

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Ingénierie des Structures

Thème

**ETUDE PARAMETRIQUE SUR UN BATIMENT EQUIPE
D'UN AMORTISSEUR A MASSE ACCORDEE (TMD)
POUR LE CONTROLE DES EXCITATIONS SISMIQUES**

Présenté par :

Mr. BENTIFOUR Abdellatif

Soutenu le 25 Juin 2013, devant le jury composé de :

Prof. DJAFOUR Mustapha
Dr. ZENDAGUI Djawed
Dr. BENADLA Zahira
Dr. HAMD AOUI Karim
Dr. MEDDANE Nassima
Prof. BOUMECHRA Nadir

Président
Examineur
Examinatrice
Encadreur
Encadreur
Encadreur

REMERCIEMENT

Je remercie dieu le tout puissant de m'avoir donné le privilège et la chance d'étudier et de suivre le chemin de la science.

J'adresse mes vifs remerciements à mes encadreurs Mr. HAMDAOUI Karim, Mme. MEDDANE Nassima et Mr. BOUMACHRA Nadir pour les orientations et les conseils qu'ils nous ont prodigué durant l'évolution de notre projet.

Je tiens également à remercier Mr. DJAFOUR Mustapha d'avoir accepté de présider le jury de mon projet de fin d'étude.

Aussi je remercie Mr. ZENDAGUI Djawed et Mme. BENADLA Zahira qui ont bien voulu examiner mon travail. Leur présence va valoriser, de manière certaine, le travail que j'ai effectué.

J'adresse également mon profond gratitude à tous les professeurs de l'université ABOU BEKR BELKAID en particulier ceux du département de génie civil.

Enfin je remercie tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci à tous
Mr. BENTIFOUR Abdellatif

Dédicace

Je dédie ce modeste travail et ma profonde gratitude à mon père et ma mère pour l'éducation qu'ils m'ont prodigué, avec tous les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, pour le sens du devoir qu'ils m'ont enseigné depuis mon enfance.

A mes frères et ma sœur et toute la famille BENTIFOUR.

A tous mes amis : NHARI Abderrahim, BETAOUAF Djawad, GHENDOZ Abdou, ZERROUKI Mouhcine, CHERIF Mohammed, TAIBI Amine, SAIDI Amine, ZAHAR Hamza, DALI YUCEF Feth-Allah, BOUAYED Mourad, HADJ ABDELEKADER Oussama.

A tout la promotion de génie civil 2013.

A tous ceux qui m'aiment.

BENTIFOUR Abdellatif

Résumé :

Dans ce mémoire, une recherche sur les amortisseurs à masse accordée (TMD) a été présentée où le fonctionnement et les études paramétriques sur ces systèmes sont expliqués. Au départ, une structure à un seul degré de liberté équipée d'un TMD est étudiée pour des différents sites et zones. Ensuite, le dispositif est installé sur un bâtiment à étages multiple en béton armé (SS + RDC +9 étages) afin voir sa réponse en termes de déplacement lorsqu'il est soumis à un chargement dynamique (séisme de Boumerdès). En fin, les résultats obtenus, soit pour la structure à un seul degré de liberté avec TMD ou le bâtiment avec ce dispositif sont comparé avec ceux sans TMD. La comparaison montre l'efficacité de ces dispositifs pour la réduction des déplacements.

Mots clés : Amortisseur à masse accordée, chargement dynamique

ABSTRACT:

In this memory, a research of tuned mass damper (TMD) was presented or operation and parametric studies on these systems are explained. At the beginning, a structure with only one degree of freedom equipped with a TMD is studied for various sites and zones. Then, the device is installed on reinforced concrete a multiple multi-story building (SS + RDC +9 story), so seeing its answer in terms of displacement when it is subjected to a dynamic loading (earthquake of Boumerdès). In end, the results obtained, is for the structure with only one degree of freedom with TMD or the building with this device is compared with those without TMD. The comparison shows the effectiveness of these devices for the reduction of displacements.

الملخص:

في هذه المذكرة، بحث حول كتلة المخمدات المستوية ثم فيه شرح كيفية عمل هذه الأجهزة في البداية تم دراسة بناية مكونة من طابق واحد بوجود هذا النظام في مناطق و مواقع مختلفة. ثم تم تثبيت الجهاز على مبنى من الخرسانة المسلحة متعددة الطوابق لمعرفة رده من حيث الاهتزاز عندما تتعرض للتحميل الديناميكي (زلزال بومرداس). في النهاية، النتائج التي حصل عليها، سواء بالنسبة للهيكل مع طابق واحد بوجود هذا النظام، أو المبنى متعدد الطوابق بوجود هذا النظام تقارنه مع أولئك الذين لا يملكون هذا الجهاز. هذه المقارنة تبين فعالية هذه الأجهزة للحد من الاهتزازات.

Liste des figures

Figure 1.1	Diagramme de contrôle actif.....	5
Figure 1.2	Isolateur élastomérique avec noyau de plomb.....	6
Figure 1.3	Isolateur de type pendule à friction.....	7
Figure 1.4	Amortisseurs visqueux.....	8
Figure 1.5	Amortisseurs hystérétiques.....	8
Figure 1.6	Amortisseurs par frottement.....	9
Figure 1.7	Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508 m de hauteur (Tour de Taipei 101).....	10
Figure 1.8	TMD rectangulaire sur la Citicorp (New York).....	10
Figure 1.9	One Rincon Hill (San Francisco).....	11
Figure 1.10	Renforts antisismiques réalisés avec des AMF.....	11
Figure 1.11	Schéma d'un TMD sur une structure.....	13
Figure 1.12	Tour Téhéran 170 m et l'emplacement de TMD sur le toit de l'immeuble...	14
Figure 1.13	Le pont du Millenium, Londres, 2000 et à l'installation des TMD.....	15
Figure 2.1	Modèles de 2-DDL : une structure avec TMD.....	19
Figure 2.2	Valeurs optimums de coefficient d'amortissement et de la fréquence de TMD.....	22
Figure 2.3	Valeurs optimums de la rigidité de TMD.....	24
Figure 2.4	Valeurs optimums d'amortissement de TMD.....	24
Figure 2.5	Processus de conception optimale.....	28
Figure 2.6	Spectre de réponse de site 1 (Rocheux).....	30
Figure 2.7	Spectre de réponse de site 2 (Ferme).....	30

Figure 2.8	Spectre de réponse de site 3 (Meuble).....	30
Figure 2.9	Spectre de réponse de site 4 (Très meuble).....	30
Figure 2.10	Spectre de réponse de la zone1.....	31
Figure 2.11	Spectre de réponse de la zone2a.....	31
Figure 2.12	Spectre de réponse de la zone2b.....	31
Figure 2.13	Spectre de réponse de la zone3.....	31
Figure 2.14	Déplacement de système sans TMD en fonction des sites.....	36
Figure 2.15	Déplacement de système principal pour une période TMD à T=0.5 sec.....	36
Figure 2.16	Déplacement de système principal pour une période TMD à T=1 sec.....	37
Figure 2.17	Déplacement de système principal pour une période TMD à T=1.5 sec.....	37
Figure 2.18	Déplacement de système principal pour une période TMD à T=2 sec.....	38
Figure 2.19	Déplacement de système sans TMD en fonction de la zone.....	38
Figure 2.20	Déplacement de système principal pour une période TMD à T=0.5 sec.....	39
Figure 2.21	Déplacement de système principal pour une période TMD à T=1 sec.....	39
Figure 2.22	Déplacement de système principal pour une période TMD à T=1.5 sec.....	40
Figure 2.23	Déplacement de système principal pour une période TMD à T=2 sec.....	40
Figure 3.1	Vue en plan de bâtiment.....	44
Figure 3.2	Vue en face (YZ) de bâtiment.....	45
Figure 3.3	Valeur optimums de coefficient d'amortissement et de la fréquence de TMD.....	50
Figure 3.4	Valeurs optimums de la rigidité et d'amortissement de TMD.....	50
Figure 3.5	Spectre de réponse utilisé.....	52
Figure 3.6	Accélérogramme du séisme de Boumerdès.....	54
Figure 3.7	Déplacement de bâtiment avec/sans TMD.....	56
Figure 3.8	Moment de bâtiment avec/sans TMD.....	56

Figure 3.9	Effort tranchant de bâtiment avec/sans TMD.....	57
Figure 3.10	Déplacement de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0.03$	58
Figure 3.11	Déplacement de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0.11$	59
Figure 3.12	Déplacement de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0.17$	59
Figure 3.13	Déplacement de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0.22$	60
Figure 3.14	Déplacement de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0.33$	60
Figure 3.15	Accélération de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0.03$	61
Figure 3.16	Accélération de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0.11$	61
Figure 3.17	Accélération de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0.17$	62
Figure 3.18	Accélération de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0.22$	62
Figure 3.19	Accélération de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0.33$	63

Liste des tableaux

Tableau 1.1	Applications des amortisseurs à masse accordée dans le monde.....	16
Tableau 2.1	Valeur optimums de coefficient d'amortissement et de la fréquence de TMD.....	23
Tableau 2.2	Paramètres de systèmes TMD.....	26
Tableau 3.1	Dimensions des poutres.....	46
Tableau 3.2	Dimensions des poteaux.....	46
Tableau 3.3	Propriétés dynamiques du bâtiment.....	46
Tableau 3.4	Le mode fondamentale du bâtiment.....	49
Tableau 3.5	Les paramètres optimaux des TMD utilisé.....	51
Tableau 3.6	Les modes de bâtiment avec/sans TMD.....	55
Tableau 3.7.1	Les périodes de bâtiment avec/sans TMD en second.....	55
Tableau 3.8.1	Résultat d'effort tranchant à la basse de l'analyse spectrale.....	57
Tableau 3.9.1	Résultat d'effort tranchant à la basse de l'analyse temporelle.....	63
Tableau 3.10	Résultats de réductions de déplacement et d'accélérations de l'analyse temporelle.....	64

Définition des notations

c_1	: Coefficient d'amortissement du système principal
c_2	: Coefficient d'amortissement de TMD
$\underline{\underline{C}}$: Matrice d'amortissement
$c_{2\ opt}$: Amortissement du TMD de 2-DDL
$c_{P2\ opt}$: Amortissement du TMD de bâtiment.
D	: La matrice modale
$f_{P2\ opt}$: Le rapport de la fréquence du TMD de bâtiment
$f_{2\ opt}$: Le rapport de la fréquence du TMD de 2-DDL
G	: Charge permanente
$\underline{\underline{K}}$: Matrice de rigidité de la structure.
$k_{P2\ opt}$: Rigidité du TMD de bâtiment
$k_{2\ opt}$: Rigidité du TMD de 2-DDL
L_i	: Facteur d'excitation sismique
$\underline{\underline{M}}$: Matrice masse de la structure
M_i	: Masse généralisée
m_i^*	: La masse modale
m_1	: Masse de Système principal
m_2	: Masse du TMD
P	: Vecteur charge.
Q	: Charge d'exploitation
s_a	: Spectre d'accélération
s_d	: Spectre de déplacement
U, \dot{U}, \ddot{U}	: Vecteurs déplacement, vitesse, et accélération de la structure
x_1	: Déplacement du système principal
x_2	: Déplacement de TMD

x_g	: Déplacement du sol
μ	: Rapport des masses
$\xi_{2\ opt}$: Coefficient d'amortissement du TMD de 2-DDL
$\xi_{P2\ opt}$: Coefficient d'amortissement du TMD de bâtiment
ω_1	: Pulsation de la structure
ω_2	: Pulsation du TMD
Γ_i	: Facteur de participation modale
Φ	: Amplitude du premier mode où se trouve le système
$\{\phi\}_i$: Vecteur mode propre
$\{\phi\}_i^T$: Vecteur transposé de mode propre
ϕ_1	: Le mode fondamentale
$\{\Delta\}$: Vecteur de direction de la sollicitation

Sommaire

Introduction Générale	1
Chapitre 1 : Généralité et Recherche Bibliographique	3
1.1 Introduction	4
1.2 Les différentes méthodes de contrôle utilisées dans les structures	4
1.2.1 Le contrôle actif	5
1.2.3 Le contrôle passif	6
1.2.2 Le contrôle semi-actif.....	12
1.2.4 Le contrôle hybride	12
1.3 Histoire et fonctionnement des TMD	12
1.4 Les méthodes d'optimisations et l'étude paramétrique	13
1.5 Applications de système TMD en génie civil.....	14
1.5.1 Applications de TMD sur les structures de grande hauteur	14
1.5.2 Applications de TMD sur les ponts.....	14
1.6 Exemples d'applications de TMD dans le monde	15
1.7 Conclusion.....	16
Chapitre 2 : Modèle Simplifié de 2-DDL : une structure à 1-DDL avec TMD	17
2.1 Introduction	18
2.2 Equations de mouvement et caractéristiques du TMD.....	18
2.2.1 Équations de mouvement	18
2.2.2 Caractéristiques du TMD	20
2.3 Analyse spectrale de la réponse de la structure a 1-DDL avec TMD.....	28
2.3.1 Méthodes d'analyse.....	28
2.3.2 Calcul analytique.....	31
2.3.3 Calcul numérique	35
2.4 Conclusion.....	41
Chapitre 3 : Application de TMD sur un bâtiment.....	42
3.1 Introduction	43
3.2 Présentation de bâtiment.....	43
3.2.1 Description de bâtiment	43
3.2.2 Dimension	44
3.2.3 Les plans.....	44
3.2.4 Evaluation des charges et surcharges	45

3.2.5 Dimensions des poutres et des poteaux.....	46
3.3 Etude paramétrique de TMD	47
3.4 Analyses dynamiques	52
3.4.1 Méthodes d'analyse.....	52
3.4.2 Résultats d'analyse	54
3.5 Conclusion.....	64
Conclusion Générale.....	65
Références bibliographiques.....	67
Annexes	70

Introduction Générale

Introduction Générale

Chaque année, plus d'un million de tremblement de terre survient à travers le monde. Un tremblement de terre est un mouvement bref du sol due à l'arrivée des ondes sismiques. A la surface de la terre, il peut provoquer des vibrations et des déformations dans les structures, ainsi que des dégâts humains. Donc, un niveau élevé de ces vibrations peut être une source d'inconfort des personnes, ou peut encore perturber le fonctionnement de certains systèmes. Pour cela le concepteur doit éviter que les vibrations soient un problème. Dans ce cas, différentes possibilités s'offrent à l'ingénieur : il est parfois possible d'ajouter des contreventements tels que les voiles, des matériaux intelligents, des amortisseurs antisismiques à la structure, ou bien encore utiliser un dispositif spécialement conçu pour régler le problème de vibration. Donc, pour faire le choix entre ces contreventements, l'ingénieur doit avoir une compréhension globale de la dynamique des structures.

L'objet de ce travail est d'étudier et appliquer une nouvelle solution de contreventements des structures basée sur l'utilisation des amortisseurs à masse accordée, plus connu sous le nom (en anglais) « Tuned Mass Damper » et abrégé TMD, et de faire une comparaison des résultats en terme de déplacement entre une structure avec ce système et une autre dans son état vierge.

Un amortisseur à masse accordée est un dispositif, monté sur la structure, qui est fondamentalement conçu pour réduire le premier mode de vibration. Sa performance est très liée aux réglages des paramètres (mass, raideur, amortissement...), par conséquent, l'efficacité du système varie. Dans ce travail on a cherché à répondre aux questions suivantes :

- Est-ce que l'utilisation de ce système d'amortissement (TMD) a une grande efficacité pour le contrôle des actions sismiques ?
- Quelles sont les paramètres d'un amortisseur à masse accordée qui influent sur la minimisation de l'action sismique ?
- Comment choisir les paramètres de ce système pour avoir une meilleure réduction de vibration ?

Chapitre 1

Généralité et Recherche Bibliographique

Chapitre 1

Généralité et Recherche Bibliographique

1.1 Introduction :

L'introduction de nouveaux matériaux dans la construction des bâtiments et les grattes ciels a donné la possibilité de rendre ces structures plus minces et plus souples. Cet affinement induit une plus grande sensibilité aux vibrations et par conséquent un plus grand risque d'endommagement ou même d'effondrement. L'étude de ce risque se fait non pas en statique mais en dynamique, puisque les phénomènes sont liés à la résonance, qui correspond à la coïncidence de la fréquence de vibration de l'excitation avec celle des fréquences de vibration propres de la structure.

Afin d'éviter ce risque ou d'en réduire les effets, on tend à atténuer l'énergie introduite dans la structure. La diminution de l'énergie sert à augmenter la stabilité, à réduire les vibrations et protéger les structures contre les séismes et le vent par exemple. Mais afin d'être plus efficace contre des actions éventuelles dues aux chargements dynamiques, il est préférable d'introduire un ou plusieurs dispositifs qui permettent de désynchroniser la fréquence de vibration de la structure à amortir et celle de l'excitation et de limiter l'effet de cette dernière par l'introduction de rigidité et/ou d'amortissement. Cette intervention est appelée contrôle. Donc, une fois le dispositif installé sur la structure, il ne travaille que quand les conditions pour lesquelles il a été mis en œuvre se présentent.

1.2 Les différentes méthodes de contrôle utilisées dans les structures :

Les méthodes de contrôle utilisées jusqu'à maintenant sont :

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

1.2.1 Le contrôle actif :

Un système de contrôle est actif si un ou plusieurs actionneurs appliquant des forces sur une structure selon une loi de contrôle et en utilisant pour leur fonctionnement une source d'énergie externe. Ces forces peuvent être utilisées pour ajouter ou dissiper l'énergie de la structure à contrôler. Afin de construire un tel système, il existe deux approches qui sont radicalement différentes : la première consiste à identifier la perturbation qui crée les vibrations pour l'annuler en lui superposant une excitation « inverse ». Cette stratégie de contrôle actif est appelée contrôle par anticipation (feed forward). Elle est surtout développée en acoustique (Rana et Soong, 1998), mais elle est aussi très utile pour le contrôle de vibration des structures (Ioi et Ikeda, 1978). La deuxième consiste à identifier la réponse de la structure plutôt que l'excitation qui la fait vibrer. Elle nécessite donc, la modélisation du comportement dynamique de la structure. Le travail de contrôle des vibrations qui porte sur ce type de stratégie est appelé contrôle par boucle de rétroaction (feedback). Un système de contrôle actif des structures à la configuration de base comme est indiquée dans la (figure 1.1) (Ben Mekki, 2006).

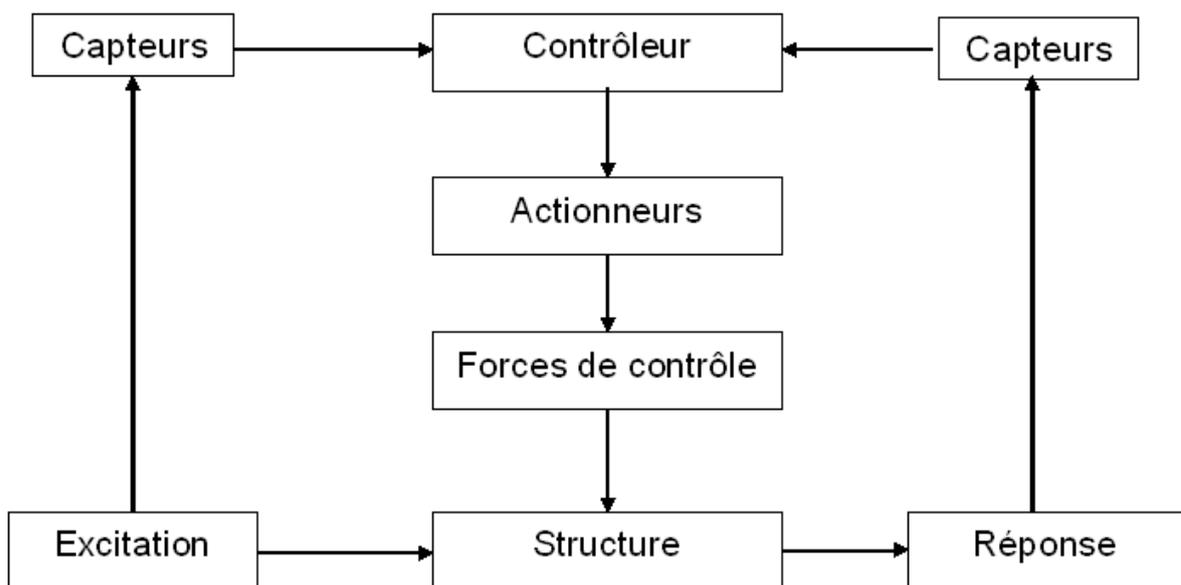


Figure 1.1 : Diagramme de contrôle actif

1.2.3 Le contrôle passif :

Les contrôleurs passifs sont les techniques d'amortissement des vibrations structurales utilisant l'intégration ou l'ajout de matériaux ou systèmes. Ces systèmes de contrôle possédant des propriétés amortissantes, couplés à la structure de telle façon que les vibrations de la structure soient amorties passivement, c'est à dire, sans aucune intervention extérieure supplémentaire et sans apport d'énergie de l'extérieure. Principalement, il existe deux catégories de systèmes passifs :

1.2.3.1 Systèmes d'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. Les systèmes d'isolation sismiques sont classés en deux catégories :

– **Les systèmes à base d'élastomère :**

Ces systèmes exploitent le principe de l'appui fretté avec un noyau de plomb intégré à l'intérieur de l'appui tel qu'illustré à la figure (1.2).

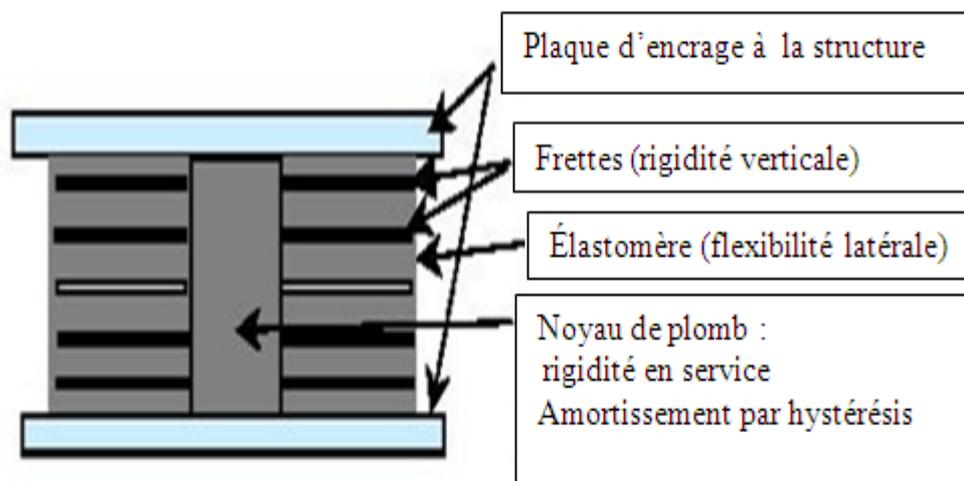


Figure 1.2 : Isolateur élastomère avec noyau de plomb

– **Les systèmes à base de glissement :**

L'interface de glissement permet de dissiper l'énergie sismique par friction. A titre d'exemple, le système de pendule à friction est un système qui utilise une interface de glissement sous forme de cuvette, portion d'une sphère, qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule. Le rayon de courbure et le coefficient de frottement de l'interface sont les caractéristiques clé qui contrôlent la période d'isolation et la quantité d'énergie dissipée du système, (figure 1.3).

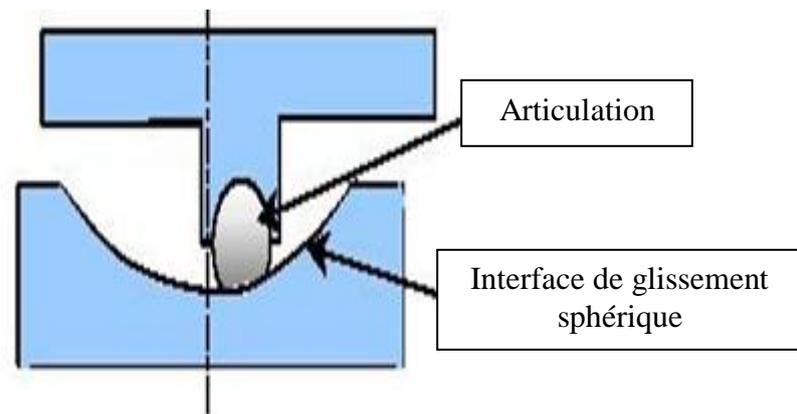


Figure 1.3 : Isolateur de type pendule à friction

1.2.3.2 Systèmes de dissipation d'énergie :

Les systèmes passifs de dissipation d'énergie peuvent absorber une portion de l'énergie d'excitation extérieure. En plus, ils peuvent réduire substantiellement le mouvement différentiel entre les éléments de la structure et par conséquent réduire les dégâts de cette dernière. Les principaux systèmes de dissipation d'énergie sont :

– **Les amortisseurs à fluides visqueux :**

Les amortisseurs à fluide visqueux sont de simples boîtes fixées aux fondations et contenant comme son nom l'indique un fluide d'une grande viscosité, tel le bitume. Il s'agit en fait d'un barreau rigide relié d'un côté aux fondations de la structure et de l'autre, il baigne dans un liquide visqueux qui ralentit son mouvement aux cours des secousses sismiques, (figure 1.4) (Risque sismique sur l'Ile d'Oleron, 2012).

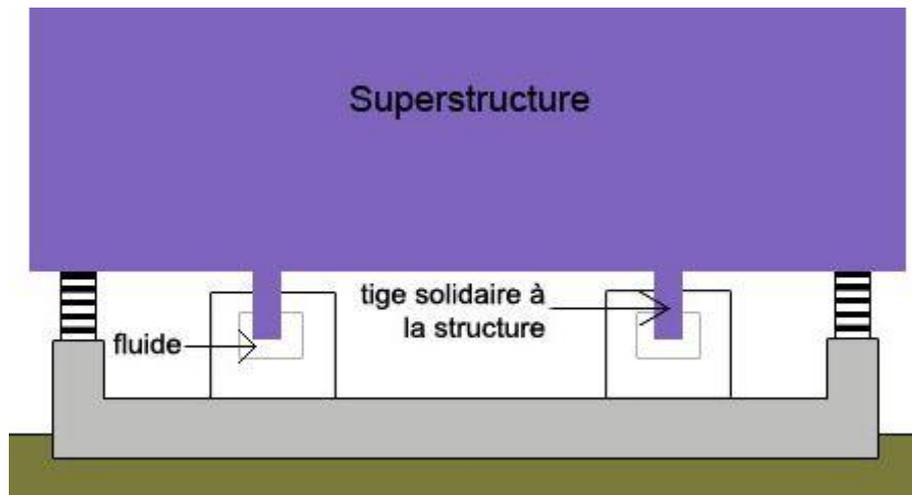


Figure 1.4 : Amortisseurs visqueux.

– **Les amortisseurs hystériques :**

Ils constituent un assemblage de pièces en acier doux ou bien en plomb soit des alliages malléables. Lorsque les fondations et la structure sont en mouvement, ces matériaux se déforment de manière à dissiper l'énergie sismique. Ces amortisseurs ne demandent pas d'entretien et sont faciles à remplacer. Ils se présentent, comme celle de fluide visqueux, sous forme de barreaux en acier, en plomb ou bien grâce à des poutres, (figure 1.5).

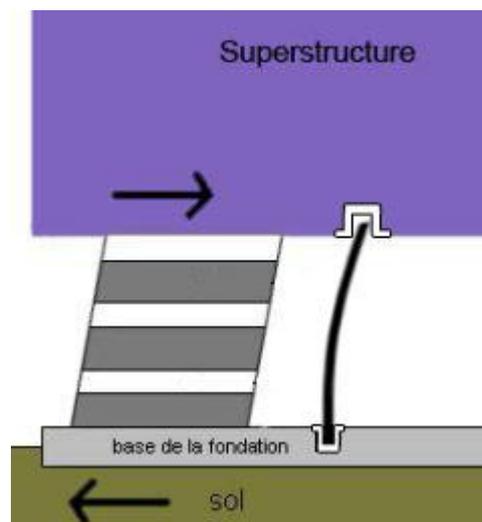


Figure 1.5 : Amortisseurs hystériques

– **Les amortisseurs à frottement :**

Ces amortisseurs ne sont pas les plus faciles d'installation tels les deux précédents mais sont sans doute les plus efficaces. Après un séisme, ceux-ci se déforment peu et retrouvent aisément leur position initiale.

Dans le cas de ses amortisseurs, l'énergie sismique est dissipée grâce à des dispositifs disposés à divers endroits stratégiques de la structure par frottement sec. Le bâtiment peut alors se déformer sans dommage important et de risque pour les occupants, (figure 1.6).



Figure 1.6 : Amortisseurs à frottement

– **Les amortisseurs à masse accordée :**

Les TMD sont de plus en plus utilisés et connaissent un succès important dans le domaine de génie civil. Ce système d'amortisseur peut être pendulaire (Soong et Darghouch, 1997) (Aiken et al., 1993), comme celui installé au sommet de la tour de Taipei (figure 1.7), ou sous la forme d'une masse rectangulaire (Gerges et Vickery, 2003) (Rüdinger, 2006) comme le bloc de béton qui glisse sur le toit du bâtiment du Citicorp à New York (figure 1.8).



Figure 1.7 : Un TMD pendulaire de 800 tonnes dans un bâtiment de 508 m de hauteur (tour de Taipei 101)

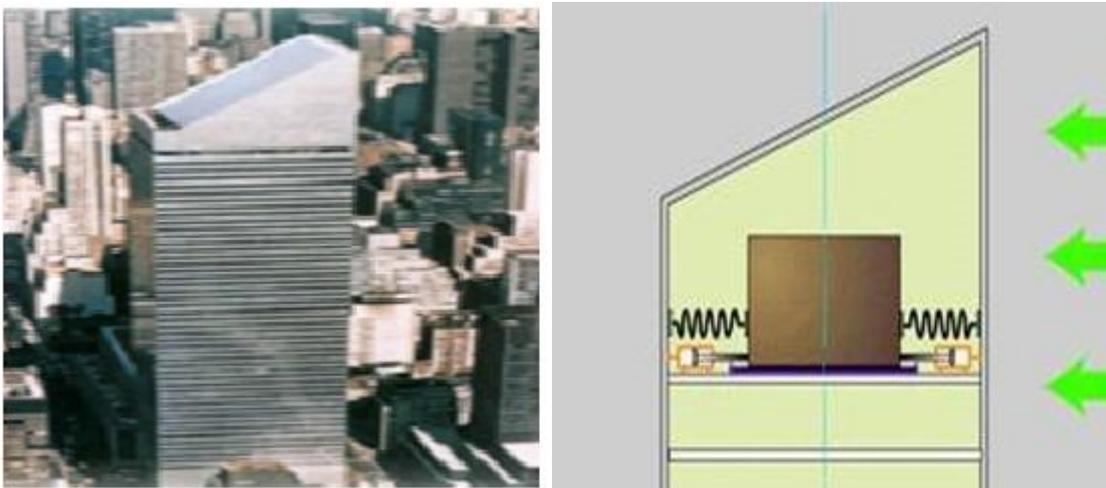


Figure 1.8 : TMD rectangulaire sur la Citicorp (New York).

– **Les amortisseurs à liquide accordée :** (Tunned liquid damper)

L'amortisseur à liquide accordée est comme celui de masse, à la différence que la masse est ici apportée par de l'eau. Ce type d'amortisseur ne bouge pas lui-même et fonctionne en accord avec le mouvement des ondes de l'eau. Il est nécessaire de mettre des obstacles afin de produire des tourbillons qui dissipent de l'énergie.

Finalement, un plus grand volume est nécessaire car l'eau est moins dense que le béton ou l'acier. Ce type d'amortisseur on voit bien dans la structure One Rincon Hill (San Fransisco), (figure 1.9).



Figure 1.9 : One Rincon Hill (San Francisco)

– **Les matériaux intelligents :**

Ces matériaux sont capables de modifier spontanément leurs propriétés physiques par exemple leur forme, leur connectivité, leur viscoélasticité ou leur couleur en réponse à des excitations naturelles ou provoquées telles que des variations de température, des contraintes mécaniques, des champs électriques ou magnétiques. Ils sont donc particulièrement bien adaptés au contrôle des vibrations.

Il existe de nombreuses catégories de matériaux intelligents. Les trois catégories les plus étudiées pour le contrôle de vibration sont les alliages à mémoire de forme (AMF) (figure 1.10), les matériaux piézoélectriques et les matériaux électro-actifs ou magnétostrictifs (Stéphanie, 2009).



Figure 1.10 : Renforts antisismiques réalisés avec des AMF.

1.2.2 Le contrôle semi-actif :

Le contrôle semi-actif est une alternative novatrice au contrôle actif, elle consiste à changer, en temps réel, les caractéristiques des dispositifs passifs de dissipation d'énergie et ce changement ne nécessite qu'une source minimale d'énergie. Aujourd'hui il existe différents types d'appareils semi-actifs proposés pour contrôler les structures en génie civil. Dans la suite, on présente quelques exemples (Ben Mekki, 2006) :

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

1.2.4 Le contrôle hybride :

Cette technique est une combinaison du système de contrôle actif et passif en utilisant dans le même traitement les matériaux viscoélastiques (passif) et piézoélectriques (actif). Le premier assure la fiabilité et la robustesse du système puisqu'en cas de mauvais fonctionnement du contrôle actif, le système reste amorti. Le second améliore les performances du système pour les très basses fréquences. Les deux contrôles passif et actif agissent donc en complémentarité.

1.3 Histoire et fonctionnement des TMD :

Le concept TMD a été d'abord appliqué par Frahm en 1909 (Frahm, 1909) pour réduire le mouvement des bateaux quand ils subissent aux vagues de la mer. Une théorie pour le TMD a été présentée plus tard dans l'article d'Ormondroyd et Den Hartog (Ormondroyd et Den Hartog, 1928), suivie d'une discussion détaillée des réglages optimaux et de l'amortissement dans le livre de Den Hartog (Den Hartog, 1947) sur les vibrations mécaniques en 1940. La théorie initiale était appliquée sur un système à un seul degré de liberté (SSDDL) non amorti soumis à une excitation sinusoïdale (Mahi et Bouali, 2012).

Après, plusieurs systèmes de TMD sont mis en expérience afin de réduire les différents mouvements du bâtiment qui subit un signal sismique (Clark et Allen, 1988). Alors que le

concept des amortisseurs à masse accordée pour la réduction de la réaction du mouvement du bâtiment a été bien étudié.

L'amortisseur à masse accordée est généralement installé à un étage élevé d'une structure en vue de profiter d'une amplitude maximale et d'optimiser ainsi la quantité absorbée des vibrations. Lorsque la structure est sujette à des perturbations externes (vents, tremblements de terre), le système amortisseur-masse réagit dans le sens inverse de l'excitation sismique et cette réaction de ce système peut minimiser le déplacement de la structure.

1.4 Les méthodes d'optimisations et l'étude paramétrique :

Pour la conception des systèmes de contrôle sismique on a besoin de critères d'optimisation. L'optimisation peut avoir pour but de minimiser le déplacement de la structure (Den Hartog, 1947) ou de maximiser la rigidité de la structure ou bien de maximiser l'amortissement du système utilisé ou même de minimiser l'accélération de la structure (Warburton, 1988). La mise en œuvre de ces critères qu'on vient de présenter, peut être interprété comme un contrôle de vibrations avec une objectif bien spécifique.

Dans ce PFE, l'étude paramétrique est basée sur le calcul des paramètres optimales (rigidité, amortissement...) en utilisant les équations démontrées par (Sadek et al, 1997). Ces équations relient le rapport des masses (TMD/structure) avec les caractéristiques dynamiques du TMD. Les résultats obtenus suite à l'étude d'un bâtiment (SS + RDC + 9 étages) équipé de ce système sont comparés avec ceux du même bâtiment à son état vierge.

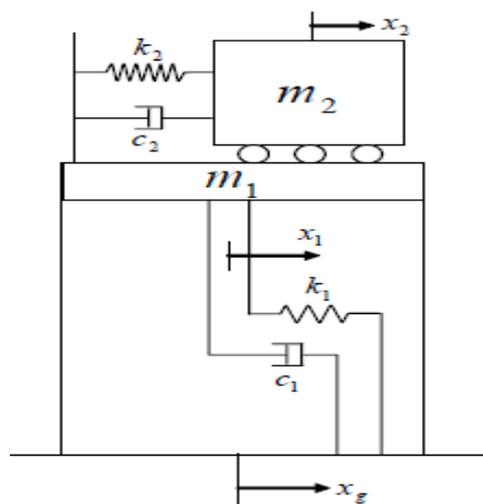


Figure 1.11 : Schéma d'un TMD sur une structure

1.5 Applications de système TMD en génie civil :

1.5.1 Applications de TMD sur les structures de grande hauteur :

Les tours et les piles sont typiques des structures industrielles qui subissent des charges de vent et de séisme élevées et possèdent souvent des problèmes avec leurs performances dynamiques. C'est pour cela on doit placer des systèmes pour diminuer les vibrations comme les amortisseurs à masse accordée (TMD) (figure 1.11).

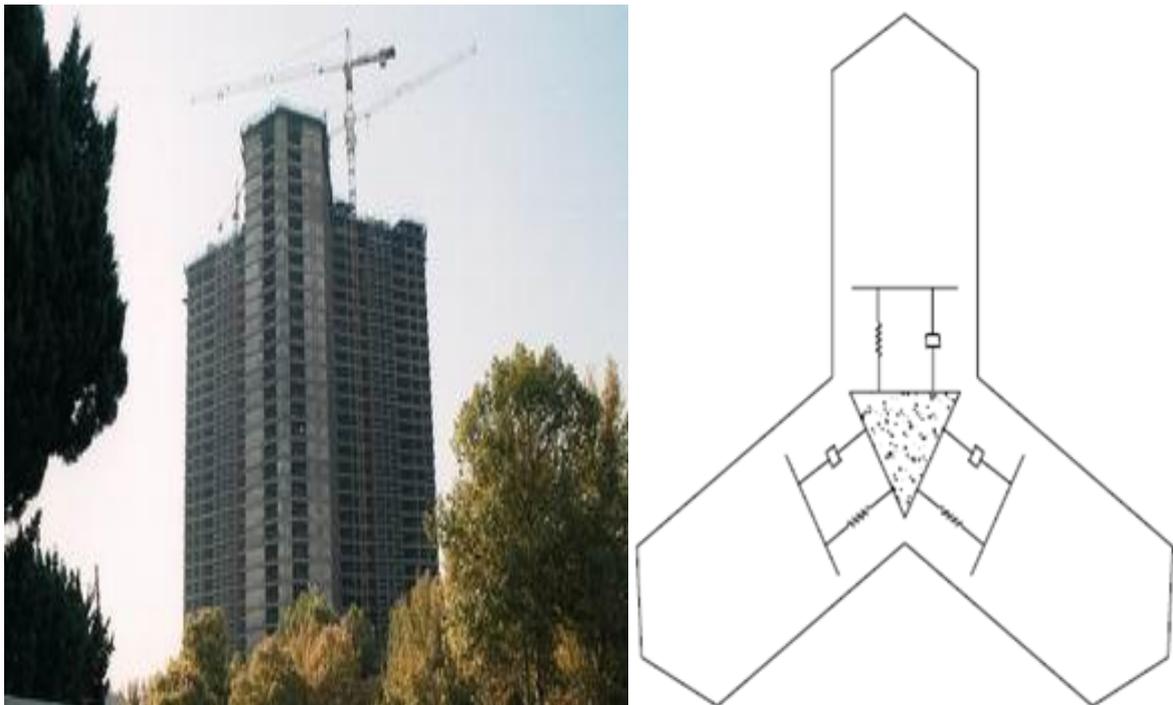


Figure 1.12 : Tour Téhéran 170 m et l'emplacement de TMD sur le toit de l'immeuble

1.5.2 Applications de TMD sur les ponts :

Aujourd'hui, il existe de nombreux ponts conçus en utilisant la technologie des TMD. Il est clair qu'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 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 Millenium Bridge à Londres (figure 1.12). En 2000, il a été fermé après

quelques jours de fonctionnement, les ingénieurs avaient en effet fait en sorte que le pont reste légèrement souple face au vent. Mais la présence d'un grand nombre de personnes sur le pont a amplifiée le phénomène ou certains craignaient même de tomber à l'eau. Les ingénieurs ont donc dû revoir leurs copies, ils ont installé des amortisseurs pour bien stabiliser (figure 1.12) (Gentside Découvertes, 2005).



Figure 1.13 : Le pont du Millenium, Londres, 2000 et à l'installation des TMD

1.6 Exemples d'applications de TMD dans le monde :

Le tableau suivant résume l'application des amortisseurs à masse accordée qui ont été développé par le groupe de recherche sur les systèmes de protection du Centre de recherche en génie parasismique à l'Université de Californie à Berkeley. (E.E.R.C Protective systems, 1995).

Tableau 1.1 : Applications des TMD dans le monde

Nom et type de structure	Ville, Pays	Type et nombre d'amortisseurs	Date d'installation et Masse
John Hancock Building (244 m)	Boston, USA	amortisseur à masse accordée passif	1977 / 2 x 300t
Chifley Tower(209 m)	Sydney, Australia	amortisseur à masse accordée passif (type pendule)	1993 / 400 t
ORC 2000 Symbol Tower (188 m)	Osaka, Japan	2 amortisseurs à masse accordée active	1992 / 200 t
Yokohama Landmark Tower (296 m)	Yokohama, Japan	2 amortisseurs à masse accordée active	1993 / 340 t
Haneda Airport Tower (178 m)	Tokyo, Japan	amortisseurs à liquide accordés (type ballotement circulaire)	1993 / 21t

1.7 Conclusion :

Les études théoriques et expérimentales sur les amortisseurs à masse accordée ont démontré que leur utilisation à une grande performance pour la minimisation des déplacements des structures. Mais l'efficacité de ces systèmes varie en fonction de la méthode d'optimisation. Donc pour appliquer ces systèmes TMD sur une structure, nos critères d'optimisation doivent être fixés.

Chapitre 2

Modèle Simplifié à 2-DDL : une structure à 1-DDL avec TMD

Chapitre 2

Modèle simplifié à 2-DDL : Structure à 1-DDL avec TMD

2.1 Introduction :

En dynamique des structures, les ouvrages sont modélisés comme des systèmes à plusieurs degrés de liberté, chose qui permet de les étudier avec une excellente approximation la réponse réelle de la structure. Afin de simplifier et mieux étudier l'efficacité des TMD sur les structures de génie civil, une structure à 1-DDL (degré de liberté) avec TMD a été étudiée.

Dans ce chapitre, une étude sur les caractéristiques du TMD a été faite, suivie par une analyse spectrale de la structure à 1-DDL avec TMD en utilisant le logiciel SAP2000. Les résultats obtenus par le calcul numérique sont ensuite comparés avec ceux du calcul analytiques. Les résultats finaux de l'analyse spectrale donnent un aperçu sur l'efficacité de ce système de contrôle. Ils représentent aussi une référence pour la vérification dans le prochain chapitre.

2.2 Equations de mouvement et caractéristiques du TMD :

2.2.1 Équations de mouvement :

Un système TMD caractérisé par sa masse m_2 , son amortissement c_2 et la rigidité k_2 , il est connecté à une structure à 1-DDL comme c'est montré en figure (2.1).

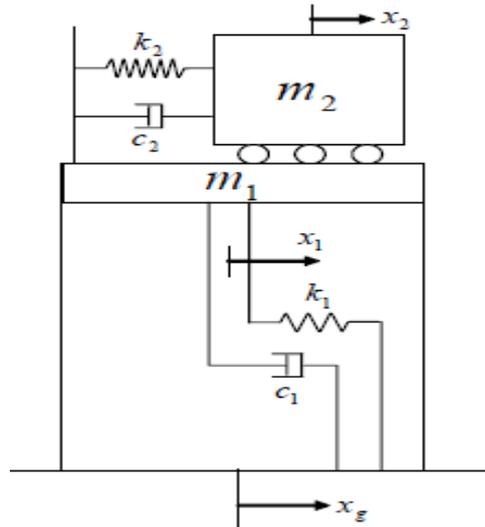


Figure 2.1 : Modèle du système de 2-DDL : structure avec TMD

Les structures avec TMD peuvent être représentées par des systèmes à 2-DDL, définis par une paire d'équations différentielles de second ordre couplées. Lorsque la structure est soumise à une excitation sismique x_g , ces équations de mouvement peuvent être définies comme suit :

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1 + x_1(k_1 + k_2) + \dot{x}_1(c_1 + c_2) - k_2 x_2 - c_2 \dot{x}_2 = k_1 x_g + c_1 \dot{x}_g & (2.1) \\ m_2 \ddot{x}_2 - x_1 k_2 - \dot{x}_1 c_2 + x_2 k_2 + \dot{x}_2 c_2 = 0 & (2.2) \end{cases}$$

Où

m_1 : Masse du système principal

m_2 : Masse du TMD

k_1 : Rigidité du système principal

k_2 : Rigidité du TMD

c_1 : Amortissement du système principal

c_2 : Amortissement du TMD

x_1 : Déplacement absolue du système principal

x_2 : Déplacement absolue du TMD

x_g : Déplacement du sol

2.2.2 Caractéristiques du TMD :

Habituellement, comme première étape, le concepteur commence par une étude paramétrique sur les caractéristiques du TMD avant sa réalisation. Par exemple, le rapport de la fréquence et le coefficient d'amortissement du TMD doit être déterminé, pour une meilleure exécution (Chey, 2007).

Les études de Villaverde (Villaverde, 1985) sur l'application des TMD montrent que les meilleurs résultats sont obtenus lorsque les deux premiers modes complexes de vibration de la structure combinée et l'amortisseur ont approximativement les mêmes rapports d'amortissement qui est égal à la moyenne des coefficients d'amortissement de la structure ξ_1 et de TMD ξ_2 , comme c'est défini dans l'équation suivante:

$$\xi = (\xi_1 + \xi_2)/2 \quad (2.3)$$

Pour réaliser ceci, Villaverde (Villaverde, 1985) a constaté que le TMD devrait être en résonance avec la structure principale et son coefficient d'amortissement devrait satisfaire l'équation donnée par :

$$\xi_2 = \xi_1 + \Phi\sqrt{\mu} \quad (2.4)$$

Où :

Φ : L'amplitude du premier mode où se trouve le système

μ : Le rapport de masse

Φ et μ sont calculées en considérant un facteur de participation modale unitaire.

Cependant, les résultats numériques montrent que cette formulation ne donne pas une meilleure réduction du déplacement quand des grands rapports de masse sont utilisés. Donc pour résoudre le problème des grands rapports de masse (de plus de 0,5), SADEK (Sadek et al, 1997) ont proposé une autre procédure pour réduire le déplacement. D'après lui, le rapport de fréquence optimal, $f_{2opt} = \omega_2/\omega_1$ et le coefficient d'amortissement optimal ξ_{2opt} , des systèmes de TMD sont définis comme suit :

$$f_{2 \text{ opt}} = \frac{1}{1+\mu} \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right) \quad (2.5)$$

$$\xi_{2 \text{ opt}} = \frac{\xi_1}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \quad (2.6)$$

Dans l'application pratique, il est nécessaire de calculer la rigidité et l'amortissement optimal ($k_{2 \text{ opt}}$, $c_{2 \text{ opt}}$). Ces paramètres peuvent être définis comme suit :

$$k_{2 \text{ opt}} = m_2 \omega_1^2 f_{2 \text{ opt}}^2 = m_2 \omega_1^2 \left(\frac{1}{1+\mu} \right)^2 \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right)^2 \quad (2.7)$$

$$c_{2 \text{ opt}} = 2m_2 \omega_1 f_{2 \text{ opt}} \xi_{2 \text{ opt}} = \frac{2m_2 \omega_1}{1+\mu} \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right) \left(\frac{\xi_1}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right) \quad (2.8)$$

Où ω_1 est la pulsation de la structure et ω_2 et la pulsation du TMD

La figure (2.2) montre les valeurs optimales du coefficient d'amortissement $\xi_{2 \text{ opt}}$ et le rapport de la fréquence $f_{2 \text{ opt}}$ du TMD à partir des équations (2.5) et (2.6) respectivement. Le graphe présenté ci-dessous est tracé en fonction des rapports de masse entre 0 à 1 avec différentes valeurs de coefficient d'amortissement de système principale $\xi_1 = (0 ; 0,02 ; 0,05 \text{ et } 0,1)$. La masse de la structure principale m_1 est supposé de 3,375t.

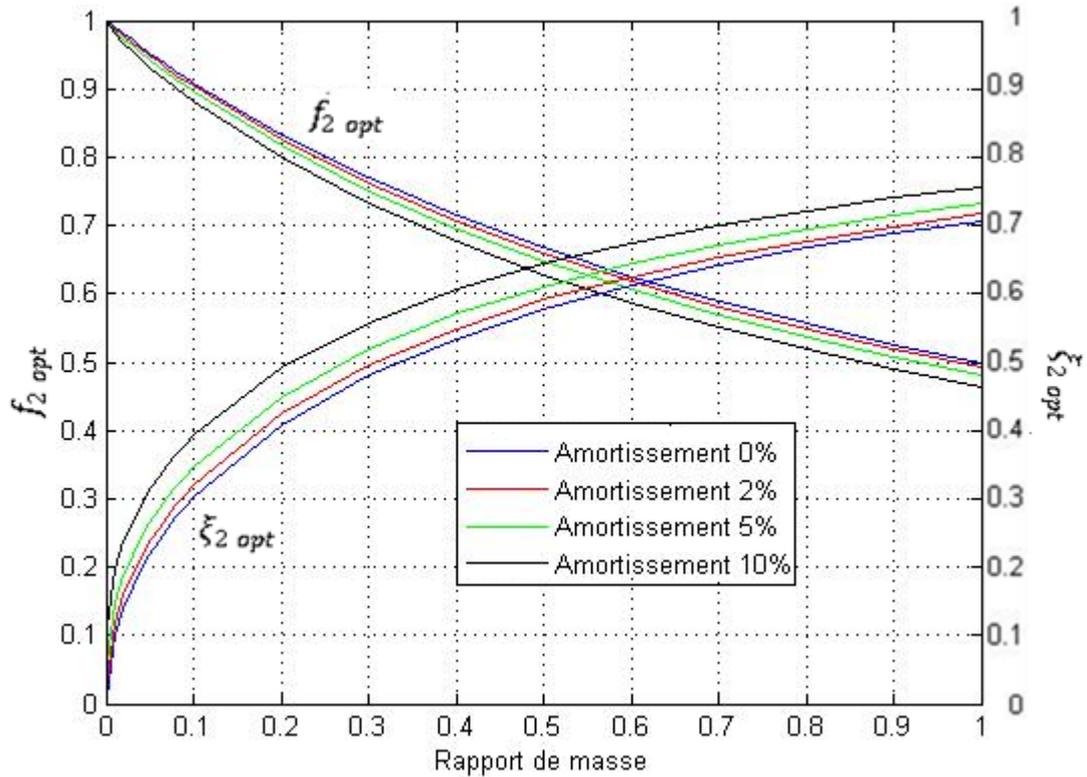


Figure 2.2 : Valeurs optimales de coefficient d'amortissement $\xi_{2\ opt}$ et le rapport de la fréquence $f_{2\ opt}$ de TMD

La figure 2.2 indique que plus les rapports des masses augmentent, plus le rapport de la fréquence $f_{2\ opt}$ diminue et le coefficient d'amortissement $\xi_{2\ opt}$ de TMD augmente. Quand le coefficient d'amortissement ξ_1 de la structure à 1-DDL augmente, le rapport de la fréquence $f_{2\ opt}$ diminue et le coefficient d'amortissement $\xi_{2\ opt}$ de TMD augmente.

Le tableau (2.1) montre les valeurs optimums du coefficient d'amortissement $\xi_{2\ opt}$ et le rapport de la fréquence $f_{2\ opt}$ du TMD pour $\xi_1 = 0,05$.

Tableau 2.1 : Valeur optimums de coefficient d'amortissement $\xi_{2\ opt}$ et le rapport de la fréquence $f_{2\ opt}$ de TMD

μ	$f_{2\ opt}$	$\xi_{2\ opt}$
0,01	0,985173083	0,149008670
0,02	0,973528039	0,189047616
0,03	0,962589124	0,219207727
0,04	0,952109801	0,244193058
0,05	0,941989624	0,265836938
0,06	0,932173798	0,285085287
0,07	0,922627363	0,302503400
0,08	0,913325670	0,318461823
0,09	0,904250097	0,333219445
0,1	0,895385848	0,34696589
0,2	0,816322988	0,44991496
0,3	0,750754444	0,51884600
0,4	0,695195626	0,57023677
0,5	0,647421658	0,61068360
0,6	0,605863361	0,64362244
0,7	0,569362090	0,67110071
0,8	0,537037037	0,69444444
0,9	0,508204021	0,71456299
1	0,482322330	0,73210678

Les figures (2.3) et (2.4) montrent les valeurs optimums de la rigidité $k_{2\ opt}$ et de l'amortissement $c_{2\ opt}$ calculées à partir des équations (2.7) et (2.8) pour quatre périodes différentes de la structure à 1-DDL $T_1 = (0,5 ; 1 ; 1,5 \text{ et } 2)$ avec différentes valeurs de coefficient d'amortissement du système principale $\xi_1 = (0 ; 0,02 ; 0,05 \text{ et } 0,1)$.

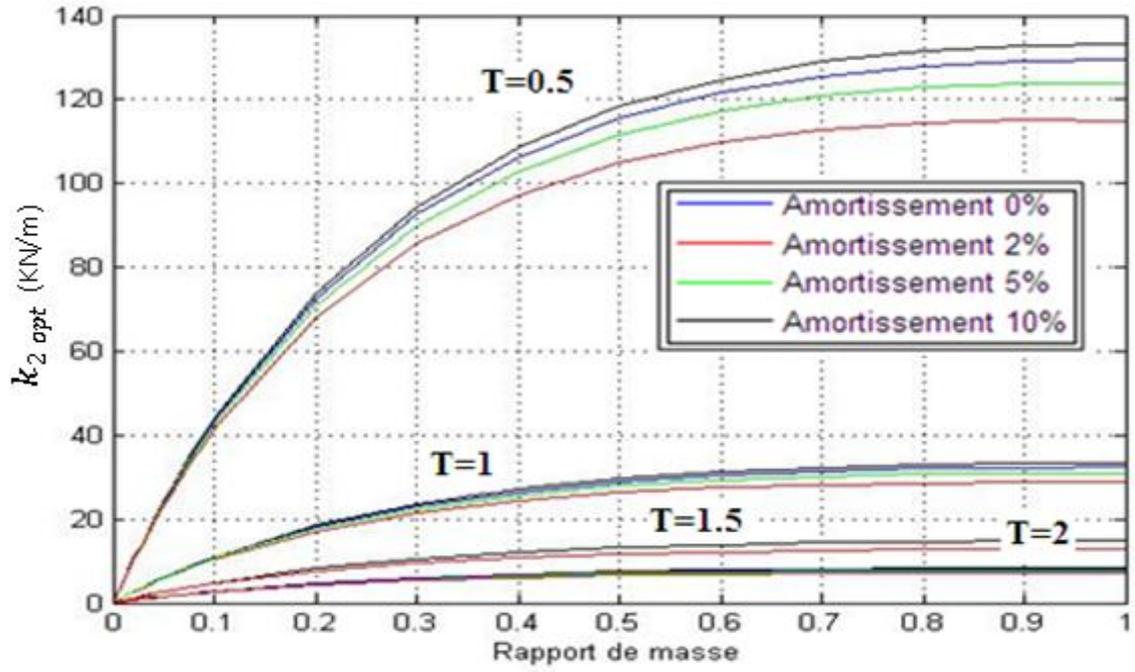


Figure 2.3 : Valeurs optimums de la rigidité $k_{2\ opt}$ du TMD

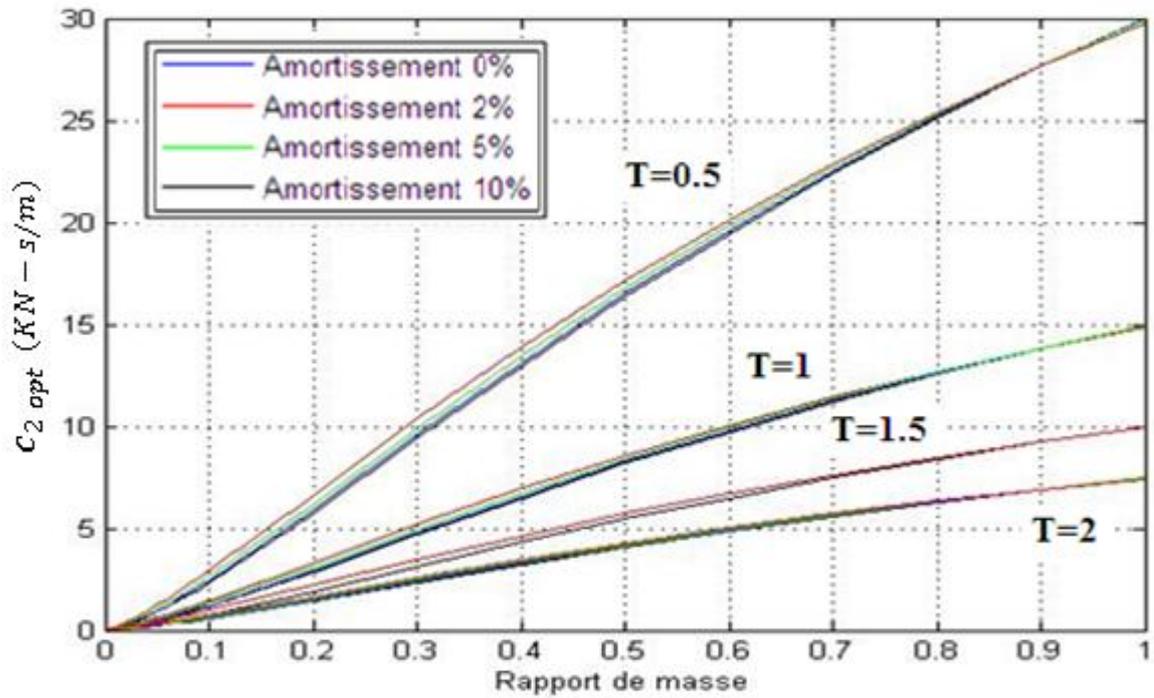


Figure 2.4 : Valeurs optimums de l'amortissement $c_{2\ opt}$ du TMD

Dans les figures (2.3) et (2.4), on remarque que plus le rapport de masse est grand et/ou plus la période de bâtiment est courte, plus la rigidité optimale $k_{2\ opt}$ et l'amortissement optimum $c_{2\ opt}$ du TMD sont importants.

A partir d'un rapport de 0,4, il y a une convergence de la rigidité optimale. Une augmentation presque linéaire de l'amortissement du TMD est observée avec l'augmentation du rapport de la masse. Il est aussi observé qu'il n'y a presque aucun effet de coefficient d'amortissement de la structure à 1-DDL ξ_1 sur l'amortissement $c_{2\ opt}$ du TMD pour les périodes naturels fondamentales examinés.

Le tableau (2.2) donne les valeurs des paramètres optimums du système TMD pour les quatre périodes différentes de la structure à 1-DDL $T_1 = (0,5 ; 1 ; 1,5 \text{ et } 2)$ avec un coefficient d'amortissement du système principale $\xi_1 = 0,05$.

Tableau 2.2 : Paramètres du système TMD

μ	T=0,5		T=1	
	k_{2opt} (KN/m)	c_{2opt} (KN-s/m)	k_{2opt} (KN/m)	c_{2opt} (KN-s/m)
0,01	5,16747199	0,12445647	1,291867997	0,062228236
0,02	10,0920636	0,31206357	2,523015908	0,156031787
0,03	14,7998125	0,53667514	3,699953113	0,268337568
0,04	19,3057696	0,78844927	4,826442402	0,394224633
0,05	23,6219257	1,06151189	5,905481419	0,530755943
0,06	27,7586339	1,35181219	6,93965848	0,675906095
0,07	31,7251553	1,65633451	7,931288834	0,828167255
0,08	35,5299316	1,97272451	8,882482897	0,986362255
0,09	39,1807453	2,29908391	9,795186337	1,149541957
0,1	42,6848252	2,63384625	10,67120631	1,316923126
0,2	70,9589376	6,22753054	17,7397344	3,113765268
0,3	90,0264518	9,90720276	22,50661295	4,95360138
0,4	102,926477	13,4436022	25,7316193	6,721801083
0,5	111,582865	16,7597254	27,89571619	8,379862705
0,6	117,261025	19,8358368	29,31525627	9,917918416
0,7	120,81704	22,6760653	30,20425988	11,33803265
0,8	122,843313	25,2944444	30,71082815	12,64722222
0,9	123,757566	27,7085971	30,9393915	13,85429855
1	123,859064	29,9367886	30,96476606	14,96839432

Tableau 2.2 (suite) : Paramètres du système TMD

μ	T=1,5		T=2	
	k_{2opt} (KN/m)	c_{2opt} (KN-s/m)	k_{2opt} (KN/m)	c_{2opt} (KN-s/m)
0,01	0,57416355	0,04148549	0,322966999	0,031114118
0,02	1,1213404	0,10402119	0,630753977	0,078015893
0,03	1,64442361	0,17889171	0,924988278	0,134168784
0,04	2,14508551	0,26281642	1,2066106	0,197112317
0,05	2,62465841	0,3538373	1,476370355	0,265377972
0,06	3,08429266	0,45060406	1,73491462	0,337953048
0,07	3,52501726	0,5521115	1,982822208	0,414083628
0,08	3,94777018	0,65757484	2,220620724	0,493181128
0,09	4,35341615	0,7663613	2,448796584	0,574770978
0,1	4,74275836	0,87794875	2,667801578	0,658461563
0,2	7,8843264	2,07584351	4,434933601	1,556882634
0,3	10,0029391	3,30240092	5,626653238	2,47680069
0,4	11,4362752	4,48120072	6,432904825	3,360900541
0,5	12,3980961	5,58657514	6,973929046	4,189931352
0,6	13,0290028	6,61194561	7,328814068	4,958959208
0,7	13,4241155	7,55868844	7,55106497	5,669016327
0,8	13,649257	8,43148148	7,677707037	6,323611111
0,9	13,7508407	9,23619904	7,734847875	6,927149277
1	13,7621182	9,97892954	7,741191514	7,484197158

La figure (2.5) montre le processus de conception optimale qui en résulte pour le système de deux degrés de liberté avec TMD.

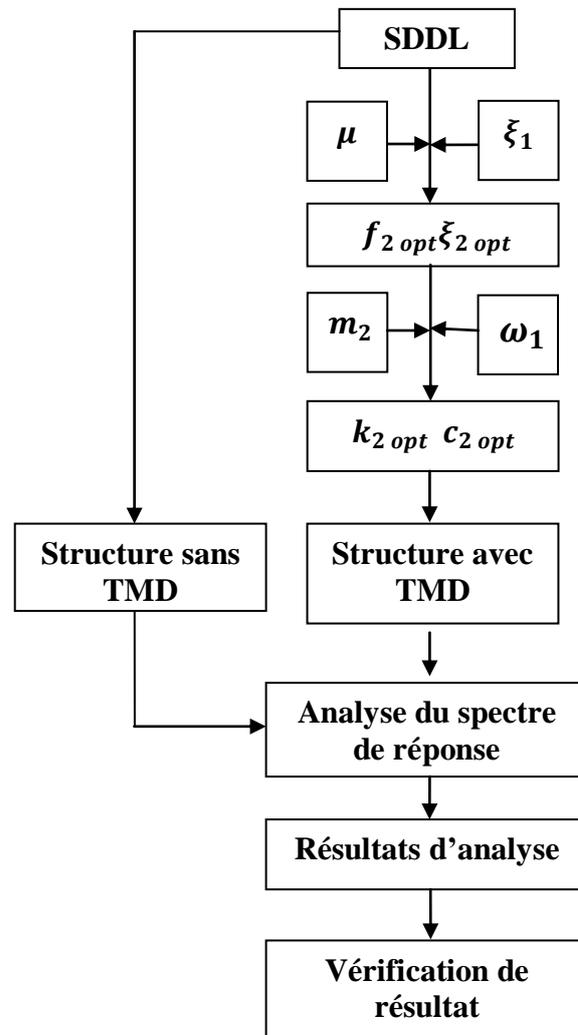


Figure 2.5 : Processus de conception optimale

2.3 Analyse spectrale de la réponse de la structure a 1-DDL avec TMD :

2.3.1 Méthodes d'analyse :

Dans cette analyse deux systèmes sont étudiés, une structure normale à 1-DDL, dans son état vierge, et une autre avec un dispositif TMD. Pour la structure à 1-DDL avec TMD, le rapport de masse qui varie entre 0,01 à 1 à été étudié. Les deux systèmes sont modélisés avec les périodes normales de 0,5, 1, 1,5, 2 secondes de la structure à 1-DDL. Les caractéristiques du la structure à 1-DDL sont :

- $m_1 = 3,375t$
- $\xi_1 = 5\%$

Les paramètres du TMD utilisés pour chaque cas sont obtenus à partir des équations (2.9) à (2.12) qui sont énumérés dans les tableaux (2.1) et (2.2).

Pour démontrer les effets des systèmes TMD dans la réduction de déplacement, les deux systèmes sont évaluées à partir des différents essais structuraux comme suite :

1. Dans la zone I pour les 4 différents sites (Rocheux, Ferme, Meuble et Très Meuble).
2. Dans un site meuble avec les différentes zones (1, 2a, 2b et 3).

Avec :

- Coefficient de comportement : 1
- Amortissement : 5%
- Groupe d'sage : 1B
- Facteur de qualité $Q=1$

Les figures (2.6) à (2.9) montrent les spectres de réponse d'accélération utilisés pour chaque site.

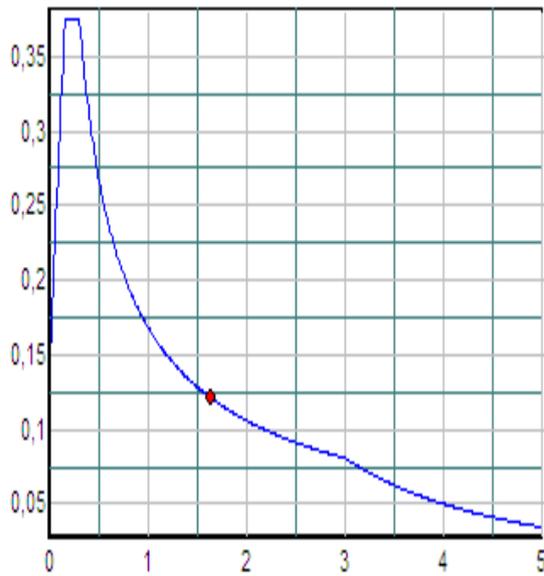


Figure 2.6 : Spectre de réponse de site 1
(Rocheux)

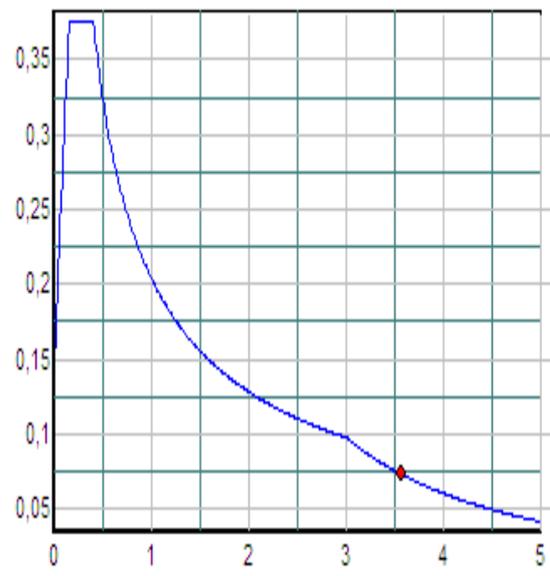


Figure 2.7 : Spectre de réponse de site 2
(Ferme)

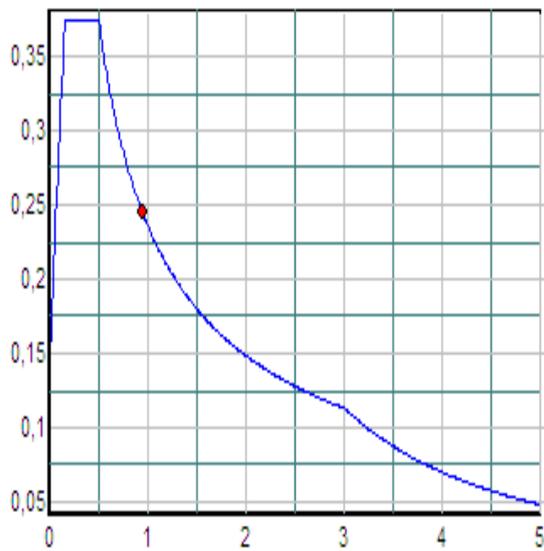


Figure 2.8 : Spectre de réponse de site 3
(Meuble)

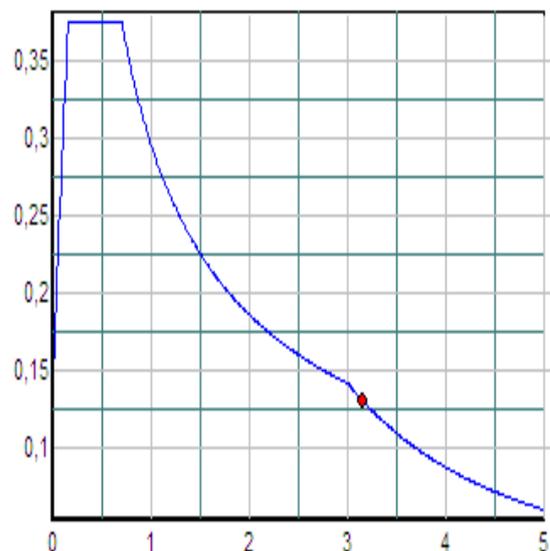


Figure 2.9 : Spectre de réponse de site 4
(Très Meuble)

Les figures (2.10) à (2.13) montrent les spectres de réponse d'accélération utilisée pour chaque zone.

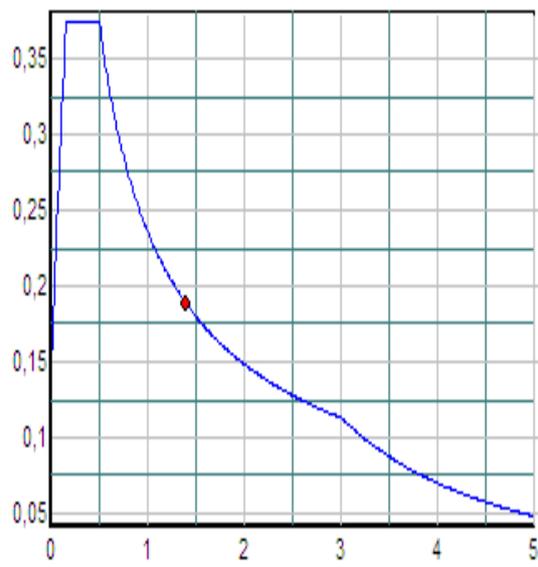


Figure 2.10 : spectre de réponse de la zone1

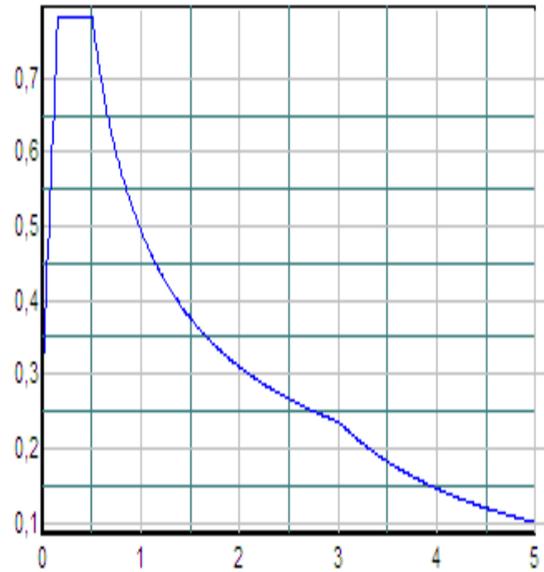


Figure 2.12 : Spectre de réponse de la zone2b

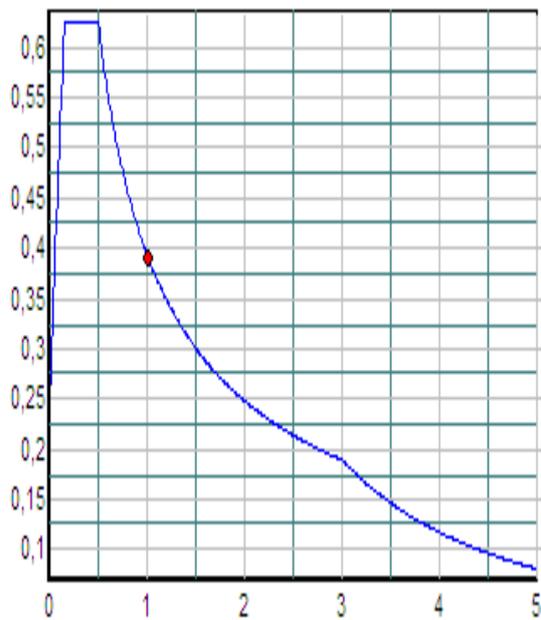


Figure 2.11 : Spectre de réponse de la zone2a

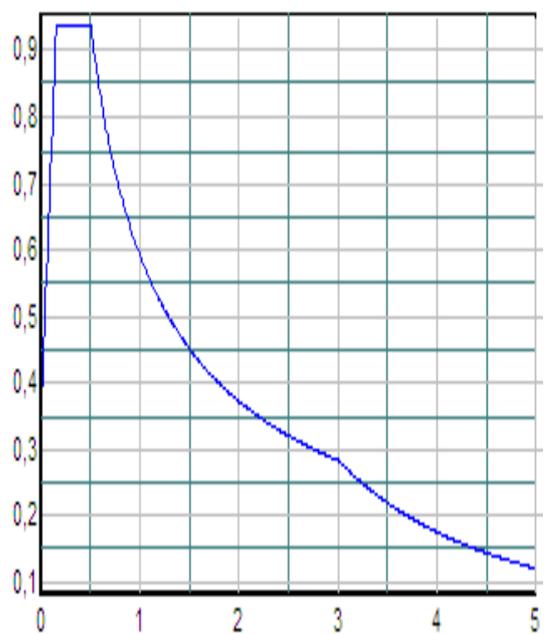
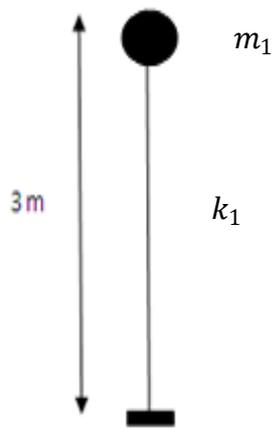


Figure 2.13 : Spectre de réponse de la zone3

2.3.2 Calcul analytique :

Pour le calcul analytique, on à considérer comme premier système, une structure à 1-DDL de masse $m_1=3,375t$ et une période de 0,5 sec. Dans le deuxième système, une structure à 1-DDL avec TMD de la même masse que la structure initiale (m_1), avec un rapport des masses de 0,1.

2.3.2.1 Structure à 1-DDL :



$$m_1=3,375$$

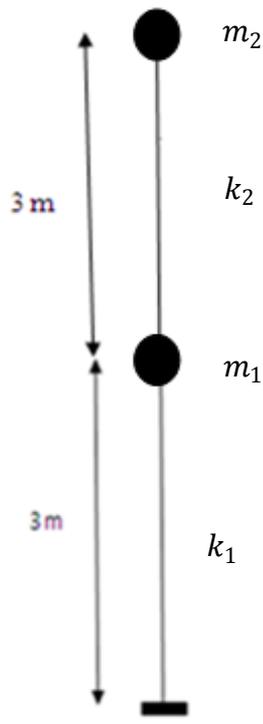
$$T=0,5 \Rightarrow \omega_1 = \frac{2\pi}{T} \Rightarrow \omega_1 = \frac{2\pi}{0,5} = 12,56 \text{ rad/s}$$

$$s_a = \omega_1^2 \times s_d \Rightarrow s_d = \frac{s_a}{\omega_1^2}$$

D'après la figure (2.6) de spectre de réponse de site1 à $T=0,5 \Rightarrow s_a = 2,67$

$$\Rightarrow s_d = \frac{2,67}{12,56^2} = 0,0169 \text{ m}$$

2.3.2.2 Structure à 1-DDL avec TMD :



$$\underline{\underline{M}} = \begin{bmatrix} 3,375 & 0 \\ 0 & 0,3375 \end{bmatrix} \text{t}$$

$\underline{\underline{M}}$: Matrice de masse du système

$$\underline{\underline{K}} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix}$$

$$T=0,5 \Rightarrow \omega_1 = \frac{2\pi}{T} \Rightarrow \omega_1 = \frac{2\pi}{0,5} = 12,56 \text{ rad/s}$$

$$k_1 = \omega_1^2 \times m_1 = 12,56^2 \times 3,375$$

$$k_1 = 532,41 \text{ KN/m}$$

$$k_2 = 42,68 \text{ KN/m}$$

$$\underline{\underline{K}} = \begin{bmatrix} 575,1 & -42,68 \\ -42,68 & 42,68 \end{bmatrix} \text{kN/m}$$

$\underline{\underline{K}}$: Matrice de rigidité du système

$$\text{Det} \left| \underline{\underline{K}} - \omega^2 \underline{\underline{M}} \right| = 0$$

On pose $\lambda = \omega^2$

$$\left| \begin{bmatrix} 575,1 - 3,375 \times \lambda & -42,68 \\ -42,68 & 42,68 - 0,3375 \times \lambda \end{bmatrix} \right| = 0$$

$$\Rightarrow (575,1 - 3,375 \times \lambda)(42,68 - 0,3375 \times \lambda) - (-42,68)^2 = 0$$

$$\lambda_1 = 102,56 \Rightarrow \omega_1 = 10,12 \text{ rad/s} \Rightarrow T_1 = 0,6208 \text{ s}$$

$$\lambda_2 = 194,31 \Rightarrow \omega_2 = 13,93 \text{ rad/s} \Rightarrow T_2 = 0,451 \text{ s}$$

i) $\omega_1 = 10,12 \text{ rad/s}$

$$\left(\underline{\underline{K}} - \omega_1^2 \underline{\underline{M}} \right) \underline{\underline{D}}_1 = 0$$

$$\begin{bmatrix} 575,1 - 3,375 \times 102,56 & -42,68 \\ -42,68 & 42,68 - 0,3375 \times 102,56 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_{11} \\ d_{21} \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$\begin{cases} 228,96 \times d_{11} - 42,68 \times d_{21} = 0 \\ -42,68 \times d_{11} + 8,066 \times d_{21} = 0 \end{cases}$$

$$d_{11} = 1 \Rightarrow d_{21} = 5,36$$

ii) $\omega_2 = 13,93 \text{ rad/s}$

$$\left(\underline{\underline{K}} - \omega_2^2 \underline{\underline{M}} \right) \underline{\underline{D}}_2 = 0$$

$$\begin{bmatrix} 575,1 - 3,375 \times 194,31 & -42,68 \\ -42,68 & 42,68 - 0,3375 \times 194,31 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_{21} \\ d_{22} \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$\begin{cases} -80,7 \times d_{21} - 42,68 \times d_{22} = 0 \\ -42,68 \times d_{21} - 22,89 \times d_{22} = 0 \end{cases}$$

$$d_{12} = 1 \Rightarrow d_{22} = -1,73$$

$$D = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 5,36 & -1,86 \end{bmatrix}$$

D: La matrice modale.

$$M_1^* = \Phi_{11}^2 \times m_1 + \Phi_{21}^2 \times m_2 = 3,375 + (5,36^2 \times 0,3375) = 13,07 \text{ t}$$

$$M_2^* = \Phi_{12}^2 \times m_1 + \Phi_{22}^2 \times m_2 = 3,375 + ((-1,86)^2 \times 0,3375) = 4,548 \text{ t}$$

$$L_1 = \Phi_{11} \times m_1 + \Phi_{21} \times m_2 = 3,375 + 5,36 \times 0,3375 = 5,184 \text{ t}$$

$$L_2 = \Phi_{12} \times m_1 + \Phi_{22} \times m_2 = 3,375 - 1,86 \times 0,3375 = 2,747 \text{ t}$$

D'après le spectre de réponse de site 1 :

$$- \text{ à } T_1 = 0,6208\text{s} \text{ on a } s_a = 2,31$$

$$- \text{ à } T_2 = 0,451\text{s} \text{ on a } s_a = 2,86$$

$$y_{1max} = \frac{L_1}{M_1 \times \omega_1^2} \times s_a = \frac{5,184}{13,07 \times 102,53} \times 2,31 = 0,00893 \text{ m}$$

$$y_{2max} = \frac{L_2}{M_2 \times \omega_2^2} \times s_a = \frac{2,747}{4,548 \times 194,31} \times 2,86 = 0,00889 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \{X\}_{max}^1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 5,36 \end{Bmatrix} \times 0,00893 = \begin{Bmatrix} 0,00893 \\ 0,04786 \end{Bmatrix} \\ \{X\}_{max}^2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -1,86 \end{Bmatrix} \times 0,00889 = \begin{Bmatrix} 0,00889 \\ -0,01653 \end{Bmatrix} \end{array} \right\} \Rightarrow \{X\} = \begin{Bmatrix} 0,00893 \\ 0,05063 \end{Bmatrix} \text{ m}$$

2.3.3 Calcul numérique :

Pour le calcul numérique, notre système a été modélisé par le logiciel SAP 2000. Comme il a été montré précédemment dans la méthode d'analyse, différentes périodes de la structure à 1-DDL ont été considérées.

Les résultats du calcul numérique sont représentés sous forme de tableaux en Annexe, et sous forme de figures dans la présente section.

On a commencé d'abord par la validation du modèle établi avec le SAP 2000. D'après le calcul analytique des systèmes avec et sans TMD (voir §2.3.2) et le calcul numérique par SAP 2000 pour le site 1 et un période de 0,5 de structure principale et un rapport de masse de 0,1 pour la structure avec TMD, on a remarqué qu'ils sont identiques avec une petite différence de 0,001 due aux erreurs de calcul.

La figure (2.14) montre le déplacement de la structure à 1-DDL. Les figures (2.15) à (2.18) donnent les résultats maximums de déplacement de la structure à 1-DDL avec TMD pour les quatre périodes (0,5 ; 1 ; 1,5 et 2 seconde) de la structures à 1-DDL.

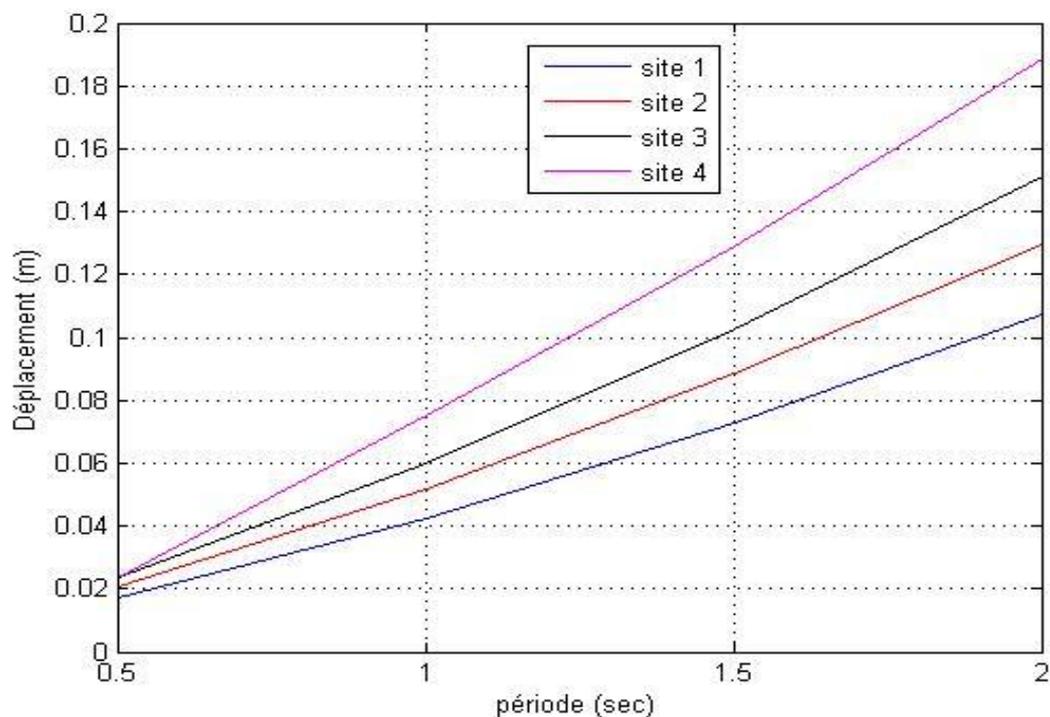


Figure 2.14 : Déplacement de la structure à 1-DDL en fonction des sites

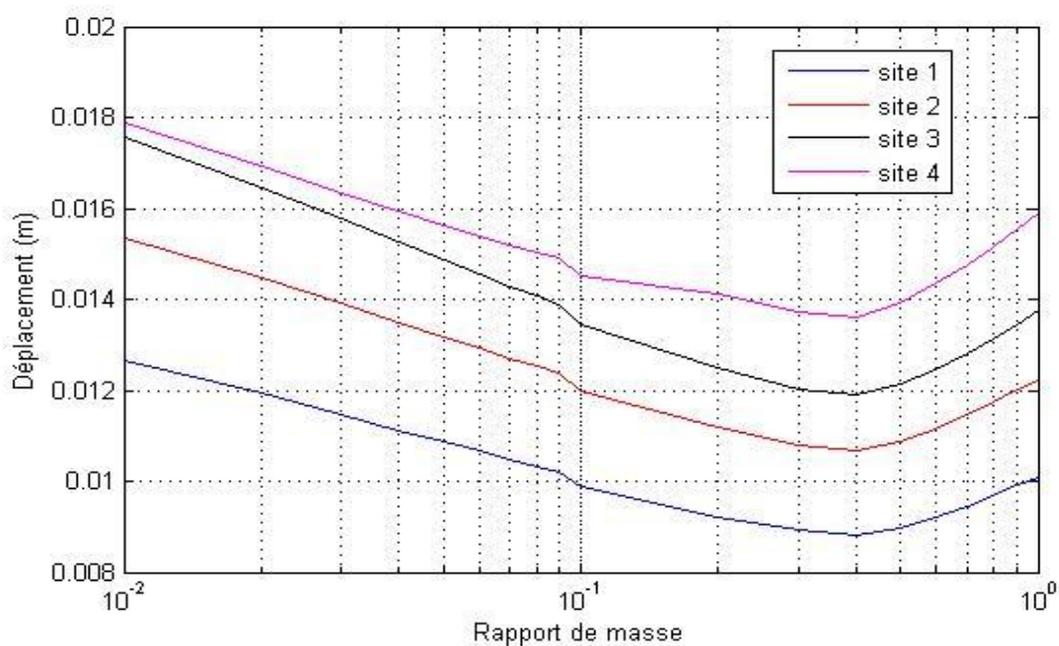


Figure 2.15 : Déplacement de la structure à 1-DDL avec TMD pour une période $T=0,5$ sec

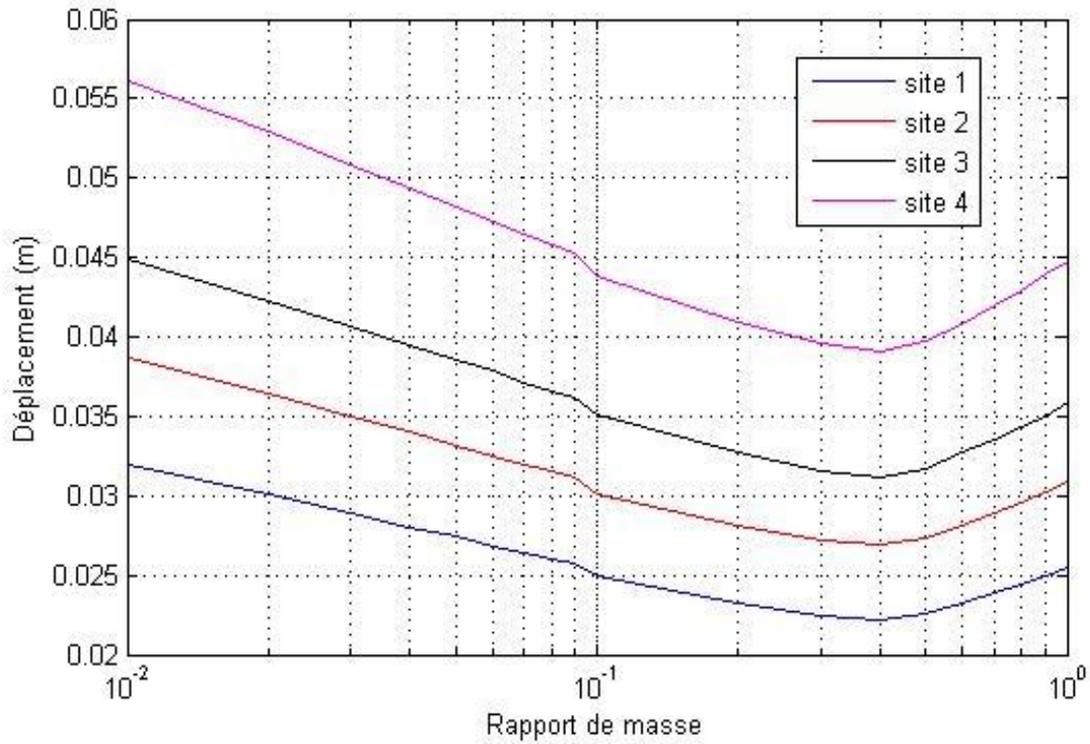


Figure 2.16 : Déplacement de la structure à 1-DDL avec TMD pour une période $T=1$ sec

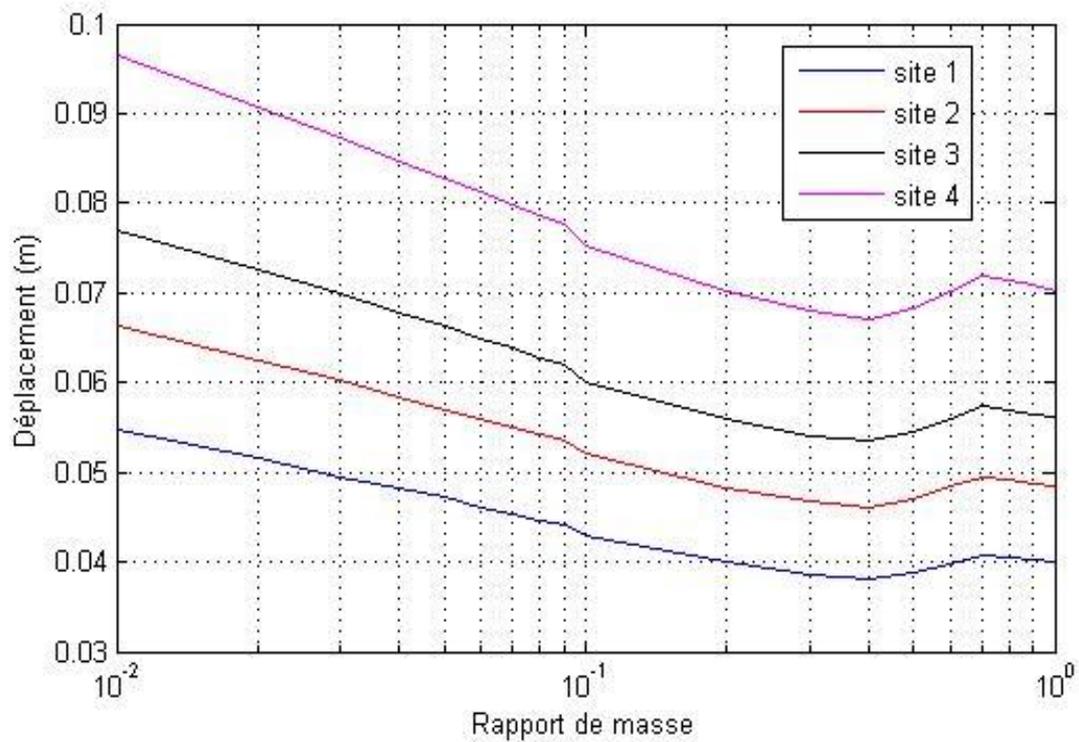


Figure 2.17 : Déplacement de la structure à 1-DDL avec TMD pour une période $T=1,5$ sec

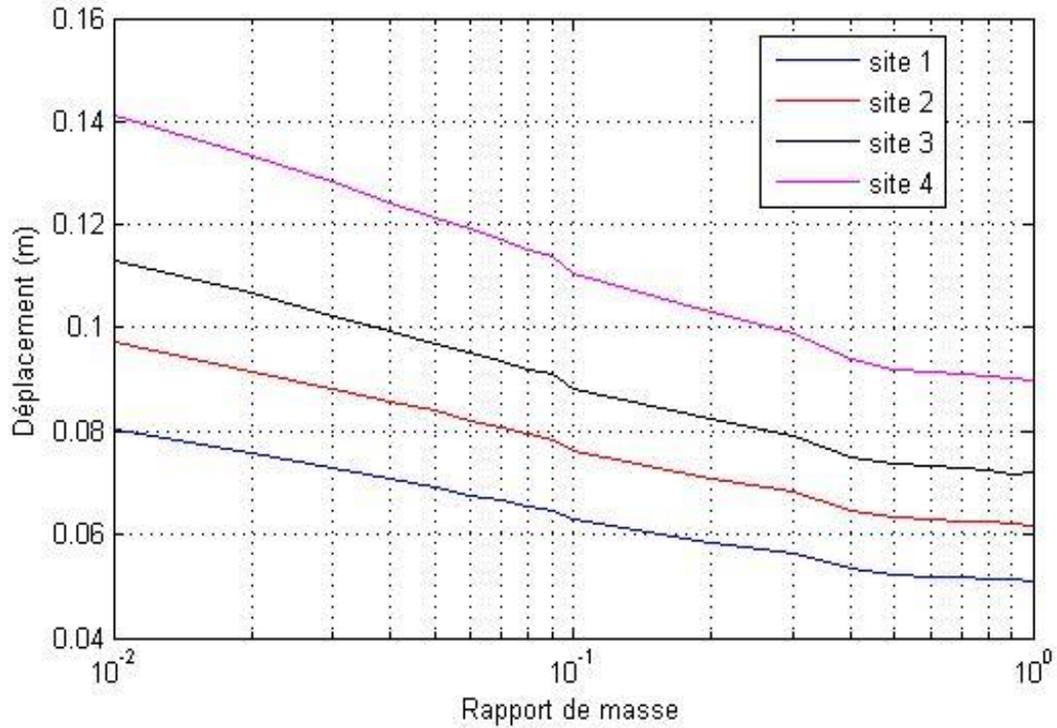


Figure 2.18 : Déplacement de la structure à 1-DDL avec TMD pour une période $T=2$ sec

La figure (2.19) montre le déplacement de la structure à 1-DDL pour chaque zone. Les figures (2.20) à (2.23) donnent les résultats maximum de déplacement de la structure à 1-DDL pour les quatre périodes (0,5 ; 1 ; 1,5 et 2 seconde) de la structures à 1-DDL.

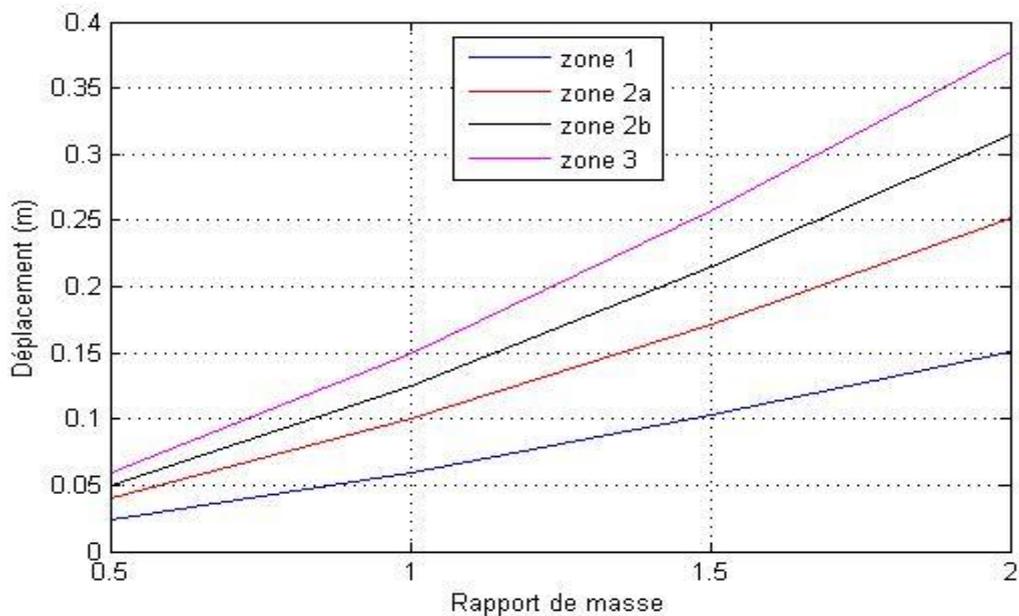


Figure 2.19 : Déplacement de la structure à 1-DDL en fonction de la zone

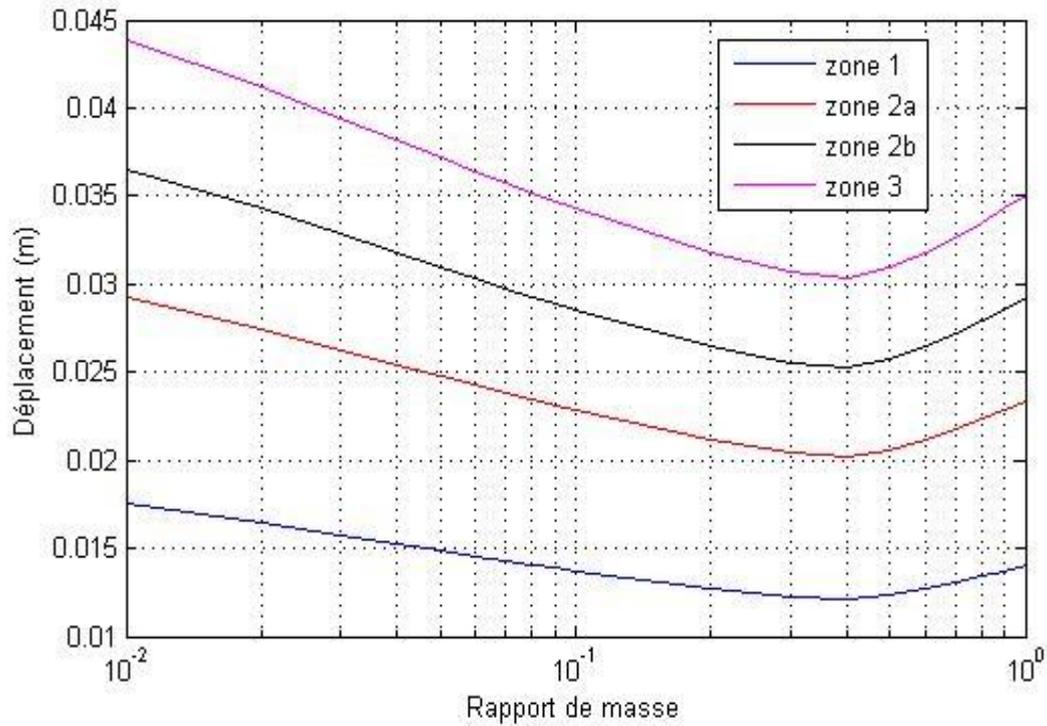


Figure 2.20 : Déplacement de la structure à 1-DDL avec TMD pour une période $T=0,5$ sec

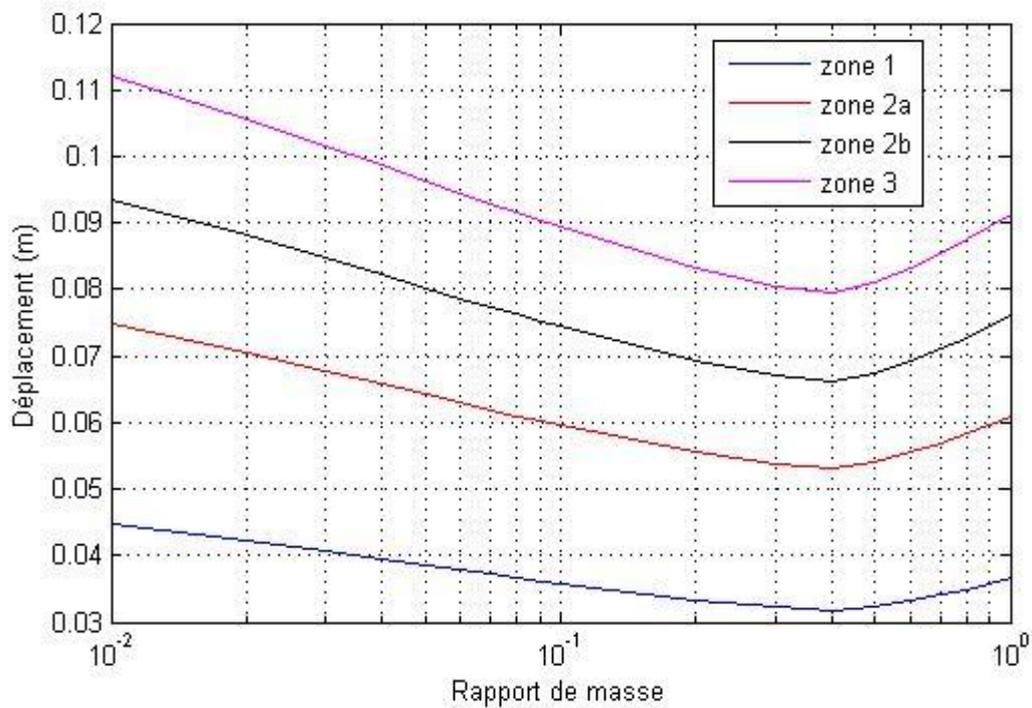


Figure 2.21 : Déplacement de la structure à 1-DDL avec TMD pour une période $T=1$ sec

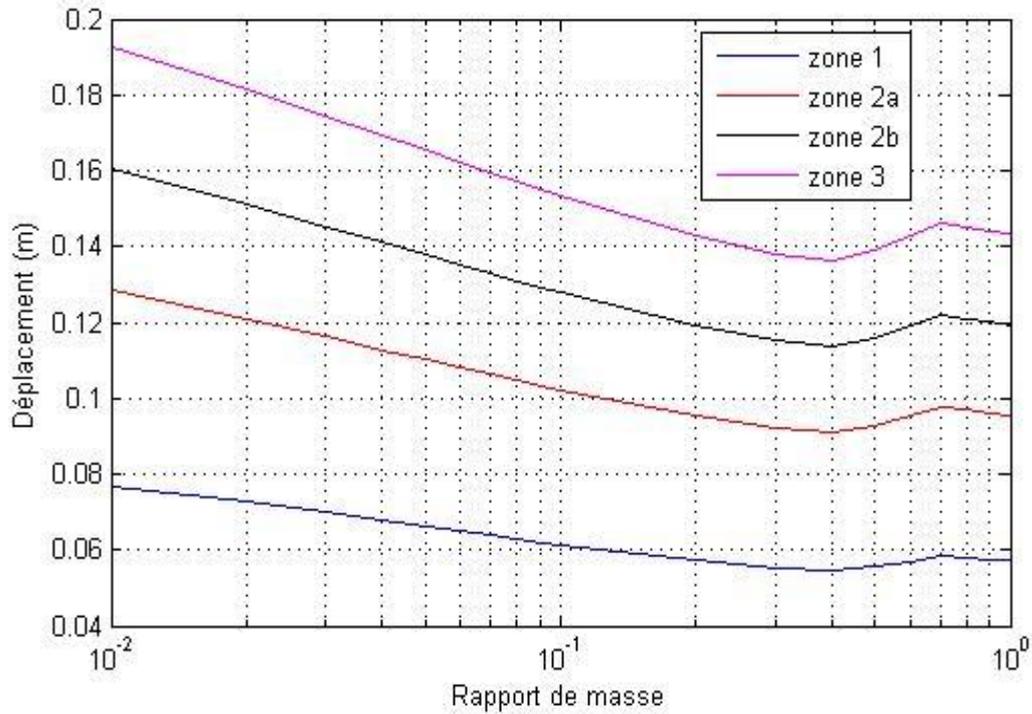


Figure 2.22 : Déplacement de la structure à 1-DDL avec TMD pour une période $T=1,5$ sec

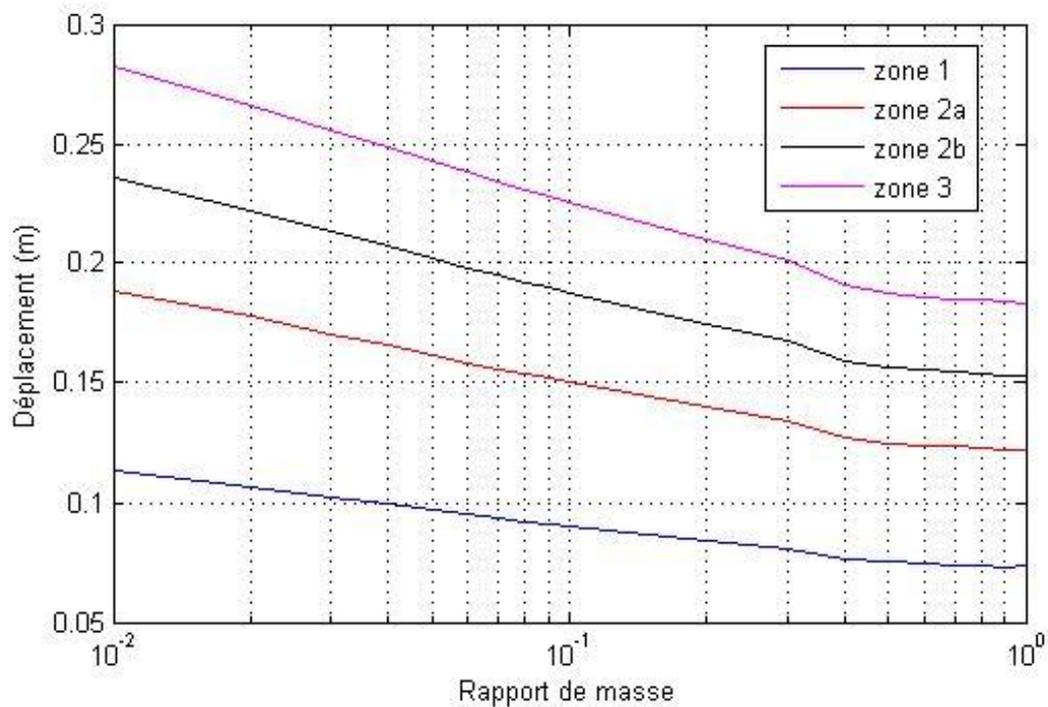


Figure 2.23 : Déplacement de la structure à 1-DDL avec TMD pour une période $T=2$ sec

D'après ces résultats, on observe que l'exécution du TMD est faisable. Comme prévu, les modèles de la structure à 1-DDL avec TMD montrent des déplacements réduites par rapport au système sans TMD sous tous les sites et dans toutes les zones. Par exemple le déplacement de la structure à 1-DDL de 0,50 sec dans le site 3 (meuble) est 0,0237 m. Quand on ajoute un TMD à cette structure avec un rapport de masse de 0,01, le déplacement sera réduit à 0,0175 m, ce qui veut dire une réduction de 26% (voir annexe).

Pour les systèmes de période 0,5 ; 1 et 1,5 seconde, on remarque qu'il y a une valeur optimale de rapport des masses, égale à 0,4, à partir de cette valeur le déplacement augmente pour tous les sites et toutes les zones.

Pour les systèmes de période de 2 sec, on ne remarque pas la présence de valeur optimale, le déplacement continu à diminuer pour les différents rapports de masse utilisés sous tous les sites et toutes les zones.

Ainsi à partir d'un rapport de masse de 0.10, il n'y a pas une grande réduction de déplacement.

2.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a étudié deux systèmes une structure à 1-DDL et une autre avec TMD. Les résultats obtenus en termes de déplacement montrent l'efficacité de l'utilisation des TMD pour la réduction des déplacements, de plus ces résultats nous fournissent une approche sur l'étude des structures à plusieurs degrés de liberté avec TMD. Ceci représente l'objectif du chapitre 3.

Chapitre 3

Application de TMD sur un bâtiment

Chapitre 3

Application du TMD sur un bâtiment

3.1 Introduction :

Dans le chapitre 2, un modèle simplifié à 2-DDL d'une structure 1-DDL avec TMD à été présenté et mis en application dans des analyses spectrales, et ceci dans le but de voir l'efficacité de ces TMD. Les résultats obtenus ont été pris comme référence pour la vérification dans ce chapitre.

Donc, et afin de mieux comprendre l'efficacité des TMD sur les structures à plusieurs degrés de liberté, une structure en béton armé (SS+RDC+9 étages) a été étudié. Dans ce chapitre deux types d'analyses dynamiques ont été effectuées, analyse spectrale en utilisant le spectre réglementaire du RPA (Règlement Parasismique Algérienne, RPA99 version 2003) et une analyse temporelle en imposant une accélération enregistrée durant le tremblement de terre de Boumerdès, 2003. Une étude comparative de cette structure sans et avec TMD a été faite.

3.2 Présentation du bâtiment :

Dans ce mémoire, le bâtiment sur lequel le dispositif TMD est appliqué, faisait l'objet d'une étude effectuée par BENHAMOU et MOUMENE en 2008 (Benahamou et Moumene, 2008), toute en se donnant la permission d'effectuer quelques petits changements dans les plans.

3.2.1 Description de bâtiment :

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation (SS+RDC+9 étages), implanté à l'USTO, Wilaya d'Oran, classée comme zone IIa de moyenne sismicité selon le règlement parasismique algérien (RPA99 Version 2003). Le bâtiment est composé de :

- Sous-sol destiné à usage service
- Un rez-de-chaussée à usage commercial
- Neuf étages : logements d'habitation
- Terrasse inaccessible

3.2.2 Dimension :

La structure est de dimensions :

- Longueur totale : 33,55 m
- Largeur totale : 13,71 m
- Hauteur totale : 34,78 m
- Hauteur de RDC : 4,18 m
- Hauteur d'étage : 3,06 m

3.2.3 Les plans :

Les figure 3.1 et 3.2 montrent les vues en plan et de face du bâtiment étudié.

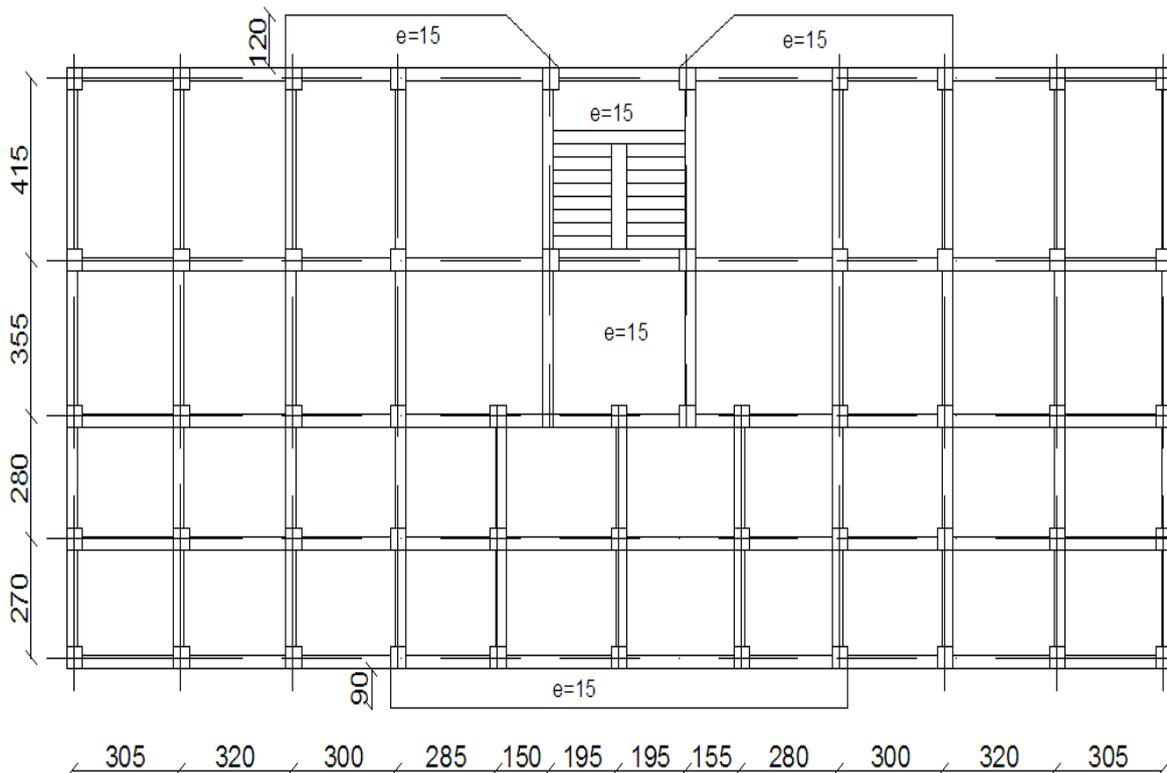


Figure 3.1 : Vue en plan de bâtiment

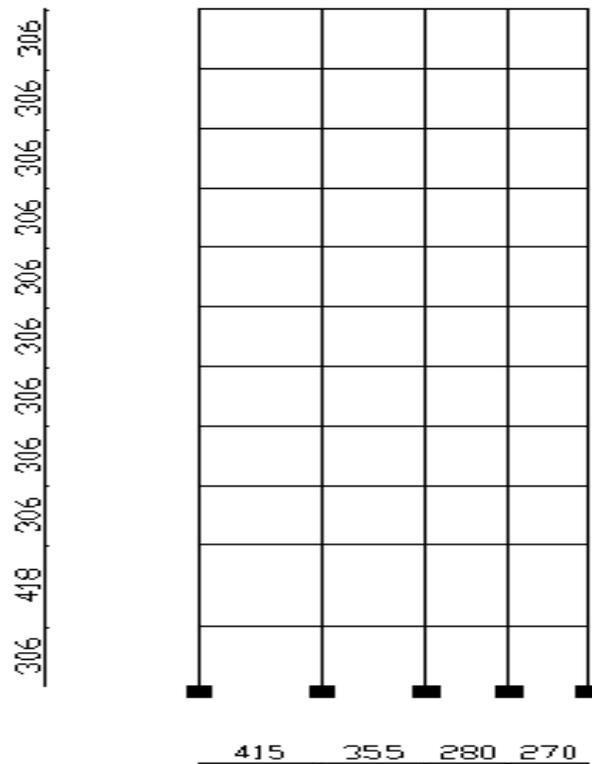


Figure 3.2 : Vue en face (YZ) de bâtiment

3.2.4 Evaluation des charges et surcharges :

Etages courant :

- Plancher corps creux (16+5) $\left\{ \begin{array}{l} G = 525 \text{ kg/m}^2 \\ Q = 150 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$
- Dalle pleine (e =15cm) $\left\{ \begin{array}{l} G = 635 \text{ kg/m}^2 \\ Q = 150 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$

Commerce :

- Plancher corps creux (16+5) $\left\{ \begin{array}{l} G = 525 \text{ kg/m}^2 \\ Q = 500 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$
- Dalle pleine (e =15cm) $\left\{ \begin{array}{l} G = 635 \text{ kg/m}^2 \\ Q = 500 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$

Terrasse :

- Plancher corps creux (16+5) $\left\{ \begin{array}{l} G = 602 \text{ kg/m}^2 \\ Q = 100 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$
- Dalle pleine (e =15cm) $\left\{ \begin{array}{l} G = 712 \text{ kg/m}^2 \\ Q = 100 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$

Escaliers :

- Paillasse $\begin{cases} G = 15,512 \text{ KN/ml} \\ Q = 4,125 \text{ KN/ml} \end{cases}$
- palier $\begin{cases} G = 8,167 \text{ KN/ml} \\ Q = 4,125 \text{ KN/ml} \end{cases}$

3.3.3 Dimensions des poutres et des poteaux :

Les sections des poutres principales et secondaires sont données par le tableau 3.1 et celle des poteaux sont données par le tableau 3.2.

Tableau 3.1 : Dimensions des poutres

Poutres	Orientation	Dimensions (cm^2)
Principales	Parallèles à YY	30× 40
Secondaires	Parallèles à XX	30× 35

Tableau 3.2 : Dimensions des poteaux

Niveaux	Dimensions (cm^2)
SS, RDC, 1er, 2ème, 3ème	45×50
4ème, 5ème, 6ème	40×45
7ème, 8ème, 9ème	40×40

Les propriétés dynamiques du bâtiment (masse, période de mode fondamentale, fréquence angulaire de cette mode et le coefficient d'amortissement), sont représentées dans le Tableau (3.3).

Tableau 3.3 : Propriétés dynamiques du bâtiment

Masse (t)	5340,97
Période fondamentale (sec)	1,359
Fréquence angulaire (rad/sec)	4,624
Amortissement	0,05
Masse modale suivant l'axe y (%)	81,21

D'après les propriétés dynamiques du bâtiment (tableau 3.3), la masse modale du premier mode constitue approximativement 80%-90% de la masse totale. C'est pour cela le premier mode a été choisi pour la conception des systèmes de TMD considérés.

3.3 Etude paramétrique de TMD :

D'après (Sadek et al, 1997), le rapport des masses pour une structure à plusieurs étages est calculé comme le rapport entre la masse du TMD et la masse généralisé fondamentale de la structure pour un facteur de participation modale unitaire.

$$\mu = \frac{m_2}{\phi_1^T [M] \phi_1} \quad (3.1)$$

Où [M] est la matrice masse et ϕ_1 est le mode fondamentale normalisé pour avoir un facteur de participation modale unitaire. Une procédure similaire à celle des systèmes de 2-DDL est utilisée pour déterminer les paramètres optimaux de TMD.

Pour les paramètres optimaux du TMD, il a été constaté que le rapport de la fréquence optimale, $f_{2\text{opt}}$ pour une structure à plusieurs degrés de liberté est approximativement égal au rapport de la fréquence d'un système à 2-DDL pour un rapport de masse de $\mu\phi$, où ϕ est l'amplitude du premier mode où se trouve le système TMD, et pour un facteur de participation unitaire, c.à.d. $f_{P2\text{opt}}(\mu) = f_{2\text{opt}}(\mu\phi)$. L'équation pour le rapport de la fréquence est obtenue à partir de l'équation de système de 2-DDL en remplaçant μ par $\mu\phi$ est (Sadek et al, 1997):

$$f_{P2\text{opt}} = \frac{1}{1+\mu\phi} \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu\phi}{1+\mu\phi}} \right) \quad (3.2)$$

Le coefficient d'amortissement du TMD est approximativement égale au coefficient d'amortissement du système à 2-DDL multiplié par ϕ ; $\xi_{P2\text{opt}} = \phi \xi_{2\text{opt}}$. L'équation du coefficient d'amortissement $\xi_{P2\text{opt}}$ est donc définie comme suit (Sadek et al, 1997):

$$\xi_{P2\text{opt}} = \phi \left(\frac{\xi_1}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right) \quad (3.3)$$

Pour les structures à plusieurs degrés de liberté, les paramètres optimaux de la rigidité et de l'amortissement peuvent être écrits donc comme suit :

$$k_{P2\ opt} = m_2 \omega_1^2 f_{P2\ opt}^2 = m_2 \omega_1^2 \left(\frac{1}{1+\mu\phi} \right)^2 \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu\phi}{1+\mu\phi}} \right)^2 \quad (3.4)$$

$$c_{P2\ opt} = 2m_2 \omega_1 f_{P2\ opt} \xi_{P2\ opt} = \frac{2m_2 \omega_1}{1+\mu\phi} \left(1 - \xi_1 \sqrt{\frac{\mu\phi}{1+\mu\phi}} \right) \phi \left(\frac{\xi_1}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right) \quad (3.5)$$

Sachant que les modes propres donnés par le Sap2000 sont normalisés par rapport à la matrice masse, il faut d'abords calculer les modes propres pour un facteur de participation modale unitaire. Le calcul de ces modes propres est donné par la suite :

Le facteur de participation modale pour un mode i est défini comme suit :

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i}$$

$$L_i = \{\phi\}_i^T [M] \{\Delta\}$$

$$M_i = \{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_i$$

Où :

Γ_i : Facteur de participation modale.

L_i : Facteur d'excitation sismique.

M_i : Masse généralisée.

$[M]$: Matrice masse de la structure.

$\{\phi\}_i$: Vecteur mode propre.

$\{\phi\}_i^T$: Vecteur transposé de mode propre.

$\{\Delta\}$: Vecteur de direction de la sollicitation.

Le facteur de participation modale unitaire conduit à $\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} = 1$ et donc $L_i = M_i$.

La masse modale est définie par $m_i^* = \frac{L_i^2}{M_i}$. Dans notre cas $m_1^* = 81,21\% M_T$ donc on a une bonne approximation en considérant que le premier mode.

De plus, pour un facteur de participation modale unitaire on a, $m_1^* = \Gamma_1 L_1 = L_1$ donc $M_1 = L_1 = 81,21\% M_T$.

Le premier mode propre est déterminé donc en fonction de M_1 et de du premier mode obtenu par le Sap2000 ϕ_{1sap} comme suit (Clough et Penzien, 1980) :

$$\phi_1 = \phi_{1sap} \sqrt{M_1}$$

Les valeurs de mode propre est donnée par le tableau 3.4. Donc $\phi = 1.241$

Tableau 3.4 : Le mode fondamentale du bâtiment

Etages	ϕ_1
RDC	0,083
1 ^{er}	0,315
2 ^{ème}	0,462
3 ^{ème}	0,598
4 ^{ème}	0,724
5 ^{ème}	0,853
6 ^{ème}	0,967
7 ^{ème}	1,064
8 ^{ème}	1,144
9 ^{ème}	1,203
Terrasse	1,241

La figure (3.3) montre les valeurs optimums du coefficient d'amortissement ξ_{p2opt} et du rapport de fréquence f_{p2opt} du TMD à partir des équations (3.2) et (3.3) respectivement, tracé en fonction des rapports de masse de 0 à 1, avec un coefficient d'amortissement $\xi_1 = 0,05$ et une masse de bâtiment $m_1 = 5340,97t$.

La figure (3.4) montre les valeurs optimums de la rigidité k_{p2opt} et l'amortissement c_{p2opt} à partir des équations (3.4) et (3.5) pour la période du bâtiment étudié $T = 1,359$ sec et un coefficient d'amortissement $\xi_1 = 0,05$.

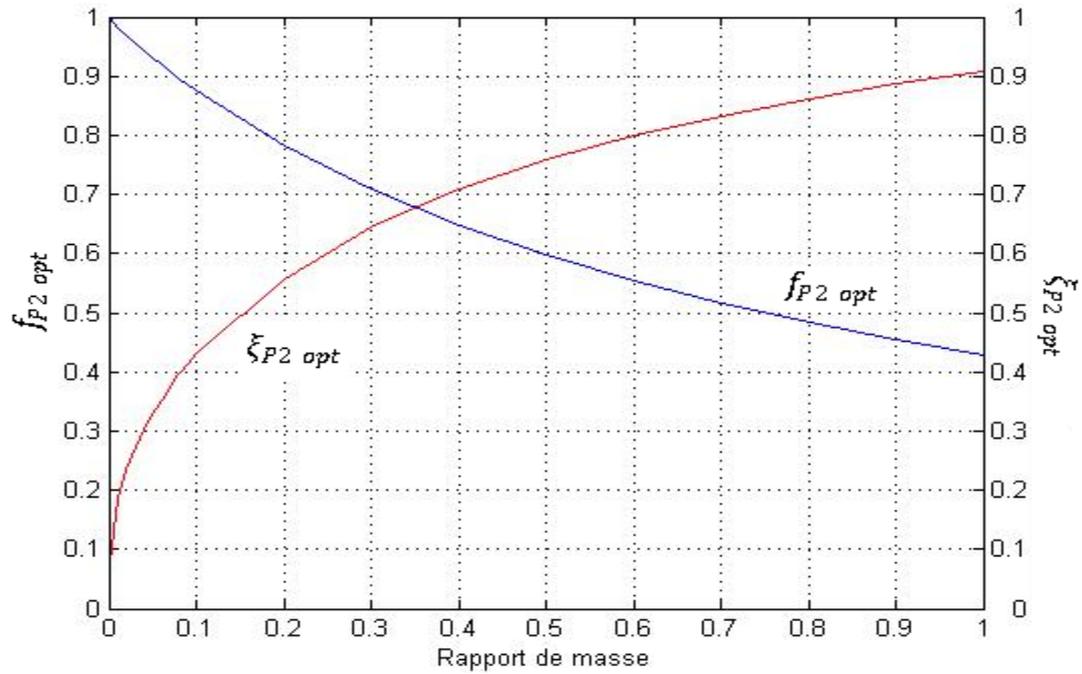


Figure 3.3 : Valeur optimums du coefficient d'amortissement $\xi_{P2\ opt}$ et le rapport de la fréquence $f_{P2\ opt}$ de TMD

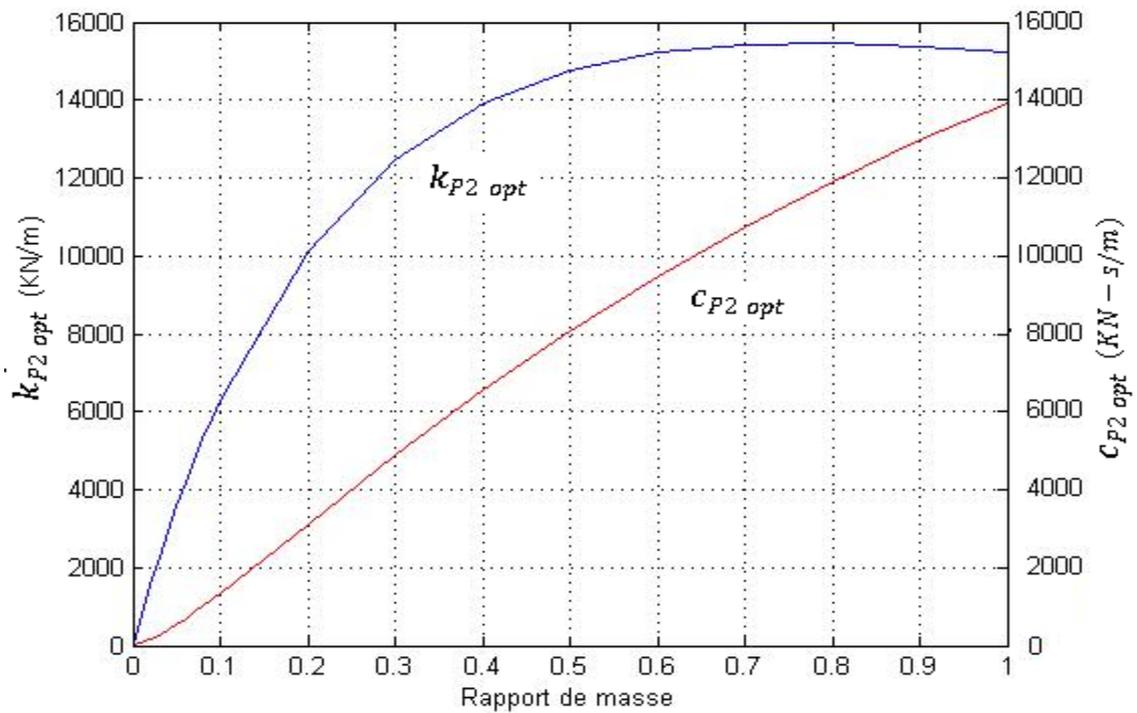


Figure 3.4 : Valeurs optimums de la rigidité $k_{P2\ opt}$ et l'amortissement $c_{P2\ opt}$ de TMD

Les figures (3.3) et (3.4) sont identiques à celles du deuxième chapitre (2.3) et (2.4). Donc on a déjà remarqué dans le deuxième chapitre qu'il y a une convergence de la rigidité optimale et une augmentation presque linéaire de l'amortissement optimale de TMD.

A partir des figures (3.3) et (3.4), on peut déterminer les valeurs des paramètres optimales des TMD qu'on veut utiliser pour n'importe quel rapport de masse.

Le tableau (3.4) indique les rapports des masses utilisés et les paramètres optimales de ses rapports :

Tableau 3.5 : Les paramètres optimaux des TMD utilisé

μ	$f_{P2\ opt}$	$\xi_{P2\ opt}$	m_2 (t)	$k_{P2\ opt}$ (KN/m)	$c_{P2\ opt}$ (KN-S/m)
0,03	0,955	0,272	115,801	2256,242	278,103
0,11	0,865	0,447	424,603	6781,792	1515,588
0,17	0,809	0,526	656,205	9165,264	2580,323
0,22	0,767	0,578	849,206	10682,798	3480,931
0,33	0,690	0,665	1273,809	12969,295	5404,338

Dans notre application de TMD on a choisi un rapport équivalent à une petite masse du TMD, il est égal à 0,03, parce que d'après plusieurs applications de TMD dans le monde on a observé qu'ils ont choisi ce rapport. (John, 2003).

On a aussi choisi des rapports équivalents à des masses de TMD plus importantes. Sachant qu'on peut considérer certains étages comme TMD. On a pris les rapports de 0,11 ; 0,22 et 0,33 qui sont identiques respectivement à des masses d'un étage, deux étages et trois étages.

Pour l'emplacement de TMD on a choisi le nœud maître (centre de masse) de dernier étage comme un point où on va placer notre système de contrôle.

3.4 Analyses dynamiques :

3.4.1 Méthodes d'analyse :

Dans cette partie, deux analyses dynamiques (temporelle et modale spectrale) ont été menées sur le bâtiment présenté précédemment.

3.4.1.1 Analyse modale spectrale :

Pour l'analyse dynamique modale spectrale, le spectre de réponse pris en considération dans l'étude de bâtiment est présenté ci-dessous :(RPA 2003)

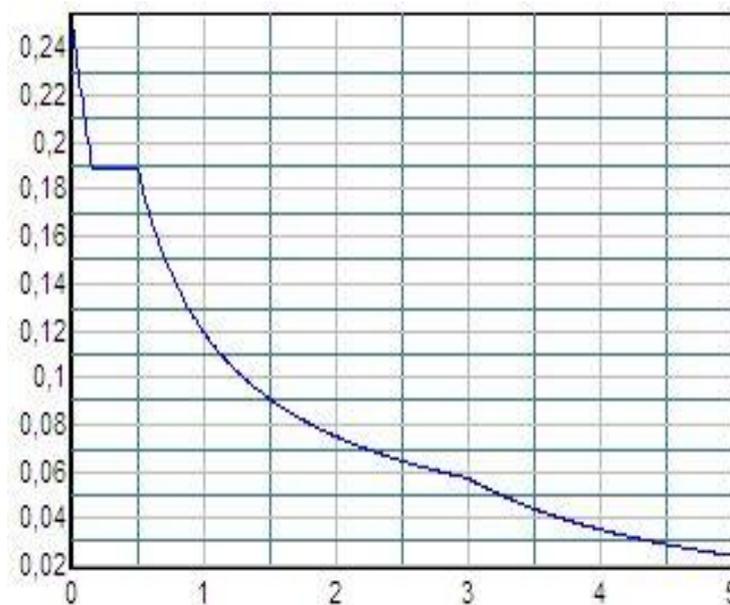


Figure 3.5 : Spectre de réponse utilisé

Les paramètres dynamiques pris en compte dans cette analyse pour la méthode modale spectrale sont :

– **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 :**

Bâtiment d'habitation collective ou commerciale dont la hauteur ne dépasse pas 48m. \Rightarrow Groupe 2.

- **Classification de site :**
Sol meuble – Catégorie S3.
- **Classification du système de contreventement :**
Le type de contreventement portiques auto-stables sans remplissage en maçonnerie rigide.1.b \implies R=3.5.
- **Facteur de qualité :**
Q=1,2
- **Facteur d'amortissement :**
 $\xi_1=5\%$

3.4.1.2 Analyse temporelle :

Cette analyse permet de donner la réponse dynamique d'une structure soumise à un chargement arbitraire variable avec le temps en résolvant le système d'équations d'équilibre dynamique suivant :

$$\underline{\underline{M}}\ddot{U} + \underline{\underline{C}}\dot{U} + \underline{\underline{K}}U = P(t)$$

Où :

$\underline{\underline{M}}$: Matrice masse de la structure.

$\underline{\underline{C}}$: Matrice d'amortissement.

$\underline{\underline{K}}$: Matrice de rigidité de la structure.

U, \dot{U}, \ddot{U} : Vecteurs déplacement, vitesse, et accélération de la structure.

P : Vecteur charge.

Pour l'analyse dynamique temporelle, l'accélérogramme adopté est celui du séisme de Boumerdès survenu le 21/05/2003 d'une magnitude de 6.9 sur l'échelle de Richter comme le montre la figure ci-dessous :

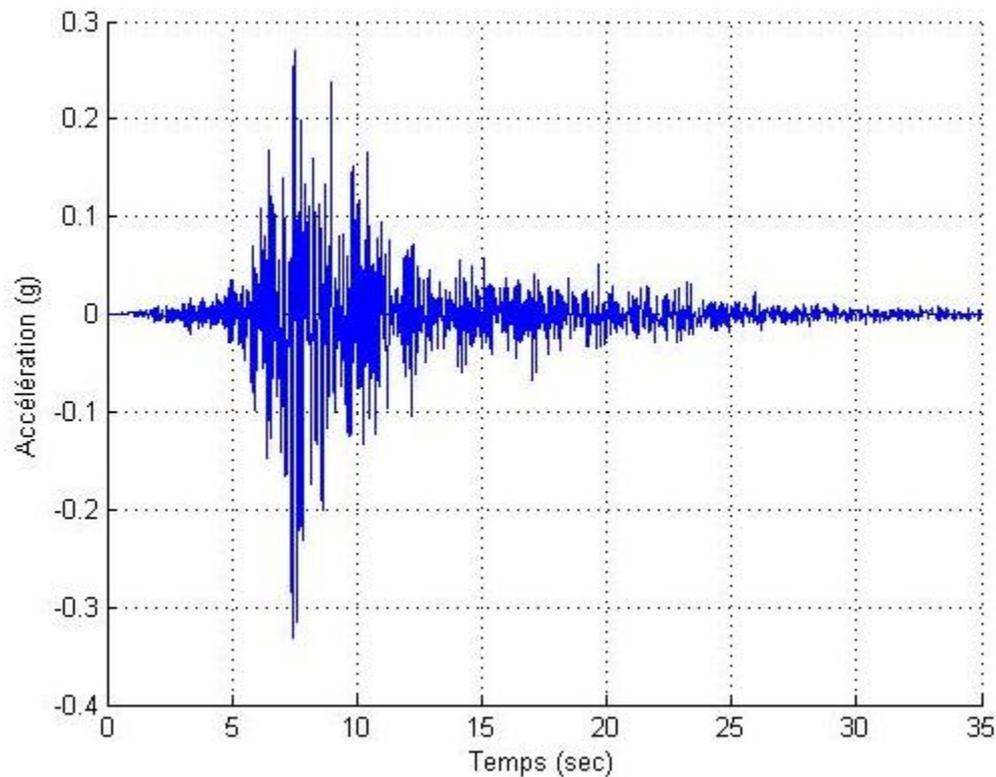


Figure 3.6 : Accélérogramme du séisme de Boumerdès

3.4.2 Résultats d'analyse :

3.4.2.1 Analyse modale :

D'après le tableau (3.6) qui présente les modes de vibration du bâtiment étudié avec et sans TMD, on remarque qu'après l'ajout du TMD, la direction de déplacement du premier mode n'a pas changé, c'est une translation dans le sens du DDL du TMD c.à.d. le sens y. Pour les autres modes, le mode de vibration change et reste le même pour tous les rapports des masses qu'on a ajouté.

Le tableau (3.7) montre les périodes du bâtiment avec/sans TMD, on remarque que la période des deux premiers modes augmente et que les autres diminuent, chose qui veut dire que notre bâtiment joue le rôle d'un isolateur qui allonge la période pour réduire la force sismique.

Tableau 3.6 : Les modes de bâtiment avec/sans TMD

Mode	Sans TMD	Avec TMD				
		0,03	0,11	0,17	0,22	0,33
1	Translation (Y)					
2	Rotation	Translation (Y)				
3	Rotation	Flexion	Flexion	Flexion	Flexion	Flexion
4	Flexion	Rotation	Rotation	Rotation	Rotation	Rotation

Tableau 3.7 : Les périodes de bâtiment avec/sans TMD en seconde

Mode	Sans TMD	Avec TMD				
		0,03	0,11	0,17	0,22	0,33
1	1,359	1,552	1,803	1,960	2,083	2,337
2	1,323	1,251	1,198	1,183	1,177	1,170
3	1,153	0,635	0,635	0,635	0,635	0,635
4	0,454	0,557	0,557	0,557	0,557	0,557

3.4.2.2 Analyse spectrale :

Les résultats obtenus à partir de l'analyse spectrale en termes de déplacement, moment, effort tranchant, et effort tranchant à la base sont présentés ci-dessous :

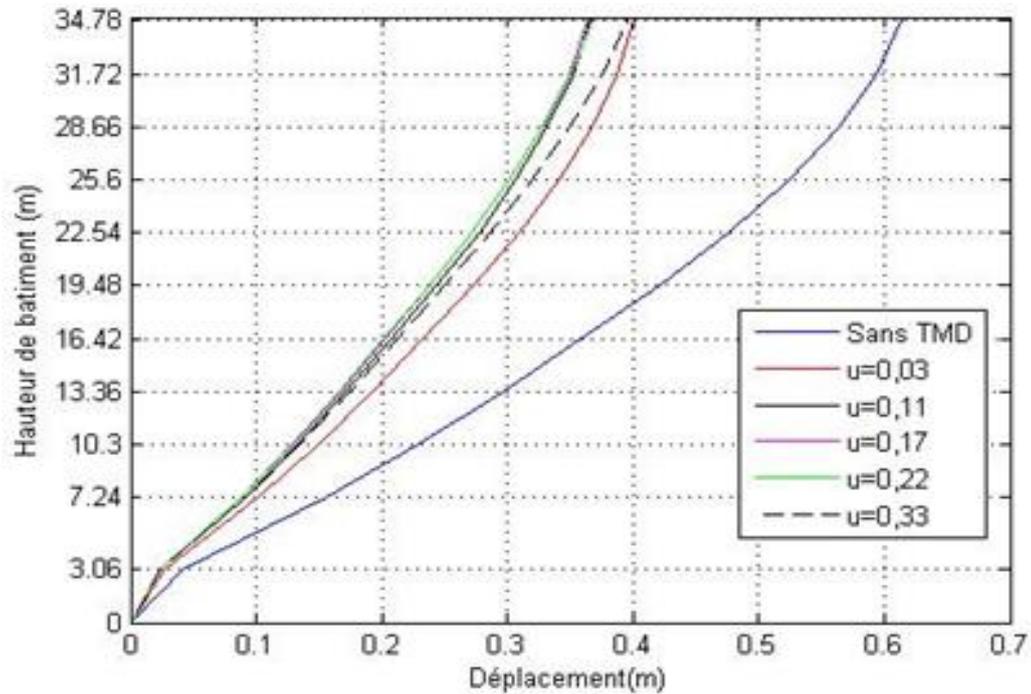


Figure 3.7 : Déplacement de bâtiment avec/sans TMD

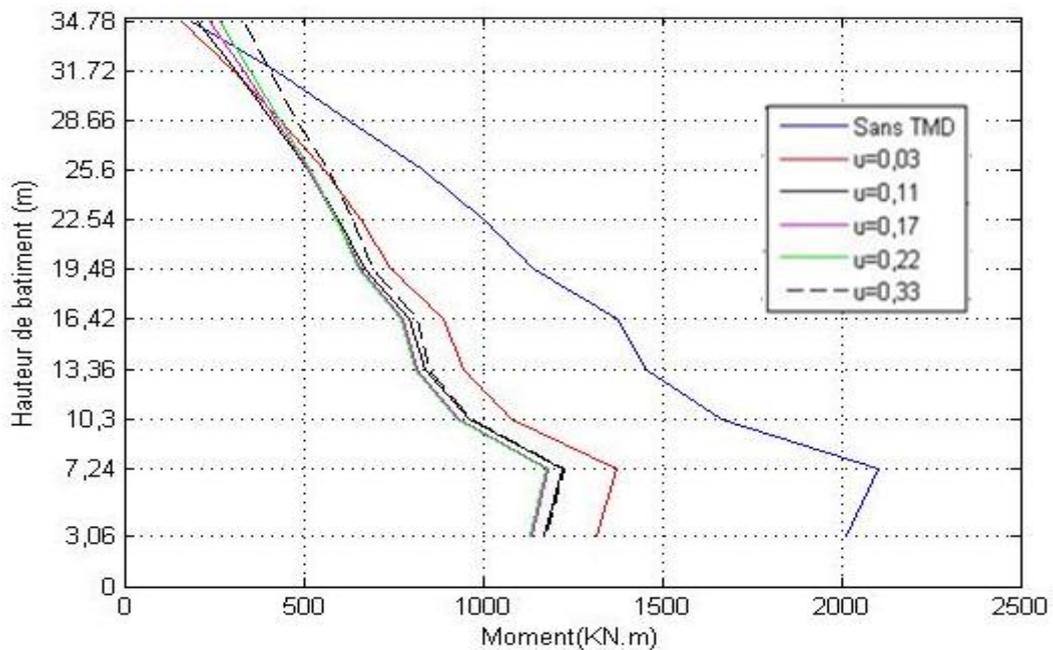


Figure 3.8 : Moment de bâtiment avec/sans TMD

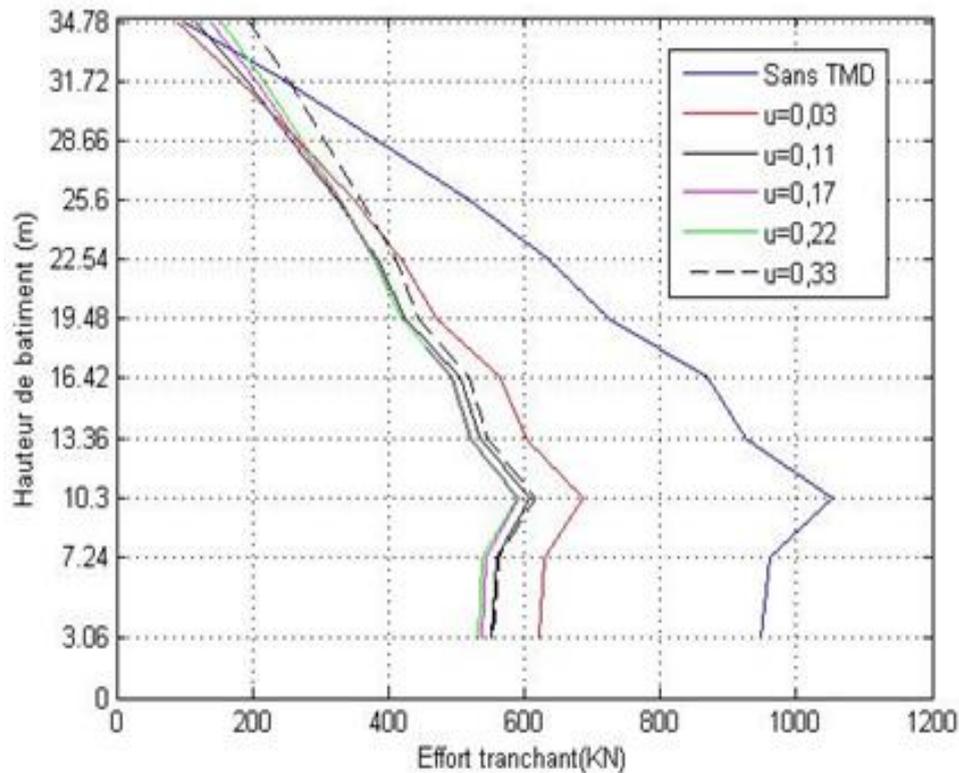


Figure 3.9 : Effort tranchant de bâtiment avec/sans TMD

Tableau 3.8 : Résultat d'effort tranchant à la base de l'analyse spectrale

	Sans TMD	Avec TMD				
		0,03	0,11	0,17	0,22	0,33
Effort tranchant à la base (KN)	43329,513	28362,715	25210,922	24532,545	24294,961	25312,672

D'après ces résultats, on remarque que le TMD est efficace pour la réduction de déplacement et de l'effort tranchant à la base. Ceci pour tous les rapports de masse qu'on a traité, à l'exception du cas de rapport de 0,33 où il y a une augmentation de déplacement et d'effort tranchant à la base mais elle reste inférieure par rapport au déplacement et l'effort tranchant à la base du bâtiment sans TMD.

Pour les moments et les efforts tranchants, on observe qu'il y a une réduction dans tous les étages de bâtiment à l'exception du dernier étage. Dans ce cas les efforts internes

correspondant au rapport de masse de 0.03 qui sont réduits par rapport à ceux obtenus pour le bâtiment sans TMD, contrairement aux autres cas où qu'ils sont un peu plus importants.

3.4.2.3 Analyse dynamique temporelle :

Les résultats obtenus par l'analyse dynamique temporelle en utilisant l'Accélérogramme du séisme de Boumerdès sont consignés dans cette section.

Les figures (3.10) à (3.14) et (3.15) à (3.19) représentent les déplacements et les accélérations de bâtiment sans et avec TMD pour les rapports des masses qu'on est ajouté sous le tremblement de terre de Boumerdès. Le tableau (3.9) liste la réduction de déplacement et d'accélération en pourcentage, et le tableau (3.10) montre les Résultats d'efforts tranchants à la basse de bâtiment sans et avec TMD sous le tremblement de terre de Boumerdès.

D'après ces résultats, il est clairement démontré l'efficacité de TMD, les réductions de déplacement et d'accélération lorsqu'on ajoute un TMD pour un rapport de masse de 0,03 sont égales respectivement à 6.5 % et 5.6 %. Cette réduction augmente quand le rapport de masse augmente, par exemple pour un rapport de masse de 0,33, on atteint une réduction de 30% pour les déplacements et de 25% pour les accélérations.

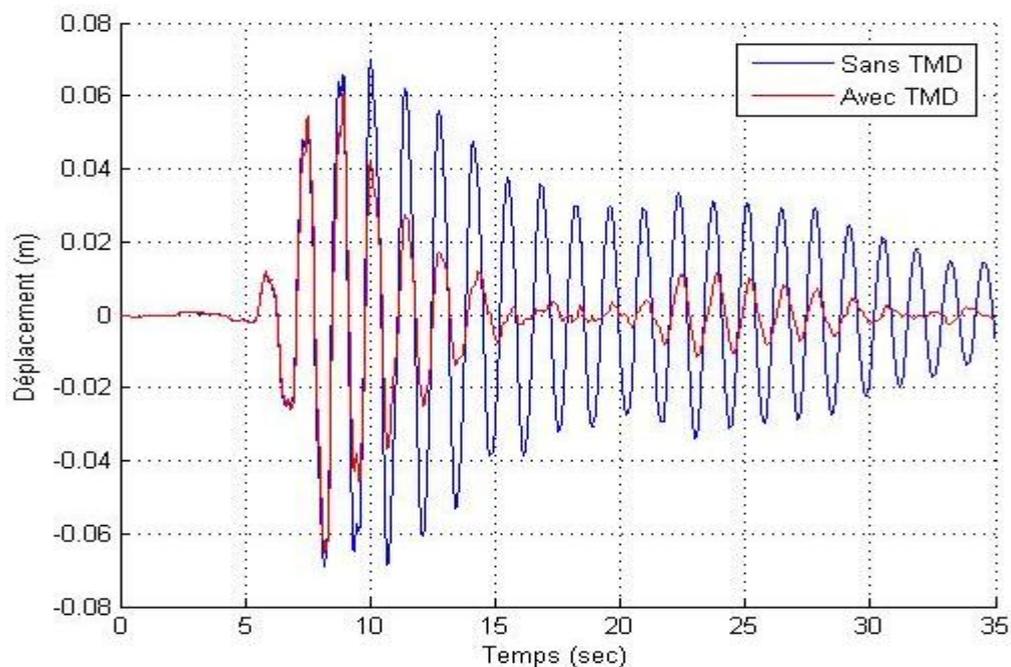


Figure 3.10 : Déplacement de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0,03$

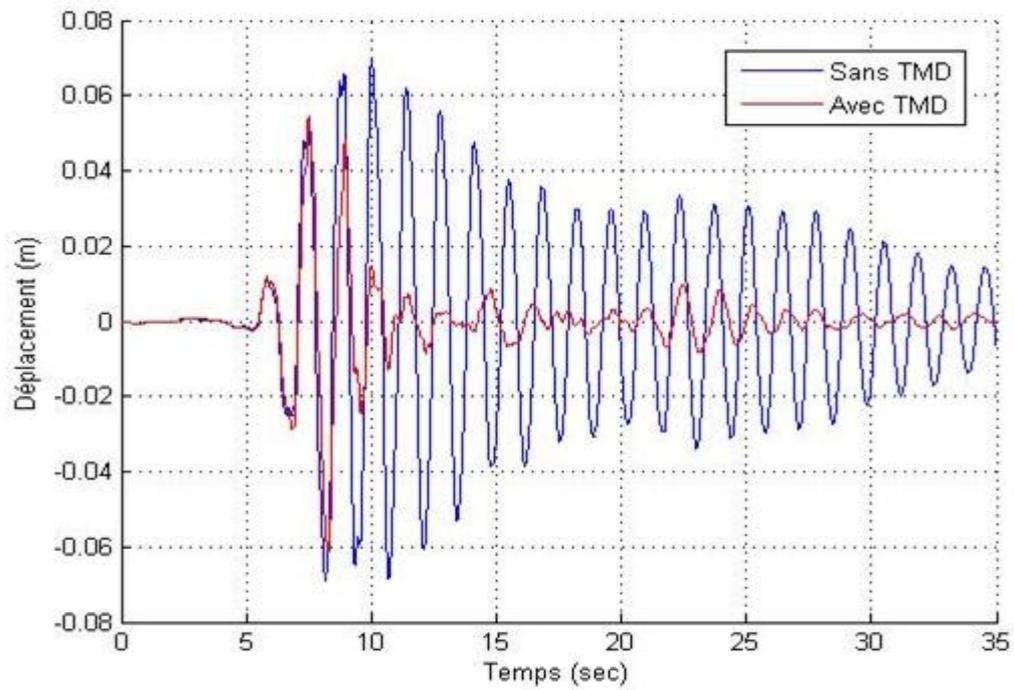


Figure 3.11 : Déplacement de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0,11$

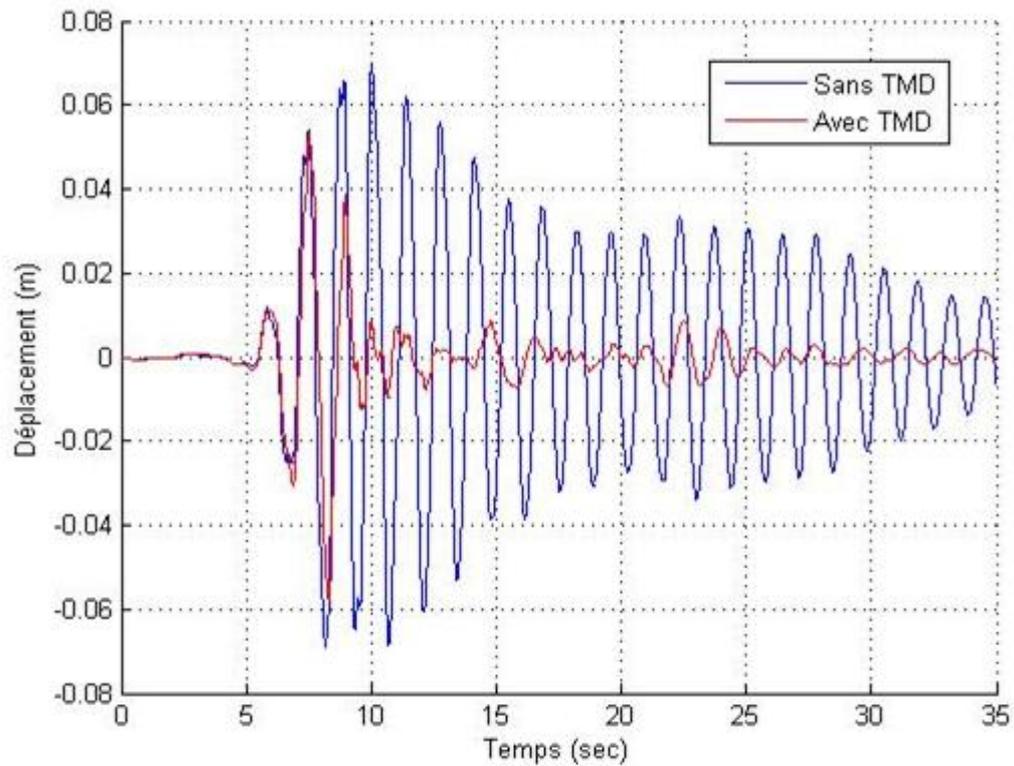


Figure 3.12 : Déplacement de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0,17$

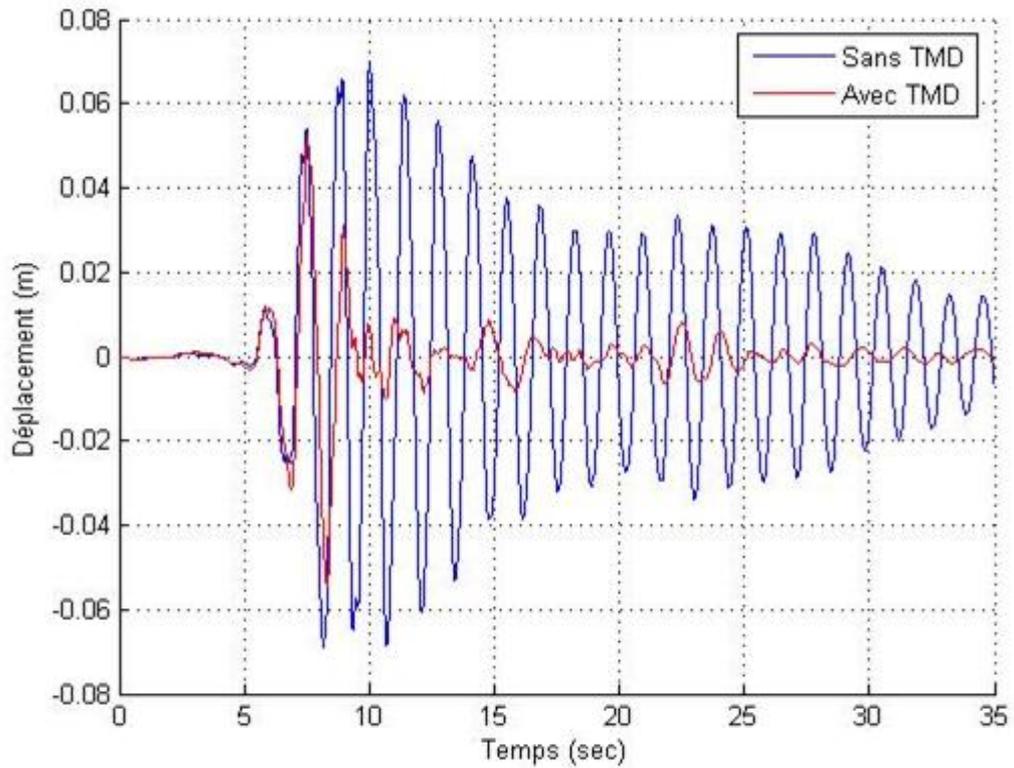


Figure 3.13 : Déplacement de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0,22$

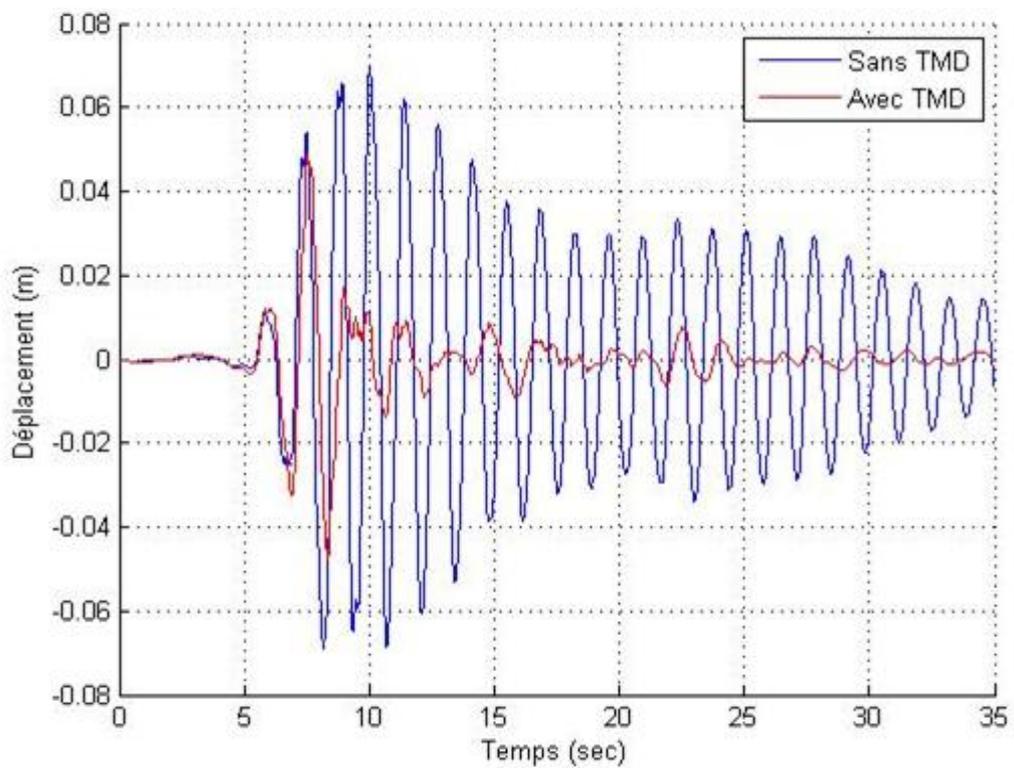


Figure 3.14 : Déplacement de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0,33$

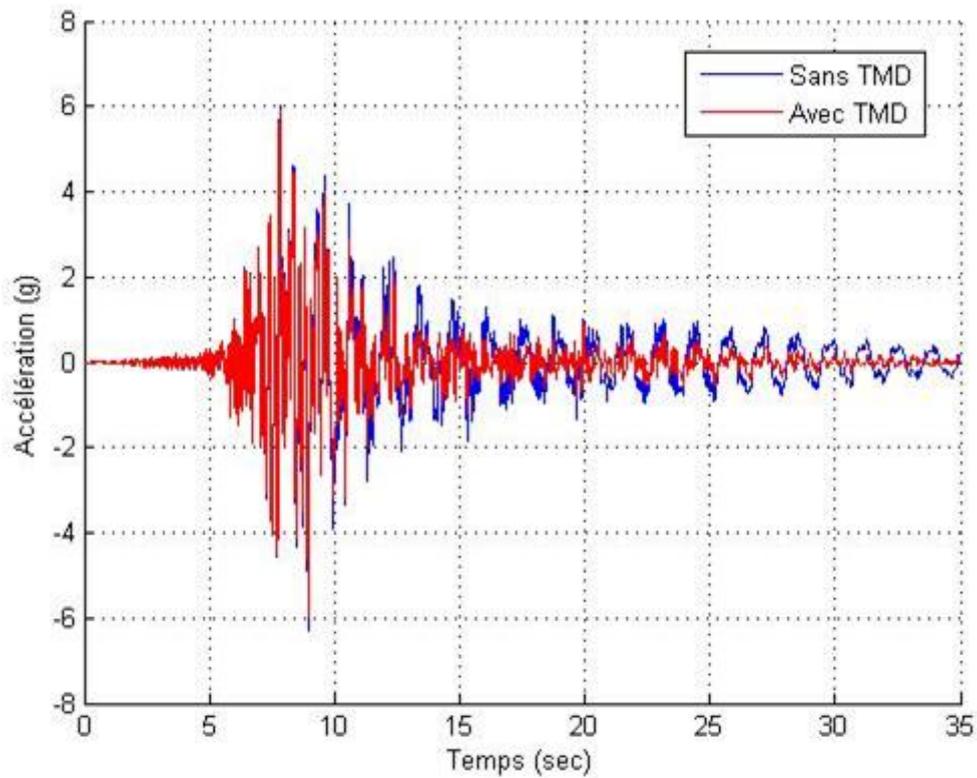


Figure 3.15 : Accélération de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0,03$

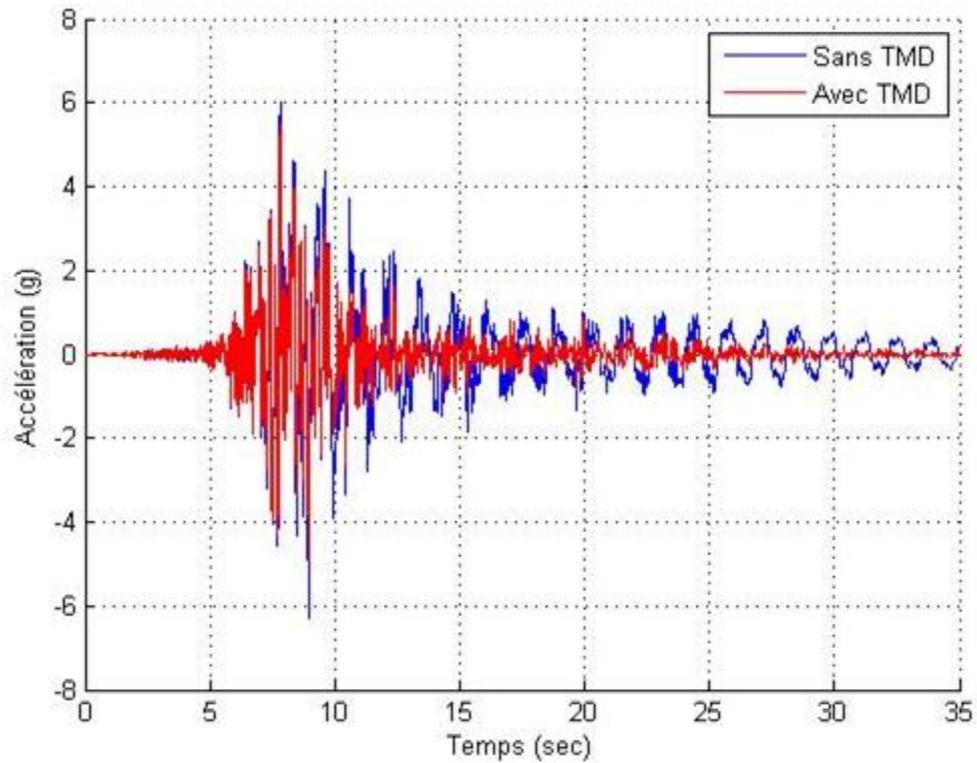


Figure 3.16 : Accélération de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0,11$

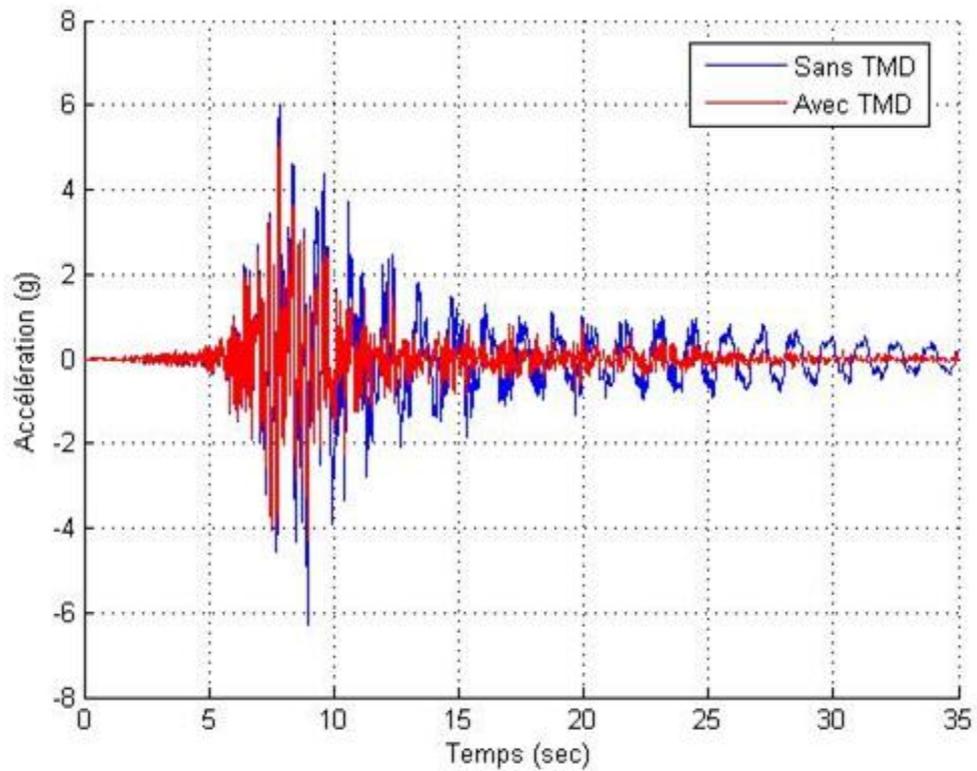


Figure 3.17 : Accélération de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0,17$

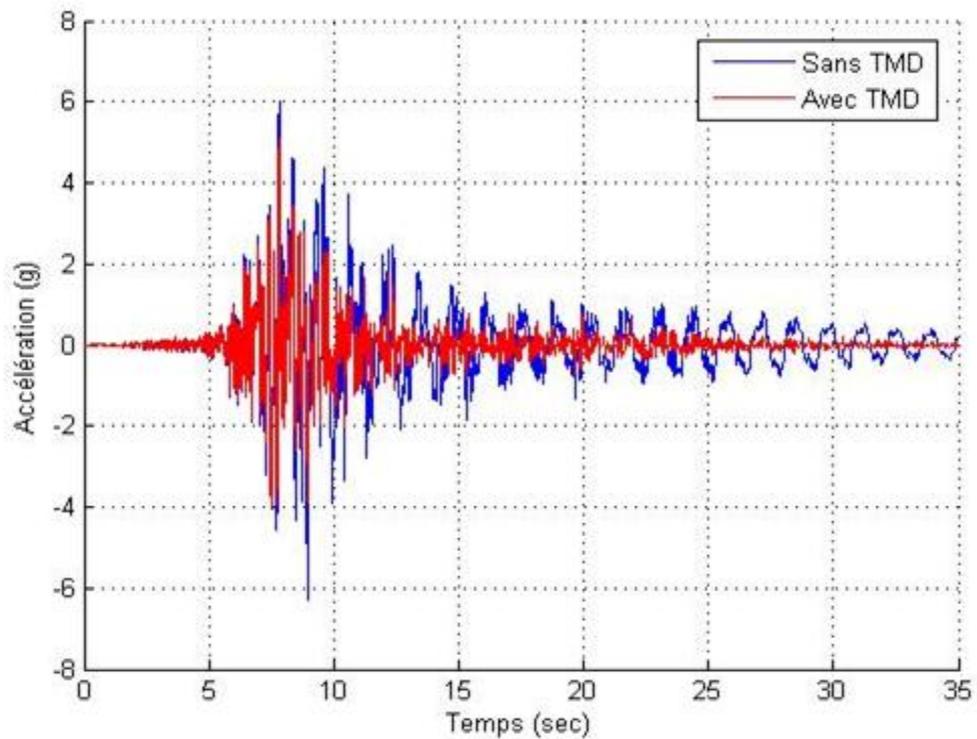


Figure 3.18 : Accélération de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0,22$

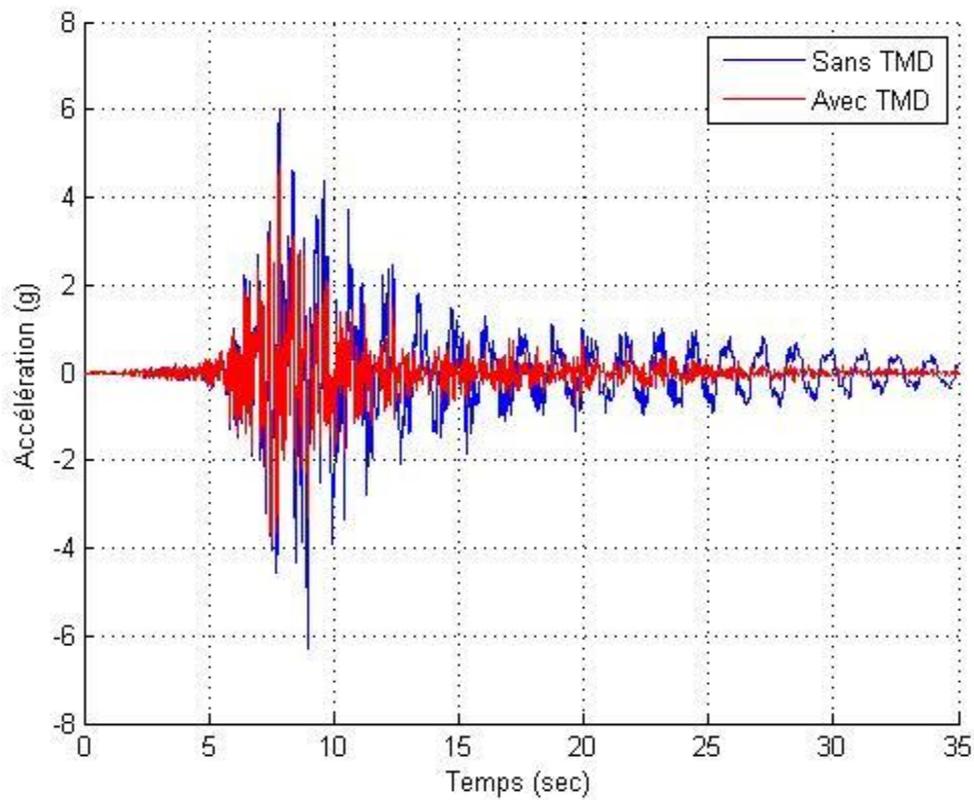


Figure 3.19 : Accélération de bâtiment avec/sans TMD pour $\mu=0,33$

Tableau 3.9 : Résultats de réductions de déplacement et d'accélération de l'analyse temporelle

	0,03	0,11	0,17	0,22	0,33
Réduction de déplacement (%)	6,49	12,64	17,31	21,90	30
Réduction d'accélération (%)	5,60	12,60	16,81	19,81	24,94

$$\text{Réduction de déplacement} = \frac{\text{DéplacementsansTMD} - \text{DéplacementavecTMD}}{\text{DéplacementsansTMD}} \times 100$$

$$\text{Réduction d'accélération} = \frac{\text{Accélération sansTMD} - \text{Accélération avecTMD}}{\text{Accélération sansTMD}} \times 100$$

Tableau 3.10 : Résultat d'effort tranchant à la base de l'analyse temporelle

	Sans TMD	Avec TMD				
		0,03	0,11	0,17	0,22	0,33
Effort tranchant à la base (KN)	7374,765	6730,607	5667,735	5336,359	5079,411	4576,806

3.5 Conclusion :

D'après les résultats numériques obtenus par le (SAP, 2000), le système TMD est efficace pour réduire les efforts internes, 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 obtenus dans le chapitre précédent et on voit bien l'efficacité de TMD pour contrôler un bâtiment de (SS+ RDC+ 9 étages).

Conclusion Générale

Conclusion générale

Dans ce travail, on s'est proposé d'étudier la faisabilité et l'efficacité du contrôlé les structures par les amortisseur à masse accordé (TMD). D'après ce travail ont conclu :

- Dans la structure à 1-DDL, l'efficacité du TMD en termes de déplacement réduit est grande. On cite que le rapport de réduction ((déplacement max sans TMD - déplacement max avec TMD) / déplacement max sans TMD) est compris entre 20% et 55%.
- Pour le bâtiment à plusieurs étages (SS + RDC + 9 étages) soumis à des analyses dynamiques (le spectre de réponse et le séisme de Boumerdès), les déplacements et les accélérations de la structure avec le système TMD sont inférieurs à ceux de la structure sans TMD. Le pourcentage de réduction est compris entre 5% et 30% pour les rapports de masse utilisé.

D'après ces conclusions on peut dire que les systèmes TMD sont efficaces dans la réduction de déplacement et on peut utiliser comme moyenne de contreventement contre les actions sismiques.

Afin de mieux comprendre ce sujet, on propose comme perspectives :

- Faire une étude paramétrique sur une structure équipée de TMD avec différent méthode de calcul des paramètres de TMD.
- Etudier l'effet du changer l'emplacement du TMD.
- Faire une étude comparative entre un bâtiment contreventé par des voiles et un autre avec des TMD pour voir l'efficacité et en termes de cout.
- Application des TMD sur les structures pont.
- Elargir cette étude à d'autres types de contrôle : les LMD (Liquide Mass Dampers) et les AMD (Active Mass Dampers).

Références bibliographiques

1. Aiken I.D, Nims D.K, Whittaker A.S, et Kelly J.M. Overview of the application of active/semi active control to building structures in japan. s.l. : Earthquake Spectra, 1993. Vol. 9.
2. Ben Mekki Othman. Amortissement semi-actif des structures flexibles. L'Università degli Studi di Roma "Tor Vergata" page 133. : s.n., Mai 2006.
3. Clark J. Allen (1988).||Multiple passive TMDs for reducing earthquake induced building motion||. Proceedings of ninth world conference on Earthquake Engineering Tokyo Kyoto Japan, Vol5.
4. Den Hartog J.P. Mechanical Vibrations, Third Edition, McGraw-Hill Book Company, New York, 1947.
5. E.E.R.C Protective systems. UC BERKELEY/EERC. Structures Incorporating Tuned Mass Dampers. [En ligne] 09 11 1995. [Citation : 22 12 2012.] <http://nisee.berkeley.edu/prosys/tuned.html>.
6. Frahm H. (1911) « Devices for damping vibrations of bodies» Patent nr.p.959-989.
7. Gerges R.R. et Vickery B.J. Wind tunnel study of the across-wind response od a slender tower with a nonlinear tuned mass damper. s.l. : Jouranl of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2003, Vol. 91:1069–1092.
8. Gentside Découvertes. maxisciences. [En ligne] [Citation : 31 01 2013.] http://www.maxisciences.com/construction/le-pont-du-millennium-londres-2000_art3463.html.
9. Ioi I.I. et Ikeda K. I On the dynamic vibration damped absorber of the vibration system. s.l. : Bulletin of Japanese Society of Mechanical Engineering, 1978.

10. John Kenneth Ritchey (2003). "Application of Magneto-Rheological Dampers in Tuned Mass Dampers for Floor Vibration Control". Civil Engineering. Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia 2003.
11. Mahi M.I et Bouali A, M. Application d'un Système (TMD) pour l'Amélioration de la Réponse Sismique des Structures Bâtiments. s.l. : Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, 2012.
12. Min Ho Chey (2007). "PASSIVE AND SEMI-ACTIVE TUNED MASS DAMPER BUILDING SYSTEMS". Civil and Natural Resources Engineering. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand 2007.
13. Moumene A. et Benhamou M. Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (Sous sol+ RDC+ 9etages) de forme régulière. Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, 2008.
14. Ormondroyd J. et Den Hartog J.P. (1928). The theory of the dynamic vibration absorber Tran. American Society of Mech. Engineers, AMP-50-7, p. 9-22.
15. Penzien R. W. Clough et J. Dynamiques des structures Principe fondamentaux [Livre]. - Pluralis : [s.1], 1980.
16. Rana R.et Soong T.T. Parametric study and simplified design of tuned mass dampers, Engineering Structures 20 (1998) (3), pp. 193–204.
17. Risque sismique sur l'Ile d'Oleron. Des solutions structurales qui garantissent notre sécurité. [En ligne] [Citation : 26 12 2012.]. <http://sismoleron.e-monsite.com/pages/la-sismicite-a-oleron/des-solutions-structurales-qui-garantissent-notre-securite.html>.
18. Rüdinger F. Tuned mass damper with fractional derivative damping. s.l. : Engineering Structures, 2006. Vol 28:1774–1779.
19. Sadek F., Mohraz B., Taylor A.W., et Chung R. M. (1997). "A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications." Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 26(6), 617-635.
20. Soong T.T et Darghouch G.F. Passive Energy dissipation systems in structural engineering. 1997.

21. Stéphanie H. Contrôle modal semi-actif et actif à faible consommation énergétique par composants piézoélectriques. Lyon : L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2009.
22. Villaverde R. (1985). "Reduction in seismic response with heavily-damped vibration absorbers." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 13(1), 33-42.
23. Warburton G.B. Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation. s.l. : *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1988, Vol. 126(2):327–343.
24. Zahrai S.M. et Ghannadi Asl, A. Seismic response reduction of tall buildings using tuned mass dampers", 7th International Conference on Multi-Purpose High-Rise Towers and Tall Buildings, Dubai, UAE (2005).

Annexes

Les tableaux suivants montrent les résultats finals de déplacement de la structure à 1-DDL avec et sans TMD et la réduction de déplacement avec différent rapport de masse et pour les différentes sites et zones étudié dans le chapitre2.

site	μ	Période de système principal					
		0.5			1		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
1	0.01	1.692	1.267	0.251	4.259	3.198	0.249
	0.02	1.692	1.192	0.295	4.259	3.01	0.293
	0.03	1.692	1.146	0.322	4.259	2.890	0.321
	0.04	1.692	1.112	0.342	4.259	2.805	0.341
	0.05	1.692	1.087	0.357	4.259	2.741	0.356
	0.06	1.692	1.066	0.370	4.259	2.685	0.36
	0.07	1.692	1.048	0.380	4.259	2.645	0.379
	0.08	1.692	1.033	0.389	4.259	2.604	0.388
	0.09	1.692	1.020	0.397	4.259	2.568	0.397
	0.1	1.692	1.008	0.404	4.259	2.543	0.403
	0.2	1.692	0.939	0.445	4.259	2.373	0.443
	0.3	1.692	0.909	0.463	4.259	2.289	0.463
	0.4	1.692	0.898	0.469	4.259	2.261	0.469
	0.5	1.692	0.915	0.459	4.259	2.304	0.459
	0.6	1.692	0.939	0.445	4.259	2.367	0.444
	0.7	1.692	0.963	0.431	4.259	2.432	0.429
	0.8	1.692	0.988	0.416	4.259	2.490	0.415
	0.9	1.692	1.009	0.404	4.259	2.539	0.404
	1	1.692	1.028	0.392	4.259	2.597	0.390

site	μ	Période de système principal					
		0.5			1		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
2	0.01	2.047	1.534	0.250	5.170	3.867	0.252
	0.02	2.047	1.445	0.294	5.170	3.641	0.296
	0.03	2.047	1.390	0.321	5.170	3.503	0.322
	0.04	2.047	1.349	0.341	5.170	3.404	0.342
	0.05	2.047	1.318	0.356	5.170	3.314	0.359
	0.06	2.047	1.292	0.369	5.170	3.251	0.371
	0.07	2.047	1.270	0.379	5.170	3.199	0.381
	0.08	2.047	1.252	0.388	5.170	3.153	0.390
	0.09	2.047	1.236	0.396	5.170	3.1115	0.398
	0.1	2.047	1.222	0.403	5.170	3.074	0.405
	0.2	2.047	1.140	0.443	5.170	2.868	0.445
	0.3	2.047	1.100	0.463	5.170	2.775	0.463
	0.4	2.047	1.088	0.469	5.170	2.741	0.470
	0.5	2.047	1.109	0.458	5.170	2.792	0.460
	0.6	2.047	1.139	0.444	5.170	2.868	0.445
	0.7	2.047	1.168	0.429	5.170	2.942	0.431
	0.8	2.047	1.196	0.416	5.170	3.010	0.418
	0.9	2.047	1.224	0.402	5.170	3.082	0.404
	1	2.047	1.247	0.391	5.170	3.145	0.392

site	μ	Période de système principal					
		0.5			1		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
3	0.01	2.376	1.755	0.261	5.983	4.486	0.250
	0.02	2.376	1.644	0.308	5.983	4.223	0.294
	0.03	2.376	1.576	0.337	5.983	4.060	0.321
	0.04	2.376	1.526	0.358	5.983	3.945	0.341
	0.05	2.376	1.487	0.374	5.983	3.852	0.356
	0.06	2.376	1.456	0.387	5.983	3.782	0.368
	0.07	2.376	1.429	0.398	5.983	3.714	0.379
	0.08	2.376	1.406	0.408	5.983	3.662	0.388
	0.09	2.376	1.386	0.416	5.983	3.615	0.396
	0.1	2.376	1.370	0.423	5.983	3.574	0.402
	0.2	2.376	1.272	0.465	5.983	3.333	0.443
	0.3	2.376	1.227	0.484	5.983	3.219	0.462
	0.4	2.376	1.213	0.490	5.983	3.180	0.468
	0.5	2.376	1.236	0.480	5.983	3.235	0.459
	0.6	2.376	1.271	0.465	5.983	3.331	0.443
	0.7	2.376	1.306	0.451	5.983	3.412	0.430
	0.8	2.376	1.338	0.437	5.983	3.494	0.416
	0.9	2.376	1.370	0.423	5.983	3.572	0.403
	1	2.376	1.403	0.410	5.983	3.654	0.389

site	μ	Période de système principal					
		0.5			1		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
4	0.01	2.377	1.788	0.248	7.503	5.614	0.252
	0.02	2.377	1.691	0.288	7.503	5.289	0.295
	0.03	2.377	1.633	0.313	7.503	5.084	0.322
	0.04	2.377	1.592	0.390	7.503	4.938	0.342
	0.05	2.377	1.561	0.343	7.503	4.822	0.357
	0.06	2.377	1.537	0.353	7.503	4.728	0.370
	0.07	2.377	1.518	0.361	7.503	4.648	0.380
	0.08	2.377	1.503	0.368	7.503	4.580	0.389
	0.09	2.377	1.490	0.373	7.503	4.525	0.397
	0.1	2.377	1.479	0.377	7.503	4.470	0.404
	0.2	2.377	1.438	0.395	7.503	4.170	0.444
	0.3	2.377	1.397	0.412	7.503	4.031	0.463
	0.4	2.377	1.386	0.417	7.503	3.984	0.469
	0.5	2.377	1.419	0.403	7.503	4.054	0.460
	0.6	2.377	1.462	0.385	7.503	4.161	0.445
	0.7	2.377	1.505	0.367	7.503	4.273	0.430
	0.8	2.377	1.543	0.351	7.503	4.374	0.417
	0.9	2.377	1.583	0.334	7.503	4.476	0.403
	1	2.377	1.621	0.318	7.503	4.566	0.391

site	μ	Période de système principal					
		1.5			2		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
1	0.01	7.303	5.4752	0.250	10.751	8.054	0.251
	0.02	7.303	5.1616	0.293	10.751	7.577	0.295
	0.3	7.303	4.9542	0.322	10.751	7.289	0.322
	0.4	7.303	4.8198	0.340	10.751	7.073	0.342
	0.05	7.303	4.7193	0.354	10.751	6.902	0.358
	0.06	7.303	4.6115	0.369	10.751	6.755	0.372
	0.07	7.303	4.5299	0.380	10.751	6.651	0.381
	0.08	7.303	4.4691	0.388	10.751	6.552	0.391
	0.09	7.303	4.4155	0.395	10.751	6.467	0.398
	0.1	7.303	4.3693	0.402	10.751	6.419	0.403
	0.2	7.303	4.067	0.443	10.751	5.969	0.445
	0.3	7.303	3.932	0.462	10.751	5.726	0.467
	0.4	7.303	3.884	0.468	10.751	5.433	0.495
	0.5	7.303	3.962	0.458	10.751	5.338	0.504
	0.6	7.303	4.065	0.443	10.751	5.298	0.507
	0.7	7.303	4.158	0.431	10.751	5.280	0.509
	0.8	7.303	4.127	0.435	10.751	5.225	0.514
	0.9	7.303	4.104	0.438	10.751	5.230	0.513
	1	7.303	4.088	0.440	10.751	5.196	0.517

site	μ	Période de système principal					
		1.5			2		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
2	0.01	8.843	6.634	0.250	12.982	9.735	0.250
	0.02	8.843	6.251	0.293	12.982	9.168	0.294
	0.3	8.843	6.023	0.319	12.982	8.822	0.320
	0.4	8.843	5.831	0.341	12.982	8.572	0.340
	0.05	8.843	5.690	0.357	12.982	8.388	0.354
	0.06	8.843	5.591	0.368	12.982	8.212	0.367
	0.07	8.843	5.499	0.378	12.982	8.067	0.379
	0.08	8.843	5.417	0.387	12.982	7.952	0.387
	0.09	8.843	5.354	0.394	12.982	7.843	0.396
	0.1	8.843	5.299	0.401	12.982	7.761	0.402
	0.2	8.843	4.925	0.443	12.982	7.224	0.444
	0.3	8.843	4.769	0.461	12.982	6.953	0.464
	0.4	8.843	4.701	0.468	12.982	6.585	0.493
	0.5	8.843	4.787	0.459	12.982	6.456	0.503
	0.6	8.843	4.932	0.442	12.982	6.425	0.505
	0.7	8.843	5.036	0.430	12.982	6.366	0.510
	0.8	8.843	5.005	0.434	12.982	6.364	0.510
0.9	8.843	4.959	0.439	12.982	6.322	0.513	
1	8.843	4.942	0.441	12.982	6.296	0.515	

site	μ	Période de système principal					
		1.5			2		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
3	0.01	10.265	7.6907	0.251	15.102	11.300	0.252
	0.02	10.265	7.2665	0.292	15.102	10.680	0.293
	0.3	10.265	6.9853	0.319	15.102	10.247	0.322
	0.4	10.265	6.7817	0.339	15.102	9.945	0.341
	0.05	10.265	6.6231	0.355	15.102	9.702	0.358
	0.06	10.265	6.494	0.367	15.102	9.522	0.370
	0.07	10.265	6.3827	0.378	15.102	9.368	0.380
	0.08	10.265	6.281	0.388	15.102	9.205	0.390
	0.09	10.265	6.197	0.396	15.102	9.102	0.397
	0.1	10.265	6.1267	0.403	15.102	9.011	0.403
	0.2	10.265	5.714	0.443	15.102	8.387	0.445
	0.3	10.265	5.517	0.463	15.102	8.061	0.466
	0.4	10.265	5.456	0.469	15.102	7.636	0.494
	0.5	10.265	5.551	0.459	15.102	7.504	0.503
	0.6	10.265	5.710	0.444	15.102	7.456	0.506
	0.7	10.265	5.854	0.430	15.102	7.411	0.509
	0.8	10.265	5.805	0.434	15.102	7.389	0.511
	0.9	10.265	5.753	0.440	15.102	7.324	0.515
	1	10.265	5.733	0.442	15.102	7.333	0.514

site	μ	Période de système principal					
		1.5			2		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
4	0.01	12.889	9.644	0.252	18.865	14.135	0.251
	0.02	12.889	9.078	0.296	18.865	13.317	0.294
	0.03	12.889	8.727	0.323	18.865	12.821	0.320
	0.04	12.889	8.478	0.342	18.865	12.428	0.341
	0.05	12.889	8.280	0.358	18.865	12.148	0.356
	0.06	12.889	8.128	0.369	18.865	11.923	0.368
	0.07	12.889	7.987	0.380	18.865	11.716	0.379
	0.08	12.889	7.868	0.390	18.865	11.527	0.389
	0.09	12.889	7.773	0.397	18.865	11.402	0.396
	0.1	12.889	7.671	0.405	18.865	11.262	0.403
	0.2	12.889	7.147	0.446	18.865	10.509	0.443
	0.3	12.889	6.925	0.463	18.865	10.093	0.465
	0.4	12.889	6.841	0.469	18.865	9.579	0.492
	0.5	12.889	6.956	0.460	18.865	9.383	0.503
	0.6	12.889	7.159	0.445	18.865	9.331	0.505
	0.7	12.889	7.319	0.432	18.865	9.294	0.507
	0.8	12.889	7.270	0.436	18.865	9.247	0.510
	0.9	12.889	7.220	0.440	18.865	9.196	0.513
1	12.889	7.163	0.444	18.865	9.153	0.515	

zone	μ	Période de système principal					
		0.5			1		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
1	0.01	2.376	1.756	0.261	5.983	4.486	0.250
	0.02	2.376	1.645	0.308	5.983	4.223	0.294
	0.03	2.376	1.576	0.337	5.983	4.060	0.321
	0.04	2.376	1.527	0.358	5.983	3.945	0.341
	0.05	2.376	1.488	0.374	5.983	3.853	0.356
	0.06	2.376	1.456	0.387	5.983	3.782	0.368
	0.07	2.376	1.430	0.398	5.983	3.715	0.379
	0.08	2.376	1.407	0.408	5.983	3.662	0.388
	0.09	2.376	1.387	0.416	5.983	3.616	0.396
	0.1	2.376	1.371	0.423	5.983	3.575	0.402
	0.2	2.376	1.2721	0.465	5.983	3.3325	0.443
	0.3	2.376	1.2271	0.484	5.983	3.219	0.462
	0.4	2.376	1.2131	0.490	5.983	3.1799	0.468
	0.5	2.376	1.2358	0.480	5.983	3.2347	0.459
	0.6	2.376	1.2708	0.465	5.983	3.3312	0.443
	0.7	2.376	1.3055	0.451	5.983	3.4116	0.430
	0.8	2.376	1.338	0.437	5.983	3.4935	0.416
	0.9	2.376	1.3702	0.423	5.983	3.5715	0.403
	1	2.376	1.4027	0.410	5.983	3.6541	0.389

zone	μ	Période de système principal					
		0.5			1		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
2a	0.01	3.961	2.924	0.262	9.986	7.485	0.251
	0.02	3.961	2.742	0.308	9.986	7.044	0.294
	0.3	3.961	2.628	0.337	9.986	6.768	0.322
	0.4	3.961	2.544	0.358	9.986	6.574	0.342
	0.05	3.961	2.479	0.374	9.986	6.421	0.357
	0.06	3.961	2.426	0.387	9.986	6.297	0.369
	0.07	3.961	2.382	0.399	9.986	6.192	0.380
	0.08	3.961	2.344	0.408	9.986	6.102	0.389
	0.09	3.961	2.312	0.416	9.986	6.023	0.397
	0.1	3.961	2.286	0.423	9.986	5.953	0.404
	0.2	3.961	2.118	0.465	9.986	5.555	0.444
	0.3	3.961	2.045	0.484	9.986	5.367	0.463
	0.4	3.961	2.021	0.490	9.986	5.303	0.469
	0.5	3.961	2.062	0.480	9.986	5.400	0.459
	0.6	3.961	2.118	0.465	9.986	5.551	0.444
	0.7	3.961	2.177	0.450	9.986	5.689	0.430
	0.8	3.961	2.232	0.436	9.986	5.833	0.416
	0.9	3.961	2.284	0.423	9.986	5.962	0.403
	1	3.961	2.337	0.410	9.986	6.090	0.390

zone	μ	Période de système principal					
		0.5			1		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
2b	0.01	4.949	3.654	0.262	12.471	9.347	0.251
	0.02	4.949	3.426	0.308	12.471	8.809	0.294
	0.03	4.949	3.282	0.337	12.471	8.467	0.321
	0.04	4.949	3.178	0.358	12.471	8.222	0.341
	0.05	4.949	3.098	0.374	12.471	8.022	0.357
	0.06	4.949	3.033	0.387	12.471	7.866	0.369
	0.07	4.949	2.978	0.398	12.471	7.735	0.380
	0.08	4.949	2.931	0.408	12.471	7.624	0.389
	0.09	4.949	2.890	0.416	12.471	7.531	0.396
	0.1	4.949	2.855	0.423	12.471	7.442	0.403
	0.2	4.949	2.647	0.465	12.471	6.939	0.444
	0.3	4.949	2.555	0.484	12.471	6.703	0.463
	0.4	4.949	2.526	0.490	12.471	6.627	0.469
	0.5	4.949	2.576	0.480	12.471	6.748	0.459
	0.6	4.949	2.649	0.465	12.471	6.935	0.444
	0.7	4.949	2.720	0.450	12.471	7.113	0.430
	0.8	4.949	2.787	0.437	12.471	7.281	0.416
	0.9	4.949	2.854	0.423	12.471	7.442	0.403
	1	4.949	2.919	0.410	12.471	7.600	0.391

zone	μ	Période de système principal					
		0.5			1		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
3	0.01	5.938	4.389	0.261	14.980	11.219	0.251
	0.02	5.938	4.114	0.307	14.980	10.568	0.295
	0.03	5.938	3.941	0.336	14.980	10.159	0.322
	0.04	5.938	3.816	0.357	14.980	9.859	0.342
	0.05	5.938	3.718	0.374	14.980	9.628	0.357
	0.06	5.938	3.640	0.387	14.980	9.443	0.370
	0.07	5.938	3.575	0.398	14.980	9.287	0.380
	0.08	5.938	3.518	0.407	14.980	9.153	0.389
	0.09	5.938	3.470	0.416	14.980	9.036	0.397
	0.1	5.938	3.427	0.423	14.980	8.939	0.403
	0.2	5.938	3.178	0.465	14.980	8.324	0.444
	0.3	5.938	3.066	0.484	14.980	8.048	0.463
	0.4	5.938	3.033	0.490	14.980	7.955	0.469
	0.5	5.938	3.092	0.480	14.980	8.102	0.459
	0.6	5.938	3.179	0.465	14.980	8.319	0.445
	0.7	5.938	3.266	0.450	14.980	8.536	0.430
	0.8	5.938	3.347	0.436	14.980	8.742	0.416
	0.9	5.938	3.429	0.423	14.980	8.937	0.403
	1	5.938	3.505	0.410	14.980	9.124	0.391

zone	μ	Période de système principal					
		1.5			2		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
1	0.01	10.265	7.691	0.251	15.102	11.300	0.252
	0.02	10.265	7.267	0.292	15.102	10.680	0.293
	0.03	10.265	6.985	0.319	15.102	10.247	0.322
	0.04	10.265	6.782	0.339	15.102	9.945	0.341
	0.05	10.265	6.623	0.355	15.102	9.702	0.358
	0.06	10.265	6.494	0.367	15.102	9.522	0.370
	0.07	10.265	6.383	0.378	15.102	9.368	0.380
	0.08	10.265	6.281	0.388	15.102	9.205	0.390
	0.09	10.265	6.197	0.396	15.102	9.102	0.397
	0.1	10.265	6.127	0.403	15.102	9.011	0.403
	0.2	10.265	5.714	0.443	15.102	8.387	0.445
	0.3	10.265	5.517	0.463	15.102	8.061	0.466
	0.4	10.265	5.456	0.468	15.102	7.636	0.494
	0.5	10.265	5.551	0.459	15.102	7.504	0.503
	0.6	10.265	5.710	0.444	15.102	7.456	0.506
	0.7	10.265	5.854	0.430	15.102	7.411	0.509
	0.8	10.265	5.805	0.434	15.102	7.389	0.511
	0.9	10.265	5.753	0.440	15.102	7.324	0.515
	1	10.265	5.733	0.442	15.102	7.333	0.514

zone	μ	Période de système principal					
		1.5			2		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
2a	0.01	17.111	12.843	0.249	25.143	18.867	0.250
	0.02	17.111	12.097	0.293	25.143	17.762	0.294
	0.3	17.111	11.639	0.320	25.143	17.050	0.322
	0.4	17.111	11.279	0.341	25.143	16.562	0.341
	0.05	17.111	11.025	0.356	25.143	16.164	0.358
	0.06	17.111	10.808	0.368	25.143	15.853	0.370
	0.07	17.111	10.627	0.379	25.143	15.598	0.380
	0.08	17.111	10.477	0.388	25.143	15.365	0.389
	0.09	17.111	10.342	0.396	25.143	15.182	0.396
	0.1	17.111	10.219	0.403	25.143	15.007	0.403
	0.2	17.111	9.542	0.442	25.143	13.998	0.443
	0.3	17.111	9.205	0.462	25.143	13.422	0.466
	0.4	17.111	9.097	0.468	25.143	12.724	0.494
	0.5	17.111	9.281	0.458	25.143	12.488	0.503
	0.6	17.111	9.530	0.443	25.143	12.403	0.507
	0.7	17.111	9.748	0.430	25.143	12.355	0.509
	0.8	17.111	9.684	0.434	25.143	12.276	0.512
	0.9	17.111	9.605	0.440	25.143	12.227	0.514
	1	17.111	9.542	0.442	25.143	12.224	0.514

zone	μ	Période de système principal					
		1.5			2		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
2b	0.01	21.443	16.047	0.252	31.431	23.564	0.250
	0.02	21.443	15.121	0.295	31.431	22.203	0.294
	0.3	21.443	14.536	0.322	31.431	21.312	0.322
	0.4	21.443	14.117	0.342	31.431	20.713	0.341
	0.05	21.443	13.789	0.357	31.431	20.235	0.356
	0.06	21.443	13.518	0.370	31.431	19.821	0.369
	0.07	21.443	13.289	0.380	31.431	19.495	0.380
	0.08	21.443	13.090	0.390	31.431	19.216	0.389
	0.09	21.443	12.934	0.397	31.431	18.974	0.396
	0.1	21.443	12.779	0.404	31.431	18.773	0.403
	0.2	21.443	11.916	0.444	31.431	17.493	0.443
	0.3	21.443	11.512	0.463	31.431	16.785	0.466
	0.4	21.443	11.374	0.470	31.431	15.931	0.493
	0.5	21.443	11.588	0.460	31.431	15.616	0.503
	0.6	21.443	11.906	0.445	31.431	15.522	0.506
	0.7	21.443	12.190	0.431	31.431	15.440	0.509
	0.8	21.443	12.109	0.435	31.431	15.366	0.511
	0.9	21.443	12.017	0.440	31.431	15.319	0.513
	1	21.443	11.923	0.444	31.431	15.261	0.514

zone	μ	Période de système principal					
		1.5			2		
		Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction	Déplacement sans TMD $\times 10^{-2}$	Déplacement avec TMD $\times 10^{-2}$	Réduction
3	0.01	25.721	19.267	0.251	37.719	28.268	0.251
	0.02	25.721	18.138	0.295	37.719	26.609	0.295
	0.03	25.721	17.452	0.322	37.719	25.592	0.322
	0.04	25.721	16.937	0.342	37.719	24.846	0.341
	0.05	25.721	16.533	0.357	37.719	24.262	0.357
	0.06	25.721	16.212	0.370	37.719	23.794	0.369
	0.07	25.721	15.950	0.380	37.719	23.389	0.380
	0.08	25.721	15.721	0.389	37.719	23.076	0.388
	0.09	25.721	15.512	0.397	37.719	22.782	0.396
	0.1	25.721	15.326	0.404	37.719	22.503	0.403
	0.2	25.721	14.290	0.444	37.719	20.982	0.444
	0.3	25.721	13.818	0.463	37.719	20.153	0.466
	0.4	25.721	13.651	0.469	37.719	19.097	0.494
	0.5	25.721	13.898	0.460	37.719	18.721	0.504
	0.6	25.721	14.281	0.445	37.719	18.616	0.506
	0.7	25.721	14.626	0.431	37.719	18.516	0.509
	0.8	25.721	14.526	0.435	37.719	18.455	0.511
	0.9	25.721	14.413	0.440	37.719	18.371	0.513
	1	25.721	14.318	0.443	37.719	18.295	0.515

Le programme de bâtiment sans TMD par SAP2000

SAP2000 v14.0.0 Advanced (Analysis Build 8802/32)

File: C:\Documents and Settins...+9\R+9 temporelle\R+9 excution\R+9 sans TMD.LOG

BEGIN ANALYSIS 2013/05/18 16:07:16

RUNNING ANALYSIS WITHIN THE GUI PROCESS
USING THE ADVANCED SOLVER (PROVIDES LIMITED INSTABILITY INFORMATION)

ELEMENT FORMATION 16:07:16

REDUCTION OF CONSTRAINTS AND RESTRAINTS:
NUMBER OF

CONSTRAINT MASTER DOF BEFORE REDUCTION = 33
COUPLED CONSTRAINT/RESTRAINT MASTER DOF = 0
CONSTRAINT MASTER DOF AFTER REDUCTION = 33

LINEAR DIRECT HISTORY ANALYSIS 16:07:17

CASE: EY1

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

TIME INTEGRATION METHOD = HILBER-HUGHES-TAYLOR ALPHA
STIFFNESS INTEGRATION FACTOR = 1.500000
DAMPING INTEGRATION FACTOR = 1.000000
MASS INTEGRATION FACTOR = 1.000000

	Saved	Total	Time Step	Current
	Steps	Steps	Size	Time
Limit	6999	0	0.005000	34.995000
TOTAL NUMBER OF CONVERGED STEPS SAVED	=	6999		
TOTAL NUMBER OF CONVERGED STEPS NOT SAVED	=	0		

TOTAL NUMBER OF ALL STEPS = 6999
TIME FOR INITIALIZING ANALYSIS = 0.03
TIME FOR CONTROLLING ANALYSIS = 605.26
TIME FOR FORMING STIFFNESS MATRIX = 0.00
TIME FOR SOLVING STIFFNESS MATRIX = 1.01
TIME FOR CALCULATING DISPLACEMENTS = 5166.30
TIME FOR DETERMINING EVENTS = 0.00
TIME FOR UPDATING STATE = 1.35

TOTAL TIME FOR THIS ANALYSIS = 5773.95

LINEAR EQUATION SOLUTION 17:43:31

FORMING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS = 2544
NUMBER OF NON-ZERO STIFFNESS TERMS = 51852

NUMBER OF EIGENVALUES BELOW SHIFT = 0
LINEAR STATIC CASES 17:43:35
USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS
TOTAL NUMBER OF CASES TO SOLVE = 3
NUMBER OF CASES TO SOLVE PER BLOCK = 3

LINEAR STATIC CASES TO BE SOLVED:

CASE: DEAD
CASE: Q
CASE: G

EIGEN MODAL ANALYSIS 17:43:37

CASE: MODAL

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

NUMBER OF STIFFNESS DEGREES OF FREEDOM = 2544
NUMBER OF MASS DEGREES OF FREEDOM = 903
MAXIMUM NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT = 12
MINIMUM NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT = 1
NUMBER OF RESIDUAL-MASS MODES SOUGHT = 0
NUMBER OF SUBSPACE VECTORS USED = 24
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= 1.358667

Found mode 2 of 12: EV= 2.2538976E+01, f= 0.755592, T= 1.323466
Found mode 3 of 12: EV= 2.9673585E+01, f= 0.866972, T= 1.153440

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= 0.454286
Found mode 5 of 12: EV= 2.0103147E+02, f= 2.256587, T= 0.443147
Found mode 6 of 12: EV= 2.6060436E+02, f= 2.569277, T= 0.389215
Found mode 7 of 12: EV= 6.2095097E+02, f= 3.965964, T= 0.252145

Iteration Approximations to next 5 eigenvalues, from shift EV= 0.0000000E+00
7 6.3870185E+02 8.2419920E+02 1.3798392E+03 1.4334544E+03 1.8300957E+03

Found mode 8 of 12: EV= 6.3870185E+02, f= 4.022251, T= 0.248617
Found mode 9 of 12: EV= 8.2419920E+02, f= 4.569159, T= 0.218859

Iteration Approximations to next 5 eigenvalues, from shift EV= 0.0000000E+00
8 1.3798390E+03 1.4334544E+03 1.8300955E+03 2.4841796E+03 2.5666521E+03

Found mode 10 of 12: EV= 1.3798390E+03, f= 5.911999, T= 0.169148
Found mode 11 of 12: EV= 1.4334544E+03, f= 6.025763, T= 0.165954
Found mode 12 of 12: EV= 1.8300954E+03, f= 6.808587, T= 0.146873

NUMBER OF EIGEN MODES FOUND = 12
NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED = 11
NUMBER OF STIFFNESS SHIFTS = 0

ANALYSIS COMPLETE 2013/05/18 17:44:14

Le programme de bâtiment avec TMD ($\mu = 0.03$) par SAP2000

SAP2000 v14.0.0 Advanced (Analysis Build 8802/32)

File: C:\Documents and Settins\IF\R+9\R+9 temporelle\R+9 excution\R+9TMD03.LOG

BEGIN ANALYSIS 2013/05/18 16:08:15

RUNNING ANALYSIS WITHIN THE GUI PROCESS
USING THE ADVANCED SOLVER (PROVIDES LIMITED INSTABILITY INFORMATION)

ELEMENT FORMATION 16:08:15

REDUCTION OF CONSTRAINTS AND RESTRAINTS:

NUMBER OF

CONSTRAINT MASTER DOF BEFORE REDUCTION = 38
COUPLED CONSTRAINT/RESTRAINT MASTER DOF = 2
CONSTRAINT MASTER DOF AFTER REDUCTION = 36

LINEAR DIRECT HISTORY ANALYSIS 16:08:15

CASE: EY1

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

TIME INTEGRATION METHOD = HILBER-HUGHES-TAYLOR ALPHA
STIFFNESS INTEGRATION FACTOR = 1.500000
DAMPING INTEGRATION FACTOR = 1.000000
MASS INTEGRATION FACTOR = 1.000000

	Saved	Total	Time Step	Current
	Steps	Steps	Size	Time
Limit	6999	0	0.005000	34.995000

TOTAL NUMBER OF CONVERGED STEPS SAVED = 6999
TOTAL NUMBER OF CONVERGED STEPS NOT SAVED = 0

TOTAL NUMBER OF ALL STEPS = 6999

TIME FOR INITIALIZING ANALYSIS = 0.06
TIME FOR CONTROLLING ANALYSIS = 627.22
TIME FOR FORMING STIFFNESS MATRIX = 0.00
TIME FOR SOLVING STIFFNESS MATRIX = 0.84
TIME FOR CALCULATING DISPLACEMENTS = 5158.58
TIME FOR DETERMINING EVENTS = 0.00
TIME FOR UPDATING STATE = 1.47

TOTAL TIME FOR THIS ANALYSIS = 5788.17

LINEAR EQUATION SOLUTION 17:44:44

FORMING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS = 2543
NUMBER OF NON-ZERO STIFFNESS TERMS = 51051

NUMBER OF EIGENVALUES BELOW SHIFT = 0

LINEAR STATIC CASES 17:44:47

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

TOTAL NUMBER OF CASES TO SOLVE = 3
NUMBER OF CASES TO SOLVE PER BLOCK = 3

LINEAR STATIC CASES TO BE SOLVED:

CASE: DEAD
CASE: Q
CASE: G

EIGEN MODAL ANALYSIS 17:44:47

CASE: MODAL

USING STIFFNESS AT ZERO (UNSTRESSED) INITIAL CONDITIONS

NUMBER OF STIFFNESS DEGREES OF FREEDOM = 2543
NUMBER OF MASS DEGREES OF FREEDOM = 902
MAXIMUM NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT = 12
MINIMUM NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT = 1
NUMBER OF RESIDUAL-MASS MODES SOUGHT = 0
NUMBER OF SUBSPACE VECTORS USED = 24
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 1.6500420E+01 2.5472804E+01 9.8929527E+01 1.2773222E+02 1.9685153E+02
2 1.6397605E+01 2.5213294E+01 9.7986623E+01 1.2702299E+02 1.9230862E+02

3 1.6397604E+01 2.5213291E+01 9.7986378E+01 1.2702270E+02 1.9230544E+02

Found mode 1 of 12: EV= 1.6397604E+01, f= 0.644481, T= 1.551635
Found mode 2 of 12: EV= 2.5213291E+01, f= 0.799162, T= 1.251311
Found mode 3 of 12: EV= 9.7986378E+01, f= 1.575444, T= 0.634742
Found mode 4 of 12: EV= 1.2702270E+02, f= 1.793745, T= 0.557493

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

5 1.9230543E+02 4.4202183E+02 5.6758909E+02 6.2188973E+02 1.1518308E+03

Found mode 5 of 12: EV= 1.9230543E+02, f= 2.207069, T= 0.453090

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

6 4.4202183E+02 5.6758909E+02 6.2188973E+02 1.1518303E+03 1.3806272E+03

Found mode 6 of 12: EV= 4.4202183E+02, f= 3.346124, T= 0.298853
Found mode 7 of 12: EV= 5.6758909E+02, f= 3.791728, T= 0.263732
Found mode 8 of 12: EV= 6.2188973E+02, f= 3.968961, T= 0.251955

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

8 1.1518303E+03 1.3806271E+03 1.4702394E+03 2.2936397E+03 2.4836343E+03

Found mode 9 of 12: EV= 1.1518303E+03, f= 5.401500, T= 0.185134
Found mode 10 of 12: EV= 1.3806271E+03, f= 5.913687, T= 0.169099
Found mode 11 of 12: EV= 1.4702394E+03, f= 6.102589, T= 0.163865

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

11 2.2936317E+03 2.4829443E+03 2.5661175E+03 2.8801852E+03 2.9691323E+03
13 2.2936314E+03 2.4829122E+03 2.5660877E+03 2.8801661E+03 2.9645623E+03

Forming stiffness, new shift: EV= 2.1789498E+03, f= 7.429229, T= 0.134603

Number of eigenvalues below shift = 11

Iteration Approximations to next 5 eigenvalues, from shift EV= 2.1789498E+03

15 1.1468157E+02 3.0395573E+02 3.8713036E+02 7.0121043E+02 7.8446293E+02

Found mode 12 of 12: EV= 2.2936314E+03, f= 7.622228, T= 0.131195

NUMBER OF EIGEN MODES FOUND = 12
NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED = 15
NUMBER OF STIFFNESS SHIFTS = 1

ANALYSIS COMPLETE

2013/05/18 17:45:13

Résumé :

Dans ce mémoire, une recherche sur les amortisseurs à masse accordée (TMD) a été présentée ou le fonctionnement et les études paramétriques sur ces systèmes sont expliqués. Au départ, une structure à un seul degré de liberté équipée d'un TMD est étudiée pour des différents sites et zones. Ensuite, le dispositif est installé sur un bâtiment à étages multiple en béton armé (SS + RDC +9 étages) afin voir sa réponse en termes de déplacement lorsqu'il est soumis à un chargement dynamique (séisme de Boumerdès). En fin, les résultats obtenus, soit pour la structure à un seul degré de liberté avec TMD ou le bâtiment avec ce dispositif sont comparé avec ceux sans TMD. La comparaison montre l'efficacité de ces dispositifs pour la réduction des déplacements.

Mots clés : Amortisseur à masse accordée, chargement dynamique

ABSTRACT:

In this memory, a research of tuned mass damper (TMD) was presented or operation and parametric studies on these systems are explained. At the beginning, a structure with only one degree of freedom equipped with a TMD is studied for various sites and zones. Then, the device is installed on reinforced concrete a multiple multi-story building (SS + RDC +9 story), so seeing its answer in terms of displacement when it is subjected to a dynamic loading (earthquake of Boumerdès). In end, the results obtained, is for the structure with only one degree of freedom with TMD or the building with this device is compared with those without TMD. The comparison shows the effectiveness of these devices for the reduction of displacements.

الملخص:

في هذه المذكرة، بحث حول كتلة المخمدات المستوية ثم فيه شرح كيفية عمل هذه الأجهزة في البداية تم دراسة بناية مكونة من طابق واحد بوجود هذا النظام في مناطق و مواقع مختلفة. ثم تم تثبيت الجهاز على مبنى من الخرسانة المسلحة متعددة الطوابق لمعرفة رده من حيث الاهتزاز عندما تتعرض للتحميل الديناميكي (زلزال بومرداس). في النهاية، النتائج التي حصل عليها، سواء بالنسبة للهيكل مع طابق واحد بوجود هذا النظام، أو المبنى متعدد الطوابق بوجود هذا النظام نقارنه مع أولئك الذين لا يملكون هذا الجهاز. هذه المقارنة تبين فعالية هذه الأجهزة للحد من الاهتزازات.