x}_d + \mathbf{B}_4 x_d + \mathbf{m}_d x_{g_{i+1}} \quad \text{eq.(9)}$$

donc l'éq, (2) et (3) seront:

$$\mathbf{H}_1 \ddot{x}_{i+1} - \mathbf{H}_5 \ddot{x}_{d+1} = \tilde{\mathbf{H}} \quad \text{eq.(10)}$$

$$\mathbf{B}_5 (\ddot{x}_2)_{i+1} - \mathbf{B}_1 \ddot{x}_{d+1} = \tilde{\mathbf{B}} \quad \text{eq.(11)}$$

La résolution des équations (10), (11) donne l'accélération de la masse primaire et du TMD.

l'accélération du TMD sera :

$$\ddot{x}_{d+1} = \frac{\mathbf{B}_5 (\ddot{x}_n)_{i+1} - \tilde{\mathbf{B}}}{\mathbf{B}_1} \quad \text{eq.(12)}$$

$$\mathbf{H}_1 \ddot{x}_{i+1} - \mathbf{H}_5 \left[\frac{\mathbf{B}_5 (\ddot{x}_n)_{i+1} - \tilde{\mathbf{B}}}{\mathbf{B}_1} \right] = \tilde{\mathbf{H}} \quad \text{eq.(13)}$$

avec: $\mathbf{H}_1 \ddot{x}_{i+1} - \mathbf{C}_2 (\ddot{x}_n)_{i+1} = \mathbf{C}_1 \quad \text{eq.(14)}$

$$C_1 = \tilde{H} - H_5 \frac{\tilde{B}}{B_1}; C_2 = H_5 \frac{B_5}{B_1}$$

Remplaçant C1 et C2 ds eq.(13):

Sous la forme matricielle l'éq. (14) sera :

$$\begin{bmatrix} H_1^{11} & H_1^{12} & \dots & H_1^{1n} & C_2^1 \\ H_1^{12} & H_1^{22} & \dots & H_1^{2n} & C_2^2 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \\ H_1^{n1} & H_1^{n2} & \dots & H_1^{nn} & C_2^n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \vdots \\ \ddot{x}_n \end{Bmatrix}_{i+1} = \begin{Bmatrix} C_1^1 \\ C_1^2 \\ \vdots \\ C_1^n \end{Bmatrix}$$

L'accélération {ẍ(t)} se la structure sera :

$$\ddot{x}_{i+1} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \vdots \\ \ddot{x}_n \end{Bmatrix}_{i+1} = \begin{bmatrix} H_1^{11} & H_1^{12} & \dots & H_1^{1n} & C_2^1 \\ H_1^{12} & H_1^{22} & \dots & H_1^{2n} & C_2^2 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \\ H_1^{n1} & H_1^{n2} & \dots & H_1^{nn} & C_2^n \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} C_1^1 \\ C_1^2 \\ \vdots \\ C_1^n \end{Bmatrix}$$

La dérivation ci-dessus est effectuée pour le système MDOF avec un TMD placé à l'étage (n).

Dans le cas où le TMD est placé à (n-1) étage, on va changer :

$$K_{TMD} = \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ k_d \\ 0 \end{bmatrix}, \quad C_{TMD} = \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ c_d \\ 0 \end{bmatrix}$$

L'algorithme basé sur la dérivation ci-dessus a été donné dans le tableau suivant et un code Matlab a été développé:

Introduction des données de la structure n, numéro d'étage	[M], [C], [K] [Md], [Kd], [Cd]
Initialiser les C.I	$\{x_0\}, \{\dot{x}_0\}, \{\ddot{x}_0\}, \{x_{d0}\}, \{\dot{x}_{d0}\}, \{\ddot{x}_{d0}\}$
<p>Introduire le pas Δt, γ et β :</p> <ul style="list-style-type: none"> • accélération moyenne : $\gamma = 1/2$; $\beta = 1/4$ • accélération linéaire : $\gamma = 1/2$; $\beta = 1/6$ 	
<p>Calculer</p> <p>[H1],[H2],[H3],[H4],[H5],[H6],[H7],[H8]</p> <p>B1,B2,B3,B4,B5</p>	
<p>Pour chaque Δt:</p> <p>Et à partir de $[\tilde{H}]$, [C1], [C2] $[\tilde{B}]$</p>	
<p>Calculer</p> <p>$\{\ddot{x}_{i+1}\}, \{\ddot{x}d_{i+1}\}$</p> <p>$\{x_{i+1}\}, \{\dot{x}_{i+1}\}, \{x_{d_{i+1}}\}, \{\dot{x}d_{i+1}\}$</p>	

Conclusion :

Les aspects mathématiques et numériques des différents cas de contrôle ainsi que l'élaboration des équations dynamiques des structures dites « classiques » sans contrôle et des structures équipées de mécanismes de contrôle jusqu'au détail des équations proposé dans cette étude ont été présentés dans cette section. Une citation des travaux effectués dans ce domaine présentés en littérature pour le contrôle des vibrations des structures isolés à la base permet d'avoir une idée précise sur le contexte de nos travaux. Les variantes des structures à étudier seront détaillées dans les prochains chapitres avec les résultats obtenus et leur analyse.

Chapitre 4 : Comportement d'une Structure en Présence du TMD

Introduction :

Le but de ce chapitre est d'étudier le comportement des structures équipées du TMD lors du séisme ainsi que l'analyse des effets de certains paramètres, tels que l'emplacement des TMD. La structure choisie pour cette étude est décrite dans la section suivante. Ainsi, à la base du développement théorique, un programme MATLAB est élaboré. Ce programme permet d'étudier le comportement dynamique des structures intelligentes de type poteau-poutre avec une étude paramétrique.

4.1 Présentation de l'ouvrage :

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation (**R+5**) implanté à ORAN qui est une zone de moyenne sismicité (zone 2a) classé dans le groupe 1b selon RPA99V2003.

Caractéristiques géométriques du bâtiment :

En plan :

- La longueur de construction : 24.70m.
- La largeur de construction : 10.50m.

En élévation :

- La hauteur totale du bâtiment : 16.8m
- La hauteur des rez de chaussée : 02.80m
- La hauteur de la cage d'escalier : 2.80m.

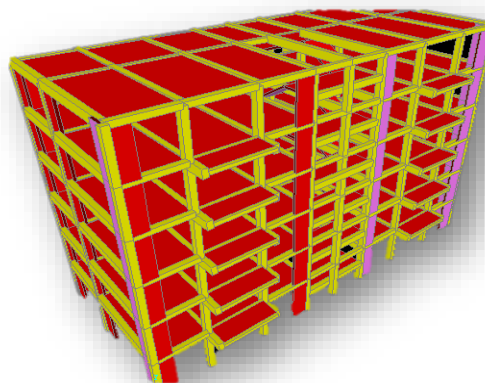


Figure 4.1 : Le model élément finis 3D de la structure étudiée (SAP2000)

Les paramètres dynamiques :

- Classification de la zone :

Ce bâtiment est implanté dans la Wilaya d'Oran classée comme zone IIa selon le RPA 99/version 2003.

- Classification de l'ouvrage selon leur importance :

Le Bâtiment est de type d'habitation collective ou commerciale dont la hauteur ne dépasse pas 48m. Donc il est classé en groupe 2.

- Facteur d'amortissement :

Le facteur d'amortissement est estimé à 0.01

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = \min(C_t h_n^{3/4}; 0.09 h_n / \sqrt{d})$$

Avec :

h_n : Hauteur totale mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

d : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul à considérer.

($C_T = 0.05$) Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé (Tableau 4.7 : RPA 99 version 2003).

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

T : Période fondamentale de la structure :

Sens longitudinal :

$$h_n = 16.8 \text{ m}, d_x = 24.2 \text{ m}$$

$$T_x = \min(0.05 * 7.8^{3/4}; 0.09 * 7.8 / \sqrt{24.2}), T_x = \min(0.41; 0.307), T_x = 0.307 \text{ s}$$

Calcul des rigidités

Pour un poteau : $K_c = (12.EI_c / h^3)$, avec : $I_c = (a^4 / 12)$

Pour chaque étage $K_t = \sum K_c = 2.K_c = (24.EI_c / h^3)$

Voici les matrices masse et rigidité calculées (6 x 6) :

$$M = \begin{bmatrix} 298.56 & & & & & \\ & 298.56 & & & & 0 \\ & & 298.56 & & & \\ & & & 298.56 & & \\ & 0 & & & 298.56 & \\ & & & & & 225.69 \end{bmatrix}$$

$$K = 1465014.57 \begin{bmatrix} 2k & -k & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k & 2k & -k & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k & 2k & -k & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k & 2k & -k & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k & 2k & -k \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k & k \end{bmatrix}$$

4.2 Initiation à la programmation par Matlab:

4-2-1 cas : Systèmes à 1 degré de liberté libres amortis :

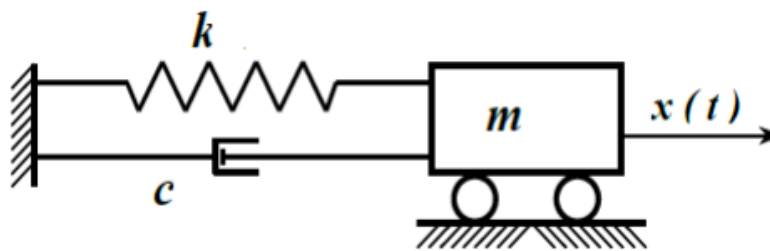


Figure 4.2: Système masse ressort amortisseur

L'équation de mouvement d'un système à un seul DDL est donnée par :

$$m\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = 0$$

La solution de cette équation dépend de la valeur de l'amortissement et est du type :

Pour $C^2 - 4MK < 0$: Sous amortissement (Les solutions sont complexes) :

$$x(t) = e^{\xi\omega_n t} (Ae^{i\omega_n t\sqrt{1-\xi^2}} + Be^{-i\omega_n t\sqrt{1-\xi^2}})$$

$$A = \frac{\dot{x}(0) + (\xi + \sqrt{\xi^2 - 1})\omega_n * x(0)}{2\omega_n\sqrt{\xi^2 - 1}}$$

$$B = \frac{-\dot{x}(0) - (\xi - \sqrt{\xi^2 - 1})\omega_n * x(0)}{2\omega_n\sqrt{\xi^2 - 1}}$$

Pour $C^2 - 4MK > 0$: Sur- amortissement (Les solutions sont réelles) :

Dans ce cas, les racines de l'équation caractéristique (3) sont réelles et le système s'approche lentement de sa position d'équilibre plutôt que de vibrer.

Pour $C^2 - 4MK = 0$: Amortissement critique : Ce cas représente la frontière entre les deux régimes précédents. Cette fois-ci, les racines de l'équation (3) sont égales à λ ; le système ne vibre pas et s'approche rapidement de sa position d'équilibre.

Pour les besoins de l'initiation à la programmation en MATLAB, on a essayé l'exemple simple suivant. Soit un système masse-ressort-amortisseur où $k = 150$ N/m ; $c = 3$ N.s/m ; $m = 1$ kg, excité par une vitesse initiale de 1m/s. Le script suivant écrit en MATLAB permet de calculer les réponses vibratoires d'un système à 1 ddl, selon le type d'amortissement.

```
clear;clc;
m=1; c=3; k=150; % données du système
x0=0; % condition initial
v0=1;
w=sqrt(k/m) ;% pulsation naturelle
z=c/2/w/m;%calcul du rapport d'amortissement
wd=w*sqrt(1-z^2);% pulsation naturelle amortie
t=0:tf/1000:tf;
if z<1
A=sqrt(((v0+z*w*x0)^2+(x0*wd)^2)/wd^2);%Amplitude de l'exponentielle
Phi=atan2(x0*wd, v0+z*w*x0);% phase
x=A*exp(-z*w*t).*sin(wd*t+Phi); % réponse sous amortie
elseif z==1
a1=x0;
a2=v0+w*x0;
x=(a1+a2*t).*exp(-w*t);% réponse critique
else
a1=(-v0+(-z+sqrt(z^2-1))*w*x0)/2/w/sqrt(z^2-1);
a2=(v0+(z+sqrt(z^2-1))*w*x0)/2/w/sqrt(z^2-1);
x=exp(-z*w*t).(a1*exp(-w*sqrt(z^2-1)*t)+(a2*exp(w*sqrt(z^2-1)*t))); %réponse sur
amortie
end
plot(t,x)
xlabel('Temps (s)')
ylabel('Déplacement (m)')
title('Réponse temporelle libre')
```

Après exécution, on obtient :

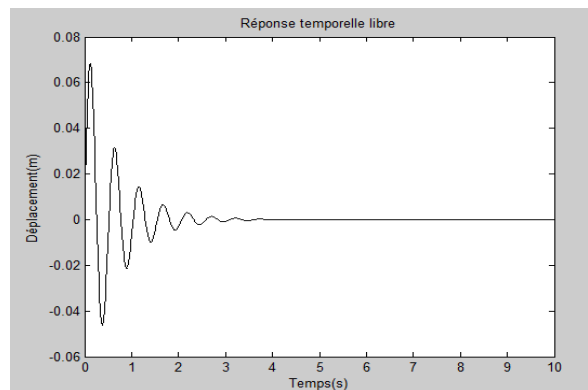


Figure 4.3: réponse temporelle libre amortie ; $\max(u)=0,63(m)$

4-2-2- Analyse modale : systèmes à plusieurs degrés de liberté (Cas d'un Portique à 3 étages amortis) :

Un système réel comprend généralement plusieurs masses reliées entre elles par des éléments de types ressort et amortisseur. Le nombre de paramètres indépendants nécessaires pour déterminer la position relative de chaque masse est appelé « nombre de degrés de liberté » ; un système comportant N masses susceptibles de se déplacer dans un plan possède donc 2N degrés de liberté.

Soit un portique à 3 étages avec $m_1=m_2=m_3=1$ (t) et $k_1=k_2=k_3=1000$ (N/mm). (Figure 4.5)

```
clear;clc;
%Définir la matrice globale de masse
Ms = [ m1    0    0 ; 0    m2    0 ; 0    0    m3 ];
%Définir la matrice de rigidité
Ks = [ k1+k2  -k2    0 ; -k2  k2+k3  -k3 ; 0    -k3    k3 ];
Cs = alpha * Ms + beta * Ks;
%Calcul des fréquences et modes propres
[Modes, Omega]=eig(inv(M)*K);
Freq = zeros(5) ;
for i=1:5
Freq(i,i)= Omega(i,i)^0.5;
end
% On définit la réponse libre:
t = [ 0 :delta_t : T ];
points = length(t);
for p=1:points
r(:,p) = Cs * expm(A*t(p)) * xo;
end
% La réponse modale est:
q = inv(Modes) * r; %réponse modale
```

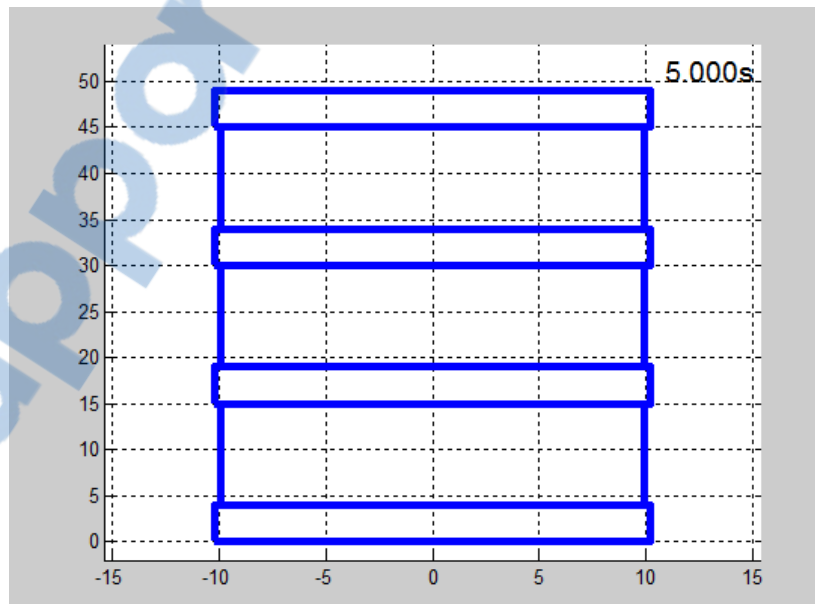
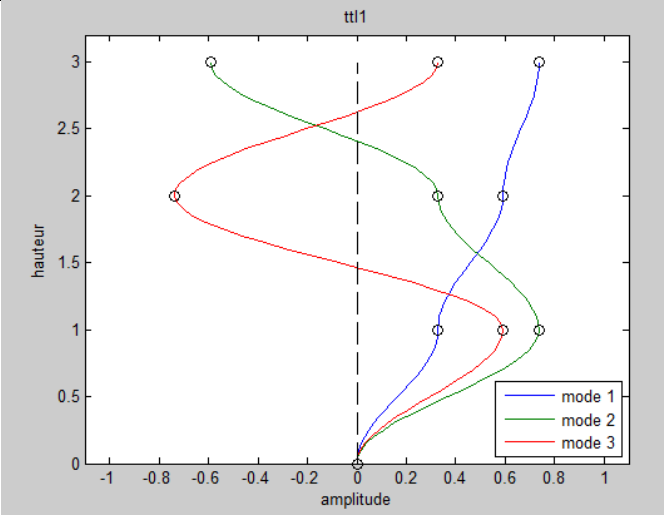
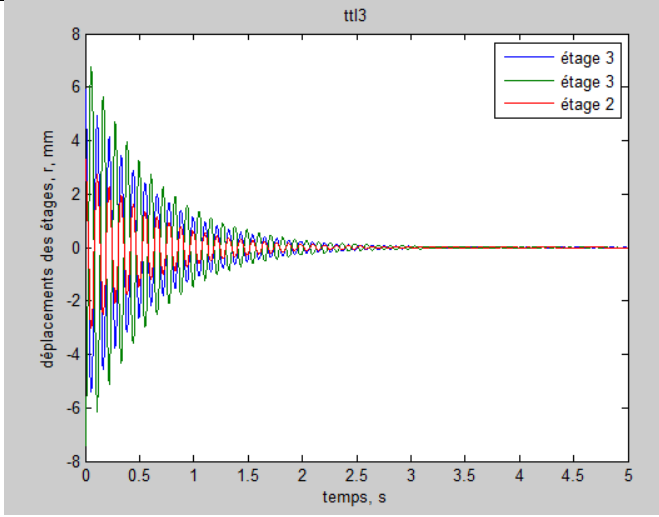


Figure 4.4 : Portique à 3 étages amortis

Après exécution, on obtient :

$M_s =$ <table style="width: 100%; text-align: center;"> <tr><td>1</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>1</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>0</td><td>1</td></tr> </table>	1	0	0	0	1	0	0	0	1	$K_s =$ <table style="width: 100%; text-align: center;"> <tr><td>2000</td><td>-1000</td><td>0</td></tr> <tr><td>-1000</td><td>2000</td><td>-1000</td></tr> <tr><td>0</td><td>-1000</td><td>1000</td></tr> </table>	2000	-1000	0	-1000	2000	-1000	0	-1000	1000	$C_s =$ <table style="width: 100%; text-align: center;"> <tr><td>2.0100</td><td>-1.0000</td><td>0</td></tr> <tr><td>-1.0000</td><td>2.0100</td><td>-1.0000</td></tr> <tr><td>0</td><td>-1.0000</td><td>1.0100</td></tr> </table>	2.0100	-1.0000	0	-1.0000	2.0100	-1.0000	0	-1.0000	1.0100
1	0	0																											
0	1	0																											
0	0	1																											
2000	-1000	0																											
-1000	2000	-1000																											
0	-1000	1000																											
2.0100	-1.0000	0																											
-1.0000	2.0100	-1.0000																											
0	-1.0000	1.0100																											
$Modes =$ <table style="width: 100%; text-align: center;"> <tr><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0.3280</td><td>0.7370</td><td>0.5910</td></tr> <tr><td>0.5910</td><td>0.3280</td><td>-0.7370</td></tr> <tr><td>0.7370</td><td>-0.5910</td><td>0.3280</td></tr> </table>	0	0	0	0.3280	0.7370	0.5910	0.5910	0.3280	-0.7370	0.7370	-0.5910	0.3280	$Freq =$ <table style="width: 100%; text-align: center;"> <tr><td colspan="3">1.0e+03 *</td></tr> <tr><td>0.1981</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>1.5550</td><td>0</td></tr> <tr><td>0</td><td>0</td><td>3.2470</td></tr> </table>		1.0e+03 *			0.1981	0	0	0	1.5550	0	0	0	3.2470			
0	0	0																											
0.3280	0.7370	0.5910																											
0.5910	0.3280	-0.7370																											
0.7370	-0.5910	0.3280																											
1.0e+03 *																													
0.1981	0	0																											
0	1.5550	0																											
0	0	3.2470																											
$max_r3 =$ <p style="text-align: center;">3.3000</p>	$max_r2 =$ <p style="text-align: center;">6.7542</p>	$max_r3 =$ <p style="text-align: center;">3.3000</p>																											
$max_q1 =$ <p style="text-align: center;">0.0062</p>	$max_q2 =$ <p style="text-align: center;">0.0275</p>	$max_q3 =$ <p style="text-align: center;">10.0229</p>																											
 <p style="text-align: center;">Figure 4.5 :Modes propres</p>	 <p style="text-align: center;">Figure 4.6 :déplacement . max des étages</p>																												

4.2.3. Analyse dynamique Transitoire : Portique excité sous EL-CENTRO :

Soit l'équation dynamique :

$$[M] \{\ddot{x}(t)\} + [C] \{\dot{x}(t)\} + [K] \{x(t)\} = -M \ddot{x}_g(t)$$

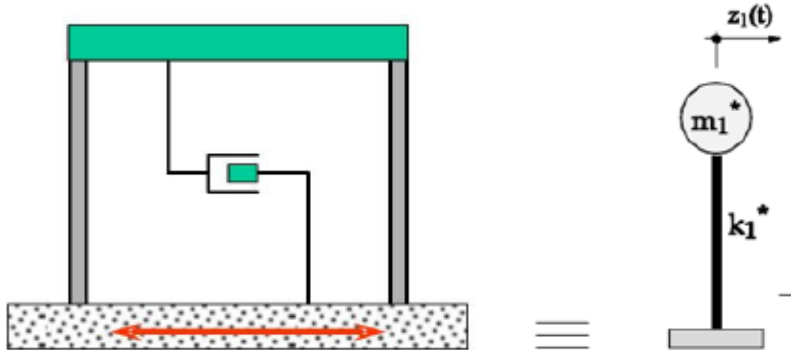


Figure 4.7: Cadre à 1 degré de liberté

Résolution de l'équation dynamique avec la méthode d'intégration pas à pas par le programme suivant :

```
clear; clc;
% u, v, a : histoire de la réponse en déplacements u,
% m, c, k : masse, amortissement et rigidité
% vitesses v et accélérations a d'un système à 1DDL
% acc : accélération à la base en vecteur
ma=0.15; k=90.829;
amor=0.02;
c=2.0*r*sqrt(k*ma);
u(1)=0;
v(1)=0;
d=load('El_centro2.txt');
ug=9.81.*d(:,2);
p=-ug;
an(1)=(p(1)-c*v(1)-k*u(1))/ma;
kh=k+3.0*c/(theta*dt)+6.0*ma/(theta*dt)^2;
a=6.0*ma/(theta*dt)+3.0*c;
b=3.0*ma+theta*dt*c/2.0;
for i=1:n1;
s(i)=(i-1)*dt;
end;
for i=2:n1;
ww=(p(i)-p(i-1))*theta+a*v(i-1)+b*an(i-1);
xx=ww/kh;
zz=(6.0*xx/((theta*dt)^2)-6.0*v(i-1)/(theta*dt)-3.0*an(i-1))/theta;
yy=dt*an(i-1)+dt*zz/2.0;
v(i)=v(i-1)+yy; % vit
a(i)=an(i-1)+zz; % acc
vv=dt*v(i-1)+dt*dt*(3.0*an(i-1)+zz)/6.0;
u(i)=u(i-1)+vv; % dep
end;
```

Après exécution, on obtient :

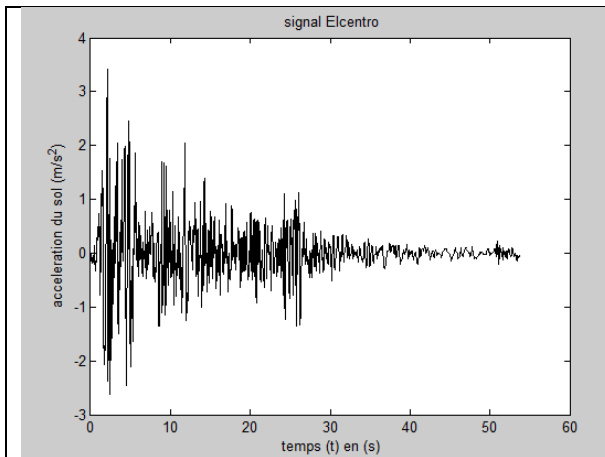


Figure 4.8 : accélération du sol (EL_Centro)

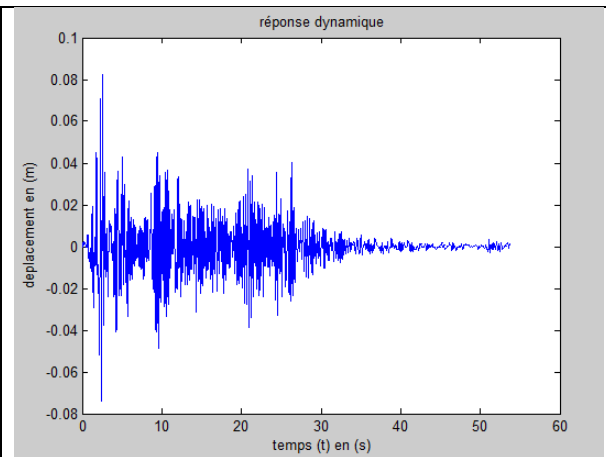


Figure 4.9 : dep. max, ($u_{max}=0.0825(m)$)

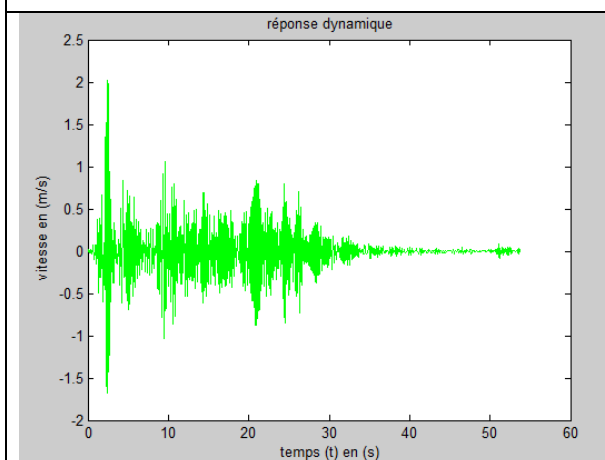


Figure 4.10 : vitesse max,
($v_{max}=2.0143(m/s)$)

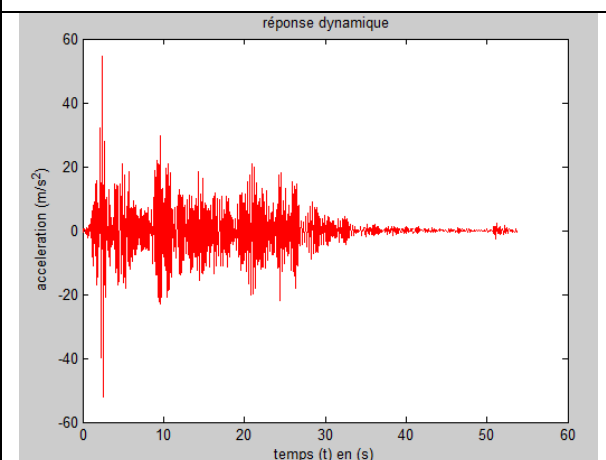


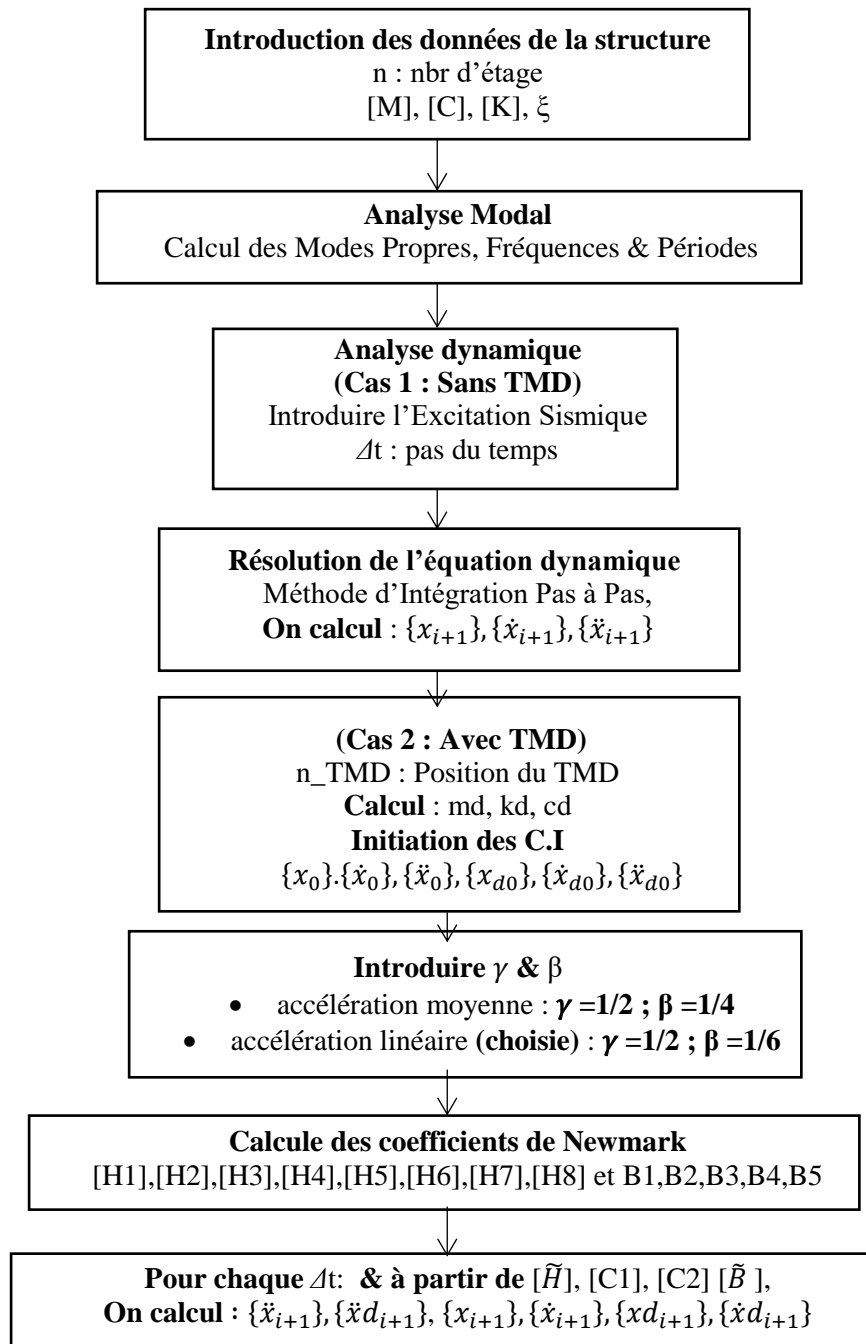
Figure 4.11 : acc. max,
($a_{max}=54.4487(m/s^2)$)

4.3. Organigramme Matlab : (Méthode de Newmark- β) :

Cas étudié : Ouvrage présenté précédemment :

Le but principal est de développer l'algorithme adéquat à partir de l'état de l'art sur le contrôle passif avec TMD. La cause principale du choix de la méthode de Newmark- β c'est que cette méthode dans l'analyse dynamique et précisément dans l'étape « avec TMD » les variables déplacement, vitesse et accélération contiennent un paramètre qui est la position du TMD et dans cette étape on peut identifier les paramètres de ce système (masse, rigidité et amortissement) dont les résultats montrent l'effet du TMD sur la structure.

L'algorithme est fait selon l'organigramme suivant :



La masse de TMD doit représenter, pour des bâtiments hauts, environ 0,25%-3% de la masse correspondante au mode fondamental car c'est ce mode qu'on va chercher à amortir en priorité puisque c'est celui qui produit les déplacements les plus importants.

La période de TMD doit être accordée à celle du premier mode, ce qui détermine la raideur dont on a besoin pour la masse choisie. [49]

Si M est la masse correspondante au 1^{er} mode fondamental avec un **taux de masse de 3%** :

$$(md/M) = 3\% \longrightarrow \boxed{md = 3\%.M}$$

$$w = 2.\pi.f$$

$$w^2 = (kd/md)$$

$$\boxed{kd = w^2.md}$$

$$\boxed{cd = 2.\xi.md.w}$$

Où : md est la masse de TMD, kd est la rigidité et cd l'amortissement effective de TMD.

Avec un taux d'amortissement de TMD pris comme $\xi = 5\%$. [50]

À partir des données qu'on a sur la structure à 6 étages, le programme Matlab est :

```

clc; clear ;format long
n=6; % nbr d'etages
g=9.81; % gravité m/s^2;
%-----donnees de la structure-----
M_diag=[298.56 298.56 298.56 298.56
298.56 225.69]; nh=length(M_diag);
M=zeros(nh,nh);
for i=1:nh
    M(i,i)=M_diag(i); % masse
End
K_diag=[1465014.57 1465014.57
1465014.57 1465014.57 1465014.57
1465014.57];
K=zeros(nh,nh); % rigidité
K(1,1)=K_diag(1)+K_diag(2);
K(1,2)=-K_diag(2); K(nh,nh)=K_diag(nh);
K(nh,nh-1)=-K_diag(nh);
for i=2:nh-1
    K(i,i-1)=-K_diag(i);
    K(i,i)=K_diag(i)+K_diag(i+1);
    K(i,i+1)=-K_diag(i+1);
end
%-----Analyse Modale-----
[Modes,Lambda]=eig(inv(M)*K);
Modes % modes propres
for i=1:nh
    M_mode(i)=Modes(:,i)'*M*Modes(:,i);
% masse Modal
end
Freq=zeros(nh);
for i=1:nh
    Freq(i,i)=Lambda(i,i)^0.5;
% fréquences (rad/sec)
end
T=zeros(nh);
for i=1:nh
    T(i,i)=2*pi/Freq(i,i); % période de
chaque mode (sec)
end
amor=0.02; % taux d'amortissement
w=Freq; cc=2*amor*M*w; nc=length(cc);
C=zeros(nc,nc); % amortissement
for i=1:nc-1
    C(i,i)=cc(i)+cc(i+1);C(nc,nc)=cc(nc);
    C(i,i+1)=-cc(i+1);
end
for i=2:nc
    C(i,i-1)=-cc(i);
End
%-----Analyse dynamique méthode-----
%-----excitation-----
Acc=load('boumerdes.txt');
dt=0.005; % pas du temps
ug=g.*Acc(:,2); % on prend en
considération (g)
I=ones(nh,1);
F=M*I*ug';
% -----Sans TMD-----
programme cité en (4.2.3. Analyse dynamique
Transitoire)
L=length(ug);
for i=1:L-1
    U % dep
    V(:,i+1)=V(:,i)+dV(:,i); % vit
    A(:,i+1)=A(:,i)+dA(:,i); % acc
end
% ----- Avec TMD-----
alpha=0.5;
beta=0.1667;
n_tmd=6; %position TMD
md=0.03*sum(M); % masse TMD
kd=md*w^2*beta; % rigidité TMD
cd=0.05*2*md*w; % amortissement TMD
u(:,1)=zeros(nh,1);
v(:,1)=zeros(nh,1);
ud=0;
vd=0;
% Calcul
H1, H2, H3, H4, H5, H6, H7, H8
B1,B2,B3,B4,B5
C2=H5*B5/B1;
Dba=H1; Dba(:,n)=H1(:,n)-C2;
for i=1:L-1
    C1(:,i)=Hba(:,i)-(H5*Bba(i)/B1);
    a(:,i+1)=(Dba^-1)*C1(:,i); % acc
    ad(i+1)=(B5*a(n,i+1)-Bba(i))/B1;% acc TMD
    u(:,i+1)=u(:,i)+dt*v(:,i)+dt*dt*((0.5-
beta)*a(:,i)+beta*a(:,i+1)); % dep
    v(:,i+1)=v(:,i)+dt*((1-
alpha)*a(:,i)+alpha*a(:,i+1)); % vit
    ud(i+1)=ud(i)+dt*vd(i)+dt*dt*((0.5-
beta)*ad(i)+beta*ad(i+1)); % dep TMD
    vd(i+1)=vd(i)+dt*((1-
alpha)*ad(i)+alpha*ad(i+1)); % vit TMD

```

```

for i=1:L-1
C1(:,i)=Hba(:,i)-(H5*Bba(i)/B1);
a(:,i+1)=(Dba^-1)*C1(:,i); % acc
ad(i+1)=(B5*a(n,i+1)-Bba(i))/B1; % acc TMD
u(:,i+1)=u(:,i)+dt*v(:,i)+dt*dt*((0.5-beta)*a(:,i)+beta*a(:,i+1)); % dep
v(:,i+1)=v(:,i)+dt*((1-alpha)*a(:,i)+alpha*a(:,i+1)); % vit
ud(i+1)=ud(i)+dt*vd(i)+dt*dt*((0.5-beta)*ad(i)+beta*ad(i+1)); % dep TMD
vd(i+1)=vd(i)+dt*((1-alpha)*ad(i)+alpha*ad(i+1)); % vit TMD
    
```

M =	K =	C =
298.5600 0 0 0 0 0 0 298.5600 0 0 0 0 0 0 298.5600 0 0 0 0 0 0 298.5600 0 0 0 0 0 0 298.5600 0 0 0 0 0 0 225.6900	1.0e+06 * 2.9300 -1.4650 0 0 0 0 -1.4650 2.9300 -1.4650 0 0 0 0 -1.4650 2.9300 -1.4650 0 0 0 0 -1.4650 2.9300 -1.4650 0 0 0 0 -1.4650 2.9300 -1.4650 0 0 0 0 -1.4650 1.4650	1.0e+03 * 3.1299 -1.4995 0 0 0 0 -1.4995 2.7792 -1.2797 0 0 0 0 -1.2797 2.2586 -0.9790 0 0 0 0 -0.9790 1.1884 -0.2095 0 0 0 0 -0.2095 0.6740 -0.4645 0 0 0 0 -0.4645 0.4645

4.3.1 Analyse modale :

4.3.1.1. Validation des résultats MATLAB avec Sap2000 :

On a fait une validation des résultats obtenus par notre programme en Matlab avec ceux de SAP2000 tableau (4.2). D'après cette comparaison on peut juger que le modèle est relativement représentatif, car le taux d'erreur est faible.

Tableau (4.1) : Les périodes et les fréquences des 6 modes.

Modes	MATLAB	Sap2000	Erreur (%)	MATLAB	Sap2000	Erreur (%)
	Périodes (sec)			Fréquences(HZ)		
1	0.04602	0.0368	20	136.5194	170.65	20
2	0.0500	0.0478	4.4	125.5639	132.25852	-4.94
3	0.0586	0.0527	10.06	107.1534	93.5457	10.04
4	0.0766	0.067	1.636	81.9735	75.6353	4.67
5	0.35822	0.289	19.32	17.5397	16.9782	0.41
6	0.1221	0.107	12.36	51.4552	31.2557	14.91

Tableau (4.2) : Les Modes propres.

Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6
0.1353	-0.3718	0.5157	-0.5342	-0.2350	-0.4292
0.2621	-0.5430	0.3252	0.1816	0.4226	0.5206
0.3724	-0.4212	-0.3107	0.4724	-0.5250	-0.2024
0.4594	-0.0721	-0.5211	-0.3422	0.5213	-0.2751
0.5176	0.3158	-0.0179	-0.3561	-0.4125	0.5361
0.5434	0.5334	0.5098	0.4632	0.2205	-0.3752

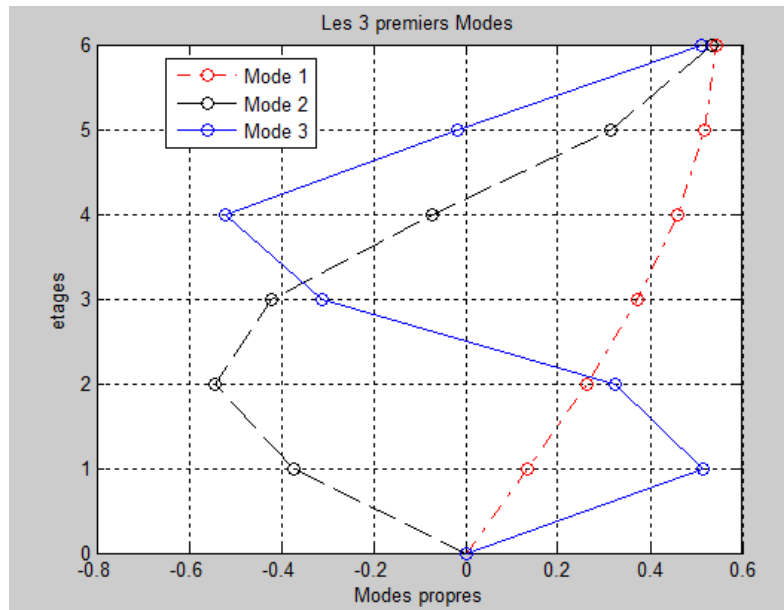


Figure 4.12: les 3 premiers modes représentés par Matlab

4.3.2. Analyse dynamique transitoire :

Cette analyse permet de donner la réponse dynamique d'une structure soumise à un chargement arbitraire variable avec le temps.

Une analyse temporelle a été faite en appliquant le séisme de Boumèrdes et d'El-Centro. (Figure 4.14) et (figure 4.15)

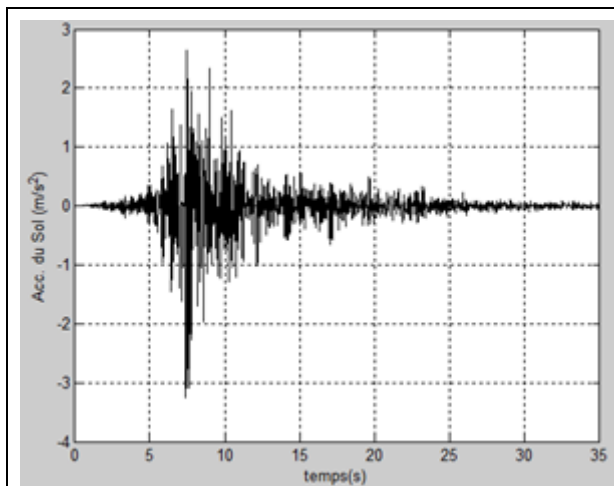


Figure 4.13: Enregistrement du séisme Boumèrdes

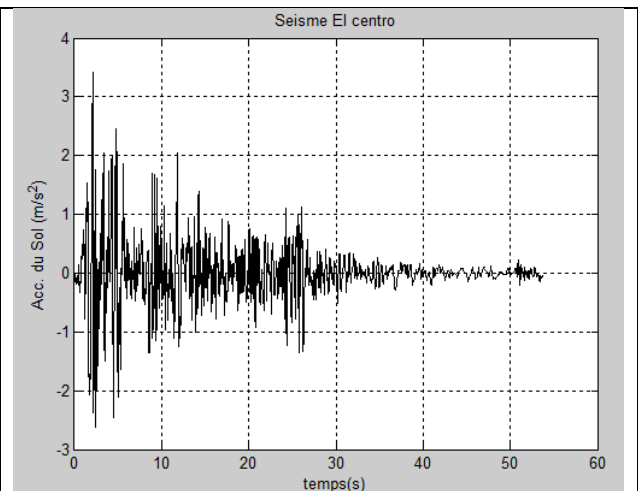


Figure 4.14: Enregistrement du séisme d'El-Centro

4.3.2.1. Validation des résultats MATLAB avec Sap2000 : (Sans TMD)

Tableau (4.3) : Comparaison entre les résultats obtenus par MATLAB et SAP2000 des déplacements sans TMD :

Etages	Séisme de Boumèrdes		Erreur (%)	Séisme d'El-Centro		Erreur (%)
	Dép. max (m) (sans TMD)			Dép. max (m) (sans TMD)		
	MATLAB	Sap2000		MATLAB	Sap2000	
1	0.0055	0.0043	27.90	0.0110	0.00951	13
2	0.0101	0.0098	3.06	0.0211	0.0164	21.99
3	0.0131	0.0101	22.9	0.0296	0.02276	23.09
4	0.0146	0.0124	13.41	0.0358	0.03104	5.6
5	0.0164	0.0145	11.58	0.0395	0.03358	15.18
6	0.0176	0.0168	4.54	0.0411	0.03673	10.7

Discutions des résultats :

A travers les résultats, on constate qu'il existe une remarquable convergence entre les résultats calculés avec SAP 2000 et MATLAB et aussi le taux d'erreur est faible sur les modes 1 et 2 et 6. Et on voit que le déplacement change et augmente progressivement en fonction des étages.

4.3.2.2. Validation des résultats MATLAB avec Sap2000 : (Avec TMD)

Etant donné que le déplacement maximal est celui du dernier niveau, on a pris ce niveau comme référence pour montrer l'effet de TMD sur le déplacement de la structure.

Tableau (4.4) : Comparaison les résultats Matlab et sap 2000 des déplacements avec TMD :

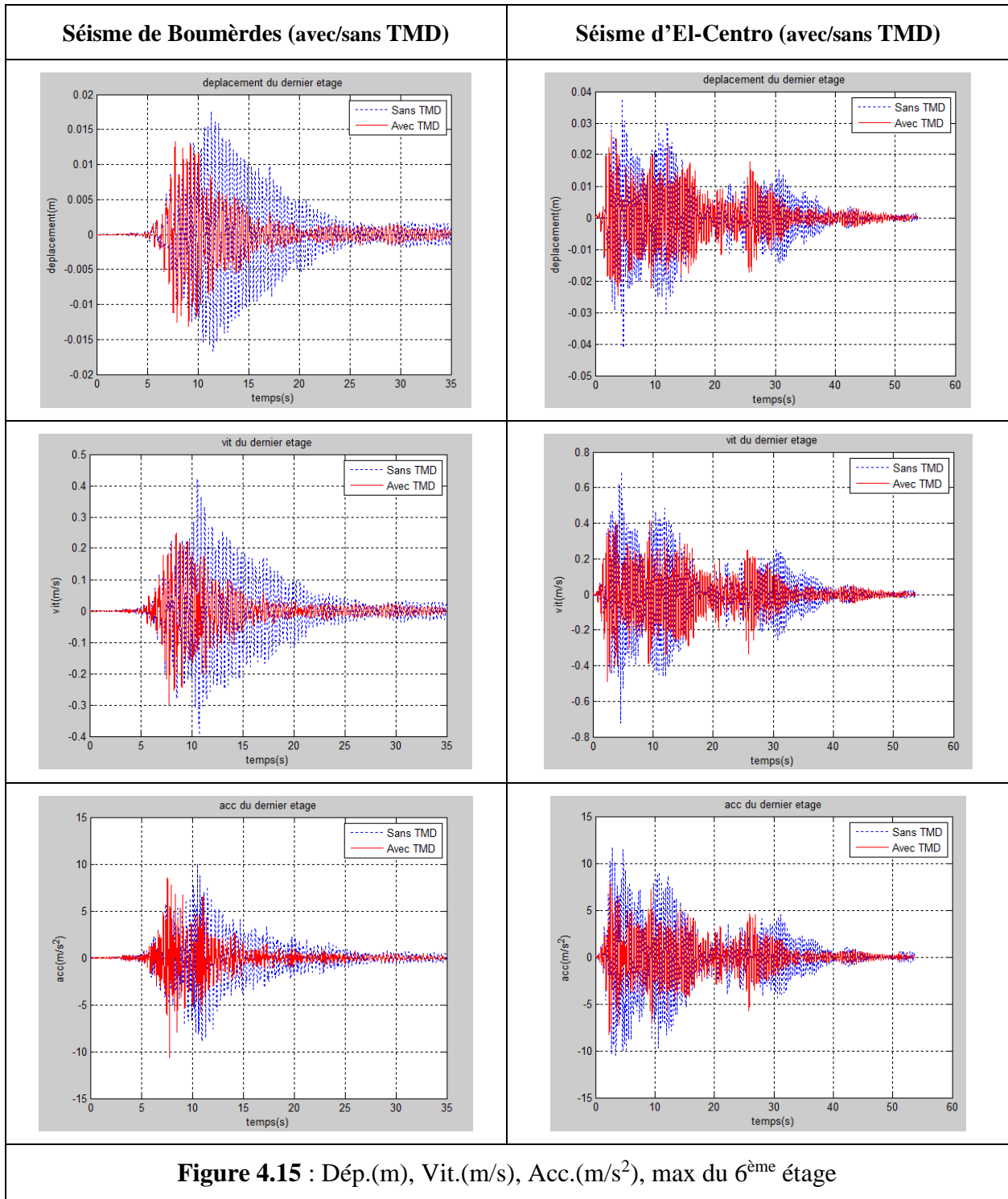
Etages	Séisme de Boumèrdes		Erreur (%)	Séisme d'El-Centro		Erreur (%)
	Dép. max (m) (avec TMD)			Dép. max (m) (avec TMD)		
	MATLAB	Sap2000		MATLAB	Sap2000	
1	0.0037	0.0032	13.51	0.0065	0.0059	9.23
2	0.0064	0.0057	10.937	0.0125	0.01185	5.2
3	0.0086	0.00.74	13.95	0.0178	0.01648	7.41
4	0.0106	0.0112	3.77	0.0222	0.02147	3.28
5	0.0122	0.0102	16.39	0.0252	0.0178	29.3
6	0.0133	0.0128	3.75	0.0268	0.021525	19.68

Sous les 2 excitations sismiques on peut dire que les résultats sont acceptables car on remarque la diminution du déplacement dans tous les niveaux pour les deux méthodes SAP2000 et MATLAB.

4.3.2.3. Effet du TMD au sommet de la structure : (Résultats MATLAB) :

Le système TMD est efficace pour réduire, le déplacement et l'accélération d'un bâtiment soumis à un tremblement de terre ou sous une excitation sismique. Dans ce chapitre on a confirmé les résultats dans les figures et les tableaux précédents.

Les figures (4.15) et (4.16) qui décrivent cet effet nous montrent que pour toutes les excitations sismiques, lors d'ajout TMD, le déplacement se réduit d'une manière remarquable.



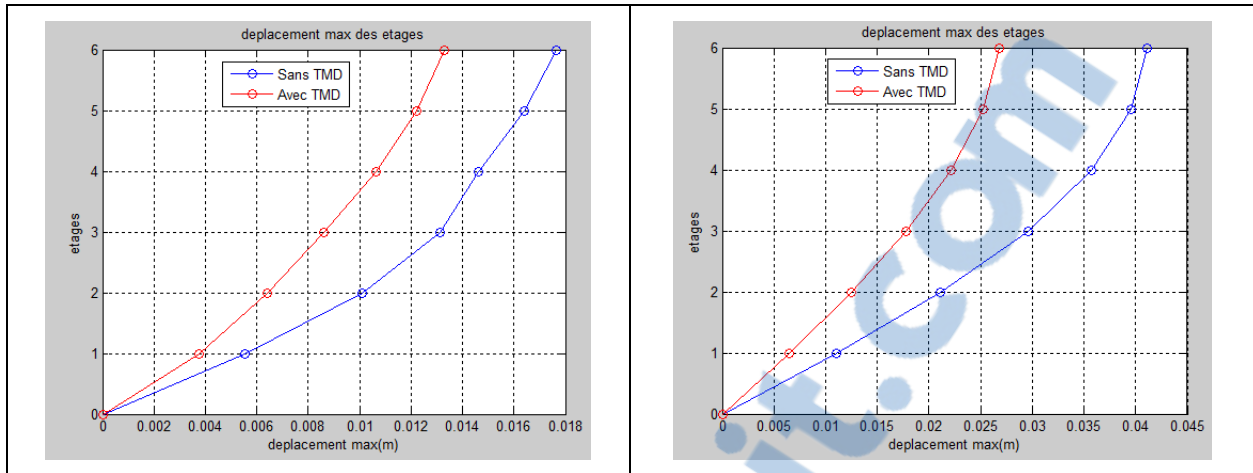


Figure 4.16 : Dép. max des étages (m) (avec/sans TMD)

Tableau (4.5) : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s²), max des étages (m) (avec/sans TMD) de Séisme de Boumerdes

Etages	Séisme de Boumerdes					
	Dép.(m), max		Vit.(m/s), max		Acc.(m/s ²), max	
	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)
1	0.0055	0.0037	0.1139	0.1147	5.4356	4.2802
2	0.0101	0.0064	0.2002	0.1795	7.8716	6.0974
3	0.0131	0.0086	0.2503	0.1958	7.1308	6.3163
4	0.0146	0.0106	0.2701	0.2183	5.7726	6.4509
5	0.0164	0.0122	0.3599	0.2328	7.8668	7.3447
6	0.0176	0.0133	0.4226	0.2994	10.0167	10.6507

Tableau (4.6) : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s²), max des étages (m) (avec/sans TMD) de Séisme d'El-Centro

Etages	Séisme d'El-Centro					
	Dép.(m), max		Vit.(m/s), max		Acc.(m/s ²), max	
	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)
1	0.0110	0.0065	0.1614	0.1289	4.8826	2.4610
2	0.0211	0.0125	0.3018	0.2244	8.3732	3.6269
3	0.0296	0.0178	0.4263	0.2943	10.8766	5.4439
4	0.0358	0.0222	0.5606	0.3878	11.3923	6.6364
5	0.0395	0.0252	0.6679	0.4557	10.8214	7.6436
6	0.0411	0.0268	0.7209	0.4873	11.7434	8.3023

4.2.3.4 Interprétation des résultats :

Vu que la vitesse maximale est celle atteinte dans le dernier niveau. La vitesse du dernier niveau de la structure avec et sans TMD et sous les 2 composantes d'excitation d'El-Centro et de

BOUMERDES est représentée sur la (figure 4.15) On constate que la vitesse diminue avec TMD sous toutes les excitations et dans toutes les directions.

La figure (4.15) illustre aussi la variation des accélérations du dernier niveau de la structure avec et sans TMD pour les différentes excitations, et nous montrent que les accélérations de la structure avec TMD sont réduites par rapport à celle sans TMD.

Un déplacement inter étages est un déplacement relatif d'un niveau par rapport à un autre. Les déplacements pour les 2 excitations EL-centro et Boumerdes sont montrés dans la figure (4.16) avec un maximum inter étage de 0.0133 m pour Boumerdes et 0.0268 pour EL-centro. On observe que la répartition du TMD dans les étages de la structure réduit le déplacement.

4.4 Etude paramétrique :

Pour évaluer l'effet de la masse de TMD sur la réponse structurale, une étude paramétrique a été effectuée pour comparer la réponse structurale de différentes positions sous les excitations sismiques.

4.4.1. Effet du changement de position du TMD :

Dans cette partie, on va essayer de changer la position du TMD afin de montrer l'importance du positionnement du TMD sur la réponse structurale.

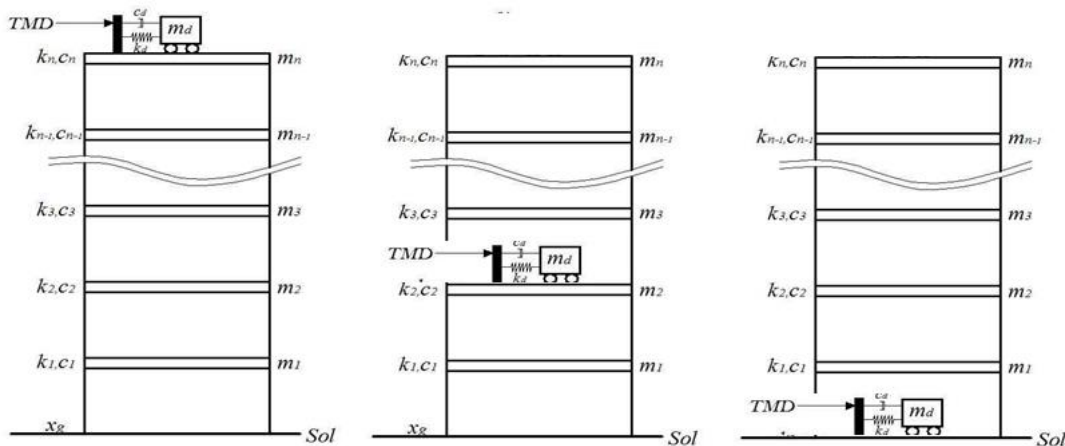


Figure 4.17: Changement de position du TMD du 1^{er} au 6^{ème} étage

Tableau (4.7) : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation sismique Boumerdes

Séisme de Boumerdes							
		Dép.(m) max					
Avec TMD	Etages	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage
	1 ^{er} étage	0.0045	0.0078	0.0105	0.0126	0.0140	0.0151
	2 ^{ème} étage	0.0044	0.0078	0.0105	0.0126	0.0142	0.0150
	3 ^{ème} étage	0.0043	0.0073	0.0097	0.0121	0.0139	0.0148
	4 ^{ème} étage	0.0040	0.0069	0.0088	0.0114	0.0132	0.0141
	5 ^{ème} étage	0.0038	0.0066	0.0087	0.0107	0.0125	0.0135
	6 ^{ème} étage	0.0037	0.0064	0.0086	0.0106	0.0122	0.0133
	Sans TMD	0.0055	0.0101	0.0131	0.0146	0.0164	0.0176

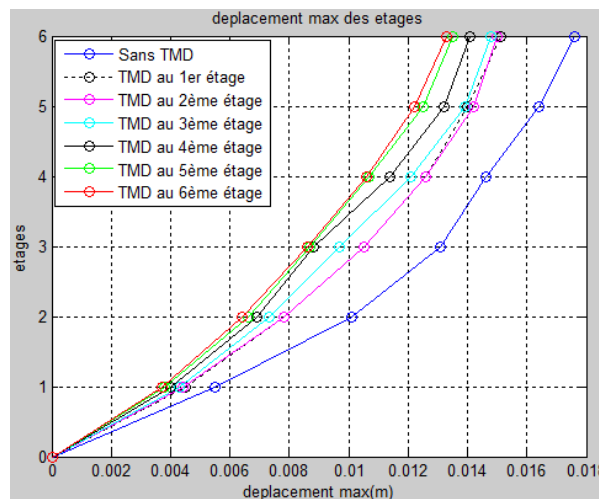


Figure 4.18 : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation sismique Boumerdes

Sous l'excitation sismique de Boumerdes on remarque dans le cas de la position 6 (6^{ème} étage), qu'il y a une grande diminution de déplacement de 0.0133 m par rapport aux 05 autres positions. Et aussi on remarque que le déplacement est maximal au niveau du 6^{ème} étage, et c'est logique parce que la flèche est toujours maximale au sommet.

Et aussi nous voyons également un changement notable de diminution de déplacement dans les autres positions (étages 5, 4, 3, 2, 1).



Tableau (4.8) : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation sismique d'El-Centro

Séisme d'El-Centro							
		Dép.(m) max					
Avec TMD	Étages	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage
	1 ^{er} étage	0.0100	0.0179	0.0248	0.0303	0.0340	0.0356
	2 ^{ème} étage	0.0079	0.0152	0.0208	0.0253	0.0284	0.0298
	3 ^{ème} étage	0.0067	0.0131	0.0189	0.0229	0.0256	0.0268
	4 ^{ème} étage	0.0066	0.0126	0.0180	0.0223	0.0250	0.0262
	5 ^{ème} étage	0.0065	0.0125	0.0179	0.0222	0.0253	0.0264
	6 ^{ème} étage	0.0065	0.0125	0.0178	0.0222	0.0252	0.0268
	Sans TMD	0.0110	0.0211	0.0296	0.0358	0.0395	0.0411

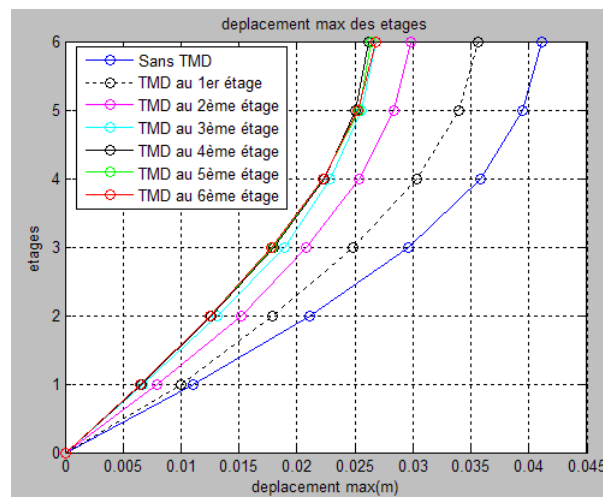


Figure 4.19 : Déplacement max (m) sur les différents étages selon Effet de la position de TMD pour l'excitation sismique El-centro

Sous l'excitation sismiques d'El-centro on remarque que le déplacement maximal dans le cas dans la position de 6^{ème} étage est égal à 0.0268 dans les autres positions est égal à 0.0264 m, 0.0262 m, 0.0268 m, 0.0298 m, 0.0356 m, pour les 5 positions respectivement.

La meilleur position TMD est dans le 6^{ème} étage, parce qu'il y a une grande diminution de déplacement par rapport aux autres positions.

4.4.2. Effet du changement de l'excitation sismique :

Les résultats de l'étude comparative des réponses maximales du dernier niveau de la structure avec et sans TMD, sous les différents chargements sismiques sont résumés dans les tableaux suivants, avec TMD toujours au sommet de la structure.

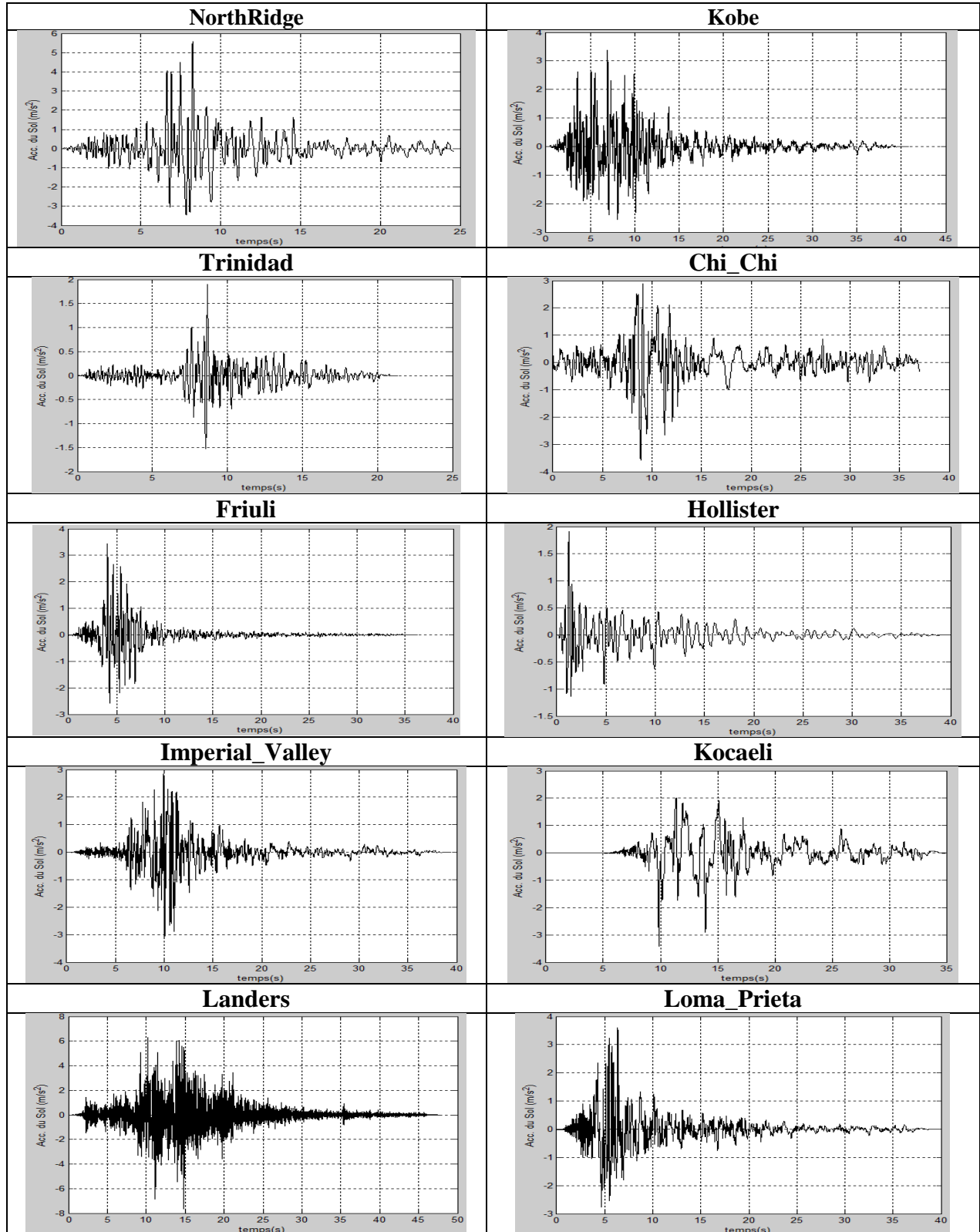


Figure 4.20 : L'enregistrement des différentes Excitations séismiques

Tableau 4.9 : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s²), max du dernier étage (m) (avec/sans TMD) sous les différentes Excitations sismiques

Séismes	Dép.(m), max		Vit.(m/s), max		Acc.(m/s ²), max	
	Sans TMD	TMD au 6 ^{ème} étage	Sans TMD	TMD au 6 ^{ème} étage	Sans TMD	TMD au 6 ^{ème} étage
NorthRidge	0.0711	0.0613	1.1576	0.9001	22.7758	16.2553
Kobe	0.0682	0.0491	1.1876	0.6161	21.9342	15.7230
Trinidad	0.0308	0.0176	0.5504	0.3521	9.7927	6.7912
Chi_Chi	0.0399	0.0332	0.6393	0.5540	11.7361	9.5609
Friuli	0.0426	0.0339	0.7620	0.5931	14.6394	11.2687
Hollister	0.0286	0.0247	0.5045	0.4299	9.5513	7.7315
Imperial_Valley	0.0412	0.0326	0.6516	0.4828	14.6278	15.8999
Kocaeli	0.0314	0.0299	0.5321	0.4712	9.5627	7.8802
Landers	0.0399	0.0244	0.8094	0.4840	19.0109	13.7396
Loma_Prieta	0.0294	0.0235	0.5221	0.3378	11.2901	9.5304

D'après les résultats obtenus par MATLAB :

Pour toutes les excitations sismiques, lors d'ajout d'un TMD, le déplacement se réduit d'une manière remarquable. et On constate que la vitesse diminue sous toutes les excitations et dans toutes les directions. Aussi on remarque que les accélérations de la structure avec TMD sont réduites par rapport à celle sans TMD.

Donc dans tous les cas des Excitations sismiques, on constate que la même situation se répète, et l'effet de TMD est le même. Nous voyons, aussi la même diminution de déplacement et l'accélération et la vitesse avec TMD.

4.4.3. Effet du TMD au sommet en variant de nombre d'étages :

Une étude paramétrique a été effectuée pour comparer la réponse structurale de différents rapports de masse. Pour montrer l'importance du choix des TMD, une structure à 12 étages est choisie. On prend les mêmes données de la structure à 6 étages, en doublant M(12x12) et K(12x12) :

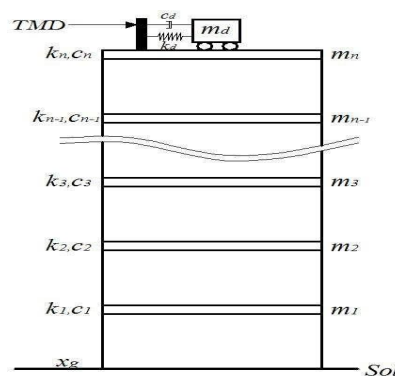


Figure 4.21 : Structure à 12 étages

Vue la figure (4.20) des différents séismes et d'après les résultats du tableau (Tableau 4.9) et en comparant entre les déplacements de la structure à 6 étages sans TMD, on voit que le séisme de NorthRidge et Kobe sont les plus excitants. Pour cela, on a fait l'analyse dynamique sous l'effet de ces deux excitations sur la structure à 12 étages.

Tableau 4.10 : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s²), max des étages (m) (avec/sans TMD) de Séisme de NorthRidge

Etages	Séisme de NorthRidge					
	Dép.(m), max		Vit.(m/s), max		Acc.(m/s ²), max	
	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)
1	0.0336	0.0258	0.2984	0.2921	3.5757	4.8854
2	0.0666	0.0508	0.5897	0.5490	6.4322	8.3751
3	0.0985	0.0745	0.8686	0.7820	8.5823	10.4966
4	0.1288	0.0962	1.1380	0.9832	10.5074	12.7807
5	0.1570	0.1158	1.3890	1.1377	12.7834	14.3230
6	0.1826	0.1335	1.6169	1.2433	14.7685	14.7712
7	0.2052	0.1521	1.8168	1.3167	16.5048	14.1103
8	0.2245	0.1700	1.9849	1.4085	18.1219	13.0062
9	0.2400	0.1856	2.1186	1.5344	19.3870	13.8347
10	0.2516	0.1985	2.2172	1.6958	20.2863	16.8841
11	0.2591	0.2084	2.2801	1.8173	20.8435	19.0614
12	0.2623	0.2151	2.3085	1.8887	21.1077	19.9618

Tableau 4.11 : Dép. max, Vit.(m/s), max, Acc.(m/s²), max des étages (m) (avec/sans TMD) de Séisme de kobe

Etages	Séisme de Kobe					
	Dép.(m), max		Vit.(m/s), max		Acc.(m/s ²), max	
	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)	(sans TMD)	(avec TMD)
1	0.0127	0.0105	0.1447	0.1499	3.7870	3.8025
2	0.0249	0.0205	0.2739	0.2763	6.7152	6.6285
3	0.0363	0.0294	0.3741	0.3604	8.2964	8.4386
4	0.0469	0.0369	0.4497	0.4023	8.8544	9.4155
5	0.0569	0.0428	0.5228	0.4078	8.7832	8.7627
6	0.0658	0.0471	0.6052	0.4010	8.5026	7.9286
7	0.0735	0.0499	0.6709	0.4380	8.5478	7.4338
8	0.0800	0.0519	0.7190	0.4571	8.2315	7.7094
9	0.0850	0.0539	0.7787	0.5391	7.5098	7.8174
10	0.0886	0.0566	0.8249	0.6246	10.0723	7.1982
11	0.0909	0.0590	0.8676	0.6971	12.3017	9.1678
12	0.0919	0.0602	0.9089	0.7339	13.2247	10.0505

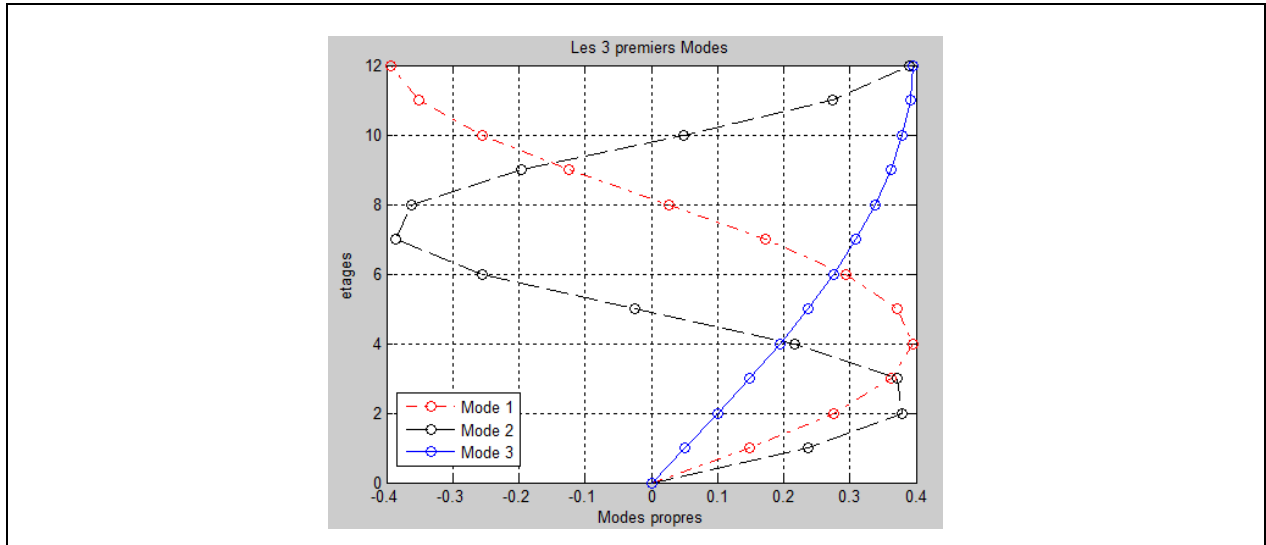


Figure 4.22: les 3 premiers Modes propres

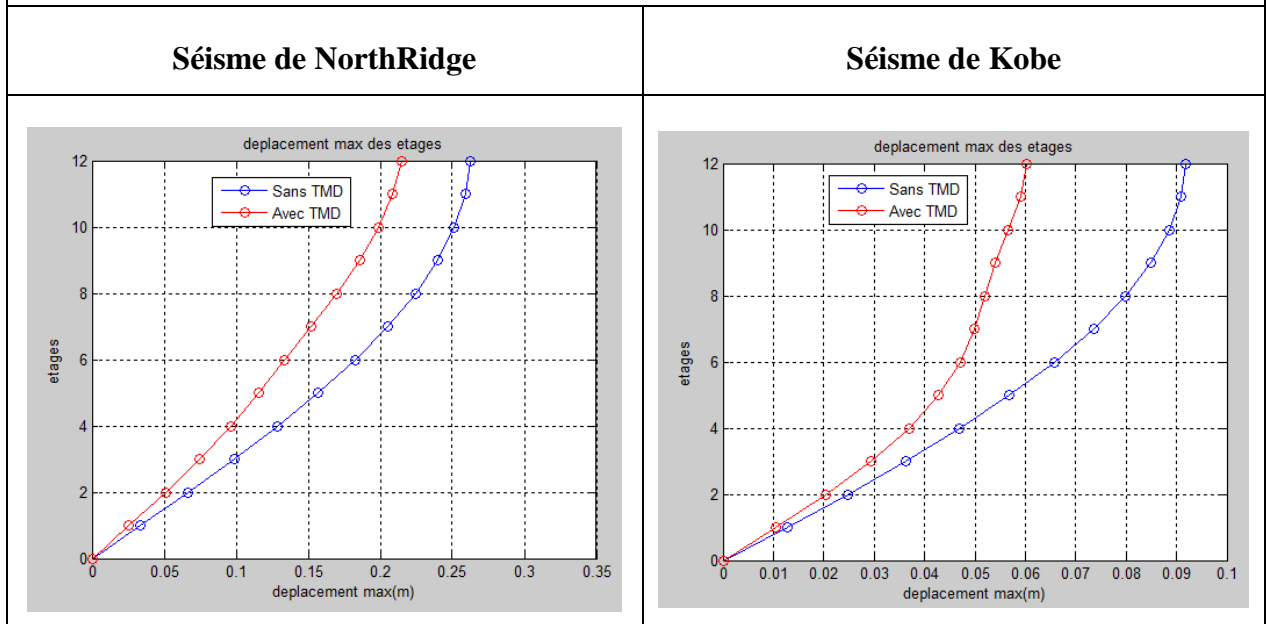


Figure 4.23 : Dép. max des étages (m) (avec/sans TMD)

Le tableau (4.10) donne la variation des accélérations et la vitesse et le déplacement de tous les étages de la structure pour le Séisme de NorthRidge et le tableau (4.11) donne la variation des accélérations et la vitesse et le déplacement de tous les étages de la structure pour le Séisme de Kobe. Pour les 2 excitations, les accélérations sont approximativement identiques sur toute la hauteur, les accélérations maximales dans la direction X sont égales à 19.9618 m/sec^2 pour NorthRidge et égale à 10.0505 m/sec^2 pour Kobe. Et nous remarquons que dans la direction X, sous les 2 excitations le déplacement à la base diminue.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a passé par l'action sismique et l'estimation des paramètres du TMD. Ensuite, on a commencé à varier les 2 facteurs ; la masse et la position. A partir des résultats obtenus on a montré que l'emplacement d'un seul TMD dans les derniers étages donne un bon comportement et la variation du TMD en plan n'a pas d'influence et la répartition des combinaisons des TMD influe aussi sur la réduction du déplacement.

Le système TMD est efficace pour réduire, le déplacement et l'accélération d'un bâtiment soumis à un tremblement de terre ou sous une excitation sismique.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Au cours des dernières décennies, plusieurs tremblements de terre d'intensité différente ont frappé plusieurs pays dans le monde et ont causé des pertes considérables en vies humaines et des dégâts matériels importants. Ces taux de dommages ont encouragé les chercheurs dans le domaine du génie parasismique à chercher des solutions pour réduire ce risque sismique, C'est pourquoi plusieurs travaux ont été réalisés dans cet axe afin de réduire les dommages sismiques en utilisant différents systèmes de protection sismique

Dans ce mémoire, le travail a été développé en deux parties principales :

Nous avons commencé par présenter une étude bibliographique détaillée sur les structures intelligentes et les types de contrôle existants tout en passant par une description détaillée du phénomène d'interaction sol-structure et de ses différentes méthodes de calcul.

Ensuite, un programme sous MATLAB a été développé et utilisé pour comprendre le comportement dynamique des structures intelligentes. Une étude numérique a donc été réalisée pour voir l'influence de certains paramètres clés sur ce comportement.

Et dans ce mémoire, nous nous sommes attachés à étudier la faisabilité et l'efficacité des structures contrôlées par des amortisseurs de masse accordés (TMD). C'est à partir de ces travaux que nous avons conclu :

Dans la structure 1-DDL, l'efficacité de la TMD en termes de réduction des déplacements est grande. Pour le bâtiment à plusieurs étages soumis à une analyse dynamique, les déplacements et les accélérations de la structure avec le système TMD sont inférieurs à ceux de la structure sans TMD.

Ces résultats permettent d'affirmer que les systèmes TMD sont efficaces pour réduire les déplacements et peuvent être utilisés comme contreventement moyen contre les actions sismiques.

Afin de mieux comprendre ce sujet, nous proposons comme perspectives :

- Faire une étude paramétrique sur une structure équipée de TMD avec différent méthode de calcul des paramètres de TMD.
- Varier les paramètres du TMD tel que la masse et la rigidité.
- Etudier l'effet de changer le nombre du TMD.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

- [1] Den Hartog J.P. Mechanical Vibrations, Third Edition, McGraw-Hill Book Company, New York, 1947.
- [2] M. Sahin, F. M. Karadal, Y. Yaman, O. F. Kircali, V. Nalbantoglu, F. D. Ulker, T. Caliskan, Smart structures and their applications on active vibration control: Studies in the department of aerospace engineering, metu, Journal of Electroceramics 20 (3-4) (2008) 167–174
- [3] B. Bandyopadhyay, T. Manjunath, M. Umopathy, Introduction to smart structures, in: Modeling, Control and Implementation of Smart Structures, Vol. 350 of Lecture Notes in Control and Information Sciences, Springer Berlin / Heidelberg, 2007, pp. 1–22.
- [4] V. Giurgiutiu, Actuators and smart structures, in: S. Braun (Ed.), Encyclopedia of Vibrations, Academic Press, 2001, pp. 58–81. (Cited on page 1.)
- [5]: AKHRAS. G : Des matériaux intelligents et des systèmes intelligents pour l’avenir, Revue militaire canadienne, Automne 2000.
- [6]: Kobori, T. & Minai, R., Analytical study on active seismic response control, transactions, Architectural Institute of Japan, 66, 257, 1960.
- [7]: Yao, J.T-P., Concept of structural control, ASCE Journal of Structural Division, 1972.
- [8]: Kobori, T., Seismic-response-controlled structure with active mass driver system, part 1 design and part 2 verification, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1991.
- [9]: Liu, Tomizuka & Ulsoy, Challenges and opportunities in the engineering of intelligent systems, Smart Structures and Systems, 2005
- [10]: T.T.Soong & B.F. Spencer Jr., Supplemental energy dissipation: state of the-art and state-of the practice, Engineering Structures 24 (2002) 243–259.
- [11] Ratier L. Stabilisation rapide des structures par contrôle actif, mise en œuvre expérimentale. Thèse de Doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan, 2000.
- [12] Ben Mekki O. Amortissement semi actif des structures flexibles. Thèse de Doctorat entre l’Université Tor Vergata et l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2006.
- [13] Rana R.et Soong T.T. Parametric study and simplified design of tuned mass dampers, Engineering Structures 20 (1998) (3), pp. 193–204.
- [14] Dion C. Etude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques. Mémoire de maîtrise des sciences appliquées, Université de Montréal, 2010.
- [15] M. Collet, V. Walter, P. Delobelle, Active damping of a micro-cantilever piezocomposite beam, Journal of Sound and Vibration 260 (3) (2003) 453–476. (Cited on page 2.)
- [16] Djellouli L. Modélisation de système d’isolation parasismique pour le contrôle de la réponse dynamique des structures. Mémoire de Mastère en Génie Civil, Université Mohamed Khider – Biskra, Faculté des Sciences et de la Technologie, 2012.
- [17]: S. Y. Chu, T. T. Soong, A. M. Reinhorn, Active, Hybrid, and Semi-active Structural Control: A Design and Implementation Handbook, 2005.

Références Bibliographiques

- [18] Fang J, Li Q.S and Jeary A. Modified independent modal space control of m.d.o.f. systems. *Journal of Sound and Vibration*, 261:421–441, 2003
- [19] Soong, T. T. *Active Structural Control: Theory and Practice*. Longman Sci. Tech., N.Y, 1990
- [20] Marcelo A.T. *Contrôle hybride actif passif des vibrations de structures par des matériaux piézoélectriques viscoélastiques : Poutres Sandwich/Multicouches intelligentes*. Thèse de Doctorat, Conservatoire National des Arts et Métiers, 2000
- [21] Lewis F.L. *Optimal Control*. John Wiley & Sons, 1986.
- [22] Meirovitch L. and Oz H. Modal space control of distributed gyroscopic system. *Journal of Guidance, Control and System* 3:140–150, 1980
- [23] Fang J.Q. *The Design Theory and Method in Structural Control and Controlled Structures*. Ph.D. Thesis, Wuhan University of Technology, PRC, 1993.
- [24] BAZ A. and POH S. Comparison between MIMSC, IMSC and PI in controlling flexible systems. NASA Technical Report Number, N87- 25605, 1987.
- [25] Babak Kamrani-Moghaddam M. R. and Ghorbani-Tanha A. K., « performance of tuned mass damper for response reduction of structures Under near-field and far-field seismic excitations » 4th international Conference earthquake engineering, Taipei, Taiwan, paper no.112, October 2006.
- [26] Frahm H. Devices for damping vibrations of bodies. U.S. Patent nr.989, 958, 1911.
- [27] othman ben mekki amortissement semi-actif des structurs flexibles mai 2006
- [28] Chey M.H., Chase J.G., Mander J.B. et Carr A.J., Semi-active tuned mass damper building
- [29] Bentifour A., Etude parasismique sur un batiment equipe d'un amortisseur à masse accordée (TMD) pour le contrôle de l'excitation sismique, Mémoire de Master, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2013.
- [30] Zheng Li Gong. Passive Motion Control of super Tall Buildings. June 2009
- [31] Julio Cesar Maldonado Passive and Active Control of structure May 1995
- [32] Ahsan Kareem, Tracy Kijewski, Yukio Tamura. Mitigation of Motion of Tall Buildings with Specific Example of Recent Application
- [34] TT. Soong, BF. Spencer Jar. Supplemental energy dissipation: state-of-art and state of the practice .2002
- [35] Keit Landary Brian Winkel Peak Frequency Responses and Tunder Masse Dampers Exiciting Application of systems of Differential Equation 2008
- [36] H .Lemura CISM COURSES AND LECTEURS: principales of TMD and TLD (Basic prinsipales AND Design procedure) P241
- [37] Christian MEINHARDT. Increase of a high rise buildings damping behavior by applying Large Scale Tunder Mass Dampers
Systems: Application, Earthquake Engineering & Structural Dynamics (EESD), 39(1), 69:89, 2010
- [38] J.J Connor .Introduction to structural Motion Control

Références Bibliographiques

[39] RASHIMI MISHRA .Application Of Tunder Mass Dumpers for Vibration Control of Frame Structures under Seismic Excitation .May 2011

[40] Fahim Sadek and all. A Method of Estimation the Parameters of Tuned Mass Dampers for Seismic Application .April 1996

[41] Jhon D.Holmes. Wind loading of structures.2007

[42] Karim Hamdaoui* , Zahira Benadlaa, Houssameddine Chitaoui and Mohammed Elamine Benallal. Dynamic behavior of a seven century historical monument reinforced by shape memory alloy wires. (Received May 14, 2018, Revised January 19, 2019, Accepted January 26, 2019).

[43]: Nishimura, I., Vibration control of building structures by active tuned mass damper, 1994

[44] Gavin, H. (2001). Numerical integration for structural dynamics. Department of Civil and Environmental Engineering, Duke University, Durham, NC.

[49] Sabaté Vidales, Anna. Etude Du Vent Sur Un Immeuble De Grande Hauteur.

Application Sur l'Ural Tower.

[50] Ioannis Kourakis. Structural Systems and Tuned Mass Dampers of Super-Tall Buildings. 2007.

Annexes

Le programme de bâtiment par SAP2000

SAP2000 v14.0.0 Advanced (Analysis)

File : C:\Documents and Setting...+5\R+5 temporelle\R+5 excution\R+5 sans TMD.LOG

BEGIN ANALYSIS

RUNNING ANALYSIS WITHIN THE GUI PROCESS

USING THE ADVANCED SOLVER (PROVIDES LIMITED INSTABILITY INFORMATION)

ELEMENTFORMATION

REDUCTION OF CONSTRAINTS AND RESTRAINTS: NUMBER OF

CONSTRAINT MASTER DOF BEFORE REDUCTION = 56

COUPLED CONSTRAINT/RESTRAINT MASTER DOF = 0

CONSTRAINT MASTER DOF AFTER REDUCTION = 56

LINEAR DIRECT HISTORY ANALYSIS

CASE: EY1

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

TIME INTEGRATION METHOD = HILBER-HUGHES-TAYLOR ALPHA

STIFFNESS INTEGRATION FACTOR = 1.00000

DAMPING INTEGRATION FACTOR = 1.000000

MASS INTEGRATION FACTOR = 1.000000

	Saved	Total	Time Step	Current
	Steps	Steps	Size	Time
Limit	795	0	0.002000	47.645000

TOTAL NUMBER OF CONVERGED STEPS SAVED = 795

TOTAL NUMBER OF CONVERGED STEPS NOT SAVED = 0

TOTAL NUMBER OF ALL STEPS = 795

TIME FOR INITIALIZING ANALYSIS = 0.04

TIME FOR CONTROLLING ANALYSIS = 760.26

TIME FOR FORMING STIFFNESS MATRIX = 0.00

TIME FOR SOLVING STIFFNESS MATRIX = 2.07

TIME FOR CALCULATING DISPLACEMENTS = 6741.30

TIME FOR DETERMINING EVENTS = 0.00

TIME FOR UPDATING STATE = 2.47

TOTAL TIME FOR THIS ANALYSIS = 6987.14

LINEAR EQUATIONS SOLUTION

FORMING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS = 3871

NUMBER OF NON-ZERO STIFFNESS TERMS = 6741

NUMBER OF EIGENVALUES BELOW SHIFT = 0

LINEAR STATIC CASES

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

LINEAR STATIC CASES TO BE SOLVED:

CASE: DEAD

CASE: Q

CASE: G

EIGENMODAL ANALYSIS

CASE: MODAL

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

NUMBER OF STIFFNESS DEGREES OF FREEDOM = 3417

NUMBER OF MASS DEGREES OF FREEDOM = 1074

MAXIMUM NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT = 6

MINIMUM NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT = 1

NUMBER OF RESIDUAL-MASS MODES SOUGHT = 0

NUMBER OF SUBSPACE VECTORS USED = 32

RELATIVE CONVERGENCE TOLERANCE = 1.00E-09

FREQUENCY SHIFT (CENTER) (CYC/TIME) = .000000

FREQUENCY CUTOFF (RADIUS) (CYC/TIME) = -INFINITY

ALLOW AUTOMATIC FREQUENCY SHIFTING = YES

Original stiffness at shift : EV= 0.0000000E+00, f= .000000, T= -INFINITY

Number of eigenvalues below shift = 0

Iteration Approximations to next 5 eigenvalues, from shift EV= 0.0000000E+00

1 2.1447897E+01 2.2607092E+01 2.9719167E+01 2.0154009E+02 2.0604809E+02

2 2.1386194E+01 2.2538977E+01 2.9673587E+01 1.9130448E+02 2.0103830E+02

3 2.1386194E+01 2.2538976E+01 2.9673585E+01 1.9129367E+02 2.0103148E+02

4 2.1386194E+01 2.2538976E+01 2.9673585E+01 1.9129365E+02 2.0103147E+02

Found mode 1 of 12: EV= 2.1386194E+01, f= 0.736015, T= 0.0368

Found mode 2 of 12: EV= 2.2538976E+01, f= 0.755592, T= 0.0478

Found mode 3 of 12: EV= 2.9673585E+01, f= 0.866972, T= 0.0527

Iteration Approximations to next 5 eigenvalues, from shift EV= 0.0000000E+00

5 1.9129365E+02 2.0103147E+02 2.6060436E+02 6.2095097E+02 6.3870185E+02

Found mode 4 of 12: EV= 1.9129365E+02, f= 2.201255, T= .0.067

Found mode 5 of 12: EV= 2.0103147E+02, f= 2.256587, T= 0.289

Found mode 6 of 12: EV= 2.6060436E+02, f= 2.569277, T= 0.107

NUMBER OF EIGEN MODES FOUND = 6

NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED = 5

NUMBER OF STIFFNESS SHIFTS = 0

A N A L Y S I S C O M P L E T E

