

# Sommaire

Remerciement .....	I
Dédicace .....	II
Dédicace .....	III
Résumé.....	IV
Abstract.....	IV
ملخص.....	IV
Sommaire .....	V
Liste des figures.....	VIII
Liste des tableaux.....	XIV
Définition des notations.....	XV
Introduction générale.....	1
<b>Chapitre 1 : Introduction et généralité.....</b>	<b>4</b>
<b>1.1</b> Introduction.....	<b>5</b>
<b>1.2</b> Les différents systèmes de contrôle des structures .....	<b>5</b>
1.2.1 Le contrôle passif .....	6
a) Isolation sismique .....	6
b) Dissipations d'énergie .....	8
1.2.2 Le contrôle actif .....	11
1.2.3 Le Contrôle semi actif .....	11
1.2.4Le contrôle hybride .....	12
<b>1.3</b> Les amortisseurs à masse accordée .....	<b>12</b>
1.3.1. Les formes d'AMA .....	13
a) Masse attachée à la structure principale à l'aide d'un ressort et d'un amortisseur (masse ressort-amortisseur) .....	13
b) Masse accordée pendulaire .....	16
1.3.2 Aperçu historique sur les AMAs .....	16
<b>1.4</b> Conclusion .....	<b>17</b>

<b>Chapitre 2 : Les méthodes d'optimisation des AMAs pour un 1DDL et NDDL.....</b>	<b>18</b>
2.1 Introduction.....	19
2.2 Equation de mouvement.....	19
2.3 Optimisation des paramètres d'un seul AMA appliqué à un système principal à 1ddl à partir des critères de la littérature .....	20
2.3.1 Optimisation du facteur d'amplification dynamique pour une structure excitée sur la masse .....	21
a) Méthode de Frahm .....	21
b) Méthode de Den Hartog.....	23
c) Méthode de Krenk .....	25
d) Méthode d'Ioi et Ikeda.....	26
e) Méthode de Warburton .....	27
f) Comparaison entre les différentes méthodes d'optimisation .....	28
2.3.2 Optimisation du facteur d'amplification dynamique pour une structure excitée sur la base.....	29
a) Méthode de Warburton .....	29
2.3.3 Optimisation de l'emplacement des pôles .....	32
a) Méthode du Fujino .....	32
b) Méthode de Sadek.....	33
2.4 Optimisation des paramètres d'un seul AMA appliqué à un système principal à NDDL à partir des critères de la littérature .....	36
2.4.1 Optimisation du facteur d'amplification dynamique.....	36
2.4.2 Optimisation de l'emplacement des pôles .....	37
2.5 Conclusion .....	38
<b>Chapitre3 : Estimation des caractéristiques optimale de l'AMA accordée au bâtiment.....</b>	<b>39</b>
3.1 Introduction.....	40
3.2 Description du bâtiment.....	40
3.2.1 Les dimensions globales .....	40
3.2.2 Les plans d'architecture .....	40
3.3 Charges et surcharges.....	42
3.3.1 Les charges permanentes.....	42
3.3.2 Les charges d'exploitation.....	42
3.4 Dimensionnement des éléments du bâtiment .....	43
3.4.1 Planchers .....	43

a) Plancher à dalle pleine .....	43
b) Plancher étage courant .....	43
3.4.2 Les poteaux .....	43
3.4.3 Les poutres .....	44
a) La hauteur .....	44
b) La largeur .....	44
3.5 Modélisation de la structure étudiée.....	44
3.6 Analyse modale .....	46
3.7 Optimisation des paramètres d'un seul AMA appliqué à la structure.....	49
3.8 Conclusion .....	55
<b>Chapitre 4 : Analyse paramétrique d'un bâtiment (R+10) équipé d'un AMA sous l'effet de différents séismes.....</b>	<b>56</b>
4.1 Introduction .....	57
4.2 Enregistrements sismique .....	57
4.3 Analyse sismique paramétrique d'une structure équipée d'un AMA.....	61
4.3.1 Performance de l'AMA optimisé par la méthode de Sadek .....	61
4.3.2 Performance de l'AMA optimisé par différentes méthodes .....	74
a) Cas du séisme de Boumerdés.....	74
b) Cas du séisme d'El Centro .....	76
c) Cas du séisme de Northridge .....	79
d) Cas du séisme de Sakaria .....	81
4.3.3 Comparaison entre le déplacement de dernier étage selon les différentes méthodes .....	83
4.4 Conclusion .....	85
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>87</b>
<b>Bibliographie.....</b>	<b>89</b>
<b>ANNEXES.....</b>	<b>91</b>

## Liste des figures :

Figure 1.1. Les catégories des systèmes de protection sismique (Rais, 2012).....	5
Figure 1.2 : Schéma de contrôle passif (Benzina, 2013).....	6
Figure 1.3 : Comportement d'une structure ; a) à base fixe, b) à base isolée (Hirokazu. et al, 2005).....	7
Figure 1.4 : Isolateur en élastomère avec noyau de Plomb (Kaap, 2010).....	7
Figure 1.5 : Isolateur de type pendule à friction (Benzina, 2013).....	8
Figure 1.6 : Amortisseur à friction (RAIS, 2012).....	8
Figure 1.7 : Amortisseur viscoélastique (Rais, 2012).....	9
Figure 1.8 : Amortisseur visqueux (Allani, 2015).....	9
Figure 1.9 : Système ALA one Rinconhill-San Francisco (Bentifour, 2013).....	10
Figure1.10 : Système ALA Millennium Tower-Tokyo.....	10
Figure 1.11 : Amortisseurs à masse accordée, rectangulaire sur la Citicorp (New york) (New York) (Nait Zerad et Benmoune, 2014).....	11
Figure 1.12 : Diagramme de système de contrôle.....	11
Figure 1.13 : Schéma d'un amortisseur à masse accordée (Benzina, 2013).....	12
Figure 1.14 : Amortisseur à masse accordé sur une structure (Soong et M.C.C,1994).....	13
Figure 1.15 : Amortissement à masse accordée(AMA) (Mahi et Bouali, 2012).....	13
Figure 1.16 : AMAs verticaux installés sous le tablier de la passerelle du Millenium à Londres. (Allani, 2015).....	14
Figure 1.17 : tour de contrôle de l'aéroport de Washington (Allani, 2015).....	14
Figure 1.18 : tour de contrôle de l'aéroport de Washington (Allani , 2015).....	15
Figure 1.19 : Bâtiment « Citicorp Center » (Djellouli,2012).....	15
Figure 1.20 : AMA pendulaire installé dans la tour de Taipei (Benzina, 2013).....	16
Figure 2.1 : Schéma représentatifSSDDL et un AMA.....	19
Figure 2.2 : Amplification dynamique en fonction de la fréquence normalisée sans AMA et avec un AMA ( $\beta_1=1$ et $\mu_1= 0.1$ ).....	21
Figure 2.3 : Effet de la variation du rapport de la masse sur l'amplification dynamique pour $\beta_1 = 1$ .....	22
Figure 2.4 : Effet de la variation du paramètre $\beta_1$ sur l'amplification dynamique pour $\mu_1=0,05$ .....	22

Figure 2.5 : Evolution de l'amplification dynamique pour $\beta_1 = 1$ et $\mu_1 = 0.05$ en variant le taux d'amortissement de l'AMA.....	23
Figure 2.6 : Evolution de l'amplification dynamique pour $\beta_{1opt}$ et $\mu_1 = 0.05$ en faisant varier le taux d'amortissement de l'AMA.....	24
Figure 2.7 : Evolution de l'amplification dynamique de l'amortisseur pour $\beta_{1opt}$ et $\xi_{1opt}$ selon l'optimisation de Den Hartog $\mu_1 = 0,05$ .....	24
Figure 2.8 : Evolution de l'amplification dynamique de l'amortisseur pour $\beta_{1opt}$ et $\xi_{1opt}$ selon l'optimisation de Krenk $\mu_1 = 0,05$ .....	25
Figure 2.9 : Evolution de l'amplification dynamique de l'amortisseur pour $\mu_1 = 0.01$ et $\beta_{1opt}$ et $\xi_{1opt}$ selon l'optimisation de Den Hartog.....	26
Figure 2.10 : Evolution de l'amplification dynamique de l'amortisseur pour $\beta_{1opt}$ et $\xi_{1opt}$ selon l'optimisation d'Ioi et Ikeda, pour $\mu_1 = 0.1$ et pour les différents valeurs du taux d'amortissement de la structure principale.....	27
Figure 2.11 : Evolution de l'amplification dynamique de l'amortisseur pour $\beta_{1opt}$ et $\xi_{1opt}$ selon l'optimisation de Warburton pour $\mu_1 = 0,05$ .....	28
Figure 2.12 : Evolution de l'amplification dynamique de l'amortisseur pour $\beta_{1opt}$ et $\xi_{1opt}$ selon l'optimisation de Warburton, Den Hartog et Krenk pour $\mu_1 = 0,05$ .....	28
Figure 2.13 : Evolution de l'amplification dynamique en variant le taux d'amortissement de AMA $\xi_1$ pour $\beta_1 = 1$ et $\mu_1 = 0,05$ .....	29
Figure 2.14 : Evolution de l'amplification dynamique pour $\beta_{1opt}$ et $\mu_1 = 0,05$ en faisant varier le taux d'amortissement de AMA.....	30
Figure 2.15 : Evolution de l'amplification dynamique de l'amortisseur pour $\beta_{1opt}$ et $\xi_{1opt}$ selon l'optimisation de Warburton dans le cas d'une excitation harmonique sur la base, pour $\mu_1 = 0,05$ .....	31
Figure 2.16 : Evolution de l'amplification dynamique de l'amortisseur pour $\beta_{1opt}$ et $\xi_{1opt}$ selon l'optimisation de Warburton dans le cas d'une excitation aléatoire sur la base, pour $\mu_1 = 0,05$ .....	32
Figure 3.1 : (A) Plan façade principale, (B) plan façade secondaire.....	41
Figure 3.2 : Plan du RDC (à usage commercial).....	41
Figure 3.3 : Plan d'étage courant (à usage d'habitation).....	42
Figure 3.4 : Model du bâtiment établi par le SAP2000.....	45
Figure 3.5 : Model du bâtiment avec AMA établi par le SAP2000.....	45
Figure 3.6 : Mode 1 (T=1,283 s).....	46
Figure 3.7 : Mode 2 (T= 1,2466 s).....	47
Figure 3.8 : Mode 3 (T= 1,1098s).....	47
Figure 3.9 : Les valeurs optimums des coefficients d'amortissement en fonction du rapport de masse selon les différentes méthodes.....	51

Figure 3.10 : Les valeurs optimums des rapports de synchronisation en fonction du rapport de masse selon les différentes méthodes.....	52
Figure 3.11 : Les valeurs optimums de la rigidité en fonction du rapport de masse selon les différentes méthodes.....	53
Figure 3.12 : Les valeurs optimums de l'amortissement en fonction du rapport de masse selon les différentes méthodes.....	54
Figure 4.1 : Accélérogramme du séisme de Boumerdés (2003).....	57
Figure 4.2 : Accélérogramme du séisme d'El Centro (1994).....	58
Figure 4.3 : Accélérogramme du séisme de Northridge (1994).....	58
Figure 4.4 : Accélérogramme du séisme de Sakaria (1999).....	59
Figure 4.5 : TF de l'accélération de Boumerdés.....	59
Figure 4.6 : TF de l'accélération d'El Centro.....	60
Figure 4.7 : TF de l'accélération de Northridge.....	60
Figure 4.8 : TF de l'accélération de Sakaria.....	60
Figure 4.9 : le point A (Nœud 580).....	62
Figure 4.10 : Poteau de rive.....	62
Figure 4.11 : Déplacements de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Boumerdés.....	63
Figure 4.12 : Déplacements de la structure sans et avec AMA sous le séisme d'El Centro.....	63
Figure 4.13 : Déplacements de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Northridge.....	64
Figure 4.14 : Déplacements de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Sakaria.....	64
Figure 4.15 : Accélération de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Boumerdés.....	65
Figure 4.16 : Accélération de la structure sans et avec AMA sous le séisme d'El Centro.....	66
Figure 4.17 : Accélération de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Northridge.....	66
Figure 4.18 : Accélération de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Sakaria. ....	67
Figure 4.19 : Effort tranchant de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Boumerdés.....	68
Figure 4.20 : Effort tranchant de la structure sans et avec AMA sous le séisme d'El Centro.....	68
Figure 4.21 : Effort tranchant de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Northridge.....	69
Figure 4.22 : Effort tranchant de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Sakaria.....	69
Figure 4.23 : Déplacement du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme de Boumerdés.....	70
Figure 4.24 : Accélération du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme de Boumerdés.....	70

Figure 4.25 : Déplacement du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme d'El Centro.....	71
Figure 4.26 : Accélération du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme d'El Centro.....	71
Figure 4.27 : Déplacement du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme de Northridge.....	71
Figure 4.28 : Accélération du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme de Northridge.....	72
Figure 4.29 : Déplacement du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme de Sakaria.....	72
Figure 4.30 : Accélération du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme de Sakaria.....	72
Figure 4.31 : Réduction du déplacement du chaque rapport de masse en fonction du PGA.....	73
Figure 4.32 : Réduction de déplacement du chaque rapport de masse en fonction de la fréquence...	73
Figure 4.33 : Déplacement sans et avec AMA selon les différente méthodes sous le séisme de Boumerdés.....	75
Figure 4.34 : Accélération sans et avec AMA selon les différente méthodes sous le séisme de Boumerdés.....	75
Figure 4.35 : Effort tranchant sans et avec AMA selon les différente méthodes sous le séisme de Boumerdés.....	76
Figure 4.36 : Déplacement sans et avec AMA selon les différente méthodes sous le séisme d'El Centro.....	77
Figure 4.37 : Accélération sans et avec AMA selon les différente méthodes sous le séisme d'El Centro.....	78
Figure 4.38 : Effort tranchant sans et avec AMA selon les différente méthodes sous le séisme d'El Centro.....	78
Figure 4.39 : Déplacement sans et avec AMA selon les différente méthodes sous le séisme de Northridge.....	79
Figure 4.40 : Accélération sans et avec AMA selon les différente méthodes sous le séisme de Northridge.....	80
Figure 4.41 : Effort tranchant sans et avec AMA selon les différente méthodes sous le séisme Northridge.....	80
Figure 4.42 : Déplacement sans et avec AMA selon les différente méthodes sous le séisme de Sakaria.....	81
Figure 4.43 : Accélération sans et avec AMA selon les différente méthodes sous le séisme de Sakaria.....	82
Figure 4.44 : Effort tranchant sans et avec AMA selon les différente méthodes sois le séisme de Sakaria.....	82
Figure 4.45 : Déplacement du dernier étage selon les différentes méthodes pour le séisme de Boumerdés.....	83
Figure 4.46 : Déplacement du dernier étage selon les différentes méthodes pour le séisme d'El Centro.....	84

Figure 4.47 : Déplacement du dernier étage selon les différentes méthodes pour le séisme de Northridge.....84

Figure 4.48 : Déplacement du dernier étage selon les différentes méthodes pour le séisme de Sakaria.....85



## Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Application des AMAs dans le monde (Allani, 2015).....	17
Tableau 2.1 : Variation du paramètres $\xi_{1opt}$ et $\beta_{1opt}$ pour les différents valeurs du taux d'amortissement de la structure.....	27
Tableau 2.2 : Les différentes méthodes pour le calcul de $\xi_{1opt}$ et $\beta_{1opt}$ .....	34
Tableau 3.1 : Les charges permanentes.....	42
Tableau 3.2 : Surcharge d'exploitation.....	42
Tableau 3.3 : Dimensions des poteaux.....	43
Tableau 3.4 : Dimensions des poutres.....	44
Tableau 3.5 : Résultats d'analyse modale.....	46
Tableau 3.6 : La masse de chaque étage de la structure.....	48
Tableau 3.7 : Propriétés dynamiques du bâtiment.....	48
Tableau 3.8 : Les périodes de bâtiment avec et sans AMA.....	49
Tableau 3.9 : Les caractéristiques modales .....	50
Tableau 3.10 : Les valeurs optimums des coefficients d'amortissement selon les différentes méthodes.....	51
Tableau 3.11 : Les valeurs optimums des rapports de synchronisation selon les différentes méthodes.....	52
Tableau 3.12 : Les valeurs optimums de la rigidité selon les différentes méthodes.....	53
Tableau 3.13 : Les valeurs optimums de l'amortissement selon les différentes méthodes....	54
Tableau 4.1: Les caractéristiques des différents séismes.....	59
Tableau 4.2: Les fréquences dominantes et les périodes des signaux utilisés.....	61
Tableau 4.3: Les paramètres optimaux des AMAs.....	65
Tableau 4.4 : Meilleur réduction de déplacement pour les différents séismes.....	67
Tableau 4.5 : Meilleur réduction de l'accélération pour les différents séismes.....	70



Tableau 4.6 : Meilleur réduction de l'effort tranchant pour les différents séismes.....	70
Tableau 4.7: Déplacement selon les différentes méthodes sous le séisme de Boumerdés.....	74
Tableau 4.8: Déplacement selon les différentes méthodes sous le séisme d'El Centro.....	77
Tableau 4.9: Déplacement selon les différentes méthodes sous le séisme de Northridge.....	89
Tableau 4.10: Déplacement selon les différentes méthodes sous le séisme de Sakaria.....	81
Tableau 4.11: Réduction de déplacement du dernier étage selon les différentes méthodes.....	83

## Définition des notations

ALA : Amortisseur à Liquide Accordée.

AMA : Amortisseur à Masse Accordée.

AMD : Active Mass Dumper.

$C_s$ : Amortissement de la structure.

DDL : Degré De Liberté.

$FAD_B^s$  : Facteur d'amplification dynamique d'une structure excitée sur la base.

$FAD_S^s$  : Facteur d'amplification dynamique d'une structure excitée sur la masse.

G : Charge permanente.

$K_s$  : Rigidité de la structure.

$L_i$  : Facteur d'excitation sismique.

$M_i$  : Masse généralisée.

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

$m_1$  : Masse de l'AMA.

$m_s$ : Masse de la structure.

$m_{N1}$  : La masse de l'AMA placé sur l'étage N.

$m_i^*$  : Masse modale.

PGA : Pic Ground Accélération.

Q : Charge d'exploitation.

r : La fréquence normalisée.

SAP : Structural Analysis Program.

TF : Transformées de Fourier.

TLD : Tuned Liquide Damper.

TMD : Tuned Masse Damper.

$X_1$ : Déplacement de la structure.

$X_2$ : Déplacement de l'AMA.

$X_g$ : Déplacement du sol.

$\mu_1$  : Le rapport de la masse.

$\mu_{N1}^*$  : Le rapport de la masse modale de l'AMA placé sur l'étage N.

$\beta_1$  : Le rapport de synchronisation de l'AMA.

$\beta_{1opt}$  : Le rapport de synchronisation optimal de l'AMA.

$\xi_1$  : Le taux d'amortissement de l'AMA.

$\xi_s$  : Le taux d'amortissement de la structure principale.

$\xi_{1opt}$  : Le taux d'amortissement optimal de l'AMA.

$\omega_1$  : Pulsation de l'AMA.

$\omega_s$  : Pulsation de la structure.

$\bar{\omega}$  : La fréquence de l'excitation.

$\Gamma_i$  : Facteur de participation modale.

$\phi_1$  : Le mode fondamentale.

$\phi_{iN}$  : Amplitude de i éme mode ou se trouve l'AMA.

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

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

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

## **INTRODUCTION GENERALE**

---

## Introduction générale :

De nos jours, nous vivons dans un monde qui se veut toujours plus attentif aux normes de sécurité afin de faire face aux catastrophes naturelles telles que les (séismes, tempêtes, éboulements...). Afin de nous protéger face à ces accidents, il est impératif de concevoir des systèmes capables de résister à ces forces colossales. Ainsi, les structures sont devenues légères, de formes innovantes, plus minces et plus souples, mais cette souplesse rend ces structures plus sensibles aux sollicitations dynamiques extérieures comme le vent, le trafic, le séisme. Aujourd'hui, les techniques de contrôle des vibrations permettent d'envisager des constructions modernes plus élancées, économiques et architecturalement audacieuses.

Dans le cadre de notre étude, nous nous intéresserons tout particulièrement à l'amortisseur à masse accordée (AMA).

Un AMA est un dispositif installé sur des structures du génie civil (ponts, viaducs, gratte-ciel) permettant la réduction des oscillations provoquées par le séisme ou le vent (ou d'autres causes). C'est un oscillateur accordé et amorti, généralement dissimulé au sommet de la structure, et couplé au mouvement de cette dernière, de telle manière qu'idéalement il oscille en opposition de phase avec elle et récupère ainsi de l'énergie.

L'objectif principal de cette étude est l'optimisation des paramètres de l'AMA selon différentes méthodes.

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

**Chapitre 1 :** Présente une revue de la littérature sur différents types de contrôle des structures (passives, actives et semi actives). Nous présentons la description et le fonctionnement de chacun de ces mécanismes et parmi les divers types de dispositifs, nous avons choisi d'étudier les amortisseurs à masse accordée (AMAs).

**Chapitre 2 :**

Donne les différentes méthodes d'optimisation des paramètres mécaniques d'un seul AMA appliquée, soit à un système principal à un seul degré de liberté (1ddl), ou bien, à un système principal à N degrés de libertés (Nddl). L'excitation du système principale AMA est envisagée de deux manières ; soit à la base de la structure (application sismique), soit au niveau de la structure (application aux effets de vent).

**Chapitre 3 :**

Est consacré à la présentation de l'ouvrage choisi dans ce travail et à la détermination des paramètres. Ensuite nous allons faire une analyse paramétrique du bâtiment équipée d'un AMA optimisé par différentes méthodes d'optimisation.

**Chapitre 4 :**

Est dédié à valider l'efficacité d'un seul AMA optimisé selon les différentes méthodes sur la réduction des réponses temporelles dynamiques de la structure principale en appliquant quatre séismes (Boumerdés, Northridge, El Centro, Sakaria).

Le travail s'achève par une conclusion générale.



**CHAPITRE 1 :**

---

**INTRODUCTION ET GENERALITE**



## 1.1 Introduction :

Aujourd'hui les constructions doivent être créatives, respectueuses l'environnement et paysagisme. La technologie novatrice de nos jours et les matériaux à hautes performances ont permis des nouvelles conceptions des structures légères de grande portée et des gratte-ciels plus élancés. Les ouvrages aujourd'hui sont plus en plus élancés et souples mais cette grande souplesse rend l'ouvrage plus sensible aux sollicitations dynamiques extérieures, telles que le vent et les tremblements de terre. Et pour contrôler les vibrations des structures plusieurs dispositifs de contrôle ont été développés. Parmi ces dispositifs, les amortisseurs à masse accordée (AMAs) ou bien TMD en anglais que nous voulons étudier à travers ce travail. Dans ce chapitre on présente les différents systèmes de contrôle des structures.

## 1.2 Les différents systèmes de contrôle des structures :

Les systèmes de contrôle développés pour réduire la réponse des structures soumises aux chargements variables de l'environnement. Ils ont eu une grande importance ces dernières années. On distingue quatre systèmes de contrôle :

- Contrôle passif.
- Contrôle actif.
- Contrôle semi actif.
- Contrôle hybride.

La figure 1.1 présente un schéma de ces dispositifs ainsi que les différents types de chacun de ces dispositifs.

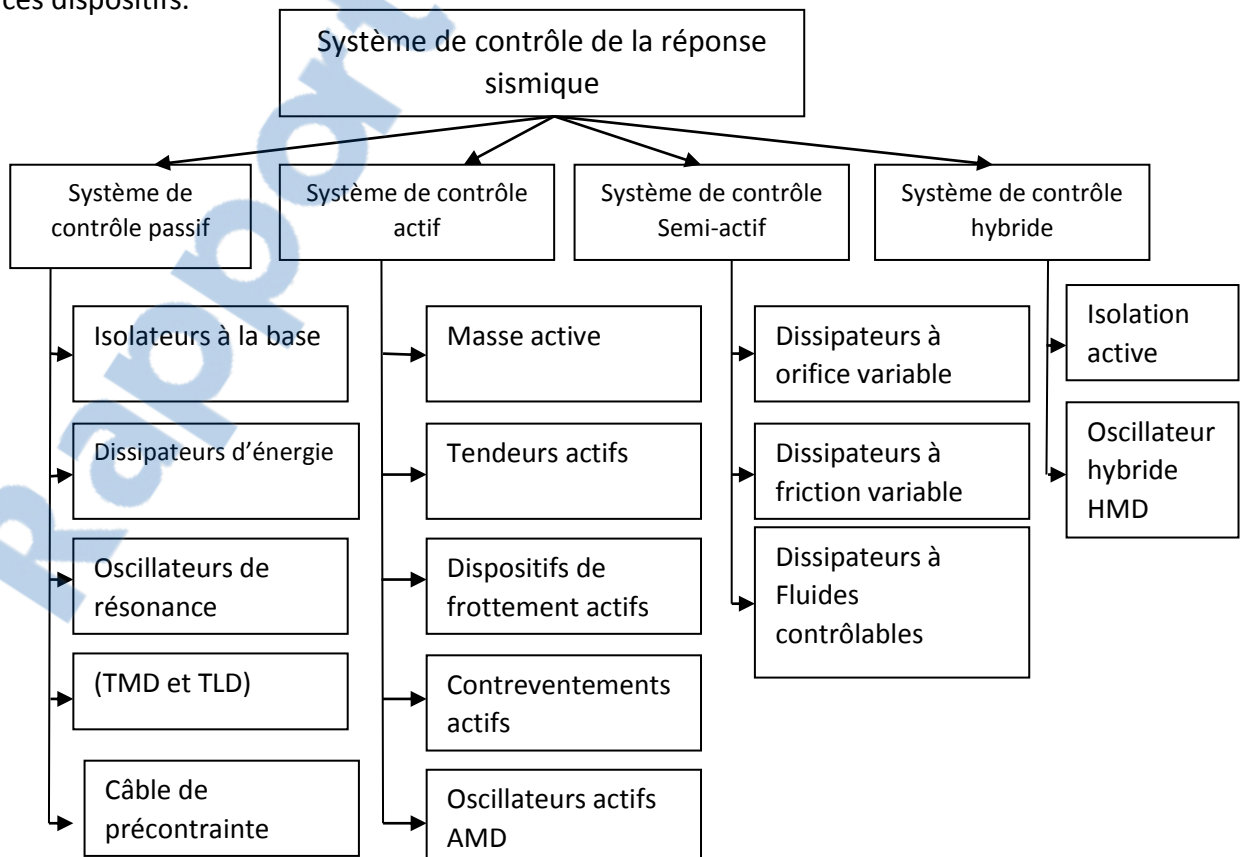
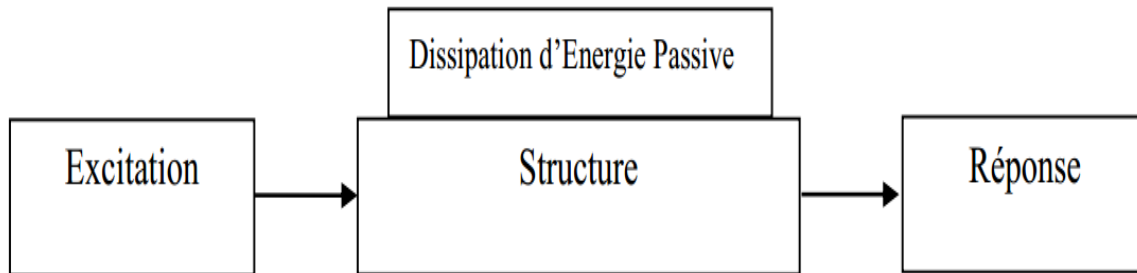


Figure 1.1 : Les catégories des systèmes de protection sismique (Rais, 2012).

### 1.2.1 Le contrôle passif :

Consiste à superposer à la structure un dispositif dissipant l'énergie ou filtrant la transmission des efforts dans la structure, au moins à une fréquence donnée. Il ne nécessite ni mesure, ni calcul, ni source d'énergie externe (Ben Mekki, 2006).

La figure 1.2 présente un descriptif de cette technique.



**Figure 1.2 :** Schéma de contrôle passif (Benzina, 2013).

L'amplitude de la vibration de la construction (ou structure) dépend essentiellement de quatre Paramètres (Rais, 2012) :

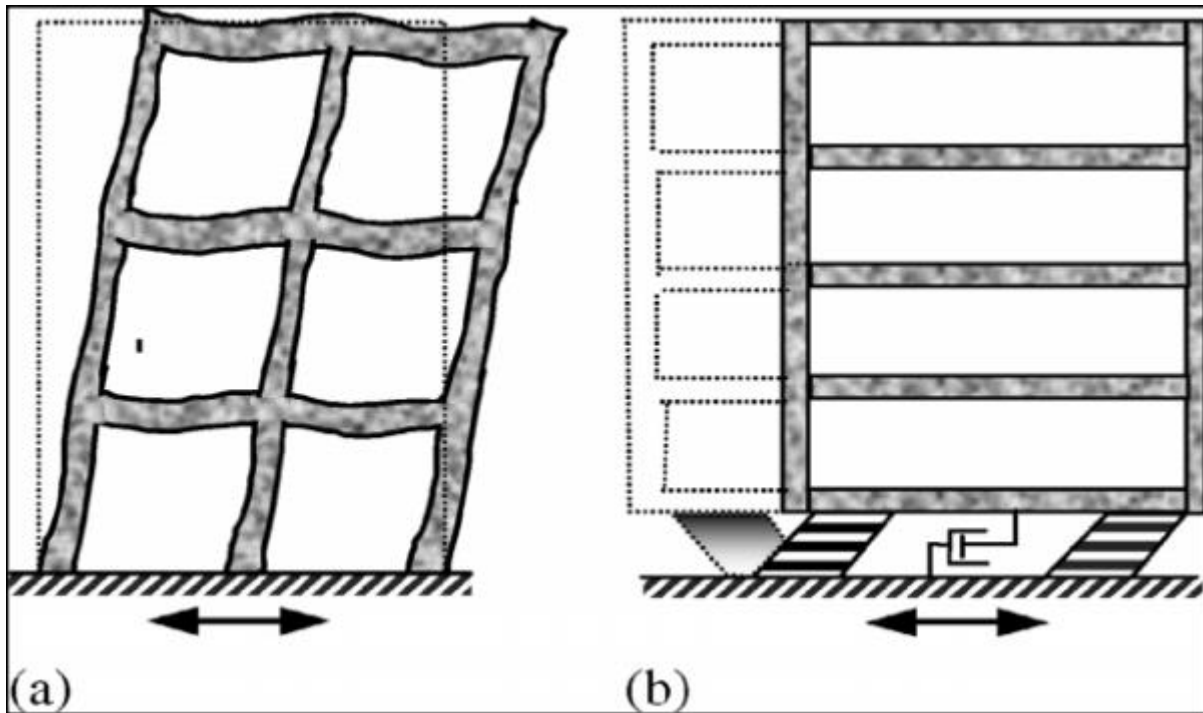
- Les caractéristiques du mouvement du sol dans la structure.
- La masse de la structure.
- La rigidité de la structure
- L'amortissement de la structure.

Il existe deux catégories de systèmes passifs ; la première est l'isolation sismique et la deuxième est la dissipation d'énergie.

#### a) Isolation sismique :

L'isolation sismique de la base d'une structure est un concept simple qui remonte au début du 20<sup>ème</sup> siècle. Cependant, les premières applications ont seulement été réalisées à partir de 1969 (Ben Mekki, 2006). Les systèmes d'isolation sismique sont disposés entre les fondations et la superstructure pour découpler le mouvement du sol de celui de la structure (Allani, 2015), Ces dispositifs possèdent une grande rigidité verticale et une grande flexibilité dans le plan horizontal. Ces systèmes sont simples de fabrication et grâce à leur efficacité, ils sont devenus des systèmes populaires et très utilisés (Rais, 2012) Des milliers de bâtiments et de ponts à travers le monde sont munis de systèmes d'isolation sismique.

La figure 1.3 présente la différence entre le comportement d'une structure à base fixe et à base isolée.



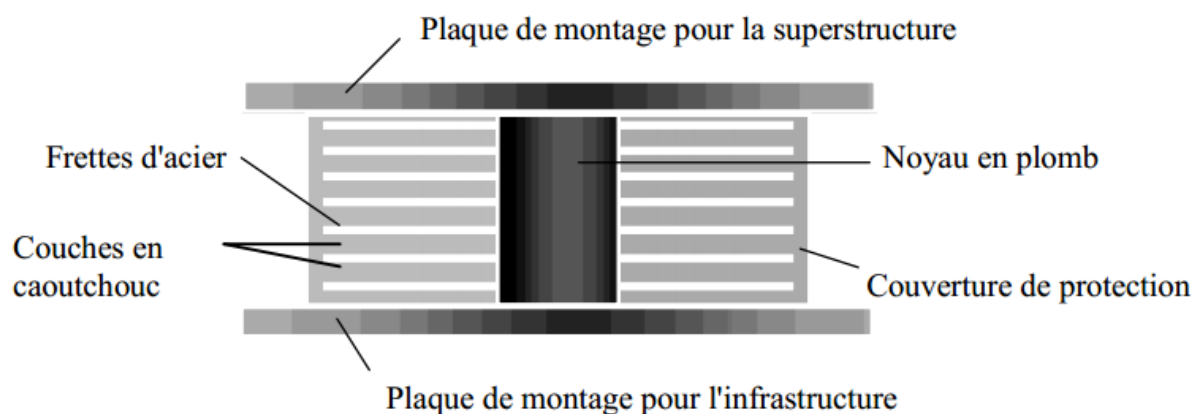
**Figure 1.3 :** Comportement d'une structure ; a) à base fixe, b) à base isolée (Hirokazu et al, 2005).

Il existe essentiellement deux types de système d'isolation sismique.

- **Systèmes à base d'élastomère :**

Ces systèmes exploitent le principe de l'appui fretté et sa flexibilité latérale. Le système d'isolateur à base d'élastomère (caoutchouc) est l'isolateur à base d'appui fretté avec un noyau de plomb intégré à l'intérieur de l'appui (Ben Mekki, 2006) .

La figure 1.4 présente les appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en noyau de plomb.



**Figure 1.4 :** Isolateur en élastomère avec noyau de Plomb (KaaP, 2010).

- **Systèmes à base de glissement :**

L'interface de glissement permet de dissiper l'énergie sismique par friction. À titre d'exemple, le système de pendule à friction (figure 1.5) 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 clés qui contrôlent la période d'isolation et la quantité d'énergie dissipée du système (Ben Mekki, 2006).

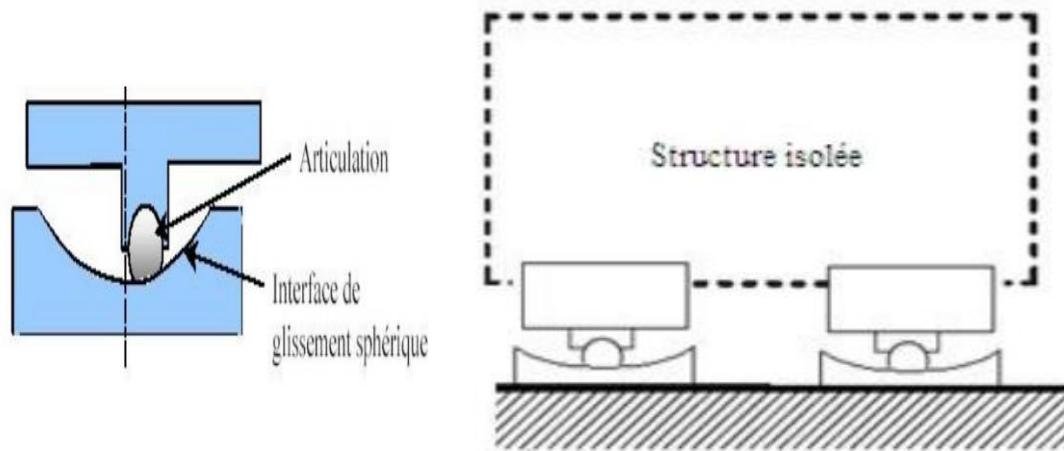


Figure 1.5 : Isolateur de type pendule à friction (Benzina, 2013)

#### b) Dissipations d'énergie :

L'objectif de ces systèmes est d'absorber une partie de l'énergie ou de la dévier ainsi que de fournir un amortissement supplémentaire afin de réduire de manière significative et structurelle la réponse aux mouvements sismiques (Rais, 2012).

Ces dernières années, des efforts sérieux ont amélioré le concept des systèmes de dissipation d'énergie, et plusieurs appareils ont été installés dans des structures partout dans le monde.

- **Systèmes à dissipation directe :**

Dans ces systèmes de dissipation on distingue les types d'amortisseurs suivant :

- **Les amortisseurs à friction :**

Les dissipateurs par friction utilisent les frottements créés par le glissement entre deux surfaces pour dissiper l'énergie des vibrations sismiques.

La figure 1.6 présente un schéma d'un amortisseur à friction.

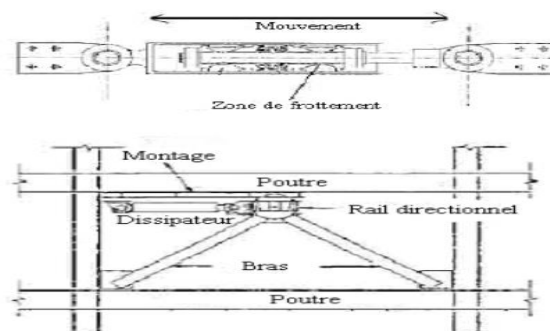


Figure 1.6: Amortisseur à friction (Rais, 2012).

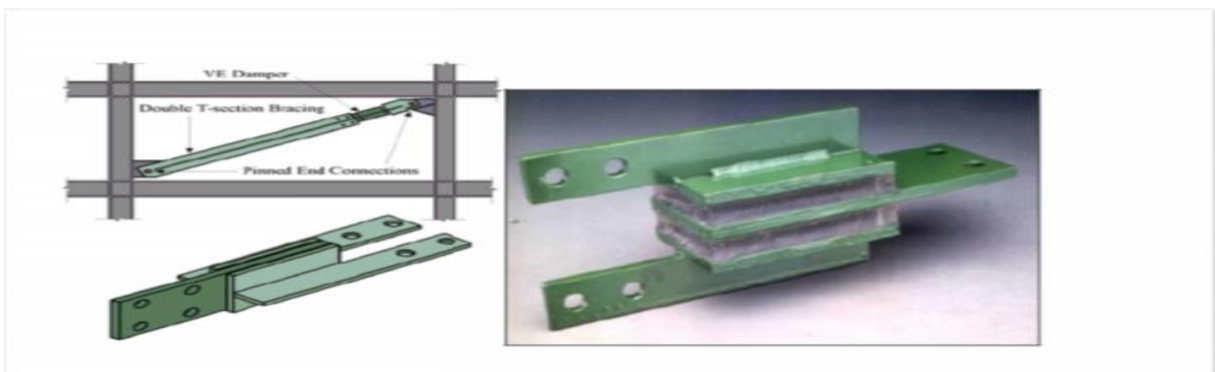
- **Les amortisseurs métalliques :**

Ces dispositifs de dissipation d'énergie utilisent le comportement hystérétique du métal dans le domaine non élastique. La force résistante des amortisseurs dépend de la caractéristique non linéaire « contrainte-déformation » du matériau métallique (Allani, 2015).

- **Les amortisseurs viscoélastiques :**

Les amortisseurs viscoélastiques se composent des matériaux viscoélastiques VE de grands amortissements tels que le caoutchouc, les polymères, et les substances vitreuses pour dissiper et absorber l'énergie par la déformation de cisaillement.

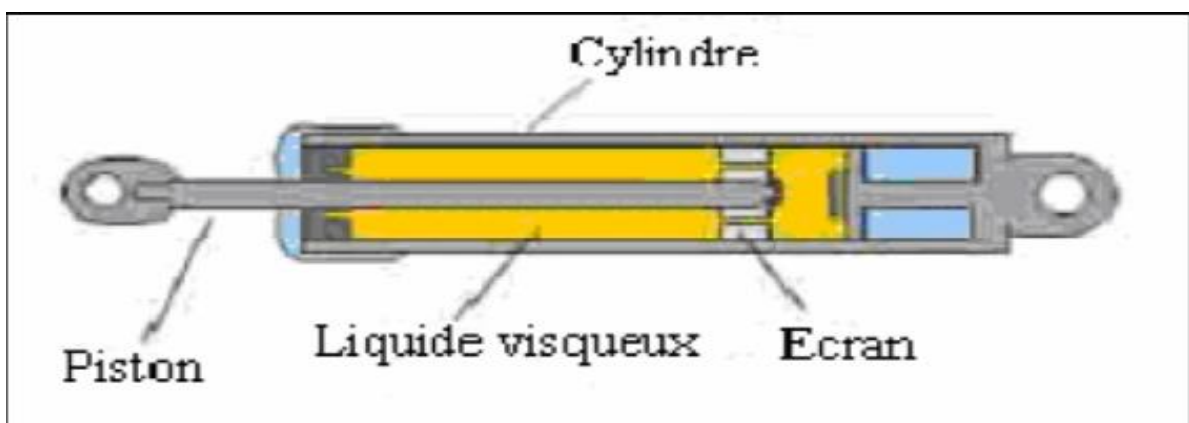
La figure.1.7 présente une image d'un amortisseur viscoélastique.



**Figure 1.7:**Amortisseur viscoélastique (Rais, 2012).

- **Les amortisseurs visqueux :**

L'utilisation du fluide visqueux pour la réduction de choc et de vibration est bien connue à l'industrie lourde et militaire. Ils ont employés maintenant dans le domaine de génie civil comme des amortisseurs de vibration due aux excitations indésirables.



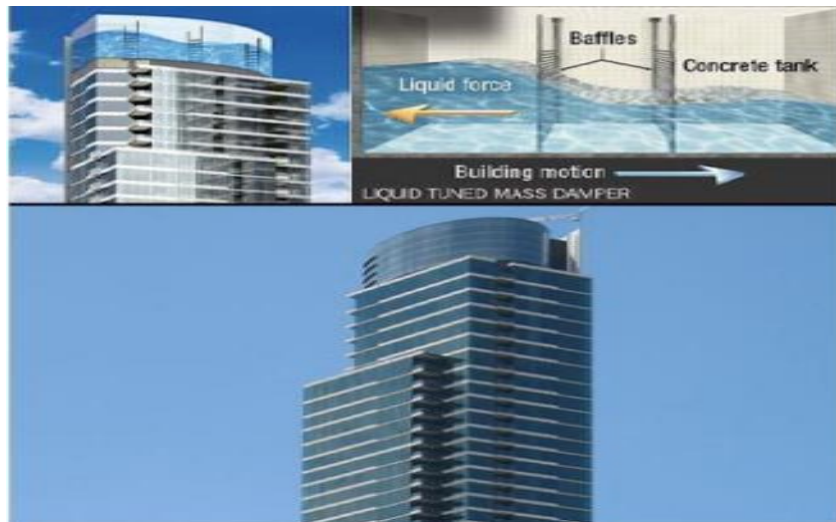
**Figure 1.8 :** Amortisseur visqueux (Allani, 2015).

- **Systèmes à dissipation indirecte :**

On distingue les deux types suivant :

- **Les amortisseurs à liquide accordée (ALA) :**

Les amortisseurs à liquide accordé où en anglais « Tuned Liquid Damper (TLD) » sont largement utilisés dans l'industrie des bateaux et récemment sont mis en application pour réduire les vibrations des structures. Les ALA sont des amortisseurs à masse accordée mais dont la masse vibrante est un fluide (Benzina, 2013).



**Figure 1.9:** System ALA one Rinconhill-San Francisco (Bentifour, 2013).

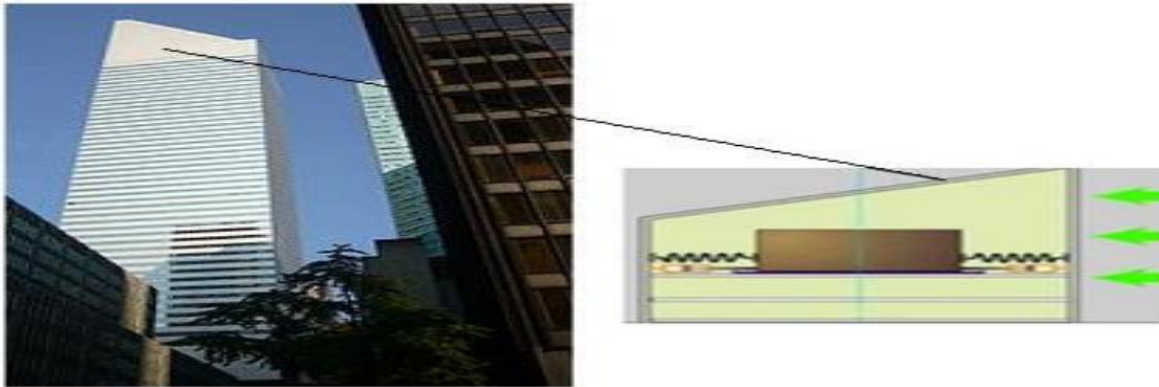


**Figure1.10 :** Système ALA Millennium Tower-Tokyo.

- **les amortisseurs à masse accordé (AMA) :**

Un amortisseur à masse accordée est un dispositif installé sur des structures de génie civil permettant la réduction des oscillations provoquées par le séisme (ou d'autres causes).

La figure 1.11 présente un schéma d'un amortisseur à masse accordée fixé sur le gratte-ciel de Citicorp (New York).

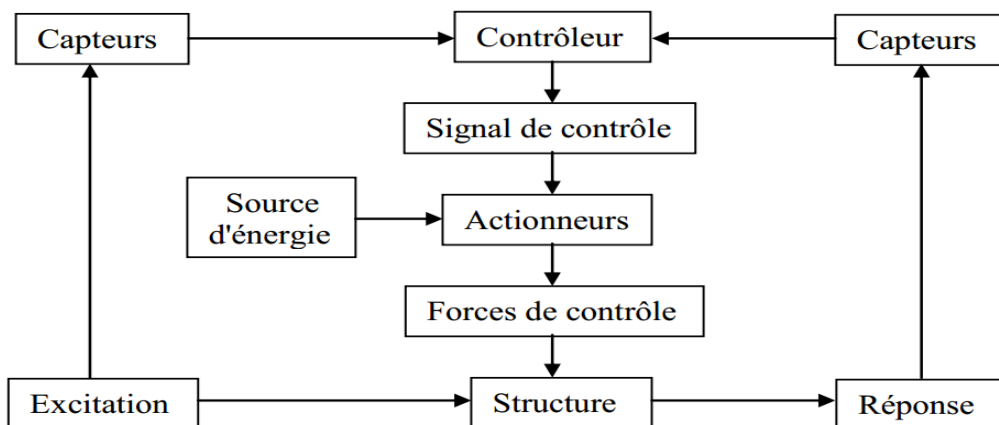


**Figure 1.11** : Amortisseurs à masse accordée, rectangulaire sur la Citicorp (New York) (Nait Zerad et Benmouna, 2014).

### 1.2.2 Le contrôle actif :

Le contrôle actif est apparu dans les années 1930. Ce système nécessite une source importante d'énergie externe pour opérer les actionneurs qui fournissent des forces de contrôle ou des déplacements en certains points, et ce, en fonction de l'état du système. Les magnitudes sont déterminées en utilisant des mesures collectées à partir des capteurs qui mesurent l'excitation et /ou la réponse de la structure (Ben Mekk, 2006). Cependant, il est également connu que ces systèmes sont en général plus coûteux, plus complexes et moins fiables que les systèmes passifs (Allani, 2015).

La figure 1.12 présente un diagramme mitant de système de contrôle actif.



**Figure 1.12** : Diagramme de système de contrôle actif.

### 1.2.3 Le Contrôle semi actif :

Qui implique l'application d'un dispositif réglable ne nécessitant pas d'alimentation externe importante pour pouvoir fonctionner. Ce dispositif combine les caractéristiques des systèmes passives et actives. Il n'exige alors qu'une faible source d'énergie (ex : batterie)

pour modifier ses propriétés mécaniques comme le coefficient d'amortissement ou la rigidité (Allani, 2015).

#### 1.2.4 Le contrôle hybride :

Le contrôle hybride est le contrôle qui combine deux ou plusieurs types de contrôle, telle que le contrôle passif, le contrôle 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 (Bentfour, 2013). Donc ils sont complémentaires.

### 1.3 Les amortisseurs à masse accordée :

Dans cette section on s'intéresse particulièrement aux AMA, puisqu'ils sont utilisés en plusieurs domaines tels que l'automobile, l'aéronautique les navires, les bâtiments et les ouvrages d'art.

Dans le domaine génie civil les AMAs ont été utilisés dans le but d'amortir les déplacements des structures flexibles telles que les ponts et les gratte ciels parce que ces ouvrages sont très sensibles aux excitations induites par le vent et les tremblements de terre.

Le vent excite les modes à basse fréquence. C'est ainsi que Mansfield (2004) a développé la conception d'un AMA réduisant le mouvement de la structure à basse fréquence (Mansfield, 2004).

L'amortisseur de masse accordé passif (AMA) est trouvé à être un moyen simple, efficace, peu coûteux et fiable à supprimer les vibrations indésirables des structures provoquées par les excitations harmoniques ou par le vent (Pinkaw, et al, 2002). Son efficacité dépend du rapport de masse, du rapport de fréquence du rapport d'amortissement d'AMA et La performance de ce système est fortement liée au réglage de ses paramètres.

Les figures 1.13 et 1.14 présentent l'amortisseur à masse accordée seul et fixe dans une structure.

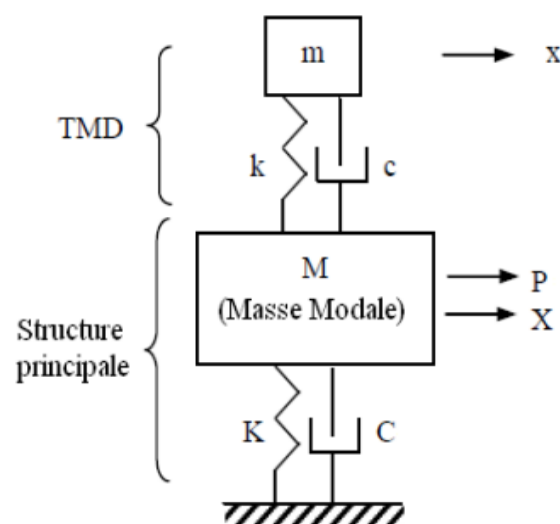
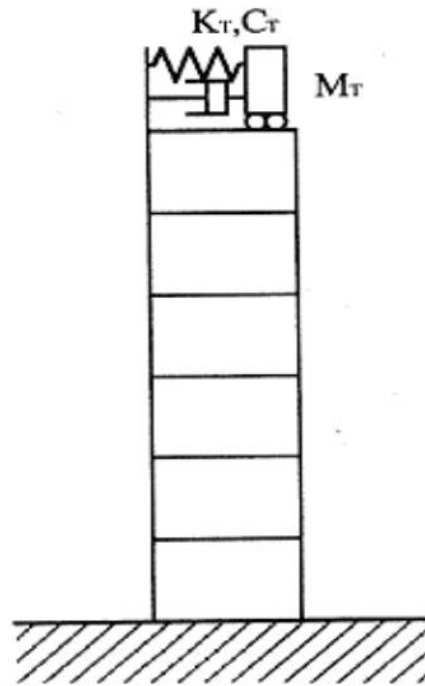


Figure 1.13 : Schéma d'un amortisseur à masse accordée (Benzina, 2013).





**Figure 1.14** : Amortisseur à masse accordé sur une structure (Soong et M.C.C, 1994).

### 1.3.1. Les formes d'AMA :

Les AMAs peuvent être conçus principalement sous les deux formes suivantes :

- a) Masse attachée à la structure principale à l'aide d'un ressort et d'un amortisseur (masse ressort-amortisseur) :



**Figure 1.15** : Amortisseur à masse accordée(AMA) (Mahi et Bouali, 2012).

Dans les dernières années la technologie des AMAs est utilisée dans plusieurs ponts. Les ponts sont soumis aux différents types de sollicitations comme le vent, le séisme et le trafic.... etc. Comme l'exemple ; AMA installés sous le tablier de la passerelle du Millenium à Londres pour corriger l'effet des excitations induites par les piétons (Figures 1.16 ; 1.17 et 1.18).



**Figure 1.16** : AMAs verticaux installés sous le tablier de la passerelle du Millenium à Londres (Allani, 2015).

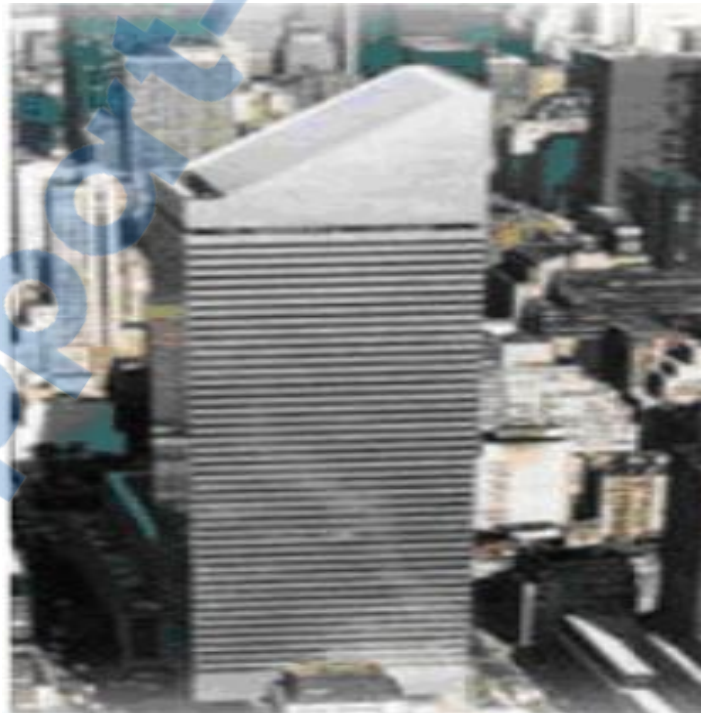


**Figure 1.17** : Tour de contrôle de l'aéroport de Washington (Allani, 2015).



**Figure 1.18 :** Tour « John Hancock » à Boston (Allani A, 2015).

Mc Namara (1977) (McNamara, 1977) a étudié l'efficacité d'un AMA sous l'excitation du vent, en plaçant ce type d'amortisseur dans la construction City Corp. Center à 278 m de hauteur.



**Figure 1.19 :** Bâtiment « Citicorp Center » (Djellouli, 2012).

### b) Masse accordée pendulaire :

L'utilisation la plus connue de ce type d'amortisseur est celle du pendule de 730 tonnes au sein de la tour de Taipei à Taiwan (figure 1.20). C'est la première forme d'amortisseur à masse accordée pendulaire (Soong et al, 1997), quand la tour bouge la boule résiste au mouvement et les amortisseurs entre en jeu c'est le même principe des amortisseurs au voiture mais sur énorme échelle.



Figure 1.20 : AMA pendulaire installé dans la tour de Taipei (Benzina, 2013)

### 1.3.2 Aperçu historique sur les AMAs :

Le concept AMA a été d'abord appliqué par Frahm en 1909, il a inventé un dispositif de contrôle des vibrations appelé un amortisseur de vibrations dynamiques pour réduire le mouvement des bateaux quand ils subissent aux vagues de la mer. Cet amortisseur n'avait pas d'amortissement propre et il n'était efficace que lorsque la fréquence propre d'AMA était très proche de la fréquence d'excitation. L'amortisseur de Frahm n'est efficace que dans le cas où la fréquence d'excitation est connue (Allani, 2015).

Une théorie pour l'AMA a été présentée dans l'article d'Ormondroyd et Den Hartog, en 1928, suivi par une discussion détaillée du réglage optimal et des paramètres d'amortissement dans les livres de Den Hartog sur les vibrations mécanique (1940). La théorie initiale a été appliquée sur un système à un seul degré de liberté (SSDDL) non amorti, soumis aux forces sinusoïdales. L'extension de la théorie qui consiste à amortir le SSDDL qui a été investi par de nombreuses recherches.

En 1947, Den Hartog a déterminé des formules empiriques pour les paramètres optimisés de l'AMA lorsque la structure est soumise à des excitations harmoniques. Ces expressions ont été calculées en minimisant l'amplitude du déplacement maximal permanent de la structure principale.

En 1976, La première construction équipée d'un AMA, est la tour CN Tower à Toronto (Canada).

Le tableau 1.1 résume quelque application des amortisseurs à masse accordée (AMA) dans le monde.

**Tableau 1.1** : Application des AMAs dans le monde 1 (Allani, 2015).

Nom des ouvrages	Type de structure	Ville/pays	date	Amortisseur
<b>CN Tower (553 m)</b>	Tour	Toronto, Canada	1976	2 pendules AMAs Poids : 18 tonnes
<b>Fukuoka Tower (234 m)</b>	Tour	Fukuoka, Japon	1989	2 AMAs Poids : 25-30 tonnes
<b>Chifley Tower (209 m)</b>	Bâtiment	Sydney, Australie	1993	1 AMA Poids : 400 tonnes
<b>P&amp;G Japan Headquarters (131 m)</b>	Bâtiment	Kobe, Japon	1993	3 AMAs Poids : 270 tonnes
<b>Tokyo Skytree (634 m)</b>	Tour	Tokyo-Japon	2012	1 AMA Poids : 100 tonnes

#### 1.4 CONCLUSION :

Dans ce chapitre, on peut conclure qu'il existe plusieurs systèmes de contrôle (passif, actif, semi actif, hybride) .ces dispositifs utilisés pour réduire la réponse sismique et limiter les nombres des dégâts causés par les phénomènes naturels. Dans notre étude nous intéressons aux amortisseurs à masse accordée passif.

Les amortisseurs à masse accordée connaissent un succès important en génie civil tel que les bâtiments, les ponts et les gratte-ciels ils minimisent les déplacements des structures causées par les chargements dynamiques (séisme, vent, trafic...etc.).

## **CHAPITRE 2 :**

---

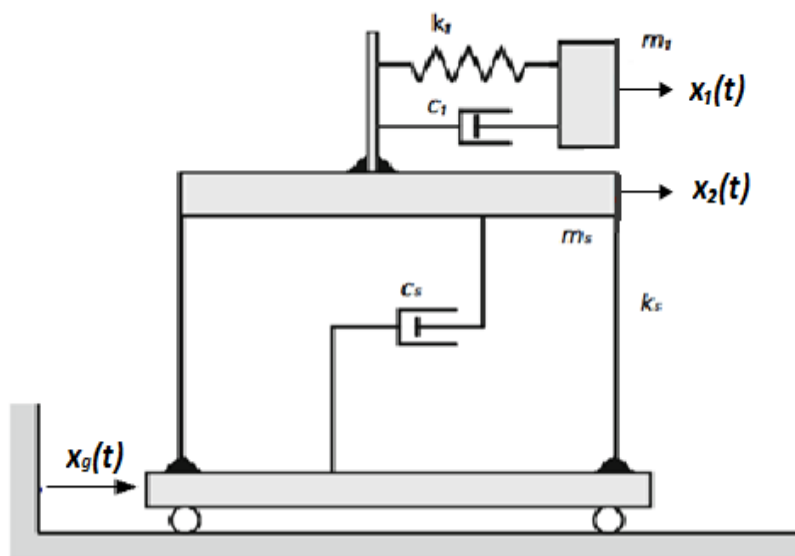
# **LES METHODES D'OPTIMISATION DES AMAs POUR UN SYSTEME 1DDL ET NDDL**

## 2.1 Introduction :

Aujourd'hui, les constructions et les ouvrages de génie civil sont de plus en plus élancés surtout en hauteur. La souplesse de ces ouvrages les rend très sensibles aux excitations dynamiques extérieures telles que les tremblements de terre ou le vent. Dans ce chapitre nous allons étudier les critères d'optimisation des paramètres mécaniques de l'AMA sur un système à un seul et plusieurs degrés de liberté.

## 2.2 Equation de mouvement :

L'amortisseur à masse accordée AMA consiste en une masse  $m_1$  liée à un niveau de la structure par l'intermédiaire d'un ressort  $k_1$  et d'un amortisseur linéaire  $c_1$ . (Figure 2.1)



**Figure 2.1** : Schéma représentatif d'un système à 1ddl et un AMA.

La figure 2.1 présente un schéma représentatif d'un AMA lié à un système à 1ddl où :

$m_s$  : Masse de la structure.

$K_s$  : Rigidité de la structure.

$C_s$ : Amortissement de la structure.

$X_2$ : Déplacement de l'AMA.

$X_1$ : Déplacement de la structure.

$X_g$ : Déplacement du sol.

Les structures avec AMA peuvent être représentées par des systèmes à 2-ddL, définis par une paire d'équations différentielles couplées de second ordre. Lorsque la structure est soumise à une excitation sismique  $\ddot{x}_g$ , ces équations de mouvement peuvent être définies comme suit :

$$\begin{cases} m_s (\ddot{x}_2 + \ddot{x}_g) + C_s \dot{x}_2 + K_s x_2 - C_1 (\dot{x}_1 - \dot{x}_2) - K_1 (x_1 - x_2) = 0 \\ m_1 (\ddot{x}_1 + \ddot{x}_g) + C_1 (\dot{x}_1 - \dot{x}_2) + K_1 (x_1 - x_2) = 0 \end{cases} \quad (2.1)$$

$$\begin{cases} m_s \ddot{x}_2 + (C_s + C_1) \dot{x}_2 + (K_s + K_1) x_2 - C_1 \dot{x}_1 - K_1 x_1 = -m_s \ddot{x}_g \\ m_1 \ddot{x}_1 + C_1 \dot{x}_1 - C_1 \dot{x}_2 + K_1 x_1 - K_1 x_2 = -m_1 \ddot{x}_g \end{cases} \quad (2.2)$$

### 2.3 Optimisation des paramètres d'un seul AMA appliqué à un système principal à 1ddl à partir des critères de la littérature :

Dans cette partie nous allons présenter quelques méthodes de la littérature, pour étudier l'influence des AMAs sur la variation du facteur dynamique. L'optimisation de ce paramètre de permet de limiter le mouvement de la structure principale.

Les critères d'optimisation ont divisées en deux groupes :

- Du facteur d'amplification dynamique (excitation sur la masse si l'excitation est de type force ; excitation sur la base si l'excitation est de type accélération).
- De la localisation des pôles pour un système couplé dans le plan complexe (L'emplacement des pôles).

On a les notations suivantes :

Le rapport de la masse :

$$\mu_1 = \frac{m_1}{m_s} \quad (2.3)$$

Le rapport de synchronisation :

$$\beta_1 = \frac{\omega_1}{\omega_s} \quad (2.4)$$

Le taux d'amortissement de l'AMA :

$$\xi_1 = \frac{c_1}{2 \omega_1 m_1} \quad (2.5)$$

$\omega_s$  : Pulsation de la structure.

$\omega_1$  : Pulsation de l'AMA.

Par la suite nous exposons les méthodes d'optimisation pour les deux cas d'excitation sur la masse et sur la base.



**2.3.1 Optimisation du facteur d'amplification dynamique pour une structure excitée sur la masse :**

Le facteur d'amplification dynamique (*FAD*) dépend de l'excitation. Si l'excitation est appliquée sur la masse de la structure principale, ce facteur est relié à la fonction de transfert défini par le rapport entre la transformée de Fourier du déplacement de la structure principale et celle de l'excitation à la masse (Allani, 2015).

$$FADs^s(r) = \frac{\sqrt{(\beta_1^2 - r^2)^2 + (2\xi_1 r \beta_1)^2}}{\sqrt{[(r^2 - \beta_1^2)(1 - r^2) + \mu_1 r^2 \beta_1^2 + 4\beta_1 \xi_s \xi_1 r^2]^2 + [2\xi_1 \beta_1 r (r^2 + \mu_1 r^2 - 1) + 2\xi_s r (r^2 - \beta_1^2)]^2}} \quad (2.6)$$

Où *r* est le rapport de fréquence ou fréquence normalisé, il est égal à la fréquence de l'excitation  $\bar{\omega}$  sur la fréquence de la structure  $\omega_s$ .

$$r = \frac{\bar{\omega}}{\omega_s} \quad (2.7)$$

Dans la littérature beaucoup de méthodes ont été développées afin de trouver les valeurs optimales de l'AMA. C'est-à-dire les valeurs de  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$  qui donne un *FADs* le plus réduit possible parmi ces méthodes nous citons celles de :

**a) Méthode de Frahm :**

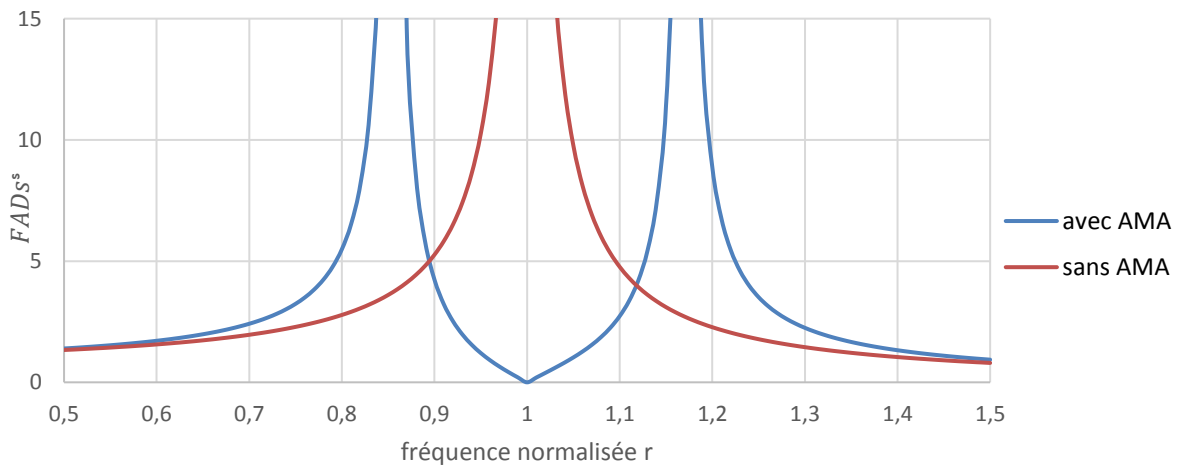
Son étude a consisté à ajouter à une structure principale non amortie, un dispositif secondaire modélisé seulement par un ressort. L'amortissement de la structure principale  $\xi_s$  et l'amortissement de l'AMA  $\xi_1$  sont tous les deux nuls. L'excitation appliquée sur la masse de la structure principale est harmonique (Allani, 2015).

L'expression du *FADs<sup>s</sup>* se réduit à :

$$FADs^s(r) = \frac{\sqrt{(\beta_1^2 - r^2)^2}}{\sqrt{[(r^2 - \beta_1^2)(1 - r^2) + \mu_1 r^2 \beta_1^2]^2}} \quad (2.8)$$

L'expression du Facteur d'amplification dynamique sans AMA pour une excitation harmonique est :

$$FADs^s(r) = \frac{1}{1 - r^2} \quad (2.9)$$



**Figure 2.2 :** Amplification dynamique en fonction de la fréquence normalisée sans AMA et avec un AMA ( $\beta_1=1$  et  $\mu_1= 0.1$ ).

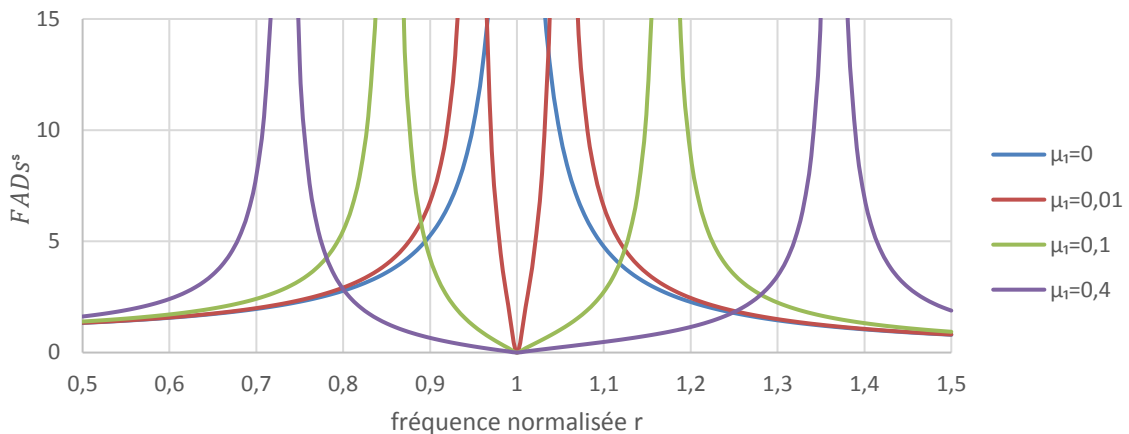
La figure 2.2 représente l'évolution du facteur d'amplification dynamique en fonction de  $r$  pour 1ddl avec un AMA non amorti (avec  $\beta_1=1$  et  $\mu_1=0,1$ ) et sans AMA. Nous pouvons remarquer que le  $FADs^s$  (sans AMA) est supérieur au  $FADs^s$  (avec AMA), la courbe de l'amplification sans AMA présente un seul pic et celle avec l'AMA présente deux pics.

Lorsque  $r$  tend vers 1 le  $FADs^s$  diminue pour un système 1ddl avec AMA contrairement à un système 1ddl sans AMA ou le  $FADs^s$  tends vers l'infini.

Donc on conclue que la valeur du  $FADs^s$  diminue lorsqu'on utilise l'AMA. En choisissant la fréquence adéquate.

- **Effet de la variation de rapport de la masse sur l'amplification dynamique :**

Dans cette partie nous étudions l'effet du rapport de masse  $\mu_1$  sur le  $FADs^s$ . (Figure 2.3)



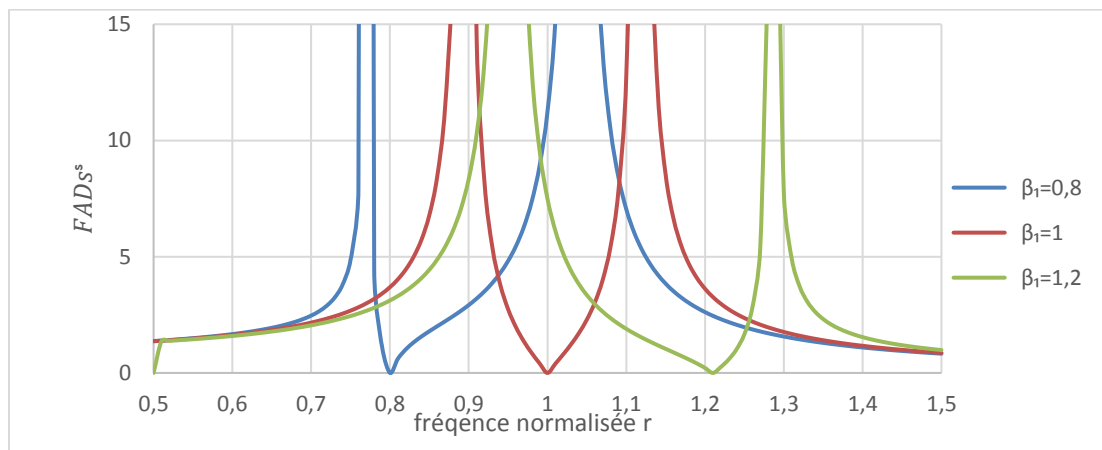
**Figure 2.3 :** Effet de la variation du rapport de la masse sur l'amplification dynamique pour  $\beta_1 = 1$ .

D'après la figure 2.3, Nous pouvons remarquer que si  $\mu_1=0$  la courbe contient un seul pic mais si on augmente  $\mu_1$ , elle devient avec deux pics, la valeur du  $FADs^s$  diminue au voisinage de  $r=1$ , et la bande passante entre les pics de résonance s'élargie.

- **Effet de la variation du paramètre  $\beta_1$  sur l'amplification dynamique :**

Nous étudions aussi l'effet du paramètre  $\beta_1$  sur l'amplification dynamique (Figure 2.4).

On prend  $\beta_1=0,8, 1, 1,2$  ceci pour  $\mu_1=0,05$



**Figure 2.4 :** Effet de la variation du paramètre  $\beta_1$  sur l'amplification dynamique pour  $\mu_1=0,05$ .

D'après la figure 2.4, nous pouvons remarquer que l'allure des courbes du facteur d'amplification dynamique est identique pour  $\beta_1=0,8$  et  $\beta_1=1,2$ , et d'autre part l'amplification diminue lorsque la valeur de  $\beta_1$  est de 1 pour une valeur de  $r$  autour de 1.

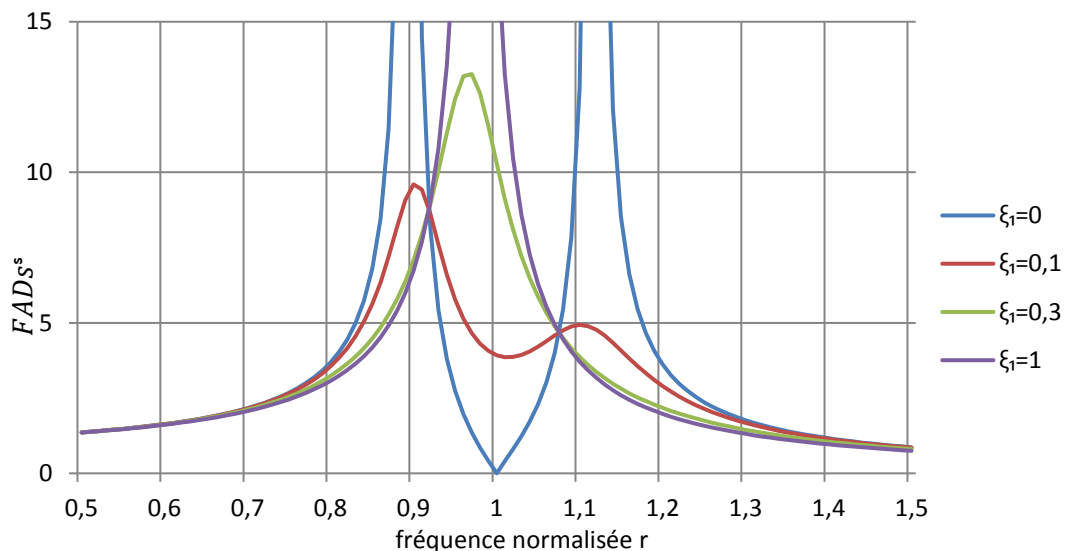
**b) Méthode de Den Hartog :**

C'est est la première méthode d'optimisation qui consiste à identifier les paramètres  $\beta_1, \xi_1$  de l'AMA dans le cas d'une excitation harmonique sur la masse de la structure principale (Den Hartog, 1947).

Son critère d'optimisation consiste à minimiser le déplacement permanent maximal de la structure principale, dans le cas d'un AMA amorti ( $\xi_1 \neq 0$ ) et d'une structure principale sans amortissement propre ( $\xi_s = 0$ ).

• **Evolution de l'amplification dynamique :**

La figure 2.5 présente la variation du  $FADs^s$  en fonction de la fréquence normalisée pour quatre valeur de  $\xi_1$  (0, 0,1, 0,3, 1),  $\beta_1 = 1$  et  $\mu_1 = 0,05$ .



**Figure2.5 :** Evolution de l'amplification dynamique pour  $\beta_1 = 1$  et  $\mu_1 = 0.05$  en variant le taux d'amortissement de l'AMA.

D'après la figure 2.5, l'amplification dynamique atteint sa valeur minimale pour  $\xi_1=0,1$ . Lorsque nous augmentons les taux d'amortissement, nous observons une réduction du pic secondaire et une amplification de l'amplitude du pic primaire jusqu'à avoir un seul pic qui tends vers l'infini pour  $\xi_1=1$

Selon Den Hartog le rapport  $\beta$  et le taux d'amortissement  $\xi$  optimal s'écrivent comme suit :

$$\beta_{1opt} = \frac{1}{1+\mu_1} \tag{2.10}$$

$$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{3\mu_1}{8(1+\mu_1)}} \tag{2.11}$$

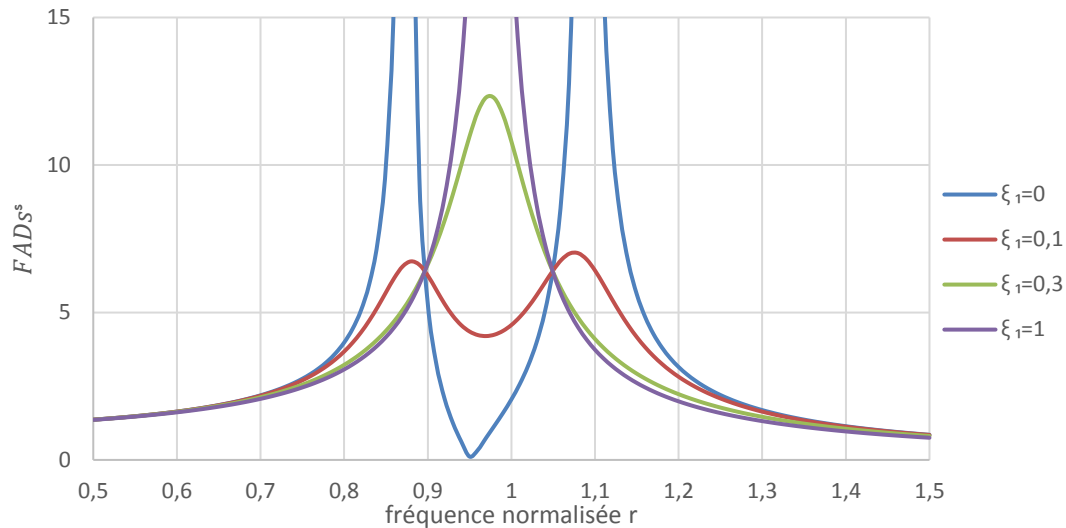
Par exemple On a :

$$\beta_{1opt} = 0,952$$

$$\xi_{1opt} = 0,134$$

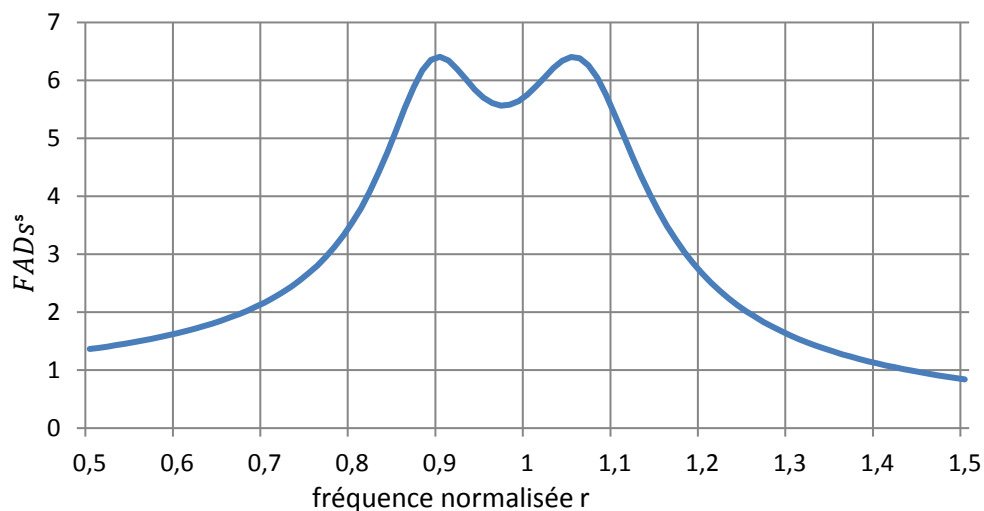
Pour  $\mu_1 = 0,05$

La figure 2.6 présente la variation du  $FADs^s$  en fonction de la fréquence normalisée pour quatre valeur de  $\xi_i$  (0, 0,1, 0,3, 1),  $\beta_{1opt}$  et  $\mu_1 = 0,05$ .



**Figure 2.6 :** Evolution de l'amplification dynamique pour  $\beta_{1opt}$  et  $\mu_1 = 0,05$  en faisant varier le taux d'amortissement de l'AMA.

D'après la figure 2.6, nous remarquons que lorsqu'on utilise  $\beta_{1opt} = 0,952$ , la valeur de  $FADs^s$  diminue par rapport au cas où  $\beta_1 = 1$  pour toute les variations de  $\xi_1$ .



**Figure 2.7 :** Evolution de l'amplification dynamique de l'amortisseur pour  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$  selon l'optimisation de Den Hartog pour  $\mu_1 = 0,05$ .

D'après la figure 2.7, nous remarquons que la valeur de  $FADs^s$  diminue reste inférieure à 7 et la courbe présente deux pic de même maximum. On conclue donc que lorsque les valeurs de  $\xi_1, \beta_1$  s'approcher aux valeurs de  $\xi_{1opt}, \beta_{1opt}$ , la valeur du  $FADs^s$  prend une valeur petite donc les paramètres  $\beta_{1opt}, \xi_{1opt}$  et  $\mu_1$  influent sur le facteur amplification dynamique et  $FADs^s$  dans ce cas il prend la valeur minimale.

**c) Méthode de Krenk :**

L'étude de Krenk se limite au cas où le taux d'amortissement de la structure principale est nul. Selon Krenk, le taux d'amortissement de l'AMA doit être choisi suffisamment élevé pour produire plus d'atténuation de l'amplification dynamique mais pas trop, et ce, pour limiter le mouvement relatif de l'amortisseur (Krenk, 2005).

Selon Krenk le rapport  $\beta_{1opt}$  et taux d'amortissement  $\xi_{1opt}$  s'écrit :

$$\beta_{1opt} = \frac{1}{1+\mu_1} \tag{2.12}$$

$\beta_{1opt}$  est le même que celui de Den Hartog, Par contre, la différence réside dans l'expression du taux de l'amortissement de l'AMA.

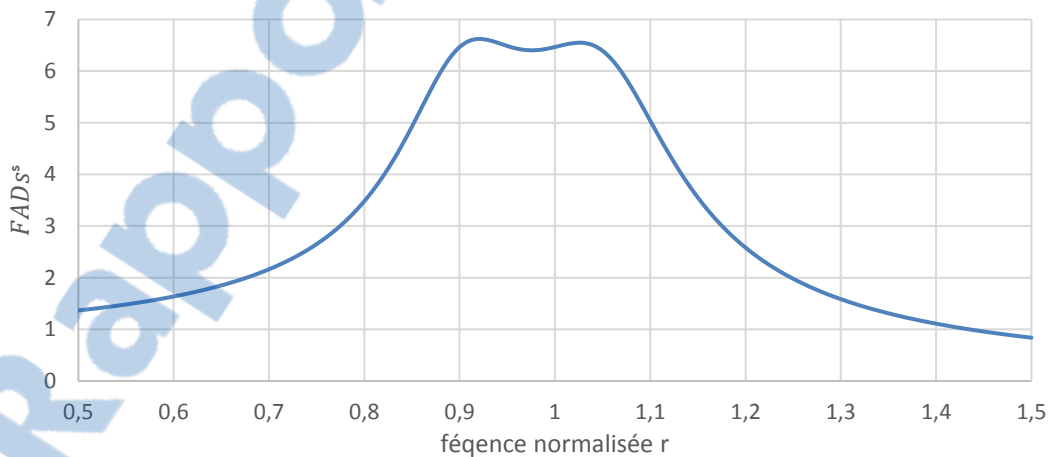
$$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{\mu_1}{2(1+\mu_1)}} \tag{2.13}$$

On a

$$\beta_{1opt} = 0,952$$

$$\xi_{1opt} = 0,154$$

Pour  $\mu_1 = 0,05$



**Figure 2.8 :** Evolution de l'amplification dynamique de l'amortisseur pour  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$  selon l'optimisation de Krenk  $\mu_1 = 0,05$ .

D'après la figure 2.8, nous remarquons que cette courbe contient deux pics qui se rapprocher à la forme d'un seul pic.

La valeur max de  $FADs^s$  de krenk est supérieure à celle de Den Hartog dans ce cas.

**d) Méthode d'Ioi et Ikeda :**

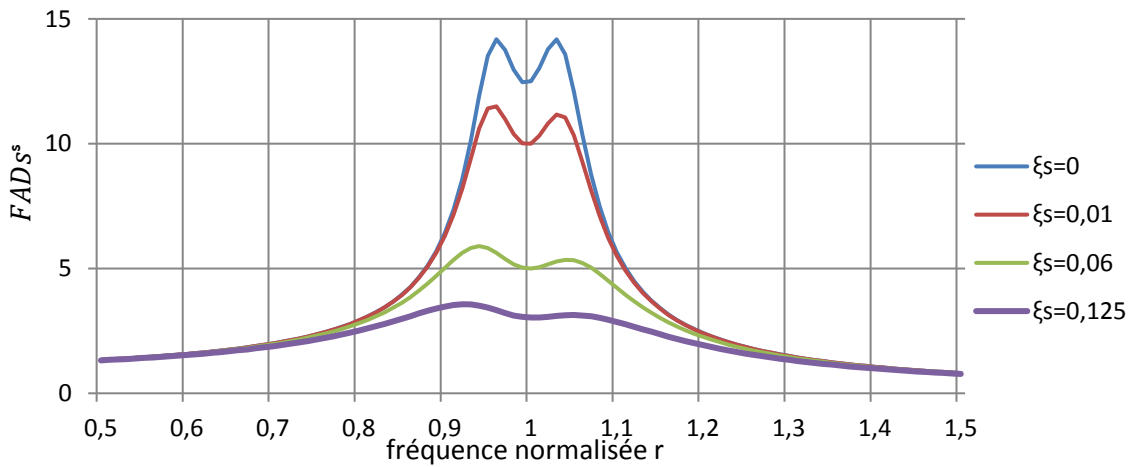
Dans le cas où le taux d'amortissement de la structure principal est non nul, Ioi et Ikeda ont montré que la courbe de l'amplification dynamique ne passe plus par deux points indépendants de l'amortissement de l'AMA (Ioi et Ikeda, 1978).

$$\beta_{1opt} = 0,99$$

$$\xi_{1opt} = 0,061$$

Pour  $\mu_1 = 0,01$

La figure 2.9 montre l'évolution de l'amplification dynamique de l'amortisseur pour  $\mu_1=0.01$  et  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$  selon l'optimisation de Den Hartog.



**Figure 2.9 :** Evolution de l'amplification dynamique de l'amortisseur pour  $\mu_1=0.01$  et  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$  selon l'optimisation de Den Hartog.

D'après la figure 2.9, nous remarquons que si  $\xi_s$  augmente la valeur du  $FADs^s$  diminue.

Ioi et Ikeda montrent que les pics de résonance ont des amplitudes égales lorsque le paramètre  $\beta_{1opt}$  s'écrit sous la forme :

$$\beta_{1opt} = \frac{1}{1+\mu_1} - (0,241 + 1,7\mu_1 - 2,6\mu_1^2)\xi_s - (1-1,9\mu_1 + \mu_1^2)\xi_s^2 \quad (2.14)$$

Il découle que le paramètre du taux d'amortissement optimal s'écrit :

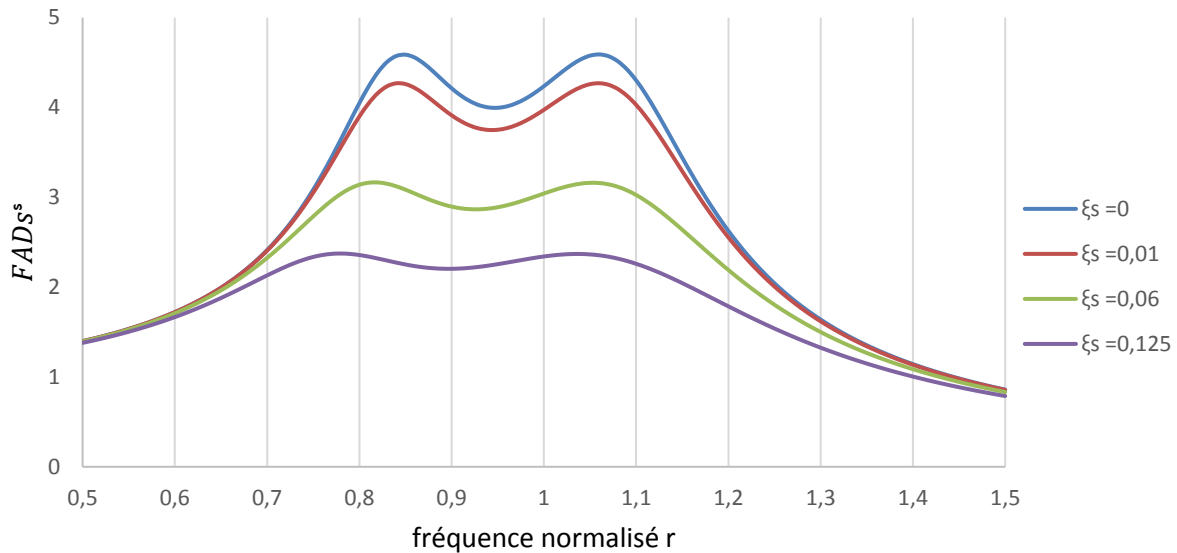
$$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{3\mu_1}{8(1+\mu_1)}} + (0,13 + 0,12\mu_1 + 0,4\mu_1^2)\xi_s - (0,01+0,9\mu_1 + 3\mu_1^2)\xi_s^2 \quad (2.15)$$

Pour un 2<sup>ème</sup> exemple nous avons pris  $\mu_1=0,1$ , les valeurs de  $\xi_s$ ,  $\xi_{1opt}$ ,  $\beta_{1opt}$  sont résumées dans le tableau 2.1.

**Tableau 2.1 :** Variation des paramètres  $\xi_{1opt}$  et  $\beta_{1opt}$  pour les différentes valeurs du taux d'amortissement de la structure.

$\xi_s$	0	0,01	0,06	0,125
$\beta_{1opt}$	0,909	0,905	0,904	0,848
$\xi_{1opt}$	0,184	0,186	0,192	0,2008

La variation des  $FADs^s$  dans ce cas est montrée par la figure 2.10.



**Figure 2.10 :** Evolution de l'amplification dynamique de l'amortisseur pour  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$  selon l'optimisation d'Ioi et Ikeda, pour  $\mu_1 = 0.1$  et pour les différentes valeurs du taux d'amortissement de la structure principale.

Nous pouvons remarquer que quand  $\xi_s$  augmente la valeur des  $FADs^s$  diminue. L'inconvénient de cette méthode réside dans le fait que ces formules empiriques sont valables que pour un rapport de masse très élevé ;  $\mu_1$  entre 0,1 et 0,3 (Allani, 2015).

**e) Méthode de Warburton :**

Warburton a développé une méthode lorsque l'amortissement propre de la structure principale est non nul. Les paramètres optimisés ont été obtenus en appliquant un critère qui consiste à minimiser le déplacement permanent maximal (Warburton, 1982).

Les paramètres  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$  s'écrivent comme suit :

$$\beta_{1opt} = \frac{\sqrt{1 + \frac{\mu_1}{2}}}{1 + \mu_1} \quad (2.16)$$

$$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{\mu_1(1 + \frac{3\mu_1}{4})}{4(1 + \mu_1)(1 + \frac{\mu_1}{2})}} \quad (2.17)$$

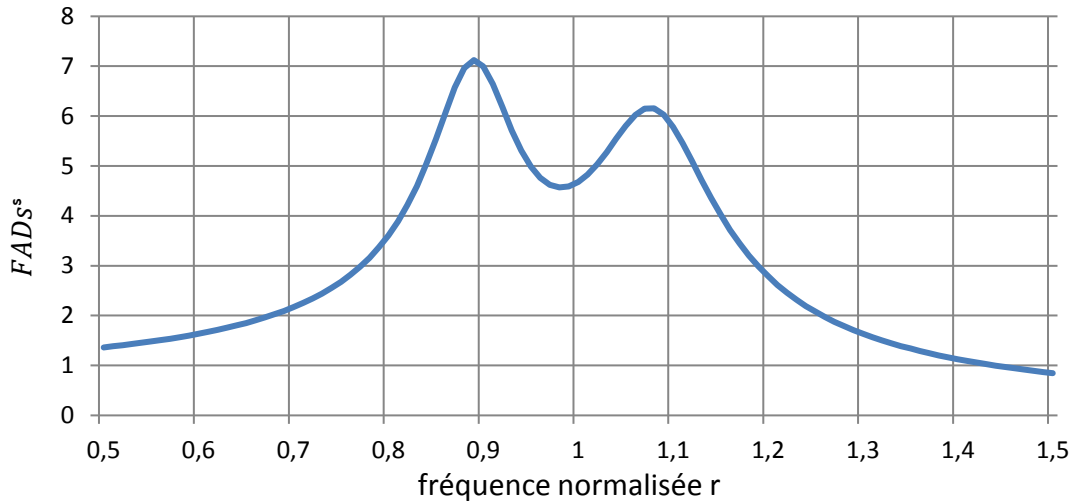
On a :

$$\beta_{1opt} = 0,964$$

$$\xi_{1opt} = 0,1097$$

Pour  $\mu_1 = 0,05$

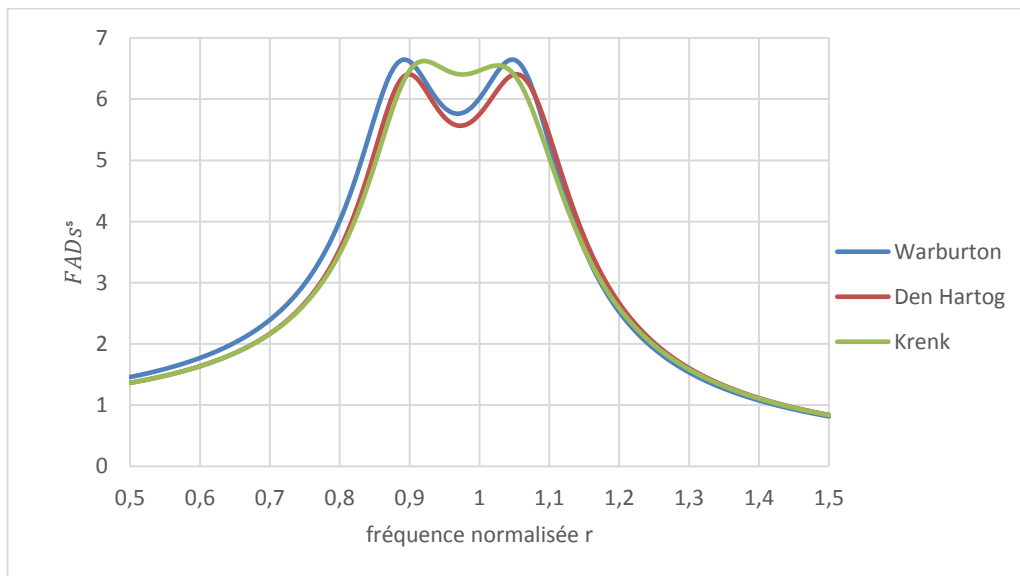
La figure 2.11 montre l'évolution du  $FADs^s$  pour  $\mu_1 = 0,05$  et  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$  selon l'optimisation de Warburton.



**Figure 2.11 :** Evolution de l'amplification dynamique de l'amortisseur pour  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$  selon l'optimisation de Warburton pour  $\mu_1 = 0,05$ .

**f) Comparaison entre les différentes méthodes d'optimisation :**

Afin de comparer les différentes méthodes d'optimisation présentées, nous donnons sur la même courbe les valeurs du  $FADs^s$  trouvées pour  $\mu_1 = 0,05$ ,  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$ .



**Figure 2.12 :** Evolution de l'amplification dynamique de l'amortisseur pour  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$  selon l'optimisation de warburton, Den Hartog et Krenk pour  $\mu_1 = 0,05$ .



D'après la figure 2.12, nous pouvons remarquer que l'amplification dynamique atteint sa valeur minimale selon l'optimisation Den Hartog par rapport à l'optimisation de Krenk et Warburton.

**2.3.2 Optimisation du facteur d'amplification dynamique pour une structure excitée sur la base :**

Si l'excitation est appliquée sur la base de la structure principale, le facteur dynamique est relié à la fonction de transfert définie par le rapport entre la transformée de Fourier du déplacement relatif de la structure principale et celle de l'excitation à la base (Allani, 2015). Donc le facteur d'amplification dynamique sera comme suit :

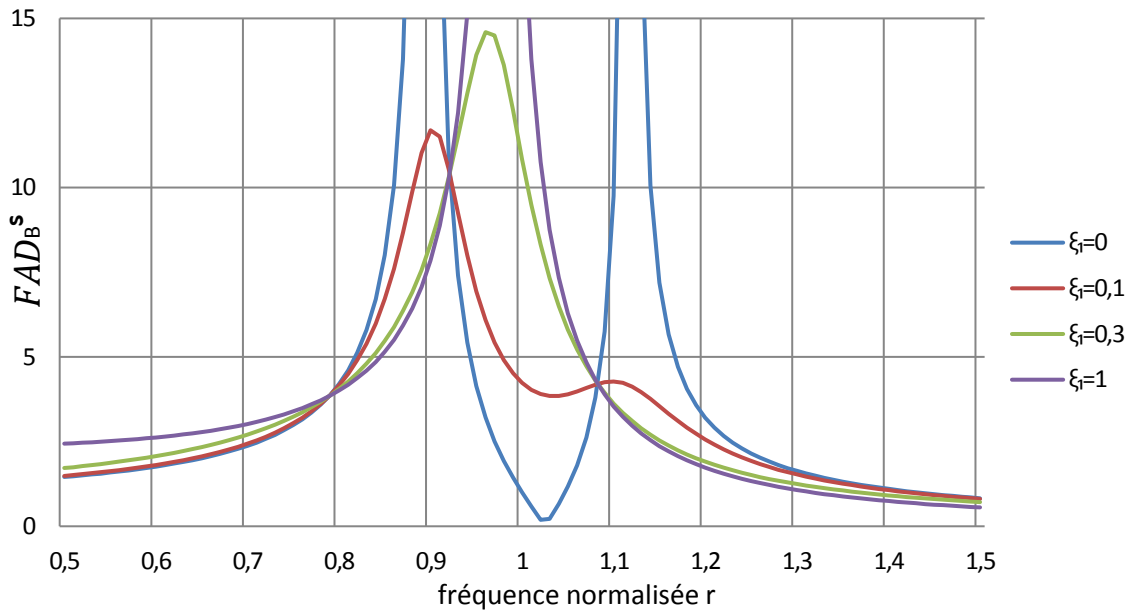
$$FAD_B^s(r) = \frac{\sqrt{(\beta_1^2(1+\mu_1)-r^2)^2+(2\xi_1\beta_1(1+\mu_1))^2}}{\sqrt{[(r^2-\beta_1^2)(1-r^2)+\mu_1r^2\beta_1^2+4\beta_1^2\xi_s\xi_1r^2]^2+[2\xi_1\beta_1r(r^2+\mu_1r^2-1)+(2\xi_s r(r^2-\beta_1^2))]^2}} \quad (2.18)$$

Dans ce cas on trouve une seule méthode :

**a) Méthode de Warburton :**

Dans le cas d'une excitation harmonique appliquée sur la base d'une structure principale non amortie, Warburton a utilisé la procédure classique de Den Hartog. Cette procédure consiste à ce que pour deux valeurs fixes de  $\beta_1$  et  $\mu_1$ , si nous faisons varier  $\xi_1$ , alors, toutes les courbes de l'amplification dynamique passent par deux points fixes (Warburton, 1982).

La figure 2.13 montre l'évolution de  $FAD_B^s$  en fonction de la fréquence normalisée pour  $\beta_1 = 1$ ,  $\mu_1 = 0,05$  et les différentes valeurs de  $\xi_1$  (0, 0,1, 0,3, 1).



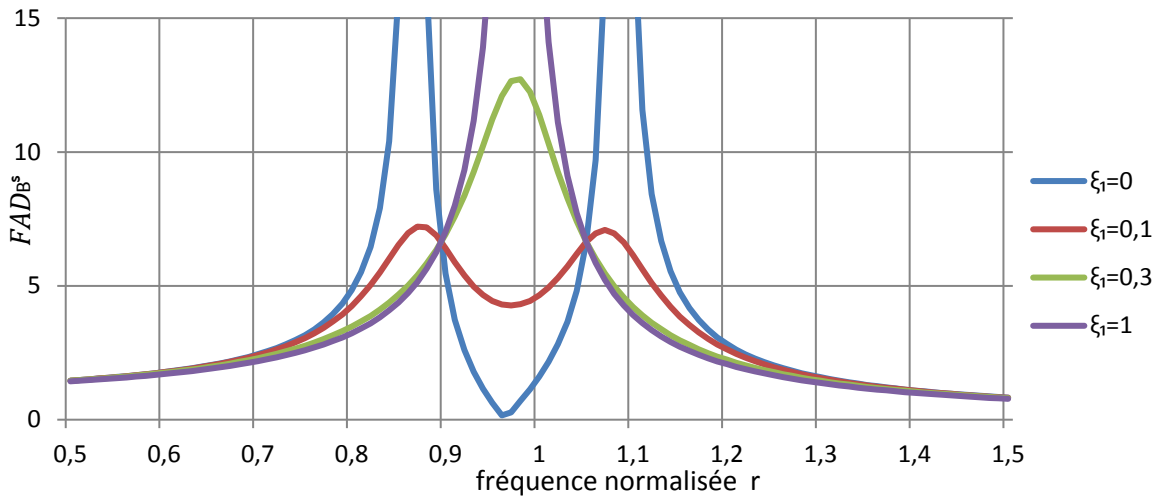
**Figure 2.13 :** Evolution de l'amplification dynamique en variant le taux d'amortissement de AMA  $\xi_1$  pour  $\beta_1 = 1$  et  $\mu_1 = 0,05$ .

D'après la figure 2.13, nous remarquons lorsque  $\xi_1 = 0$ , la valeur de  $FAD_B^S$  est très grande, et lorsque  $\xi_1$  augmente le  $FAD_B^S$  diminue jusqu'à  $\xi_1=1$  où le  $FAD_B^S$  devient important.

L'auteur a déterminé  $\beta_{1opt}$  afin que les deux pics fixes en question soient à la même hauteur. la valeur optimale de  $\beta_{1opt}$  est :

$$\beta_{1opt} = \frac{\sqrt{1-0,5\mu_1}}{1+\mu_1} \quad (2.19)$$

La figure 2.14 montre l'évolution de  $FAD_B^S$  en fonction de la fréquence normalisée pour  $\beta_{1opt}$ ,  $\mu_1 = 0,05$  et les différentes valeurs de  $\xi_1$  (0, 0,1, 0,3, 1).



**Figure 2.14 :** Evolution de l'amplification dynamique pour  $\beta_{1opt}$  et  $\mu_1 = 0,05$  en faisant varier le taux d'amortissement de AMA.

D'après la figure 2.14, nous remarquons la valeur de  $FAD_B^S$  diminue lorsqu'on utilise  $\beta_{1opt}$  par rapport au cas où  $\beta_1 = 1$ , lorsque  $\xi_1 = 0$  le  $FAD_B^S$  est inférieur à 70 et si  $\xi_1=0.1$  le  $FAD_B^S$  est égale à 7.

La détermination de la valeur d'amortissement optimal  $\xi_{1opt}$  nécessite que la courbe d'amplification dynamique passe par l'un de ces deux points avec une tangente horizontale d'où l'expression de  $\xi_{1opt}$  :

$$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{3\mu_1}{8(1+\mu_1)(1-0,5\mu_1)}} \quad (2.20)$$

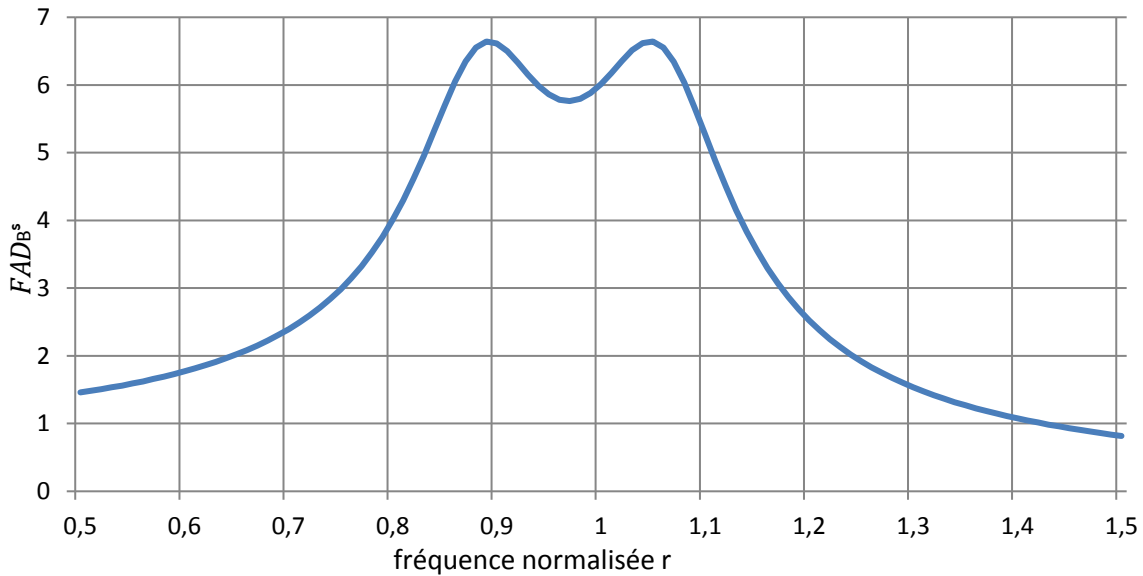
On a :

$$\beta_{1opt} = 0,940$$

$$\xi_{1opt} = 0,13$$

Pour  $\mu_1=0,05$

La figure 2.15 montre l'évolution de  $FAD_B^S$  en fonction de la fréquence normalisée pour une accélération harmonique à la base avec  $\mu_1 = 0,05$ ,  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$ .



**Figure 2.15 :** Evolution de l’amplification dynamique de l’amortisseur pour  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$  selon l’optimisation de Warburton dans le cas d’une excitation harmonique sur la base, pour  $\mu_1 = 0,05$ .

D’après la figure 2.15, la valeur de  $FAD_B^s$  a diminué lorsqu’on a utilisé  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$  la valeur de  $FAD_B^s$  est de 6.6 par rapport au cas où  $\beta_1=1$ .

Pour une accélération aléatoire dans la base les paramètres optimale  $\xi_{1opt}$  et  $\beta_{1opt}$  sont :

$$\beta_{1opt} = \frac{\sqrt{1-0,5\mu_1}}{1+\mu_1} \quad (2.21)$$

$$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{\mu_1(1-\frac{\mu_1}{4})}{4(1+\mu_1)(1-0,5\mu_1)}} \quad (2.22)$$

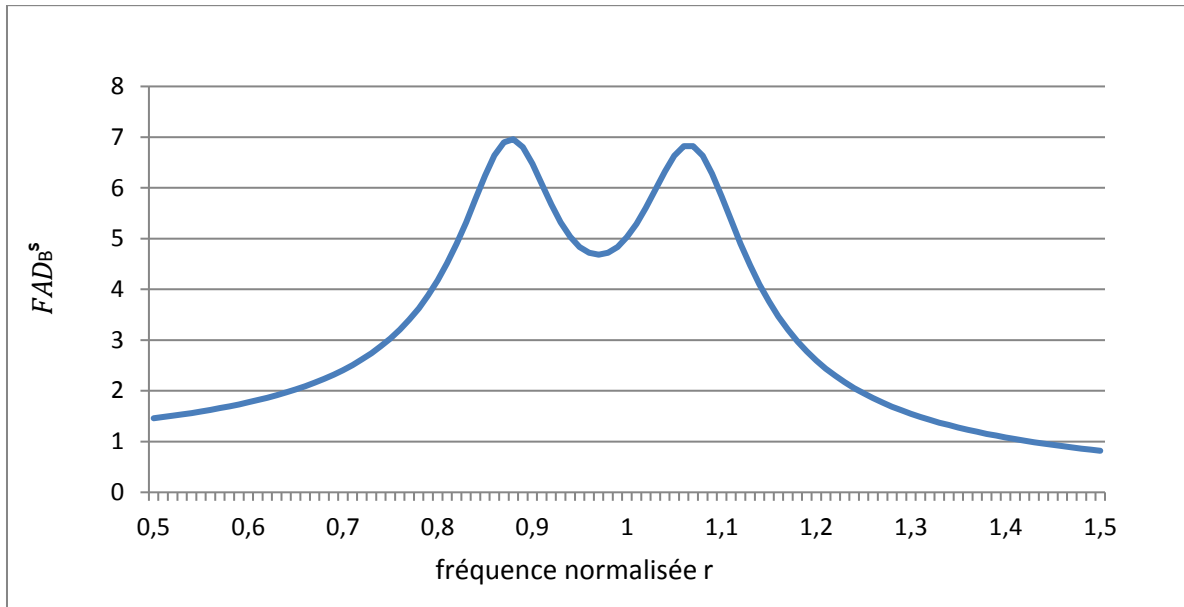
On a :

$$\beta_{1opt} = 0,940$$

$$\xi_{1opt} = 0,1098$$

Pour  $\mu_1=0,05$

La figure 2.16 montre l’évolution de  $FAD_B^s$  en fonction d la fréquence normalisée pour une accélération aléatoire à la base avec  $\mu_1 = 0,05$ ,  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$ .



**Figure 2.16 :** Evolution de l’amplification dynamique de l’amortisseur pour  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$  selon l’optimisation de Warburton dans le cas d’une excitation aléatoire sur la base, pour  $\mu_1 = 0,05$ .

Les résultats que nous avons obtenus du facteur d’amplification dynamique (FAD) en fonction de la fréquence normalisé sont détaillés dans l’ANNEXE A.

### 2.3.3 Optimisation de l’emplacement des pôles :

#### a) Méthode du Fujino :

Les méthodes des placements des pôles ont été introduites par Fujino. Le critère d’optimisation qu’il a proposé est valable lorsqu’un seul AMA contrôle un seul mode de la structure principale (Fujino, 1993).

Les valeurs des paramètres adimensionnels optimisés et les valeurs modales des pôles sont définies en fonction du paramètre  $\mu_1$  et  $\xi_s$  de la manière suivante :

$$\beta_{1opt} = \frac{1}{1+\mu_1} + \frac{\sqrt{\mu_1}\xi_s}{(1+\mu_1)\sqrt{1+\mu_1-\xi_s}} \quad (2.23)$$

$$\xi_{1opt} = \frac{\xi_s}{1+\mu_1} + \frac{\sqrt{\mu_1}\sqrt{1+\mu_1-\xi_s^2}}{(1+\mu_1)} \quad (2.24)$$

Cas où  $\xi_s = 0$

$$\beta_{1opt} = \frac{1}{1+\mu_1} \quad (2.25)$$

$$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{\mu_1}{1+\mu_1}} \quad (2.26)$$

### b) Méthode de Sadek

(Sadek et al, 1997) ont développé un critère fondé sur la méthode proposé par (Villaverde, 1985) et (Villaverde et Koyama, 1993). Dans le cas d'une structure à 1ddl, Villaverde montre que pour qu'un seul AMA soit effectif, les taux d'amortissements dans les deux modes complexes de vibration du système combiné doivent être approximativement égaux à la valeur moyenne du taux d'amortissement de la structure principale et du taux d'amortissement de l'AMA.

$$\xi_1^* = \xi_2^* = \frac{\xi_1 + \xi_s}{2} \quad (2.27)$$

Villaverde propose :

$$\beta_{1opt} = 1 \quad (2.28)$$

$$\xi_{1opt} = \xi_s + \phi_{iN} \sqrt{\mu_1^*} \quad (2.29)$$

$\phi_{iN}$  : est l'élément du vecteur propre  $\phi_i$  au N ième variable de déplacement où l'AMA est localisé.

$\mu_1^*$  : est le rapport entre la masse de l'AMA et la masse modale de la structure principale.

$\phi_{iN}$  et  $\mu_1^*$  sont calculés pour un facteur de participation dynamique unitaire.

Sadek a déterminé les équations analytiques des valeurs optimisées ( $\beta_1$ ,  $\xi_1$ ) en fonction de  $\xi_s$  et  $\mu_1$ .

Cette approximation nous donne enfin les paramètres optimisés de Sadek et al.

$$\beta_{1opt} = \frac{1}{1+\mu_1} \left(1 - \xi_s \sqrt{\frac{\mu_1}{1+\mu_1}}\right) \quad (2.30)$$

$$\xi_{1opt} = \frac{\xi_s}{1+\mu_1} + \sqrt{\frac{\mu_1}{1+\mu_1}} \quad (2.31)$$

Quand  $\xi_s = 0$ , on trouve les mêmes paramètres de Fujino :

$$\beta_{1opt} = \frac{1}{1+\mu_1} \quad (2.32)$$

$$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{\mu_1}{1+\mu_1}} \quad (2.33)$$

Il est nécessaire de calculer la rigidité et l'amortissement optimal ( $k_{1opt}$ ,  $c_{1opt}$ ), ces paramètres peuvent être définis comme suit :

$$k_{1opt} = m_1 \omega_s^2 \beta_{1opt}^2 = m_1 \omega_s^2 \left[ \frac{1}{1+\mu_1} \left( 1 - \xi_s \sqrt{\frac{\mu_1}{1+\mu_1}} \right) \right]^2 \quad (2.34)$$

$$c_{1opt} = 2 m_1 \omega_1 \xi_{1opt} = 2 m_1 \omega_s \beta_{1opt} \xi_{1opt}$$

$$= 2 m_1 \omega_s \frac{1}{1+\mu_1} \left( 1 - \xi_s \sqrt{\frac{\mu_1}{1+\mu_1}} \right) \left( \frac{\xi_s}{1+\mu_1} + \sqrt{\frac{\mu_1}{1+\mu_1}} \right) \quad (2.35)$$

Le tableau (2.2) résume les différentes méthodes présentées dans ce chapitre pour calculer  $\xi_{1opt}$  et  $\beta_{1opt}$

**Tableau 2.2 :** Les différentes méthodes pour le calcul de  $\xi_{1opt}$  et  $\beta_{1opt}$ .

Excitation sur la structure (sur la masse)		
$FADs^s(r)$ $= \frac{\sqrt{(\beta_1^2 - r^2)^2 + (2\xi_1 r \beta_1)^2}}{\sqrt{[(r^2 - \beta_1^2)(1 - r^2) + \mu_1 r^2 \beta_1^2 + 4\beta_1 \xi_s \xi_1 r^2]^2 + [2 \xi_1 \beta_1 r (r^2 + \mu_1 r^2 - 1) + 2\xi_s r (r^2 - \beta_1^2)]^2}}$		
Méthodes	$\xi_{1opt}$	$\beta_{1opt}$
Den Hartog (1947)	$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{3\mu_1}{8(1+\mu_1)}}$	$\beta_{1opt} = \frac{1}{1+\mu_1}$
Krenk (2005)	$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{\mu_1}{2(1+\mu_1)}}$	$\beta_{1opt} = \frac{1}{1+\mu_1}$
loi et Ikeda (1978)	$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{3\mu_1}{8(1+\mu_1)} + (0,13 + 0,12\mu_1 + 0,4\mu_1^2) \xi_s - (0,01 + 0,9 \mu_1 + 3\mu_1^2) \xi_s^2}$	$\beta_{1opt} = \frac{1}{1+\mu_1} - (0,241 + 1,7\mu_1 - 2\mu_1^2) \xi_s - (1 - 1,9 \mu_1 + \mu_1^2) \xi_s^2$
Warburton (1982)	$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{\mu_1(1 + \frac{3\mu_1}{4})}{4(1+\mu_1)(1 + \frac{\mu_1}{2})}}$	$\beta_{1opt} = \sqrt{\frac{1 + \frac{\mu_1}{2}}{1+\mu_1}}$

Excitation sur la base		
$FADB^s = \frac{\sqrt{(\beta_1^2(1+\mu_1)-r^2)^2 + (2\xi_1\beta_1(1+\mu_1))^2}}{\sqrt{[(r^2-\beta_1^2)(1-r^2) + \mu_1 r^2 \beta_1^2 + 4\beta_1^2 \xi_s \xi_1 r^2]^2 + [2\xi_1\beta_1 r(r^2 + \mu_1 r^2 - 1) + (2\xi_s r(r^2 - \beta_1^2))]^2}}$		
Méthodes	$\xi_{1opt}$	$\beta_{1opt}$
Warburton (1982) Excitation harmonique	$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{3\mu_1}{8(1+\mu_1)(1-0,5\mu_1)}}$	$\beta_{1opt} = \frac{\sqrt{1-0,5\mu_1}}{1+\mu_1}$
Warburton (1982) Excitation aléatoire	$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{\mu_1(1-\frac{\mu_1}{4})}{4(1+\mu_1)(1-0,5\mu_1)}}$	$\beta_{1opt} = \frac{\sqrt{1-0,5\mu_1}}{1+\mu_1}$

L'emplacement des pôles		
Méthodes	$\xi_{1opt}$	$\beta_{1opt}$
Fujino (1993)	$\xi_{1opt} = \frac{\xi_s}{1+\mu_1} + \frac{\sqrt{\mu_1}\sqrt{1+\mu_1-\xi_s^2}}{(1+\mu_1)}$	$\beta_{1opt} = \frac{1}{1+\mu_1} + \frac{\sqrt{\mu_1}\xi_s}{(1+\mu_1)\sqrt{1+\mu_1-\xi_s}}$
	cas où $\xi_s = 0$ $\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{\mu_1}{1+\mu_1}}$	$\beta_{1opt} = \frac{1}{1+\mu_1}$
Sadek et al (1997)	$\xi_{1opt} = \frac{\xi_s}{1+\mu_1} + \sqrt{\frac{\mu_1}{1+\mu_1}}$	$\beta_{1opt} = \frac{1}{1+\mu_1} (1 - \xi_s \sqrt{\frac{\mu_1}{1+\mu_1}})$
	cas où $\xi_s = 0$ $\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{\mu_1}{1+\mu_1}}$	$\beta_{1opt} = \frac{1}{1+\mu_1}$

## 2.4 Optimisation des paramètres d'un seul AMA appliqué à un système principal à NDDL à partir des critères de la littérature :

### 2.4.1 Optimisation du facteur d'amplification dynamique :

La méthode de Soong et Dargush est fondée sur la normalisation du vecteur du  $i$ ème mode de telle façon que la valeur de la composante de l' $i$ ème mode de la vibration, où l'AMA il est placé, soit unitaire (soong et Dargush, 1997).

$$\phi_{iN} = 1 \quad (2.36)$$

Dans ce cas les paramètres optimisés obtenus dans la littérature sont remplacés par  $\mu_{N1}^*$  et  $\xi_i^*$  au lieu de  $\mu_1$  et  $\xi_s$  où le rapport de la masse modal devient :

$$\mu_{N1}^* = \frac{m_{N1}}{m_{ie}^*} \quad (2.37)$$

Avec :

$$m_{ie}^* = \frac{m_i^*}{\phi_{iN}} \quad (2.38)$$

Et

$$m_i^* = \phi_i^T [M_s] \phi_i \quad (2.39)$$

Si on prend par exemples les trois méthodes (Den Hartog, Krenk, Warburton). Les équations à 1ddl (2.10, 2.11, 2.12, 2.13, 2.21, 2.22) deviennent comme suite :

La méthode de Den Hartog :

$$\beta_{1opt} = \frac{1}{1 + \mu_{N1}^*} \quad (2.40)$$

$$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{3\mu_{N1}^*}{8(1 + \mu_{N1}^*)}} \quad (2.41)$$

La méthode de Krenk :

$$\beta_{1opt} = \frac{1}{1 + \mu_{N1}^*} \quad (2.42)$$

$$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{\mu_{N1}^*}{2(1 + \mu_{N1}^*)}} \quad (2.43)$$

La méthode de Warburton :

$$\beta_{1opt} = \frac{\sqrt{1 - 0.5\mu_{N1}^*}}{1 + \mu_{N1}^*} \quad (2.44)$$

$$\xi_{1opt} = \sqrt{\frac{\mu_{N1}^* (1 - \frac{\mu_{N1}^*}{4})}{4(1 + \mu_{N1}^*)(1 - 0.5\mu_{N1}^*)}} \quad (2.45)$$



### 2.4.2 Optimisation de l'emplacement des pôles :

La procédure d'optimisation développée pour une structure à Nddl sous l'excitation sismique et discutée par Sadek (1997), est fondée sur l'idée proposée par Villaverde (Villaverde, 1985) et Koyama (Koyama, 1993).

Pour une structure à Nddl avec un seul AMA, Le rapport de la masse modal est calculé comme étant le rapport entre la masse de l'AMA et la masse généralisée du mode (Allani, 2015).

$$\mu_{N1}^* = \frac{m_{N1}}{\phi_i^T [M_s] \phi_i} = \frac{m_{N1}}{m_i^*} \quad (2.46)$$

Où  $\phi_i$  est le vecteur modal normalisé pour avoir un facteur de participation modal unitaire là où l'AMA est placé.

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

Concernant les paramètres d'AMA, Le rapport de synchronisation d'un système à Nddl est à peu près égal à celui d'un système à 1ddl. Donc l'équation du rapport de synchronisation dans un système à Nddl est obtenue en remplaçant  $\mu_1$  par  $\mu_1 \phi_{ij}$ , Où  $\phi_{ij}$  est l'amplitude du premier mode i. Ceci, pour un facteur de participation unitaire compté où l'AMA est localisé.

C.à.d.  $\beta_{1opt}(\mu_1) = \beta_{1opt}(\mu_1 \phi_{ij})$

Le taux d'amortissement de 1ddl est multiplié par  $\phi$  pour avoir le taux d'amortissement correspondant à une structure à Nddl tel que  $\xi_{1opt(Nddl)} = \phi_{ij} \xi_{1opt(1ddl)}$

En effet, pour les structures à Nddl les paramètres optimisés de 1ddl et sont modifiés par :

$$\beta_{1opt} = \frac{1}{1 + \mu_{N1}^* \phi_{ij}} \left( 1 - \xi_s \sqrt{\frac{\mu_{N1}^* \phi_{ij}}{1 + \mu_{N1}^* \phi_{ij}}} \right) \quad (2.47)$$

$$\xi_{1opt} = \phi_{ij} \left( \frac{\xi_s}{1 + \mu_{N1}^*} + \sqrt{\frac{\mu_{N1}^*}{1 + \mu_{N1}^*}} \right) \quad (2.48)$$

Les paramètres optimaux de la rigidité et de l'amortissement pour les structures à Nddl peuvent être écrits comme suit :

$$k_{1opt} = m_1 \omega_s^2 \beta_{1opt}^2(\mu_1 \phi_{ij}) \quad (2.49)$$

$$c_{1opt} = 2 m_1 \omega_1 \phi_{ij} \xi_{1opt} \quad (2.50)$$

On note que pour les modes propres normalisés par rapport à la matrice masse tels que ceux donnés par le SAP2000  $\{\phi\}_{isap}$ , il faut d'abords calculer les modes propres pour un facteur

de participation modale unitaire  $\{\phi\}_i$ . La relation entre ces deux vecteurs de mode est la suivante :

$$\{\phi\}_{isap} = \frac{\{\phi\}_i}{\sqrt{m_i^*}} \quad (2.51)$$

Le facteur participation modale pour un mode  $i$  :

$$\Gamma_i = \frac{L_i}{M_i} \quad (2.52)$$

$$L_i = \{\phi\}_i^T [M_S] \{\Delta\} \quad (2.53)$$

$$M_i = \{\phi\}_i^T [M_S] \{\phi\}_i \quad (2.54)$$

$\Gamma_i$  : Facteur de participation modale.

$L_i$  : Facteur d'excitation sismique.

$M_i$  : Masse généralisée.

$m_i^*$  : Masse modale.

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

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

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

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

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

## 2.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'optimisation des paramètres d'un seul AMA appliquée à un système principale à 1ddl à partir des critères de la littérature. Nous avons optimisé les trois paramètres de chaque AMA, à savoir sa masse, sa rigidité et son coefficient d'amortissement. Aussi nous avons fixé le rapport de masse d'AMA et nous avons optimisé les deux autres paramètres par les différentes méthodes d'optimisation du FAD.

On conclue que lorsque nous utilisons les paramètres optimisés le facteur d'amplification dynamique (FAD) pour les différentes excitations sur la base et sur la masse diminue. Ensuite nous avons présentés des méthodes qui se basent sur l'optimisation de l'emplacement des pôles.

Enfin, nous avons donné les relations permettent de passer d'un système à 1ddl à Nddl. Ces relations vont être utilisés dans le chapitre 3 consacré à l'analyse d'une structure équipé d'un AMA cette dernière sera présentée au chapitre suivant.



## **CHAPITRE 3 :**

---

# **ESTIMATION DES CARACTERISTIQUE OPTIMALES DE L'AMA ACCORDEE AU BATIMENT**

### 3.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons étudier la réponse dynamique d'une structure à NDDL en béton armé, représentant un bâtiment composé d'un rez de chaussée et dix étages équipé d'un amortisseur à masse accordée. Ce dernier est localisé au centre de masse du dernier étage.

Nous allons comparer les rapports de synchronisation, les taux d'amortissement, les rigidités, et l'amortissement en utilisant différentes méthodes d'optimisation des paramètres de l'AMA.

### 3.2 Description du bâtiment :

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+10) , implanté à ORAN qui est une zone de moyenne sismicité (zone 2a). Il est classé en groupe 2 selon le RPA99V2003 (Merzouk, 2013). Il est constitué d'un centre commercial au premier étages avec une cage d'escalier et cage d'ascenseur.

La structure étudié a été dimensionnée et modélisée dans le cadre d'un ancien mémoire de fin d'étude, celui de MERZOUK Mohammed Anwar en 2013, (Merzouk, 2013). On note que quelques changements sur son plan ont été introduits.

#### 3.2.1 Les dimensions globales :

La structure a les dimensions suivantes :

La largeur de construction : 10,5 m.

La longueur de construction : 24,41 m.

La hauteur totale du bâtiment : 30,8 m.

La hauteur du rez de chaussé : 2,8 m.

La hauteur d'étage : 2,8 m.

#### 3.2.2 Les plans d'architecture :

Les figures 3.1 ,3.2 et 3.3 présentent respectivement les plans d'architecture de la façade principale et secondaire, plan de RDC et plan d'étage :

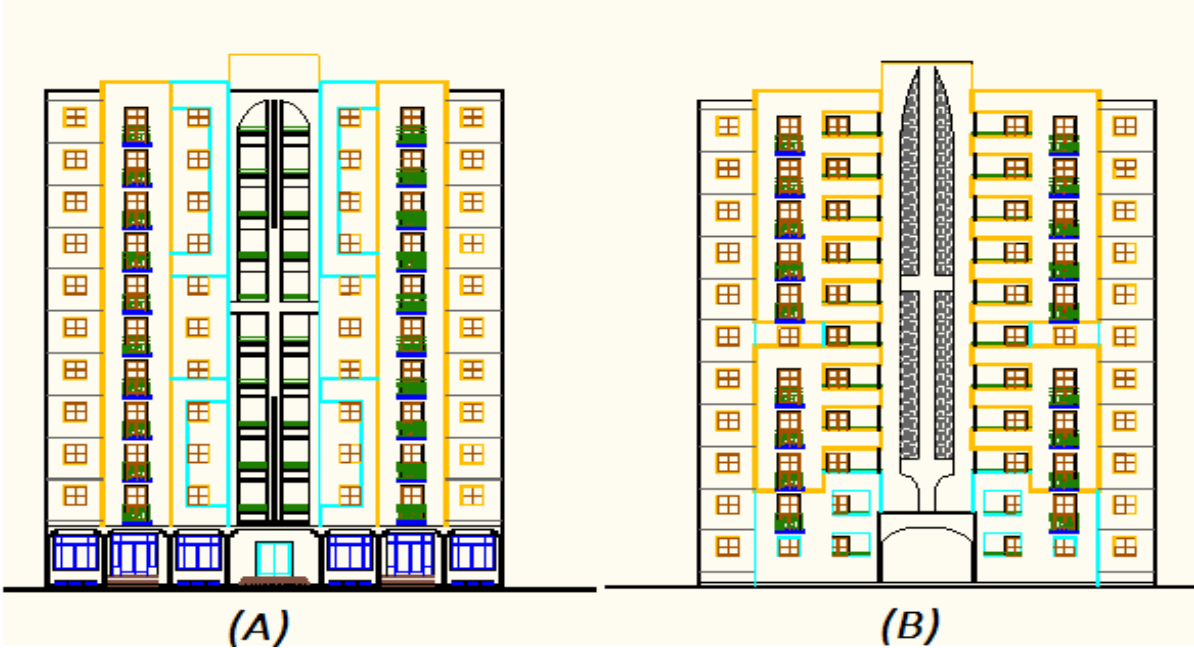


Figure 3.1 : (A) Plan façade principale, (B) plan façade secondaire.

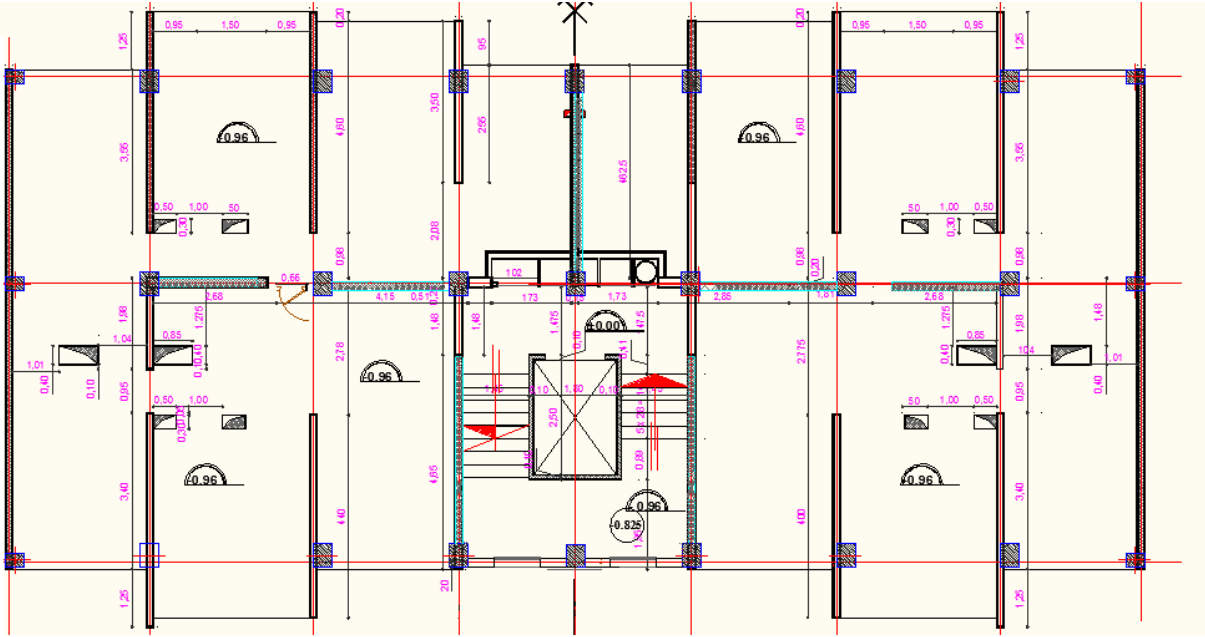


Figure 3.2 : Plan du RDC (à usage commercial).

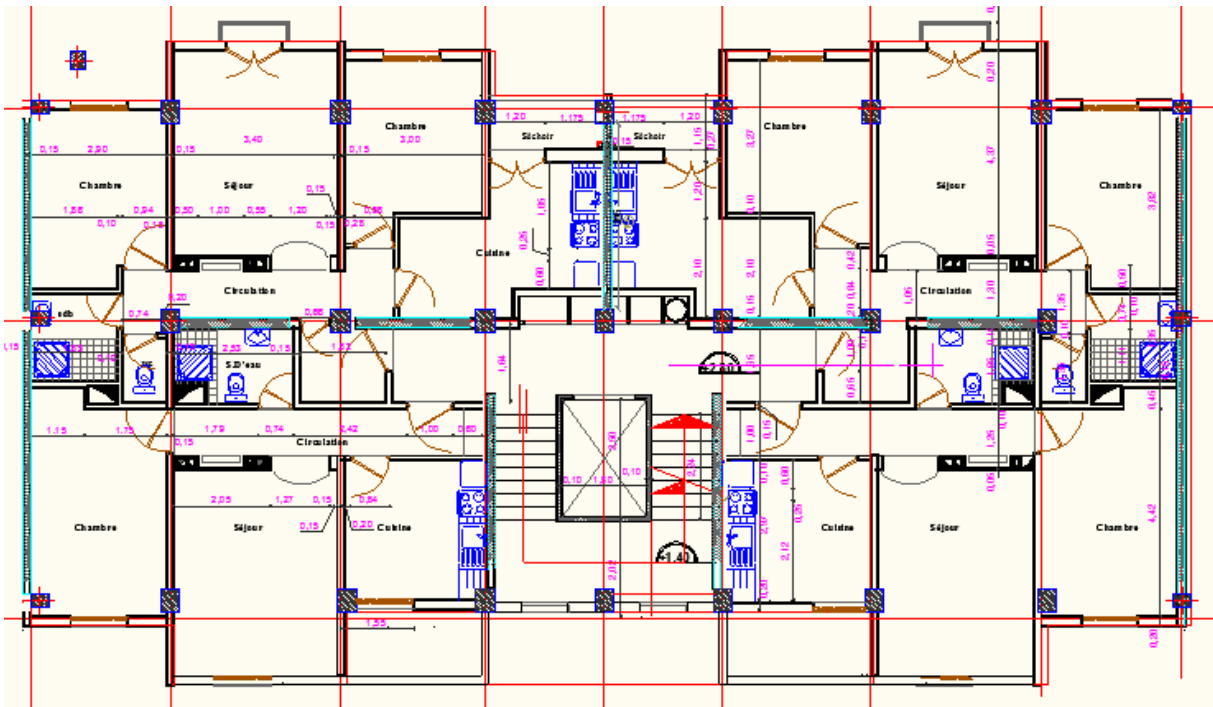


Figure 3.3 : Plan d'étage courant (à usage d'habitation).

### 3.3 Charges et surcharges :

#### 3.3.1 Les charges permanentes :

Les charges permanentes appliquées sur le bâtiment étudié sont données par le tableau 3.1

Tableau 3.1 : Les charges permanentes.

Eléments	Charges (KN/m)
Plancher terrasse	5,44
Etage courant	5,1
Dalle plein	5,95
Murs extérieur	2,44

#### 3.3.2 Les charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation sont données par le tableau 3.2 :

Tableau 3.2 : Surcharge d'exploitation.

Eléments	Surcharges d'exploitation
Plancher terrasse accessible	1
Etage courant (habitation)	1,5
Balcon et dalle pleine	3,5

### 3.4 Dimensionnement des éléments du bâtiment :

#### 3.4.1 Planchers :

##### a) Plancher à dalle pleine :

La dalle travaille dans les deux sens : son épaisseur est obtenue par (B.A.E.L)

$$\frac{L}{45} \ll h_t \ll \frac{L}{40} \rightarrow \frac{600}{45} \ll h_t \ll \frac{600}{40} \rightarrow 13,33 \ll h_t \ll 15$$

On prend  $h=15$  cm

##### b) Plancher étage courant :

La hauteur d'étage doit satisfaire la condition suivante :

$$h_{tp} < \frac{l}{22,5}$$

Avec :

$h_{tp}$  : La hauteur totale du plancher.

$L$  : La longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas  $L=375$  cm donc  $h_{tp} = 16,67$  cm on opte pour  $h_{tp} = 20$  cm soit (16+4)

#### 3.4.2 Les poteaux :

Les poteaux ont les dimensions suivantes (Merzouk, 2013) :

**Tableau 3.3** : Dimensions des poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )
10 <sup>ème</sup> étage	35x35
9 <sup>ème</sup> étage	35x35
8 <sup>ème</sup> étage	35x35
7 <sup>ème</sup> étage	40x40
6 <sup>ème</sup> étage	40x40
5 <sup>ème</sup> étage	40x40
4 <sup>ème</sup> étage	45x45
3 <sup>ème</sup> étage	45x45
2 <sup>ème</sup> étage	45x45
1 <sup>ier</sup> étage	50x50
RDC	50x50



### 3.4.3 Les poutres :

D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire d'une poutre simplement appuyée sont déterminées comme suit :

#### a) La hauteur :

$$\frac{l}{15} \ll h_t \ll \frac{l}{10}$$

Avec :

L : portée libre de la poutre.

#### b) La largeur :

$$0,4 h_t \ll b \ll 0,7 h_t$$

Avec  $h_t$  la hauteur de la poutre.

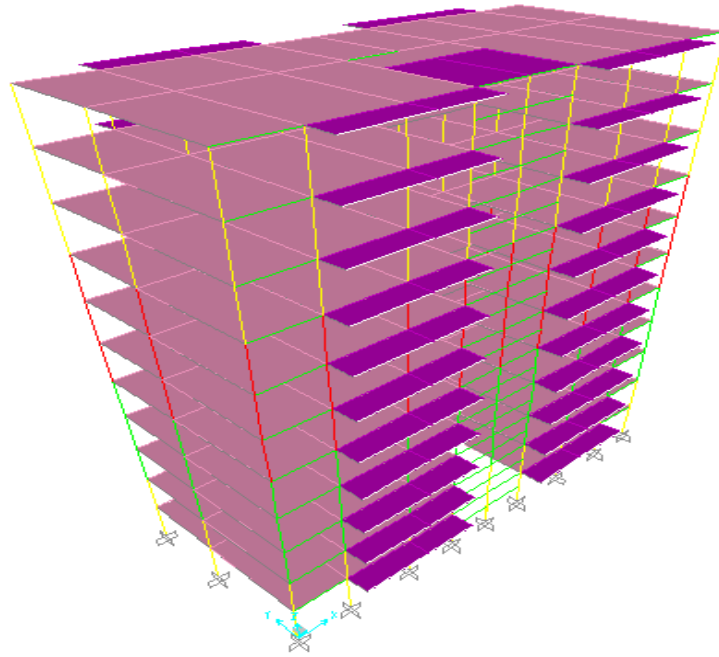
Les dimensions des poutres sont résumées dans le tableau 4.3. Selon (Merzouk, 2013) :

**Tableau 3.4 :** Dimensions des poutres.

Élément	Hauteur (cm)	Largeur (cm)
Poutre principale	50	40
Poutre secondaire	35	30

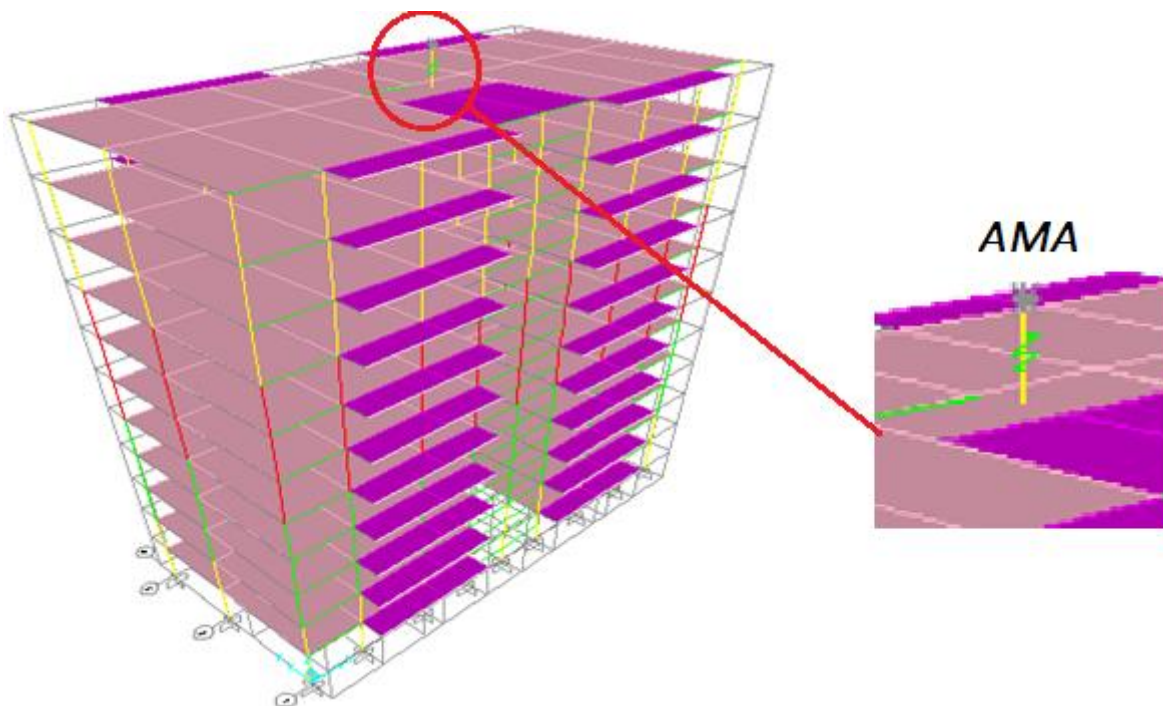
### 3.5 Modélisation de la structure étudiée :

Le bâtiment a été modélisé en 3D par la méthode des éléments finis. Ce en utilisant le logiciel SAP2000. Les poutres et les poteaux sont modélisés en élément Frame et les dalles pleines en élément Shell. Le bâtiment est encasté à sa base. La structure modélisée est représentée par la figure 3.4.



**Figure 3.4 :** Model du bâtiment établi par le SAP2000.

La structure modélisée avec l'amortisseur à masse accordée est représentée par la figure 3.5. L'AMA est modélisé en élément Link (sachant qu'avec l'élément Link on tient en compte l'amortisseur et la rigidité attaché à une masse).



**Figure 3.5 :** Model du bâtiment avec AMA établi par le SAP2000.

### 3.6 Analyse modale :

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques du bâtiment nous avons effectué une analyse modale.

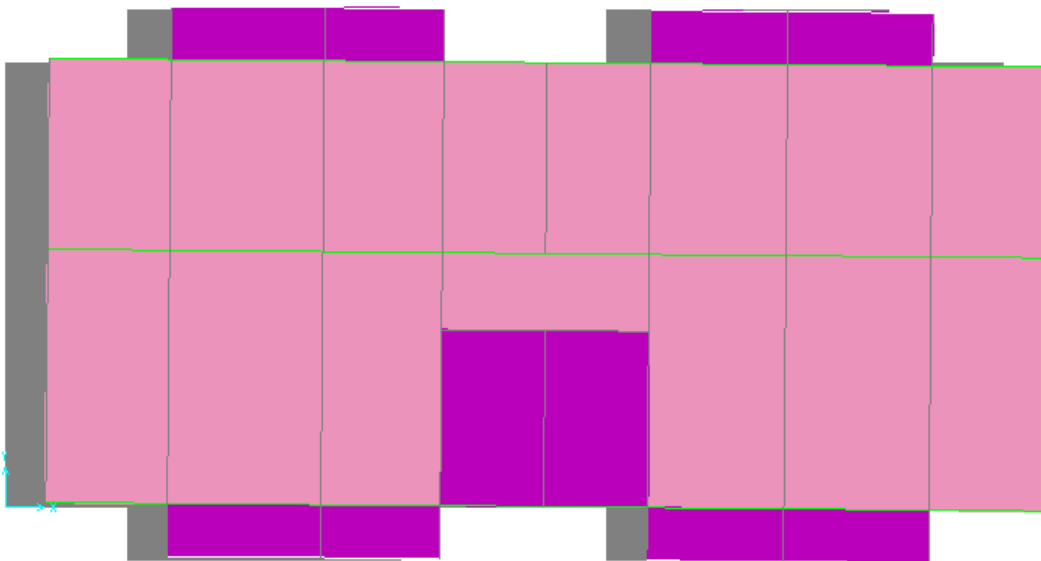
Le tableau ci-dessous représente les résultats de l'analyse modale du bâtiment :

**Tableau 3.5 :** Résultats d'analyse modale.

Mode	Période (sec)	$U_x$	$U_y$	SUM $U_x$	SUM $U_y$
1	1,283184	0,7658	0,00006002	0,7658	0,00006002
2	1,246589	0,0000802	0,75714	0,76588	0,7572
3	1,109777	0,00347	0,00029	0,76935	0,75749
4	0,443646	0,10905	0,00003066	0,8784	0,75752
5	0,435771	0,00003579	0,11929	0,87844	0,87681
6	0,391575	0,00118	0,00005233	0,87962	0,87686
7	0,256865	0,04101	0,0000132	0,92063	0,87688
8	0,251983	0,00001744	0,04316	0,92065	0,92004
9	0,229952	0,00068	0,00002538	0,92134	0,92006
10	0,174836	0,02273	0,000009951	0,94407	0,92007
11	0,172211	0,00001276	0,02325	0,94408	0,94333
12	0,157852	0,00034	0,00001405	0,94442	0,94334

On constate que les 7 premiers modes sont nécessaires pour atteindre les 90 % dans le sens X et les 8 premiers modes sont nécessaires pour atteindre les 90 % dans le sens Y.

Les 3 premiers modes sont représentés par les figures 3.6, 3.7, 3.8.



**Figure 3.6 :** Mode 1 (T=1,283 s).



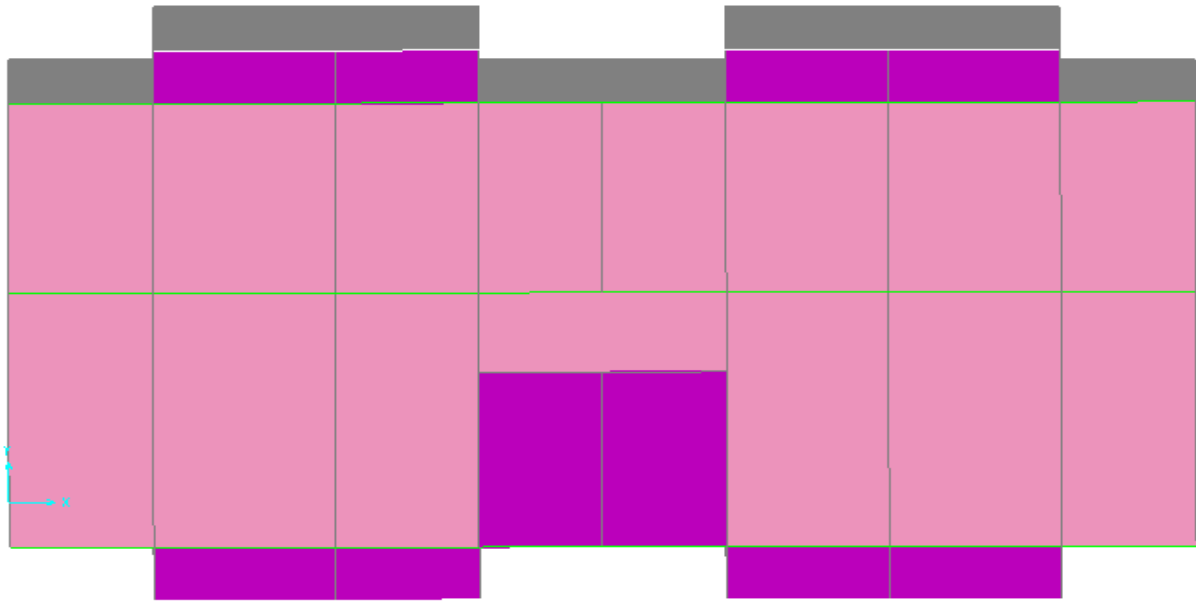


Figure 3.7 : Mode 2 (T= 1,2466 s).

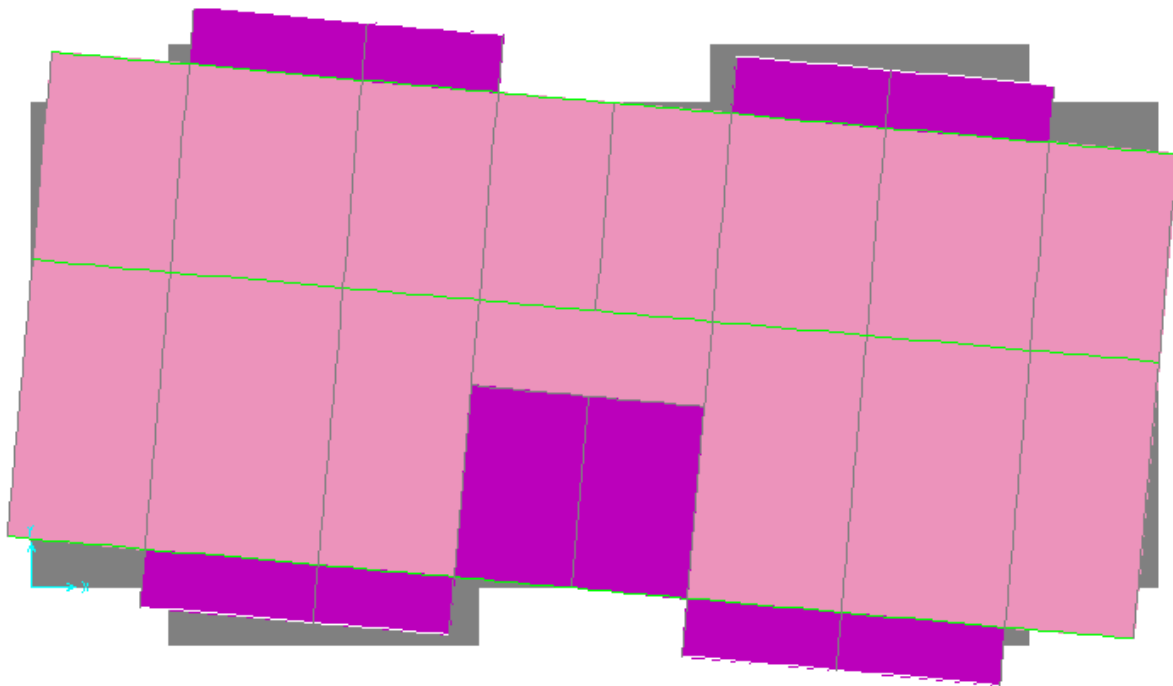


Figure 3.8 : Mode 3 (T= 1,1098s).

Afin de déterminer les caractéristiques de l'AMA accordée au bâtiment étudié nous avons besoin de la masse .le tableau 3.6 donne les masses de chaque étage aussi que la masse totale.

**Tableau 3.6** : La masse de chaque étage de la structure.

niveau	Masse (tonne)
terrasse	322,93
9 <sup>ème</sup> étage	296,94
8 <sup>ème</sup> étage	297,63
7 <sup>ème</sup> étage	300,36
6 <sup>ème</sup> étage	303,77
5 <sup>ème</sup> étage	303,77
4 <sup>ème</sup> étage	307,64
3 <sup>ème</sup> étage	311,504
2 <sup>ème</sup> étage	311,504
1 <sup>ier</sup> étage	315,827
RDC	321,488
<b>SOMME</b>	<b>3393,363</b>

On note que, à cette masse il faut ajouter celle de la moitié des poteaux du RDC :

La masse du poteau (RDC) =  $2,5 \times 0,5 \times 0,5 \times 2,8 = 1,75$  tonne.

Dans notre structure on a 27 poteaux.

Donc :

La masse totale de la structure =  $3393,363 + 1,75 \times 0,5 \times 27 = 3416,99$  tonne.

Nous résumons les propriétés dynamiques du bâtiment dans le tableau 3.7 :

**Tableau 3.7** : Propriétés dynamiques du bâtiment.

<b>Masse (tonne)</b>	3416.781
<b>Période fondamentale (sec)</b>	1,283184
<b>Fréquence angulaire (rad/sec)</b>	4,8966
<b>Amortissement</b>	0,06
<b>Masse modale suivant l'axe x(%)</b>	76,58

Les périodes de bâtiment sont données par le tableau 3.8 pour les deux modèles du bâtiment traités avec et sans AMA. Ceci en considérant différentes valeurs rapport de masse :

Tableau 3.8 : Les périodes de bâtiment avec et sans AMA.

Mode	Sans AMA	Avec AMA				
		Rapport de masse				
		0,01	0,05	0,1	0,2	0,3
1	1,283184	1,395871	1,58568	1,766779	2,080947	2,368295
2	1,246589	1,203362	1,140967	1,114169	1,096287	1,093185
3	1,109777	0,602413	0,602413	0,602413	0,602413	0,602413
4	0,443646	0,5569	0,556869	0,556843	0,556814	0,556801

A partir de tableau 3.8, on remarque que plus le rapport de masse augmente plus la période du premier mode augmente. Contrairement pour le deuxième mode, et pour les deux autres modes elles restent fixes. Ceci parce que l'AMA travail dans le sens X (le sens de vibration du mode 1).

### 3.7 Optimisation des paramètres d'un seul AMA appliqué à la structure :

Dans cette partie nous allons déterminer les paramètres optimales de l'AMA accordé au bâtiment ce en utilisant les cinq méthodes d'optimisation, à savoir :

- La méthode de Sadek (Sadek et al, 1997).
- La méthode de Fujino (Fujino, 1993).
- La méthode de Krenk (Krenk, 2005).
- La méthode de Den Hartog (Den Hartog, 1947).
- La méthode de Warburton (Warburton 1982).

On rappelle que ces méthodes ont été déjà exposées en chapitre 2. Nous avons présenté aussi les formules permettant de passer du cas 1ddl à Nddl pour le calcul des paramètres optimales on a deux cas :

#### Cas 1 :

(Sadek, 1997) a proposé de modifier le vecteur modal du premier mode de sorte que le facteur de participation dynamique soit unitaire ( $\Gamma_i = 1$ ).

D'après l'analyse modale :

La masse modale du premier mode égale 76,58% de la masse totale de la structure.

$$m_1^* = 76,58\% \times M_t$$

On a :  $M_t = 3416,99$ tonne.

Donc  $m_1^* = 76,58\% \times 3416,99 = 2616,73$  tonne.

Le premier mode propre «  $\phi$  » est déterminé donc en fonction du premier mode obtenu par l'analyse modale effectuée par SAP2000 noté «  $\phi_{1sap}$  » comme suit :

$$\phi_1 = \phi_{1sap} \times \sqrt{m_1^*}$$

$$\phi_1^T = [0,077 \ 0,215 \ 0,379 \ 0,537 \ 0,696 \ 0,854 \ 0,992 \ 1,115 \ 1,228 \ 1,309 \ 1,3556]$$

$\phi_{110}$  de dernier étage égale : 1,3556.

L'équation (2.44) devient :  $\mu_{101}^* = \frac{m_{101}}{m_1^*}$

Avec :  $m_{101} = \mu_1 \times M_t$

**Cas 2 :**

Selon (Soong et Dargush, 1997), les formules de Den Hartog, Warburton et Krenk, il suffit de normaliser le vecteur modal du premier mode ou l'AMA est placé ( $\phi_{110}=1$ )

Nous normalisons le vecteur du premier mode de telle sorte que la valeur de la composante du premier mode de la vibration où l'AMA est placé, soit unitaire ( $\phi_{110}=1$ ).

$$\phi_1^T = [0,057 \ 0,159 \ 0,279 \ 0,396 \ 0,513 \ 0,630 \ 0,732 \ 0,823 \ 0,906 \ 0,966 \ 1]$$

$$m_{1e}^* = \frac{76,58\% \times M_t}{\phi_{110}^2} = 1423.95 \text{ t}$$

L'équation (2.37) devient :  $\mu_{101}^* = \frac{m_{101}}{m_{1e}^*}$

Le tableau 3.9 résume les caractéristiques modales :

**Tableau 3.9 :** Les caractéristiques modales.

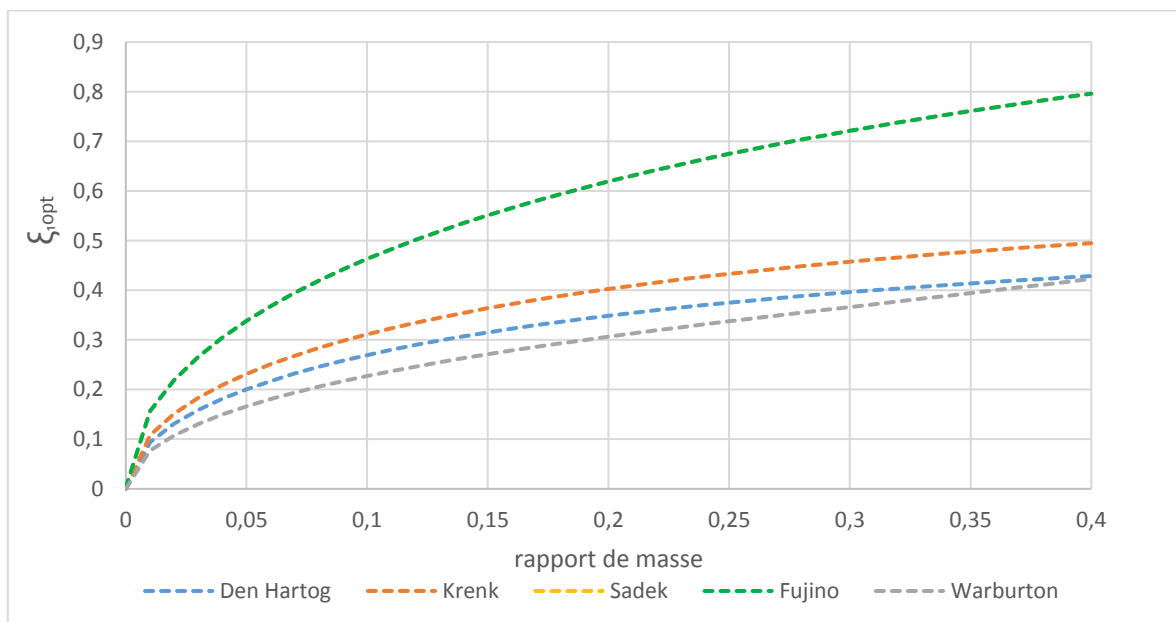
NIVEAU	$\phi_{1sap}$	$\phi_1$	$\phi_1$ (normalisé)
RDC	0,0015	0,077	0,057
1	0,0042	0,215	0,159
2	0,0074	0,379	0,279
3	0,0105	0,537	0,396
4	0,0136	0,696	0,513
5	0,0167	0,854	0,630
6	0,0194	0,992	0,732
7	0,0218	1,115	0,823
8	0,024	1,228	0,906
9	0,0256	1,309	0,966
Terrasse	0,0265	1,3556	1

Pour les cinq méthodes utilisées, les valeurs optimums du coefficient d'amortissement  $\xi_{1opt}$ , du rapport de synchronisation  $\beta_{1opt}$ , la rigidité  $k_{1opt}$  et l'amortissement  $c_{1opt}$  sont données respectivement par les tableaux (3.10 à 3.13) en fonction des rapports de masse variant entre 0 et 0,4. Ces valeurs optimums ont été calculées en utilisant les équations (2.39 à 2.50).

Les figures (3.9 à 3.12) montrent les valeurs optimums du coefficient d'amortissement  $\xi_{1opt}$ , du rapport de synchronisation  $\beta_{1opt}$ , la rigidité  $k_{1opt}$  et l'amortissement  $c_{1opt}$  en fonction de rapport de masse.

**Tableau 3.10** : Les valeurs optimums des coefficients d'amortissement selon les différentes méthodes.

méthode	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek	Fujino
$\mu_1$	$\xi_{1opt}$	$\xi_{1opt}$	$\xi_{1opt}$	$\xi_{1opt}$	$\xi_{1opt}$
<b>0</b>	0	0	0	0,00271116	0,00271116
<b>0,05</b>	0,20043021	0,23143687	0,16624104	0,33814218	0,33814155
<b>0,1</b>	0,26938887	0,31106347	0,22732848	0,46309606	0,46309524
<b>0,15</b>	0,31504267	0,36377994	0,2709773	0,55088561	0,5508847
<b>0,2</b>	0,34872222	0,40266973	0,3063809	0,61902385	0,61902287
<b>0,25</b>	0,37497941	0,43298893	0,33737479	0,674542	0,67454098
<b>0,3</b>	0,39618267	0,45747235	0,3661455	0,72114512	0,72114408
<b>0,35</b>	0,41373821	0,47774373	0,39424126	0,76107786	0,76107682
<b>0,4</b>	0,42855222	0,49484948	0,42299972	0,79582229	0,79582124



**Figure 3.9** : Les valeurs optimums des coefficients d'amortissement en fonction du rapport de masse selon les différentes méthodes.

D'après la figure 3.9, nous remarquons que le taux d'amortissement  $\xi_{1opt}$  augmente en fonction du rapport de masse  $\mu_1$ . Les méthodes de Sadek et Fujino donnent des valeurs

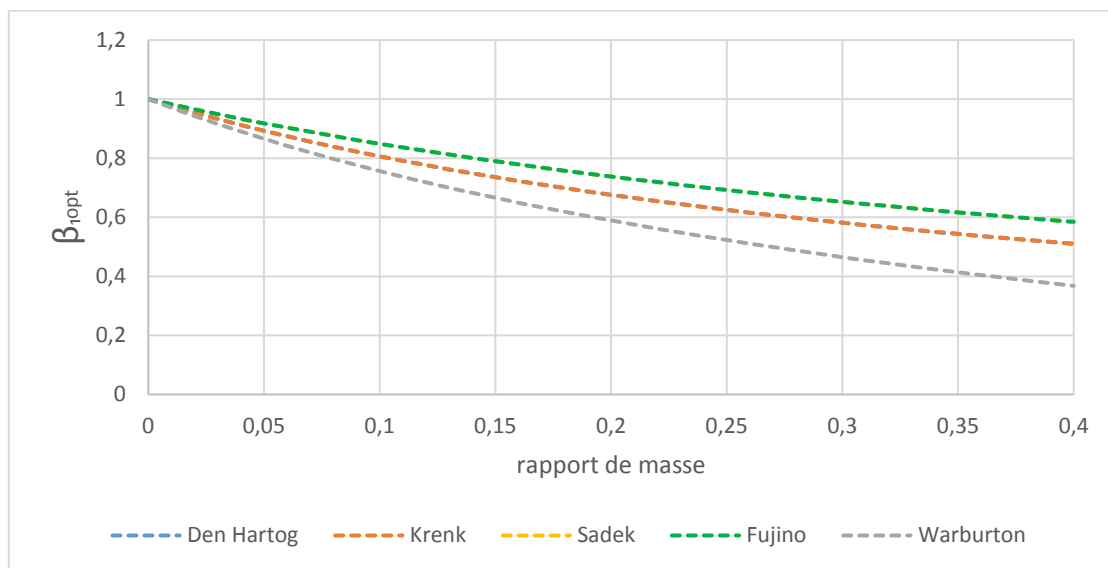


importantes de  $\xi_{1opt}$  par rapport aux autres méthodes. Nous constatons que les courbes obtenues par ces deux méthodes sont identiques.

Nous observons aussi, que le taux d'amortissement obtenu par la méthode de Krenk est supérieur par rapport à celui trouvé par les méthodes de Warburton et Den Hartog. Les valeurs les plus faibles  $\xi_{1opt}$  sont données par Warburton.

**Tableau 3.11** : Les valeurs optimums des rapports de synchronisation selon les différentes méthodes.

méthode	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek	Fujino
$\mu_1$	$\beta_{1opt}$	$\beta_{1opt}$	$\beta_{1opt}$	$\beta_{1opt}$	$\beta_{1opt}$
<b>0</b>	1	1	1	1	1
<b>0,05</b>	0,89287395	0,89287395	0,86567826	0,91816524	0,91816524
<b>0,1</b>	0,80647903	0,80647903	0,75655345	0,84894796	0,84894796
<b>0,15</b>	0,73532831	0,73532831	0,66588094	0,78946366	0,78946366
<b>0,2</b>	0,67571417	0,67571417	0,5890903	0,73778092	0,73778092
<b>0,25</b>	0,62504117	0,62504117	0,52296665	0,6924551	0,6924551
<b>0,3</b>	0,58143811	0,58143811	0,46517347	0,65237948	0,65237948
<b>0,35</b>	0,54352185	0,54352185	0,41396024	0,61669087	0,61669087
<b>0,4</b>	0,51024798	0,51024798	0,36797488	0,58470579	0,58470579

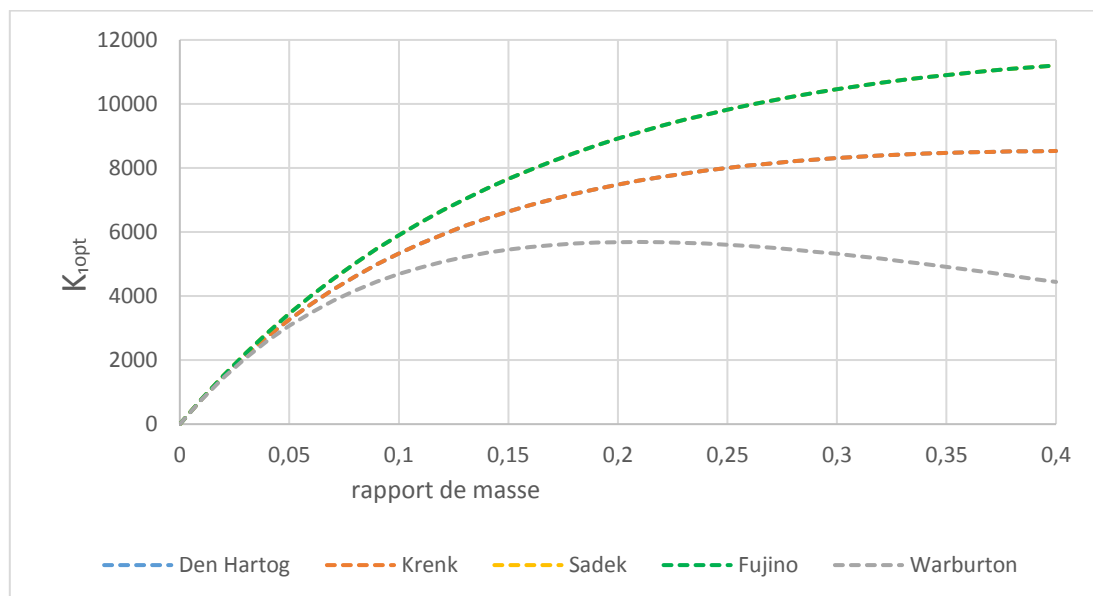


**Figure 3.10** : Les valeurs optimums des rapports de synchronisation en fonction du rapport de masse selon les différentes méthodes.

D'après la figure 3.10, nous observons que plus le rapport de masse augmente les valeurs du rapport de synchronisation diminuent et nous constatons que les paramètres optimisés pour les méthodes de Sadek et Fujino sont identiques ainsi celles trouvées par les méthodes de Krenk et Den Hartog sont les mêmes. Les paramètres optimisés avec la méthode de Warburton prennent des valeurs inférieures à celles obtenues avec les autres méthodes.

**Tableau 3.12** : Les valeurs optimums de la rigidité selon les différentes méthodes.

méthode	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek	Fujino
$\mu_1$	$k_{1opt}(\text{KN/m})$	$k_{1opt}(\text{KN/m})$	$k_{1opt}(\text{KN/m})$	$k_{1opt}(\text{KN/m})$	$k_{1opt}(\text{KN/m})$
0	0	0	0	0	0
0,05	3265,75253	3265,75253	3069,8418	3453,38234	3453,38233
0,1	5328,67369	5328,67369	4689,34518	5904,66284	5904,66283
0,15	6644,87472	6644,87472	5449,00738	7659,29002	7659,29
0,2	7481,5058	7481,5058	5686,25983	8919,03354	8919,03352
0,25	8001,84673	8001,84673	5601,71441	9821,01125	9821,01122
0,3	8309,23802	8309,23802	5318,43781	10460,5568	10460,5568
0,35	8471,00666	8471,00666	4913,80886	10905,2606	10905,2605
0,4	8532,09241	8532,09241	4437,40749	11203,8618	11203,8618

**Figure 3.11** : Les valeurs optimums de la rigidité en fonction du rapport de masse selon les différentes méthodes.

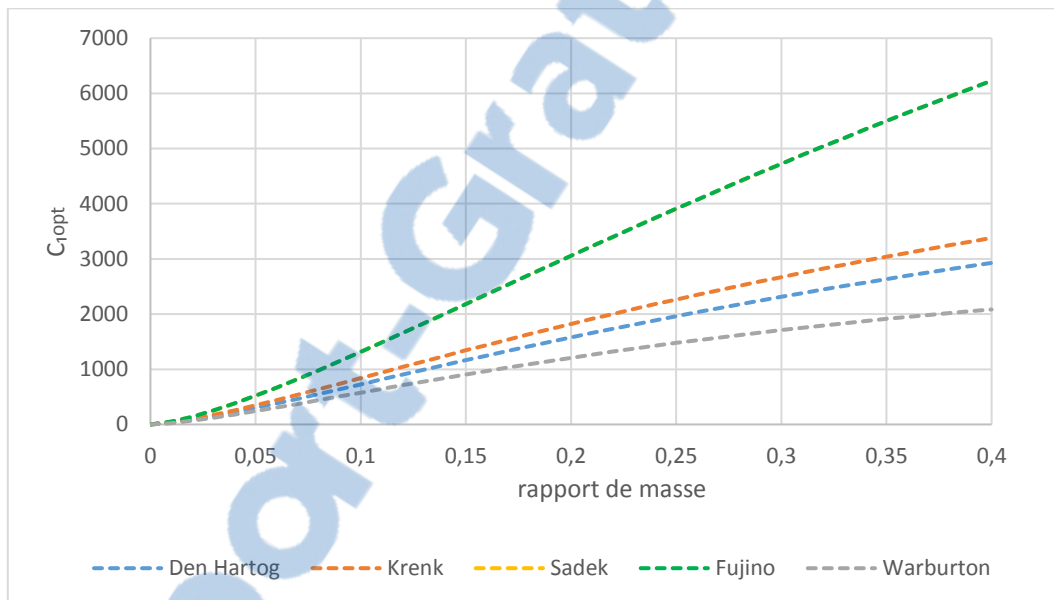
La figure 3.11 montre d'abord, que la rigidité augmente en augmentant le rapport de masse  $\mu_1$ .

Nous observons que les valeurs trouvées par la méthode de Sadek sont les mêmes que celles trouvées par Fujino, ces deux méthodes donnent les valeurs maximales de rigidité optimales. Ainsi les courbes estimées par les méthodes de Krenk et Den Hartog sont superposées.

Enfin les rigidités optimales les plus faibles sont données par la méthode de Warburton, pour cette méthode spécialement la rigidité optimale a tendance de diminuer à partir d'un rapport de masse de  $\mu_1=0,3$ .

**Tableau 3.13** : Les valeurs optimums de l'amortissement selon les différentes méthodes.

méthode	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek	Fujino
$\mu_1$	$C_{1opt}$ (KN-S/m)	$C_{1opt}$ (KN-S/m)	$C_{1opt}$ (KN-S/m)	$C_{1opt}$ (KN-S/m)	$C_{1opt}$ (KN-S/m)
0	0	0	0	0	0
0,05	299,427491	345,749085	240,787029	519,467673	519,466705
0,1	727,011129	839,480142	575,521816	1315,58976	1315,58745
0,15	1162,81401	1342,70197	905,70986	2182,99714	2182,9935
0,2	1577,0337	1821,00166	1207,93032	3056,56141	3056,55657
0,25	1960,75979	2264,09038	1476,02923	3907,58967	3907,58379
0,3	2312,53628	2670,28689	1709,85083	4722,94128	4722,9345
0,35	2633,77708	3041,22382	1911,42416	5497,09172	5497,08418
0,4	2926,93697	3379,7357	2083,46679	6228,47625	6228,46808

**Figure 3.12** : Les valeurs optimums de l'amortissement en fonction du rapport de masse selon les différentes méthodes.

D'après la figure 3.12, nous remarquons que l'amortissement optimum augmente en augmentant  $\mu_1$ . Pour Sadek et Fujino, les valeurs d'amortissement sont identiques, ces deux méthodes prennent toujours les valeurs supérieures par rapport aux autres méthodes et la méthode de Warburton prend toujours les valeurs inférieures.

### 3.8 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a commencé par une description du bâtiment choisi, suivi d'une analyse modale pour déterminer ses caractéristiques dynamiques. Ensuite nous avons étudié l'évolution des paramètres  $\xi_{1opt}$ ,  $\beta_{1opt}$ ,  $k_{1opt}$  et  $c_{1opt}$  en fonction de la masse de l'AMA et nous avons comparé différentes méthodes. Nous avons conclu que les méthodes de Sadek et Fujino donnent des valeurs très proches, presque identique. La méthode de Warburton donne les valeurs optimales les plus faibles.

Dans le chapitre suivant nous allons étudier la réponse dynamique de ce bâtiment sous effet de différentes excitations sismiques.

## CHAPITRE 4 :

---

# ANALYSE PARAMETRIQUE D'UN BATIMENT (R+10) EQUIPE D'UN AMA SOUS L'EFFET DE DIFFERENTS SEISMES

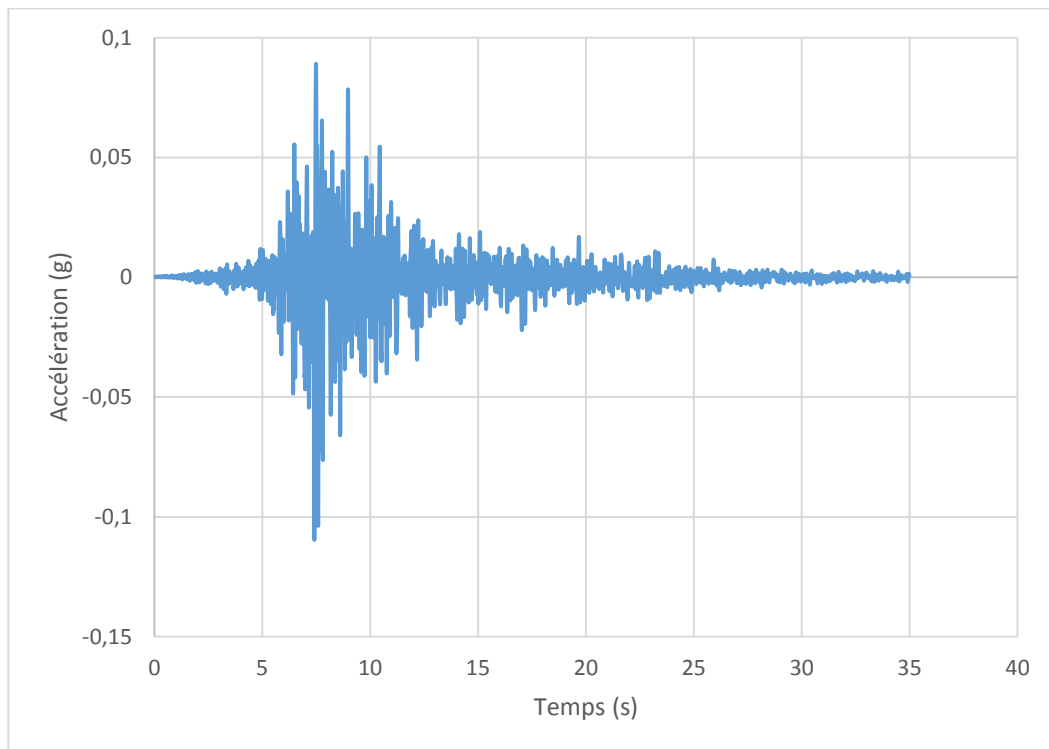
#### 4.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons étudier la réponse sismique du bâtiment équipé d'un AMA présenté au chapitre précédent. Nous allons analyser l'évolution temporelle du déplacement, accélération et effort tranchant en premier lieu par la méthode de Sadek et après nous allons effectuer une étude comparative avec les autres méthodes.

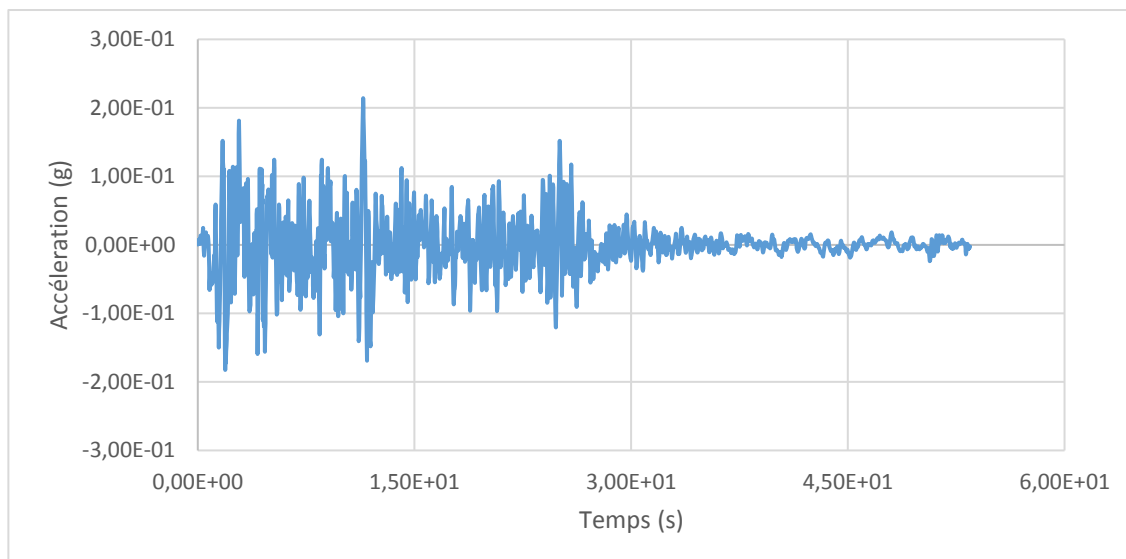
#### 4.2 Enregistrements sismiques :

Dans le génie civil, l'analyse dynamique peut se faire en utilisant soit par le déplacement  $X_g(t)$  ou bien l'accélération  $\ddot{X}_g(t)$  du sol soit des données plus globales, appelées spectres établis à partir des signaux. Dans ce mémoire nous utilisons les accélérogrammes.

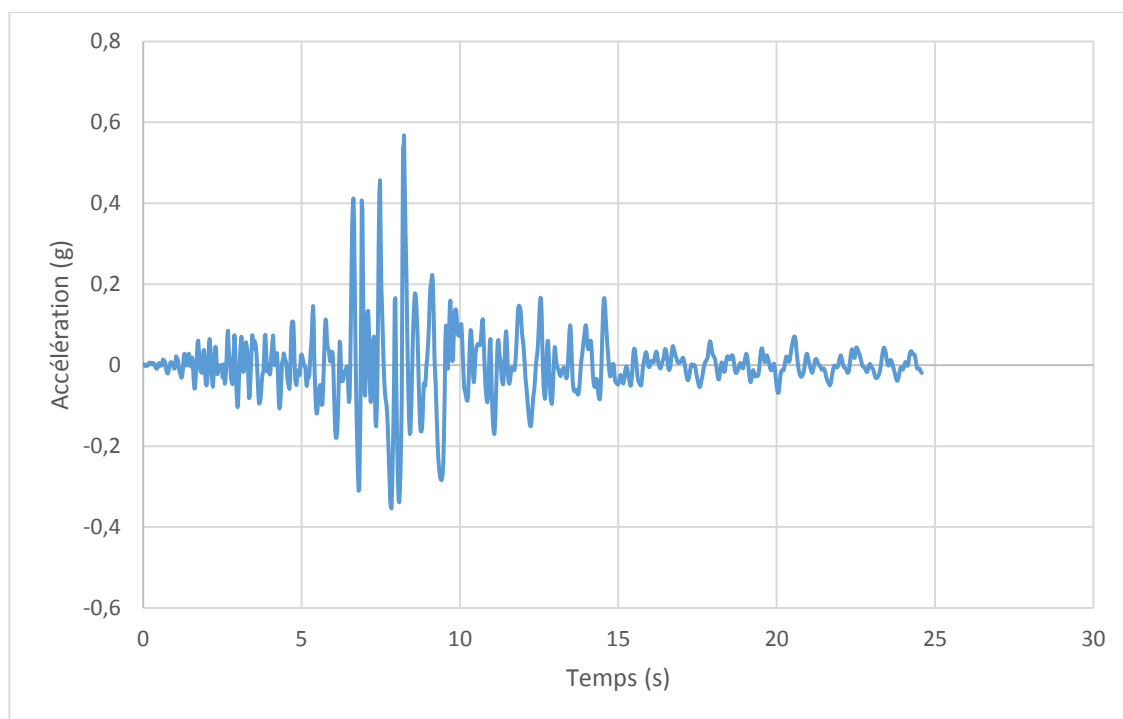
Nous avons choisi quatre séismes à savoir le séisme de Boumerdés (2003), El Centro (1940), Northridge (1994) et Sakaria (1999). Les accélérogrammes correspondant aux différents séismes sont représentés respectivement sur les figures (4.1), (4.2), (4.3) et (4.4).



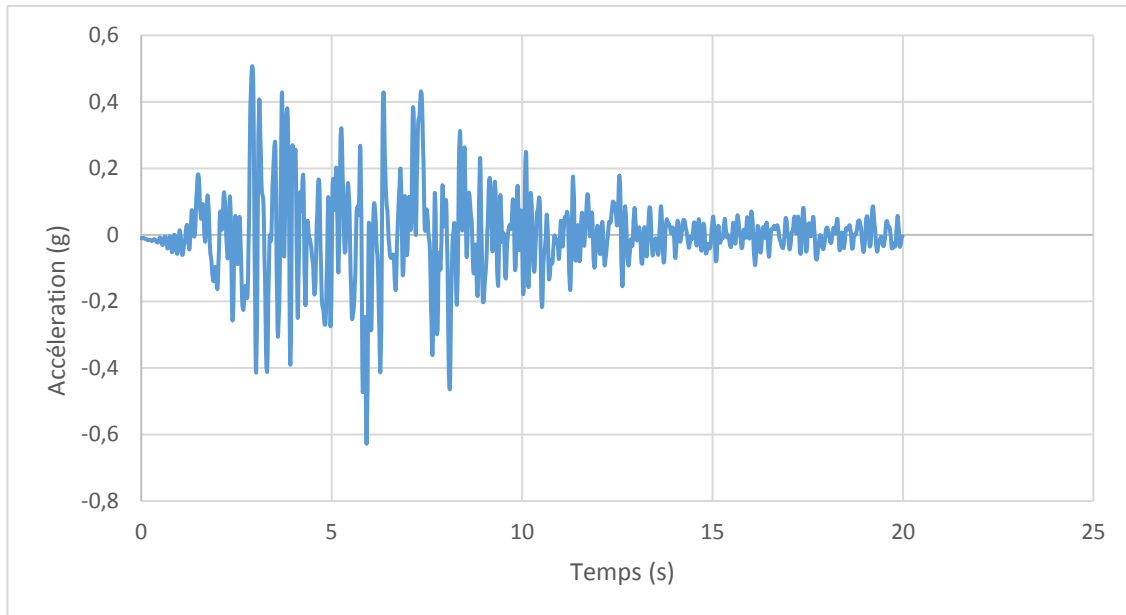
**Figure 4.1 :** Accélérogramme du séisme de Boumerdés (2003).



**Figure 4.2:** Accélérogramme du séisme d'El Centro (1994).



**Figure 4.3:** Accélérogramme du séisme de Northridge (1994).



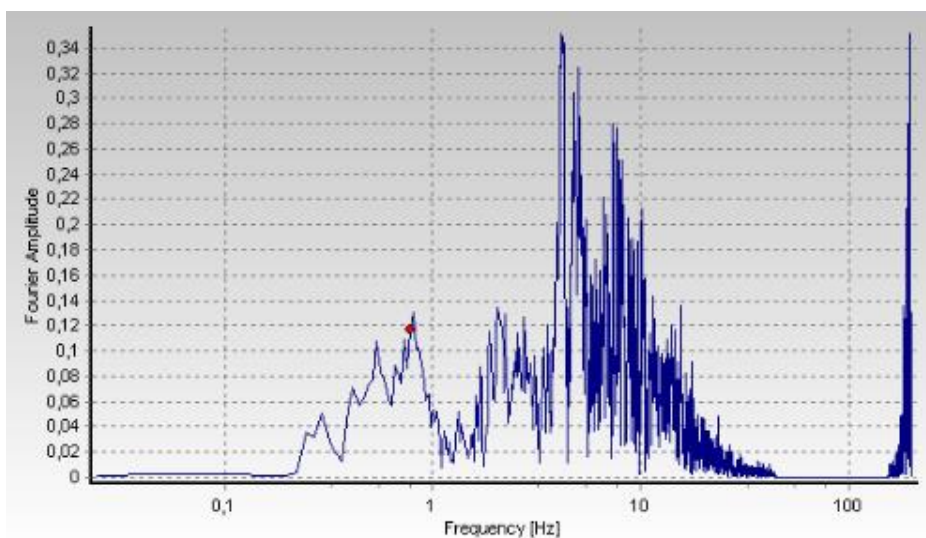
**Figure 4.4:** Accélérogramme du séisme de Sakaria (1999).

Le tableau suivant récapitule les caractéristiques des différents séismes choisis.

**Tableau 4.1:** les caractéristiques des différents séismes.

Séisme	Pays	Date	PGA (m/s <sup>2</sup> )
Boumerdés	Algérie	21 mai 2003	1,075
El Centro	Amérique du nord	18 mai 1940	2,14
Northridge	Amérique du nord	17 janvier 1994	5,68
Sakaria	Turquie	17 août 1999	6,28

Nous présentons les transformées de Fourier (TF) correspondantes aux différents accélérogrammes présentés par les figures (4.5), (4.6), (4.7) et (4.8).



**Figure 4.5 :** TF de l'accélération de Boumerdés.



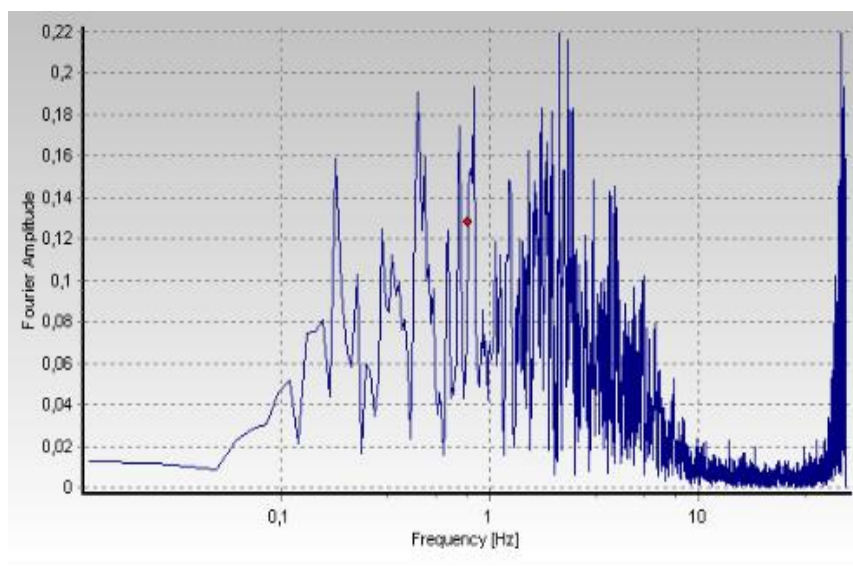


Figure 4.6 : TF de l'accélération d'El Centro.

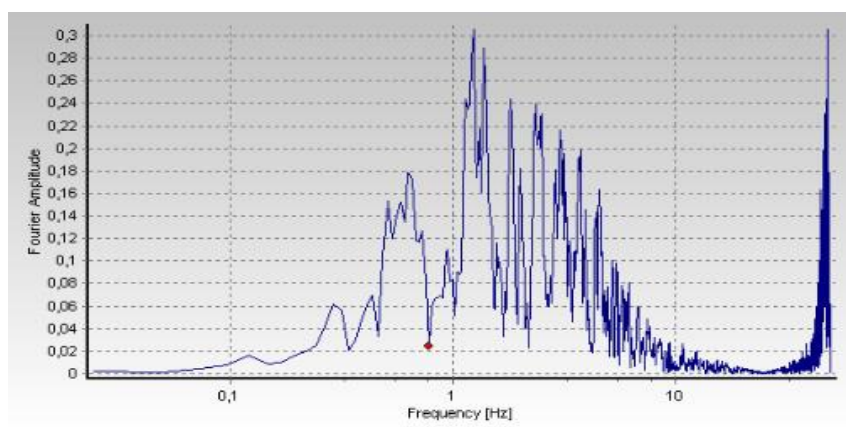


Figure 4.7 : TF de l'accélération de Northridge.

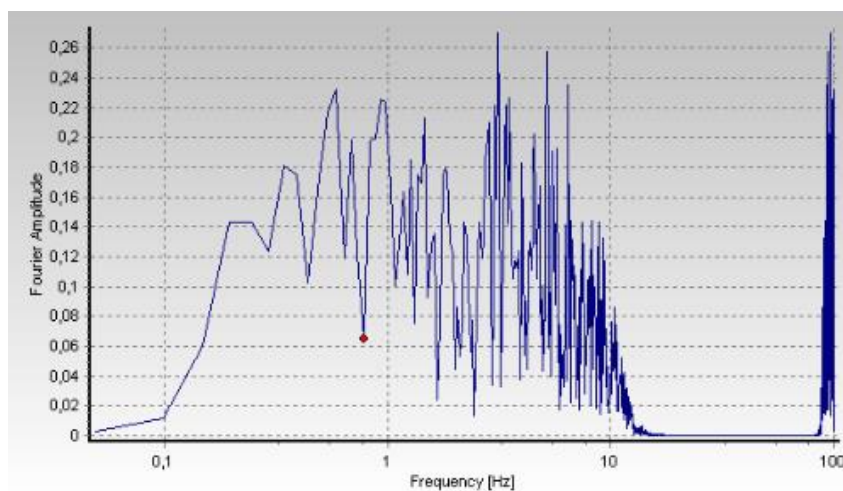


Figure 4.8 : TF de l'accélération de Sakaria.

La fréquence dominante : c'est la fréquence de vibration correspondante à la valeur maximale de l'amplitude de Fourier.

Donc les fréquences dominantes des signaux utilisés dans ce travail sont présentées dans le tableau 4.2.

**Tableau 4.2 :** Les fréquences dominantes et les périodes des signaux utilisés.

séismes	Fréquence (Hz)	Période (s)
Boumerdés	4,224	0,237
El Centro	2,136	0,468
Northridge	1,245	0,803
Sakaria	3,125	0,32

### 4.3 Analyse sismique paramétrique d'une structure équipée d'un AMA :

#### 4.3.1 Performance de l'AMA optimisé par la méthode de Sadek :

Nous allons étudier dans cette partie l'efficacité de l'AMA sur la réponse de la structure principale sous les quatre séismes choisis. Premièrement nous choisissons la méthode de Sadek pour l'optimisation des paramètres de l'AMA en variant le rapport de masse. Les paramètres de l'AMA sont présentés dans le tableau (4.3).

**Tableau 4.3 :** Les paramètres optimaux des AMAs.

$\mu_1$	$\beta_{1opt}$	$\xi_{1opt}$	$m_1$	$k_{1opt}(KN/m)$	$c_{1opt}(KN-S/m)$
<b>0,01</b>	0,98234722	0,15658034	34,1699	790,611282	51,4719457
<b>0,1</b>	0,84894796	0,46309606	341,699	5904,66284	1315,58976
<b>0,2</b>	0,73778092	0,61902385	683,398	8919,03354	3056,56141
<b>0,3</b>	0,65237948	0,72114512	1025,097	10460,5568	4722,94128

Pour les différents rapports de masse choisis nous avons étudiés la variation du déplacement de chaque étage obtenue sous les différents séismes considérés (figures 4.11 à 4.14) ainsi que l'accélération (figures 4.15 à 4.18) et l'effort tranchant (figure 4.19 à 4.22).

Les déplacements et les accélérations correspondent au point **A** (Figure 4.9) et l'effort tranchant au poteau de rive comme le montre la figure 4.10.

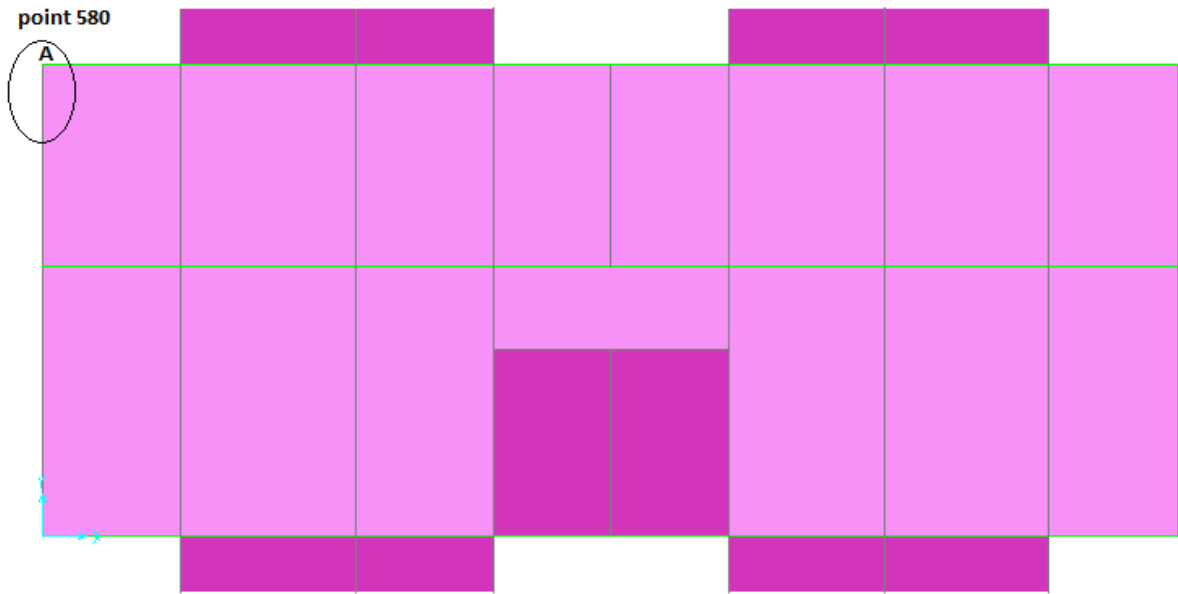


Figure 4.9 : Le point A (Nœud 580).

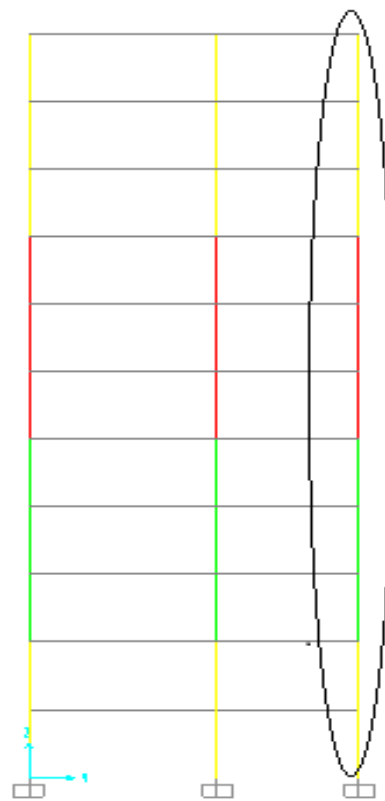


Figure 4.10 : Poteau de rive.

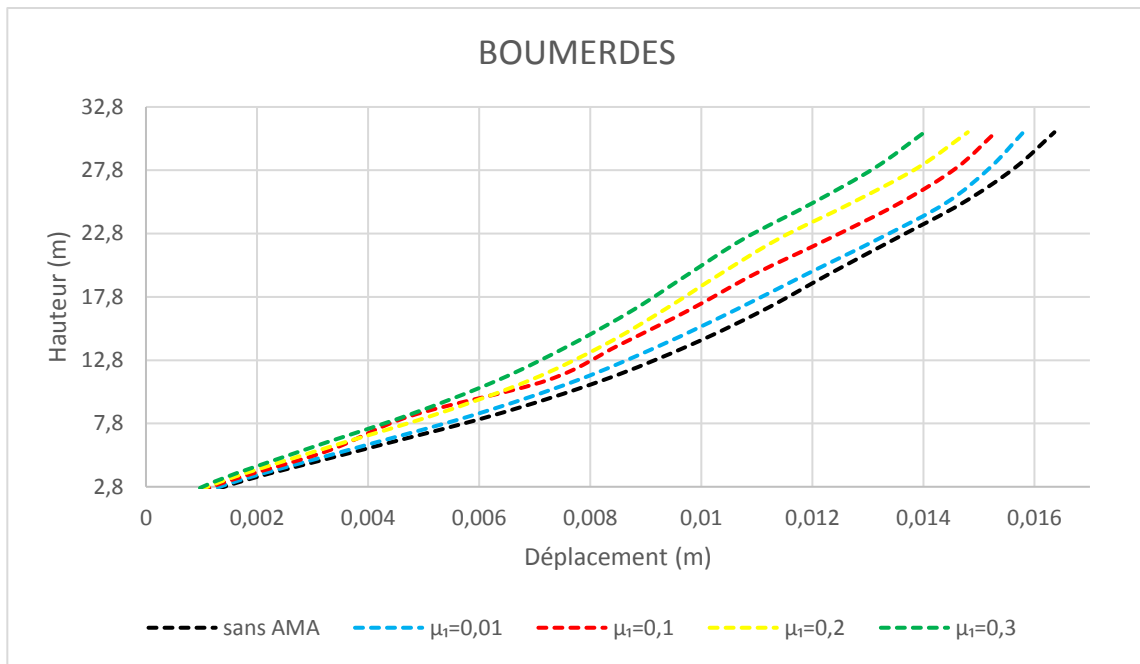


Figure 4.11 : Déplacements de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Boumerdes.

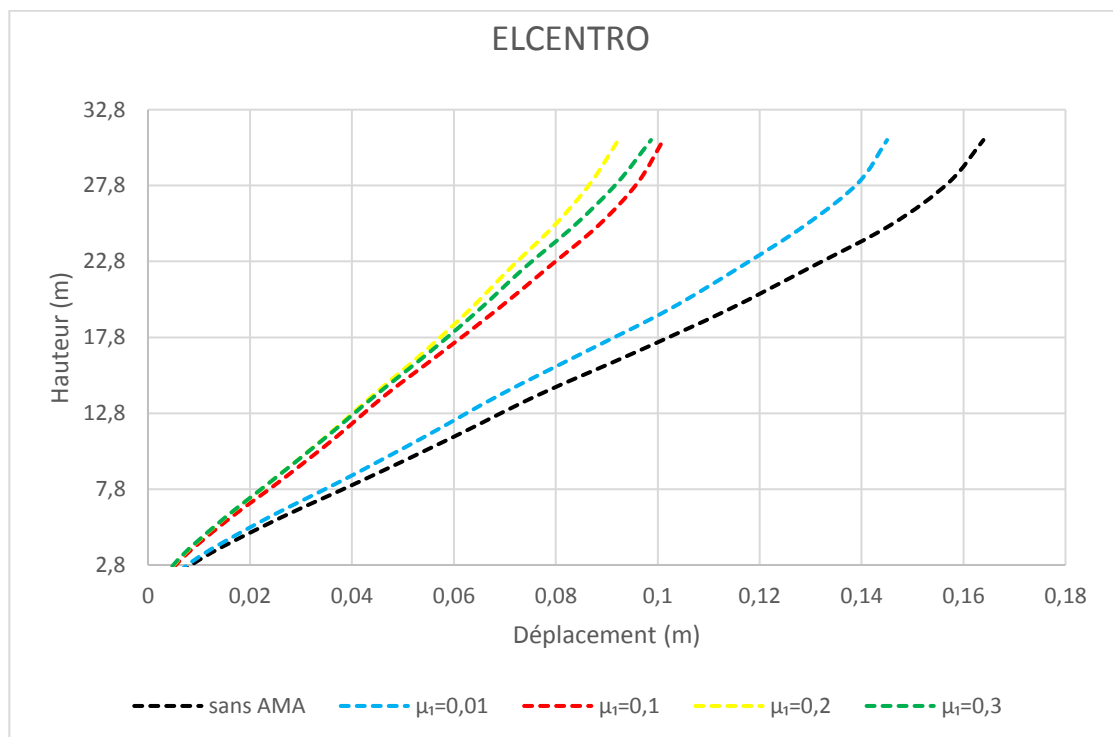


Figure 4.12 : Déplacements de la structure sans et avec AMA sous le séisme d'El Centro.

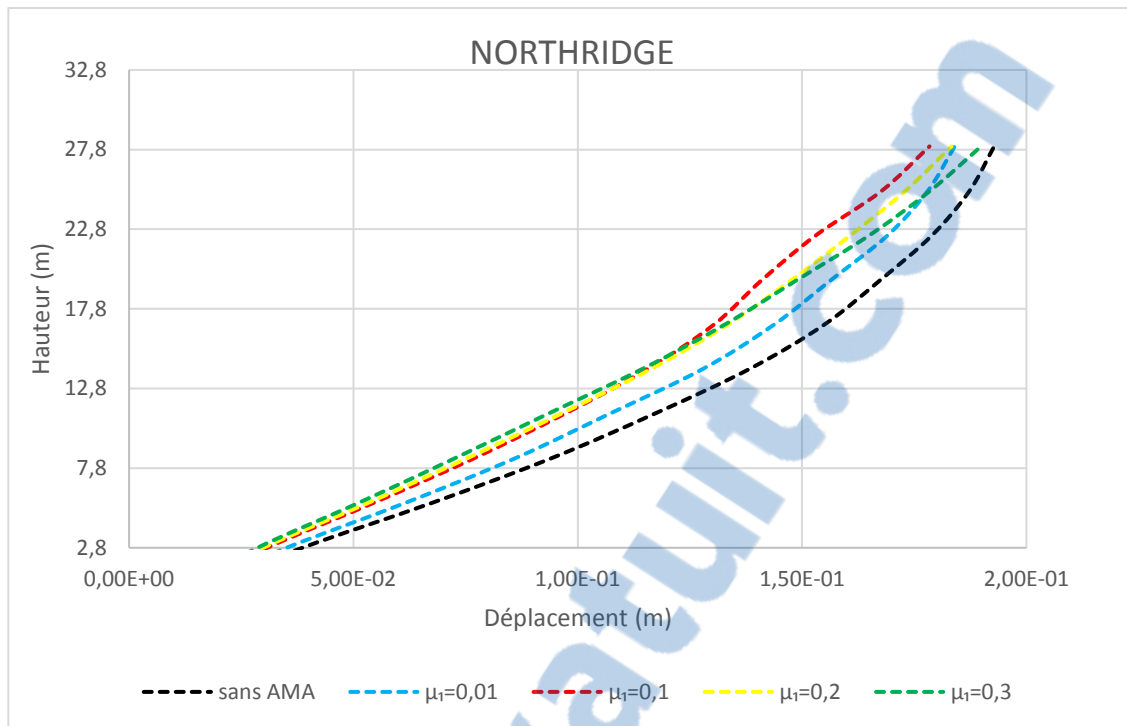


Figure 4.13 : Déplacements de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Northridge.

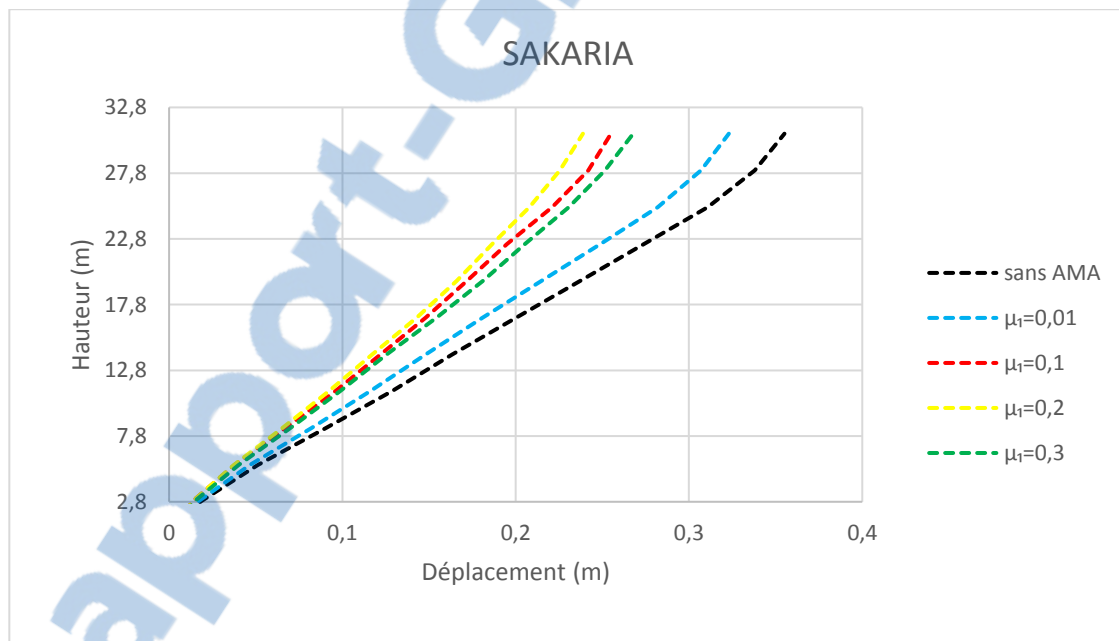


Figure 4.14 : Déplacements de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Sakaria.

A partir des figures 4.11 à 4.14, nous pouvons remarquer que lorsque le nombre d'étage augmente le déplacement augmente aussi. Nous observons aussi l'effet du rapport de masse sur la réduction du déplacement.

D'après ces figures, nous remarquons que l'addition de l'AMA diminue le déplacement de chaque étage.

D'après la figure 4.11, cas du séisme de Boumerdés, nous constatons que le rapport de masse égale à 0,3 donne les plus petites valeurs de déplacement, la réduction dans ce cas est de 14,63%.

D'après les figures 4.12 et 4.14, nous remarquons que les deux rapports de masse ( $\mu_1 = 0,3$  ;  $\mu_1 = 0,2$ ) donnent presque les mêmes réductions du déplacement jusqu'à le 6<sup>ème</sup> étage, où la valeur  $\mu_1 = 0,2$  donne la meilleure réduction du déplacement elle est égale pour le séisme d'El Centro 43,68% à et pour Sakaria à 32,67% donc nous choisissons  $\mu_1 = 0,2$ .

D'après la figure 4.13, nous remarquons que les trois rapports de masse ( $\mu_1 = 0,1$  ;  $\mu_1 = 0,2$  et  $\mu_1 = 0,3$ ) donnent les mêmes réductions du déplacement dans les cinq premiers étages et à partir du 6<sup>ème</sup> étage nous observons que  $\mu_1 = 0,1$  donne une meilleure réduction du déplacement. La réduction atteint 7,77%.

En comparant les résultats obtenus à travers les quatre séismes choisis nous remarquons que le meilleur rapport de réduction change d'un cas de séisme par rapport à un autre.

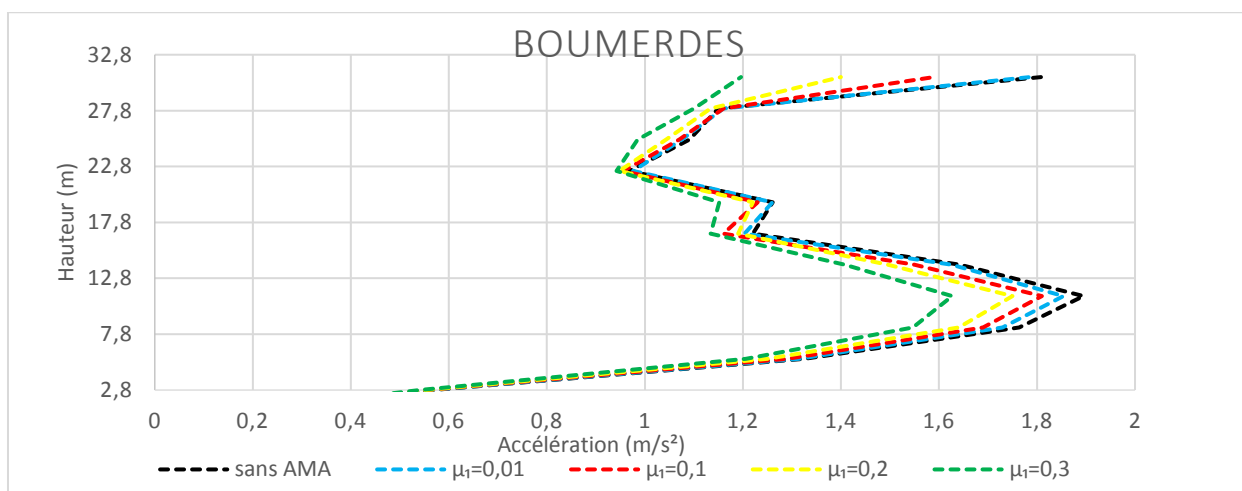
Ainsi, la réduction par rapport au cas sans AMA est importante dans les cas des séismes d'El Centro et Sakaria par rapport aux cas des séismes de Northridge et Boumerdés.

Le tableau 4.4 donne les meilleures réductions du déplacement pour chaque séisme.

**Tableau 4.4 :** Meilleure réduction de déplacement pour les différents séismes.

Séismes	Meilleur rapport de réduction	Pourcentage de réduction au dernier étage (%)	Pourcentage de réduction au 5 <sup>ème</sup> étage (%)
Boumerdés	0,3	14,63	21,41
El Centro	0,2	43,68	33,39
Northridge	0,1	7,77	16,51
Sakaria	0,2	32,67	29,06

Il apparaît d'après les figures 4.15, 4.16, 4.17 et 4.18 que les accélérations de tous les étages sont atténués lorsque nous ajoutons un AMA au bâtiment.



**Figure 4.15 :** Accélération de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Boumerdés.

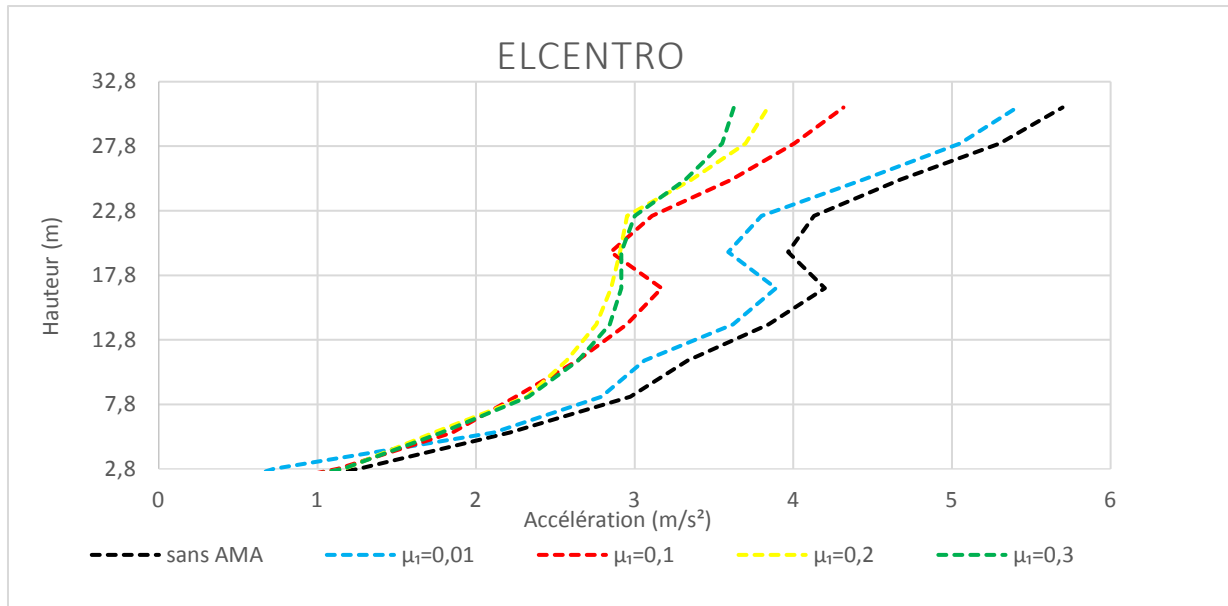


Figure 4.16 : Accélération de la structure sans et avec AMA sous le séisme d'El Centro.

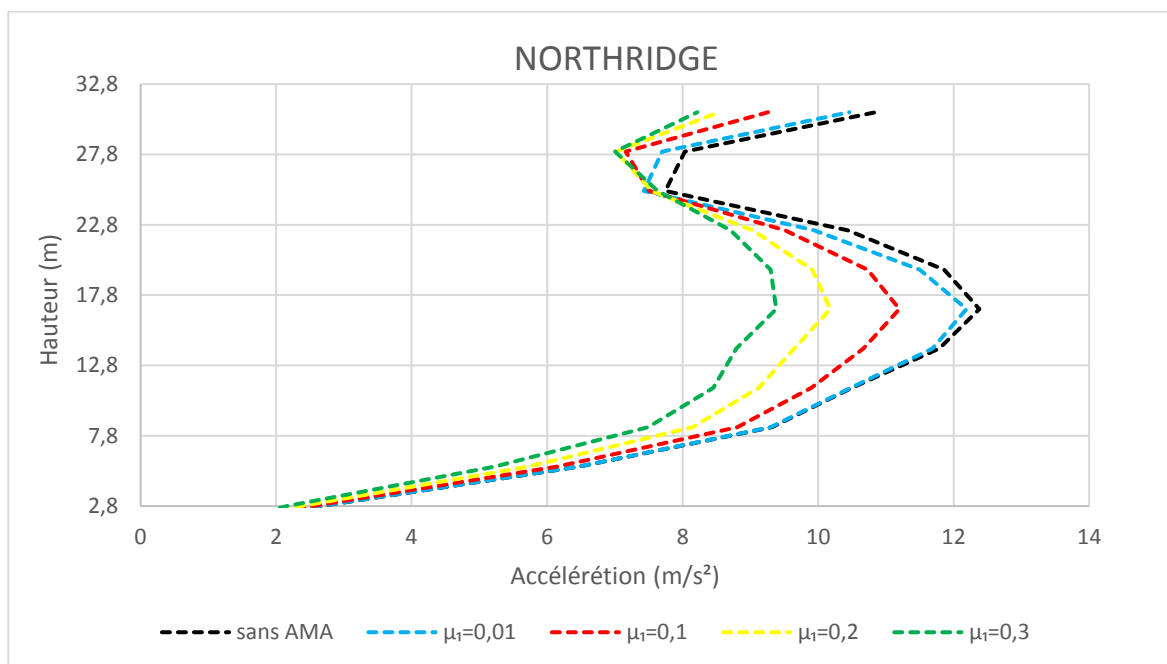
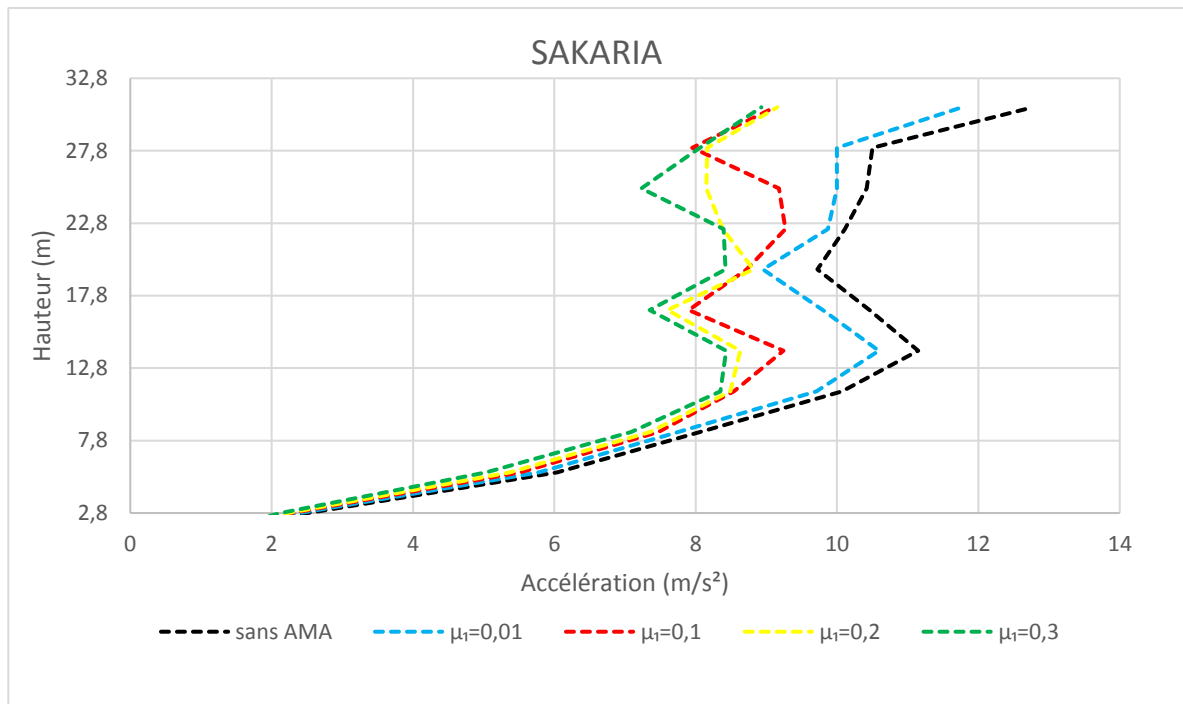


Figure 4.17 : Accélération de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Northridge.





**Figure 4.18 :** Accélération de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Sakaria.

Nous remarquons que lorsque le rapport de masse augmente l'accélération diminue pour les quatre séismes et la réduction varie en fonction de l'étage. Elle atteint son maximum au niveau du dernier étage. Les pourcentages de la réduction sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.5 :** meilleur réduction de l'accélération pour les différents séismes.

Séismes	Meilleur rapport de réduction	Pourcentage de réduction au dernier étage(%)	Pourcentage de réduction au 5 <sup>ème</sup> étage (%)
Boumerdés	0,3	33,83	27,05
El Centro	0,2	30,44	32,15
Northridge	0,1	14,60	9,612
Sakaria	0,2	28,05	26,49



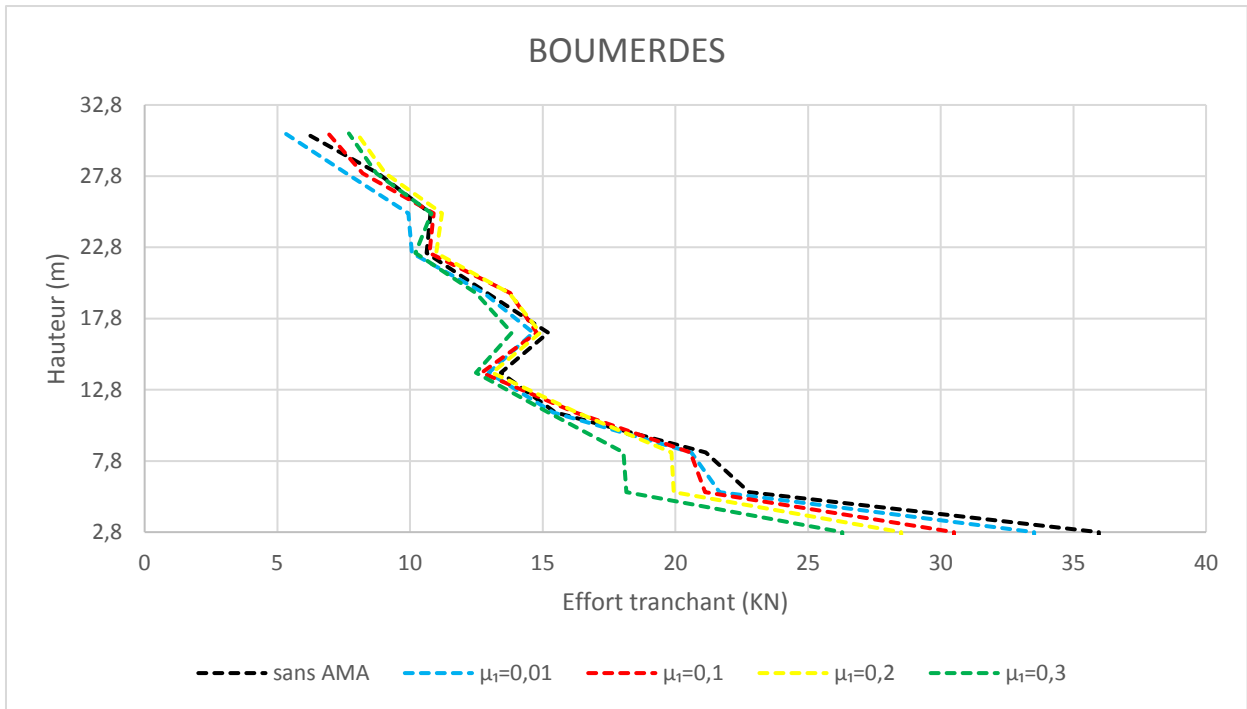


Figure 4.19 : Effort tranchant de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Boumerdés.

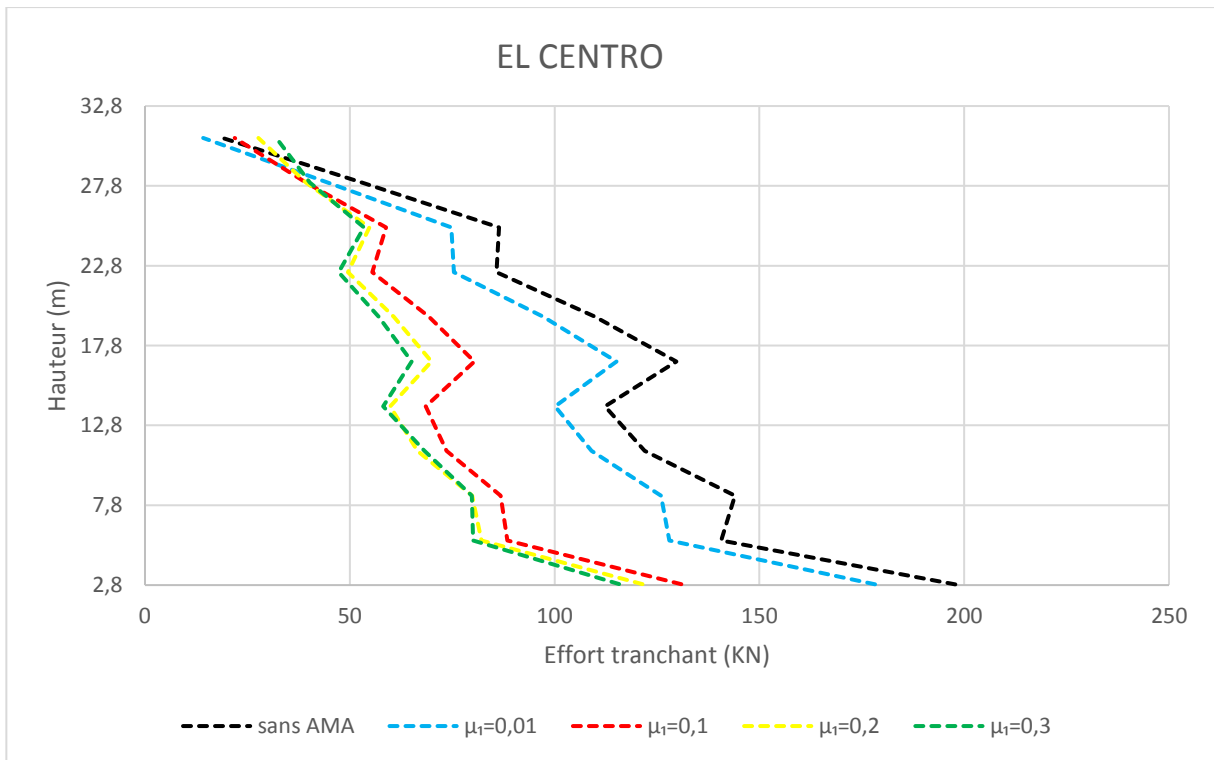
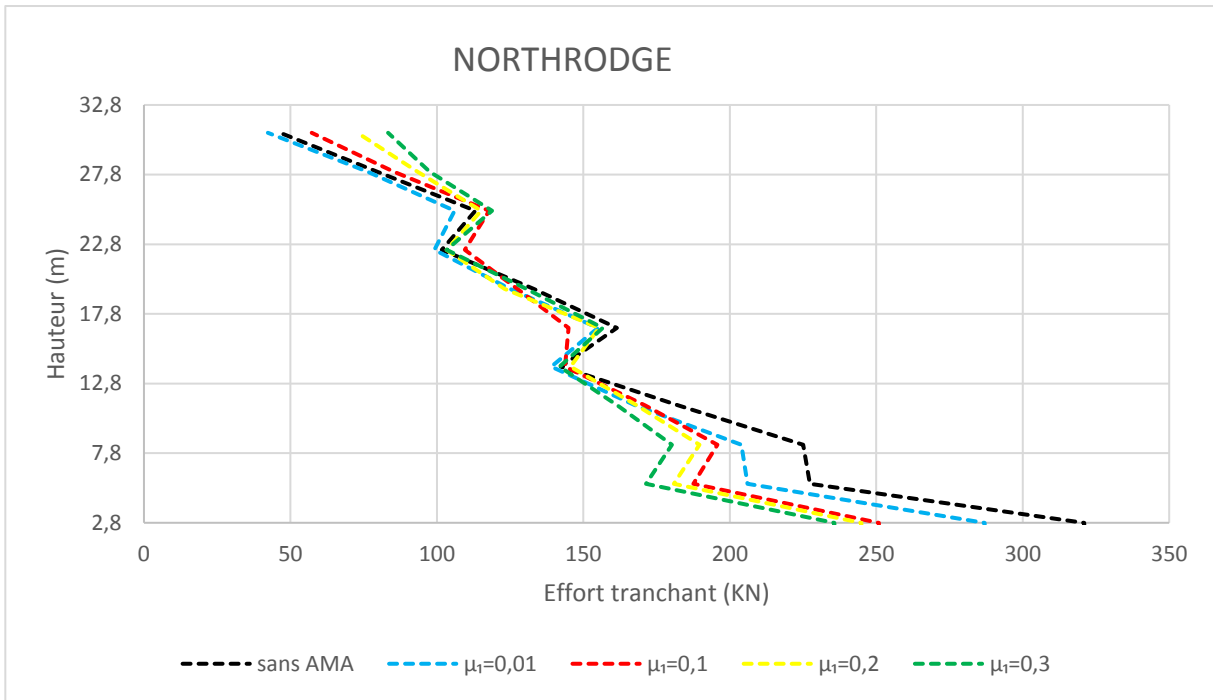
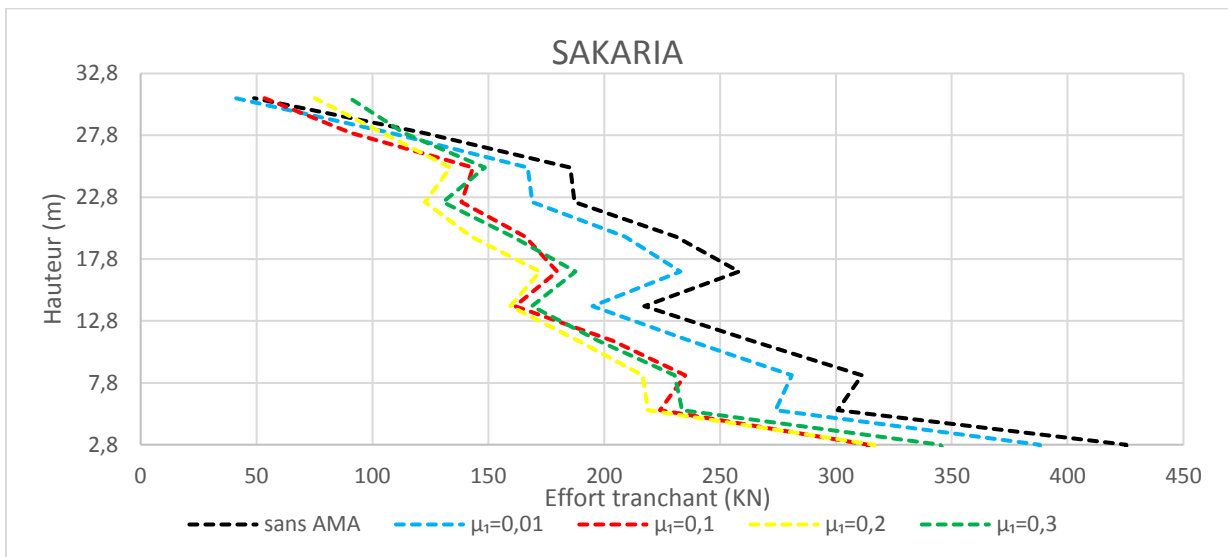


Figure 4.20 : Effort tranchant de la structure sans et avec AMA sous le séisme d'El Centro.



**Figure 4.21** : Effort tranchant de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Northridge.



**Figure 4.22** : Effort tranchant de la structure sans et avec AMA sous le séisme de Sakaria.

D'après les figures 4.19, 4.20, 4.21, 4.22, nous observons que plus le nombre d'étage augmente l'effort tranchant diminue.

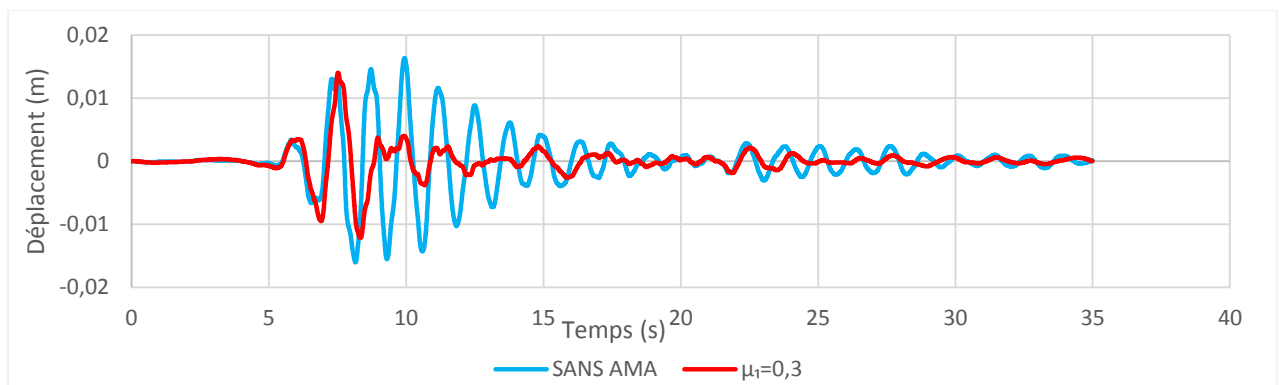
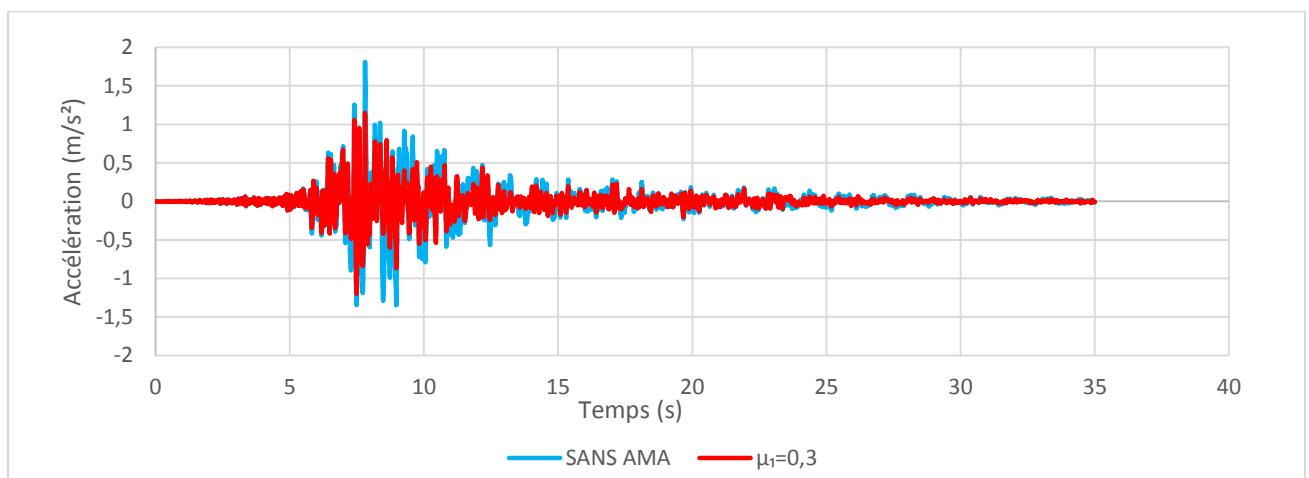
. Les pourcentages de la réduction de l'effort tranchant est dans le tableau (4.6). Les résultats des déplacements, accélération et effort tranchant selon la méthode de Sadek que nous avons obtenus par SAP 2000 sont détaillés dans l'ANNEXE B

**Tableau 4.6 :** Meilleure réduction de l'effort tranchant pour les différents séismes.

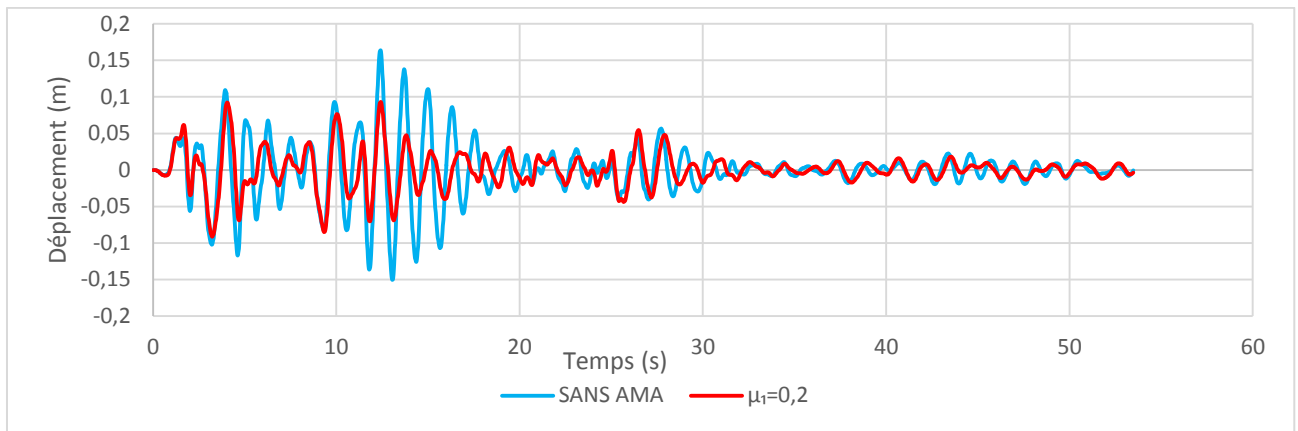
Séismes	Meilleur rapport de réduction	Pourcentage de réduction au dernier étage(%)	Pourcentage de réduction au 5 <sup>ème</sup> étage (%)
Boumerdés	0,3	26,27	11,03
El Centro	0,2	30,74	43,86
Northridge	0,1	22,97	10,28
Sakaria	0,2	33,09	31,99

Nous rappelons que les rapports de masse qui donnent une bonne réduction de déplacement pour les séismes Boumerdés, El Centro, Northridge et Sakaria sont respectivement 0,3 ; 0,2 ; 0,1 ; 0,2. Par contre pour l'accélération le meilleur rapport reste 0,3 dans tous les cas (Tableau 4.6).

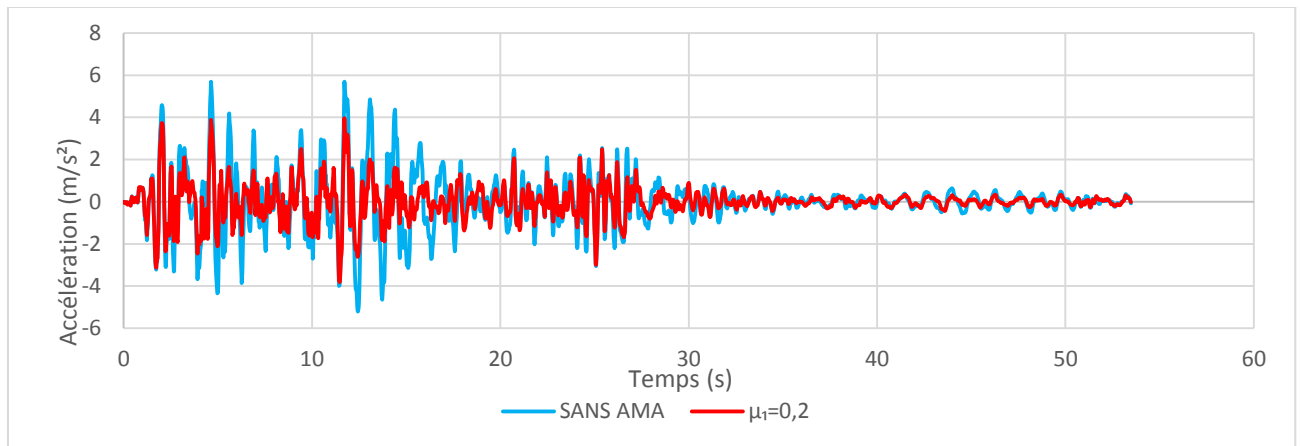
La variation temporelle du déplacement et l'accélération du dernier étage, obtenue pour le séisme de Boumerdés sont temporelles représentés dans les figures (4.23, 4.24). Nous remarquons une réduction importante sur toute durée du signal sur tout pour le déplacement et dans la phase forte du séisme.

**Figure 4.23 :** Déplacement du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme de Boumerdés.**Figure 4.24 :** Accélération du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme de Boumerdés.

Le déplacement et l'accélération du dernier étage Pour le séisme d'El Centro sont représentés dans les figures (4.25, 4.26), aussi dans ce cas la réponse a été réduite que a soit en déplacement ou bien en accélération dans les 20 premiers secondes.

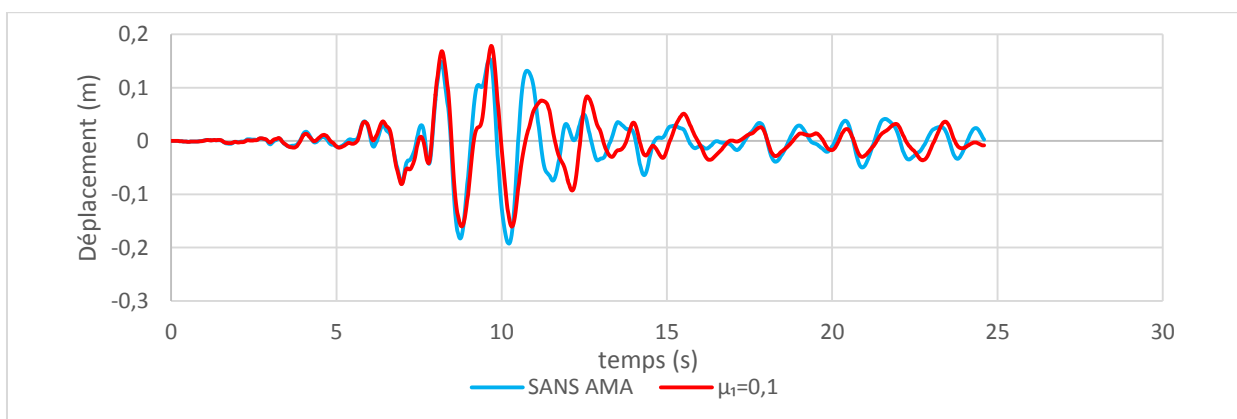


**Figure 4.25 :** Déplacement du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme d'El Centro.

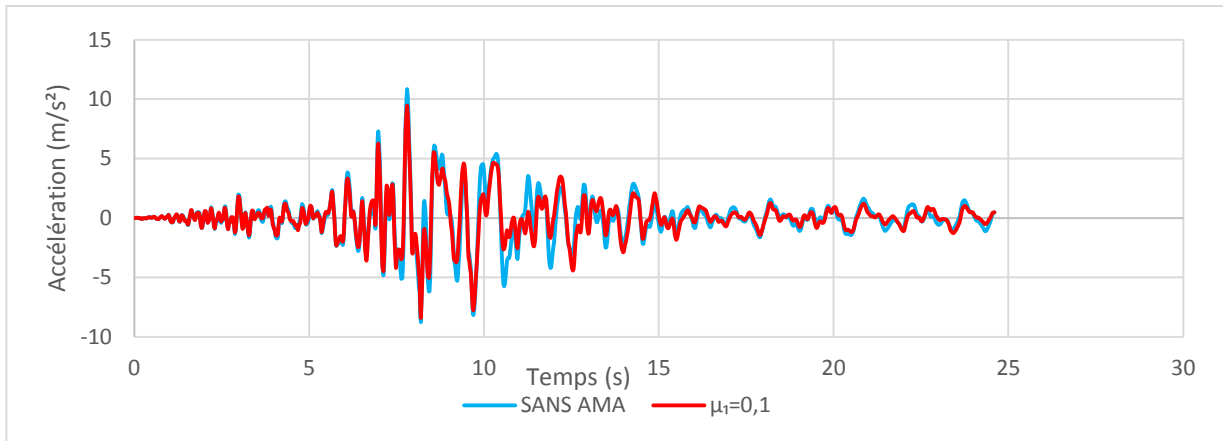


**Figure 4.26 :** Accélération du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme d'El Centro.

Le déplacement et l'accélération du dernier étage Pour le séisme de Northridge sont représentés dans les figures (4.27, 4.28). La réponse dans ce cas a été peu réduite.

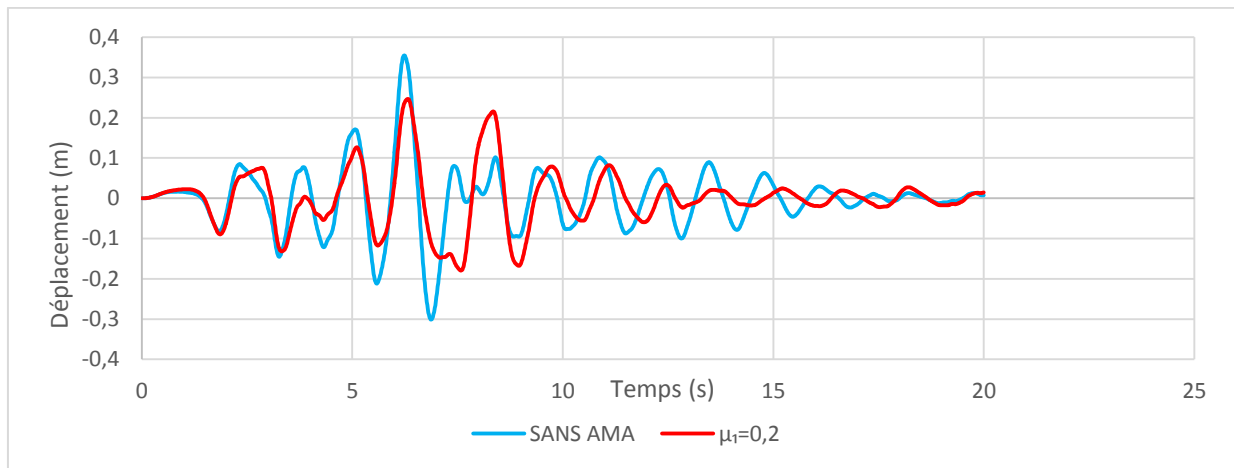


**Figure 4.27 :** Déplacement du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme de Northridge.

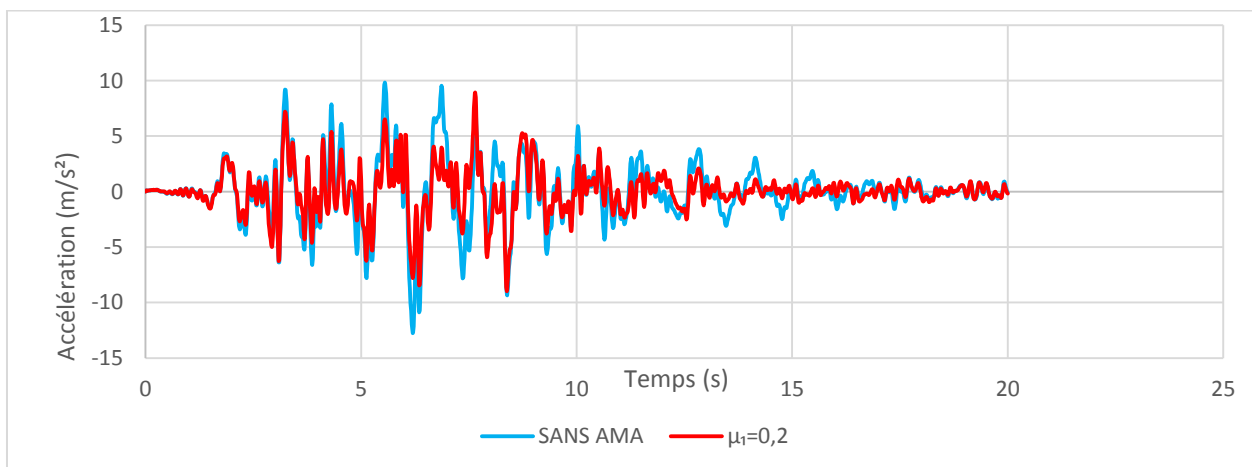


**Figure 4.28 :** Accélération du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme de Northridge.

Le déplacement et l'accélération du dernier étage Pour le séisme de Sakaria sont représentés dans les figures 4.29 et 4.30. Une réduction a de la réponse temporelle a été observée.



**Figure 4.29 :** Déplacement du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme de Sakaria.



**Figure 4.30 :** Accélération du dernier étage sans et avec AMA pour le séisme de Sakaria.

On peut décider que le meilleur rapport de réduction correspond à la réduction maximale du déplacement.

La figure 4.31 présente le pourcentage de réduction en fonction du PGA par rapport au différent rapport de masse.

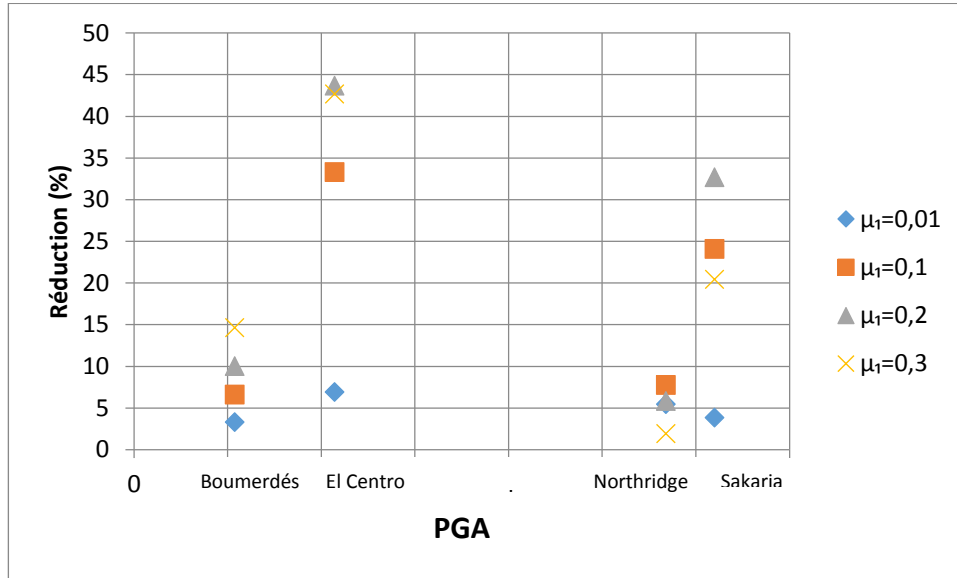


Figure 4.31 : Réduction du déplacement du chaque rapport de masse en fonction du PGA.

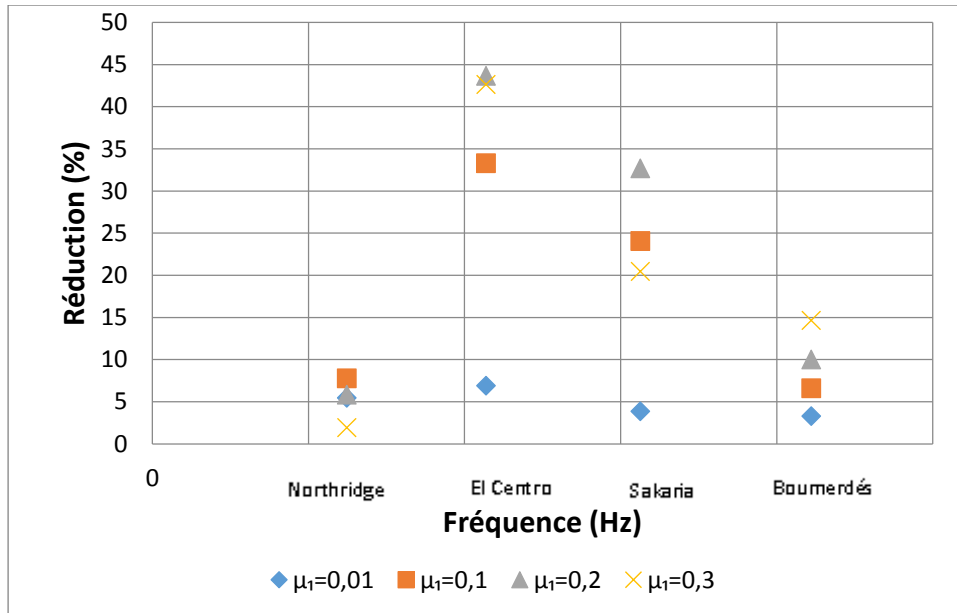


Figure 4.32 : Réduction de déplacement du chaque rapport de masse en fonction de la fréquence.

D'après la figure 4.31, nous remarquons que la réduction de la réponse dépend du PGA. Le meilleur rapport de masse change en fonction du PGA.

A travers la figure 4.32, nous observons que la réduction change en changeant la fréquence prédominante du séisme. Cette variation à la même allure en changeant le rapport de masse. Nous avons une augmentation de la réduction jusqu'à une fréquence de 2 Hz puis une diminution. Le meilleur rapport dépend donc de cette fréquence.

#### 4.3.2 Performance de l'AMA optimisé par différentes méthodes :

D'après l'analyse temporelle selon la méthode de Sadek nous avons constaté l'efficacité de l'ajout d'AMA sur la réponse du bâtiment et connaissons le rapport de masse qui donne la meilleure réduction du déplacement sous les quatre séismes (Boumerdés  $\mu_1=0.3$ , El Centro et Sakaria  $\mu_1=0.2$ , Northridge  $\mu_1=0.1$ ). Nous allons comparer les résultats obtenus à travers l'optimisation par des différentes méthodes (Sadek, Warburton, Den Hartog et Krenk)

##### a) Cas du séisme de Boumerdés:

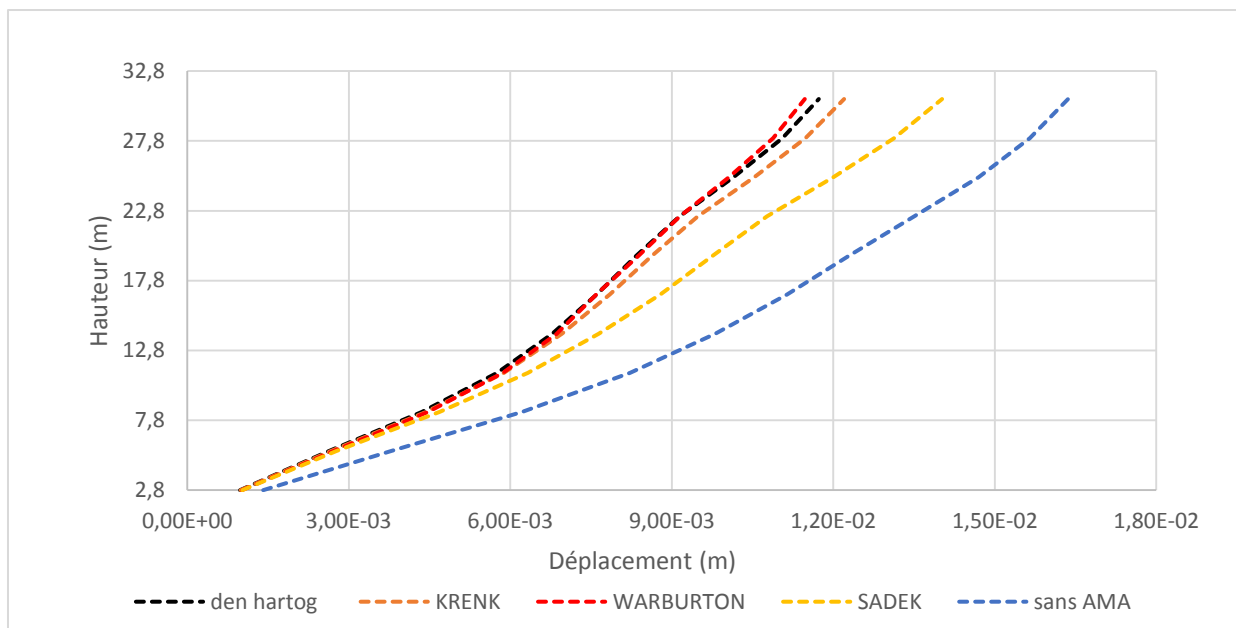
Les figures 4.33, 4.34 et 4.35 représentent les réponses temporelles du déplacement, accélération et effort tranchant de chaque étage du bâtiment selon les méthodes de Sadek, Warburton, Den Hartog, Krenk en appliquant le séisme de Boumerdés.

Dans ce cas les déplacements maximums sont donnés par le tableau 4.7.

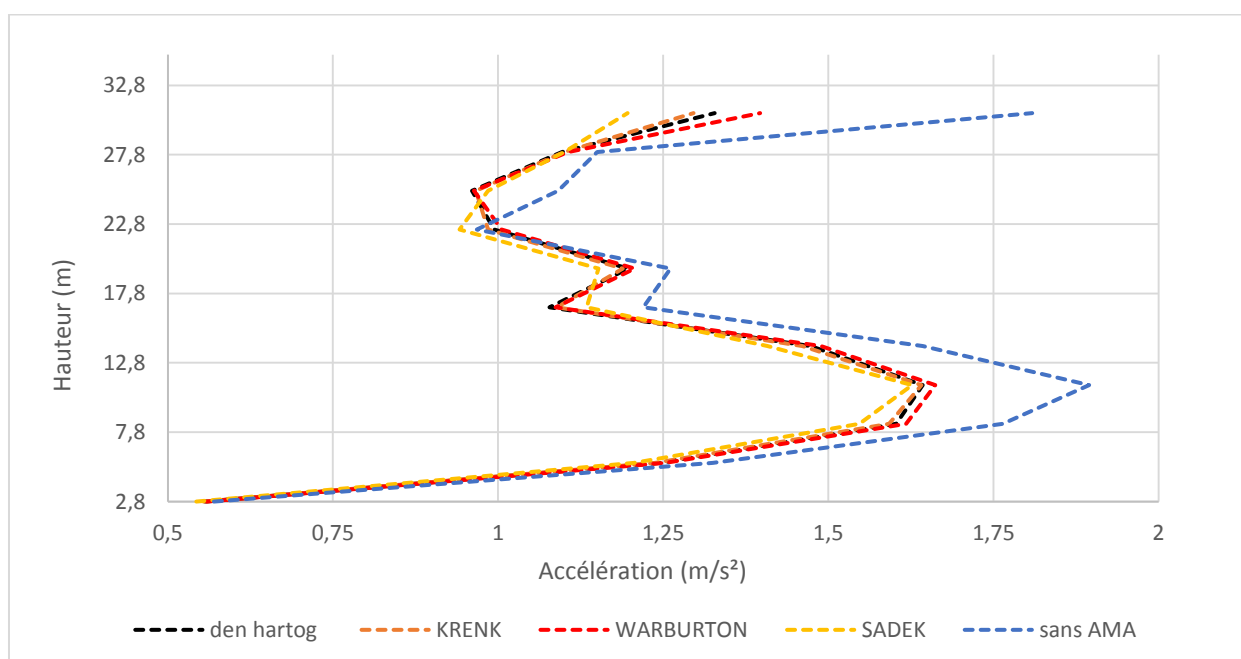
**Tableau 4.7 :** Déplacement absolu selon les différentes méthodes sous le séisme de Boumerdés.

Boumerdés	Méthode				
	Sans AMA	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek
RDC	0,00141	0,00098	0,00099	0,00101	0,00102
1 <sup>ère</sup>	0,00379	0,00264	0,00267	0,00272	0,00277
2 <sup>ème</sup>	0,00622	0,00436	0,00444	0,00447	0,00469
3 <sup>ème</sup>	0,00822	0,00575	0,00588	0,00586	0,00633
4 <sup>ème</sup>	0,00980	0,00678	0,06960	0,00686	0,00764
5 <sup>ème</sup>	0,01110	0,00760	0,00785	0,00760	0,00879
6 <sup>ème</sup>	0,01230	0,00835	0,00864	0,00839	0,00977
7 <sup>ème</sup>	0,01350	0,00915	0,00949	0,00915	0,01080
8 <sup>ème</sup>	0,01470	0,01010	0,01050	0,01010	0,01200
9 <sup>ème</sup>	0,01570	0,01110	0,01150	0,01900	0,01310
Terrasse	0,01640	0,01700	0,01220	0,01150	0,01400

Les résultats que nous avons obtenus par SAP2000 de l'effort tranchant et accélération sont détaillés dans l'ANNEXE C.

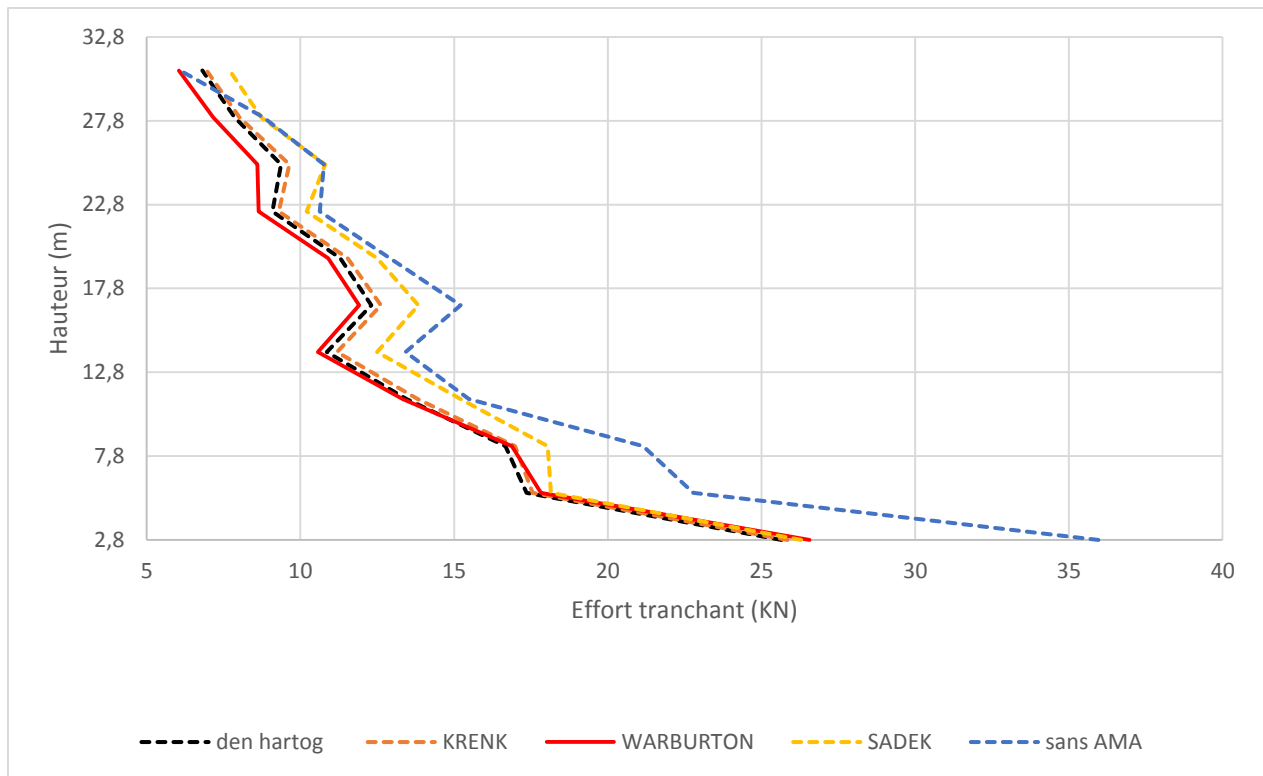


**Figure 4.33** : Déplacement sans et avec AMA selon les différentes méthodes sous le séisme de Boumerdés.



**Figure 4.34** : Accélération sans et avec AMA selon les différentes méthodes sous le séisme de Boumerdés.





**Figure 4.35 :** Effort tranchant sans et avec AMA selon les différentes méthodes sous le séisme de Boumerdés.

Pour le séisme de Boumerdés, nous constatons que toutes les méthodes sont capables de réduire le déplacement. Les méthodes de Den Hartog, Krenk et Warburton donnent approximativement la même réduction de déplacement. Les valeurs inférieures sont données par la méthode de Warburton avec une réduction de 29,87%. Par contre on constate que la méthode de Sadek correspond à la réduction la moins importante, la réduction dans ce cas est de 14,63%.

Pour l'accélération malgré qu'il y'a une réduction en utilisant toutes les méthodes on constate que l'AMA n'est pas capable de réduire l'accélération au niveau des étages (1<sup>ère</sup>, 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup>) la méthode la plus efficace pour réduire l'accélération est celle de Sadek.

Pour l'effort tranchant la méthode de Warburton donne une réduction plus faible que les autres méthodes.

#### b) Cas du séisme El Centro :

Les figures 4.36, 4.37 et 4.38 représentent respectivement les réponses temporelles du déplacement, accélération et effort tranchant de chaque étage du bâtiment selon les méthodes Sadek, Warburton, Den Hartog et Krenk en appliquant le séisme d'El Centro. Le tableau 4.8 résume les valeurs maximales du déplacement dans ce cas.

Tableau 4.8 : Déplacement selon les différentes méthodes sous le séisme d'El Centro.

El Centro	Méthode				
	Sans AMA	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek
RDC	0,00853	0,00565	0,00529	0,006001	0,0051
1 <sup>ère</sup>	0,02410	0,01597	0,01539	0,016920	0,0140
2 <sup>ème</sup>	0,04227	0,02788	0,02688	0,029510	0,0245
3 <sup>ème</sup>	0,05971	0,03900	0,03767	0,041210	0,0347
4 <sup>ème</sup>	0,07656	0,04926	0,04767	0,051930	0,0442
5 <sup>ème</sup>	0,09554	0,05998	0,05823	0,063020	0,0540
6 <sup>ème</sup>	0,11370	0,07036	0,06850	0,073640	0,0631
7 <sup>ème</sup>	0,12990	0,07993	0,07804	0,083260	0,0712
8 <sup>ème</sup>	0,14570	0,08947	0,08761	0,092620	0,0798
9 <sup>ème</sup>	0,15710	0,09675	0,09482	0,099500	0,0869
Terrasse	0,16390	0,09950	0,09995	0,103600	0,0923

Les résultats que nous avons obtenus par SAP2000 de l'effort tranchant et accélération sont détaillés dans l'ANNEXE C.

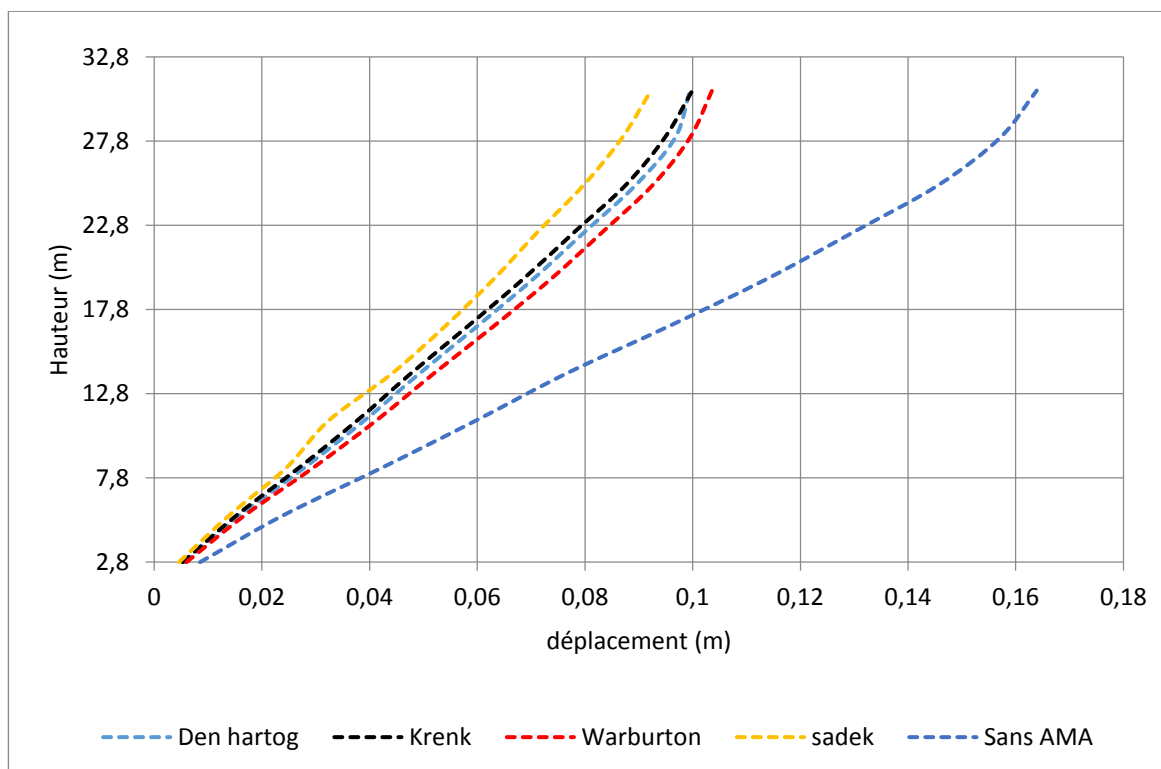
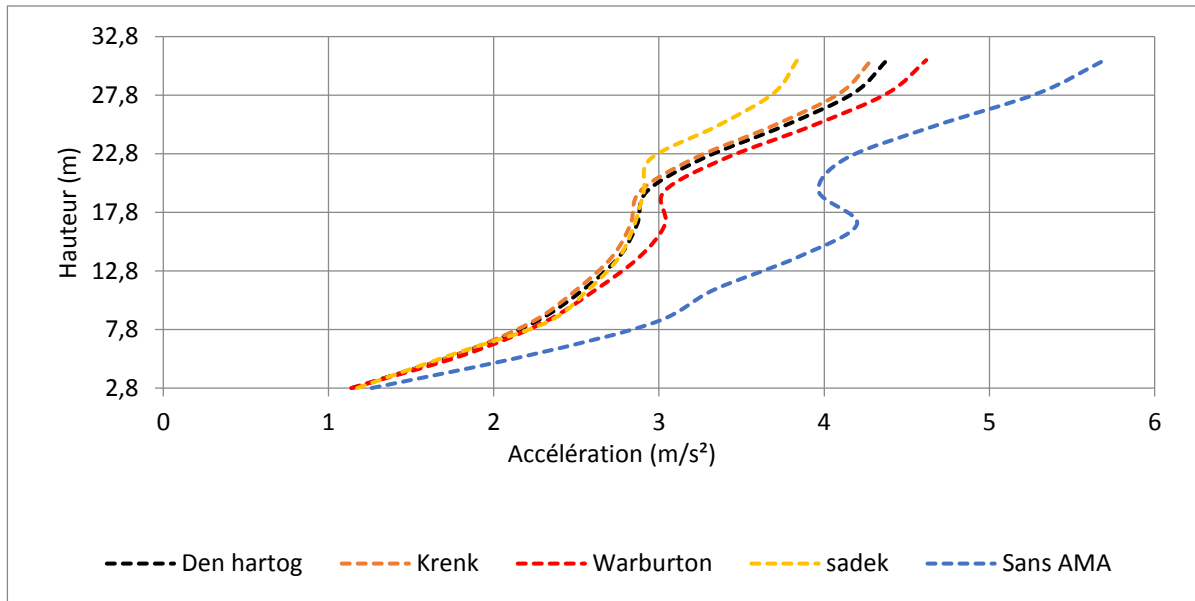
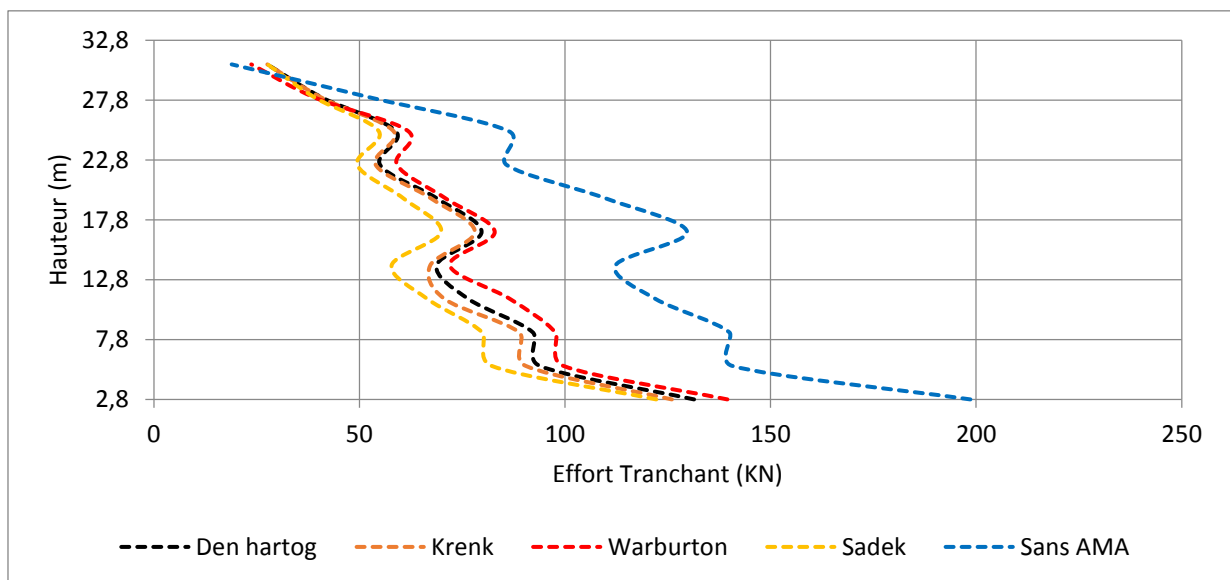


Figure 4.36 : Déplacement sans et avec AMA selon les différentes méthodes sous le séisme d'El Centro.



**Figure 4.37** : Accélération sans et avec AMA selon les différente méthodes sous le séisme d'El Centro.



**Figure 4.38** : Effort tranchant sans et avec AMA selon les différente méthodes sous le séisme d'El Centro.

Pour le séisme d'El Centro, nous constatons que la réduction du déplacement, accélération est plus efficace quand en utilise la méthode de Sadek la réduction en déplacement atteint 43,68%. Pour l'effort tranchant toutes les méthodes conduisent à des résultats presque identiques au niveau du premier et les trois derniers étages. Pour les autres étages celle de Sadek reste la plus efficace.

### c) Cas du séisme de Northridge :

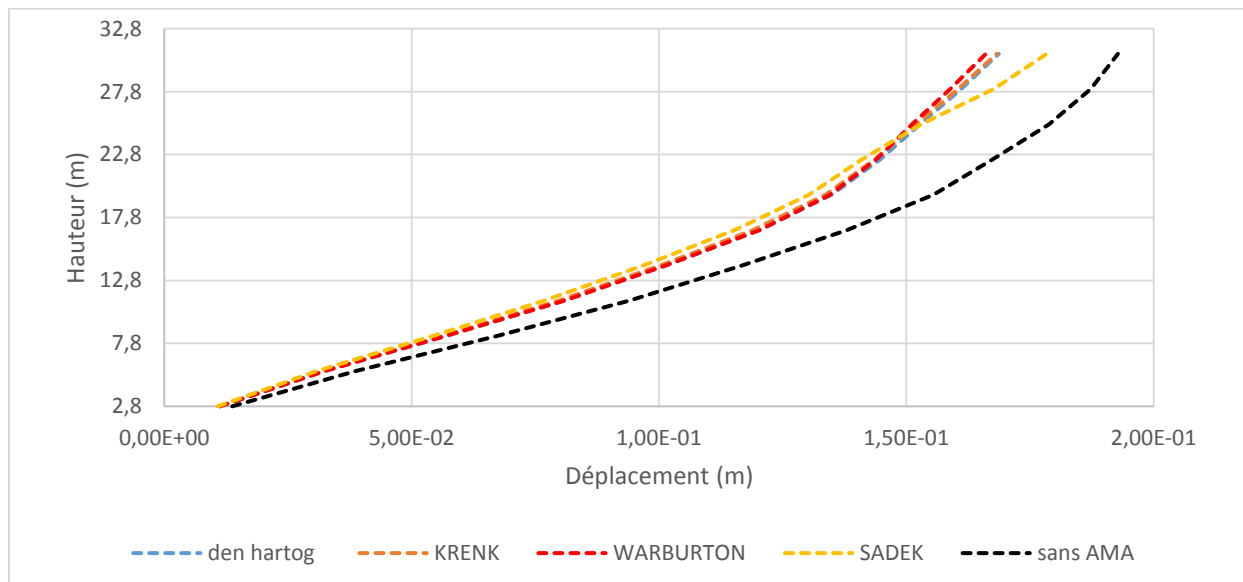
Les figures 4.39, 4.40 et 4.41 représentent les réponses temporelles du déplacement, accélération et effort tranchant de chaque étage du bâtiment selon les méthodes Sadek, Warburton, Den Hartog et Krenk en appliquant le séisme de Northridge.

Le tableau 4.9 présente les valeurs du déplacement de la structure pour chaque méthode sous le séisme de Northridge.

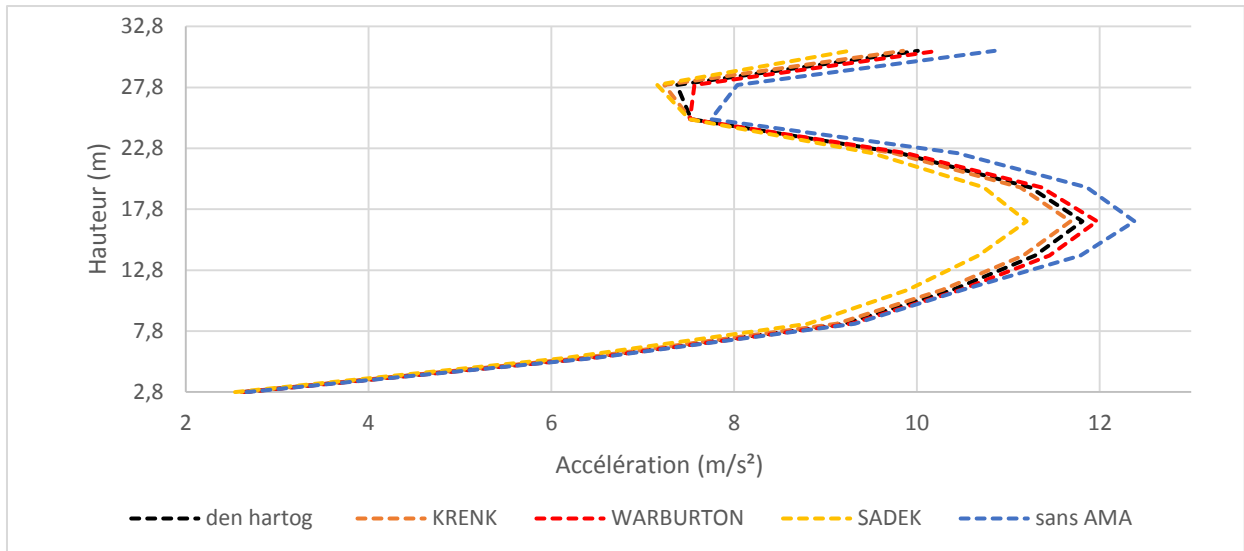
**Tableau 4.9 :** Déplacement selon les différentes méthodes sous le séisme de Northridge.

Northridge	Méthode				
	Sans AMA	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek
RDC	0,0137	0,0113	0,0111	0,01121	0,0108
1 <sup>ère</sup>	0,0386	0,0324	0,0320	0,0323	0,0308
2 <sup>ème</sup>	0,0673	0,0570	0,0564	0,0569	0,0543
3 <sup>ème</sup>	0,0939	0,0807	0,0798	0,0808	0,0767
4 <sup>ème</sup>	0,1170	0,1020	0,1000	0,1020	0,0970
5 <sup>ème</sup>	0,1380	0,1200	0,1190	0,1200	0,1150
6 <sup>ème</sup>	0,1550	0,1350	0,1340	0,1350	0,1300
7 <sup>ème</sup>	0,1670	0,1450	0,1440	0,1440	0,1410
8 <sup>ème</sup>	0,1790	0,1530	0,1520	0,1510	0,1530
9 <sup>ème</sup>	0,1870	0,1610	0,1610	0,1590	0,1680
Terrasse	0,1930	0,1690	0,1680	0,1660	0,1780

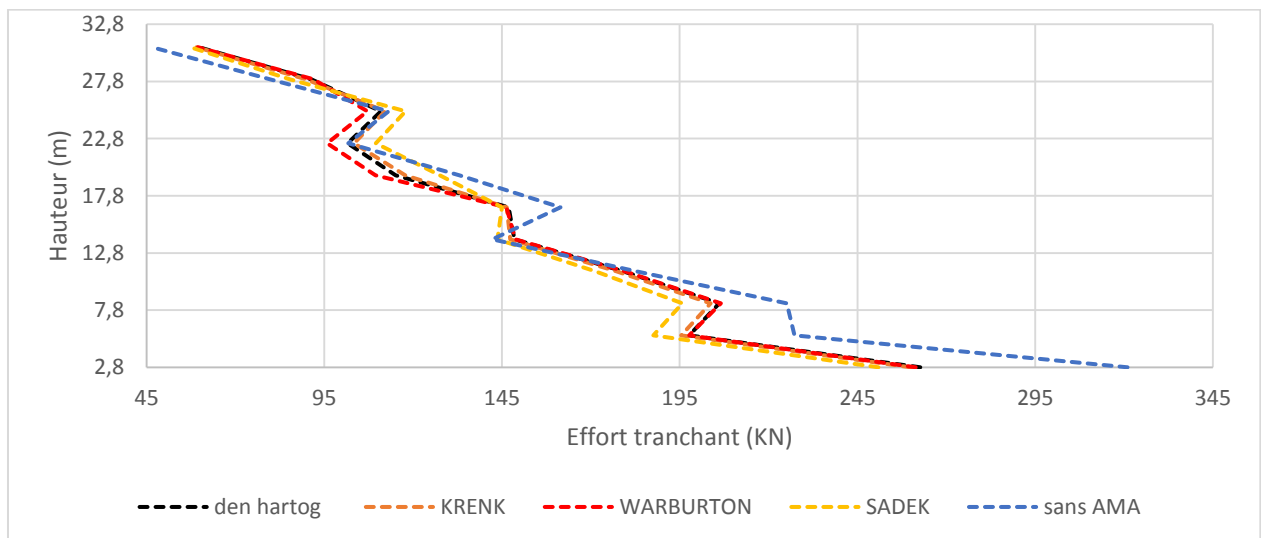
Les résultats que nous avons obtenus par SAP2000 de l'effort tranchant et accélération sont détaillés dans l'ANNEXE C.



**Figure 4.39 :** Déplacement sans et avec AMA selon les différentes méthodes sous le séisme de Northridge.



**Figure 4.40 :** Accélération sans et avec AMA selon les différentes méthodes sous le séisme de Northridge.



**Figure 4.41 :** Effort tranchant sans et avec AMA selon les différentes méthodes sous le séisme de Northridge.

Pour le séisme de Northridge, nous observons que les résultats de différentes méthodes se rapprochent pour le déplacement, accélération et effort tranchant. La méthode de Warburton est plus efficace dans les deux derniers étages et la méthode Sadek pour les huit premiers étages pour le déplacement. Et pour l'accélération, malgré qu'il y a une réduction pour toutes les méthodes, nous remarquons que l'AMA n'est pas capable de réduire les accélérations des étages (RDC, les deux premiers, 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étages). La réduction la plus efficace dans le dernier étage est donnée par la méthode de Sadek. Pour l'effort tranchant la méthode de Warburton donne la meilleure réduction à l'exception des deux derniers étages où toutes les méthodes ne peuvent pas réduire cet effort.

#### d) Cas du séisme de Sakaria :

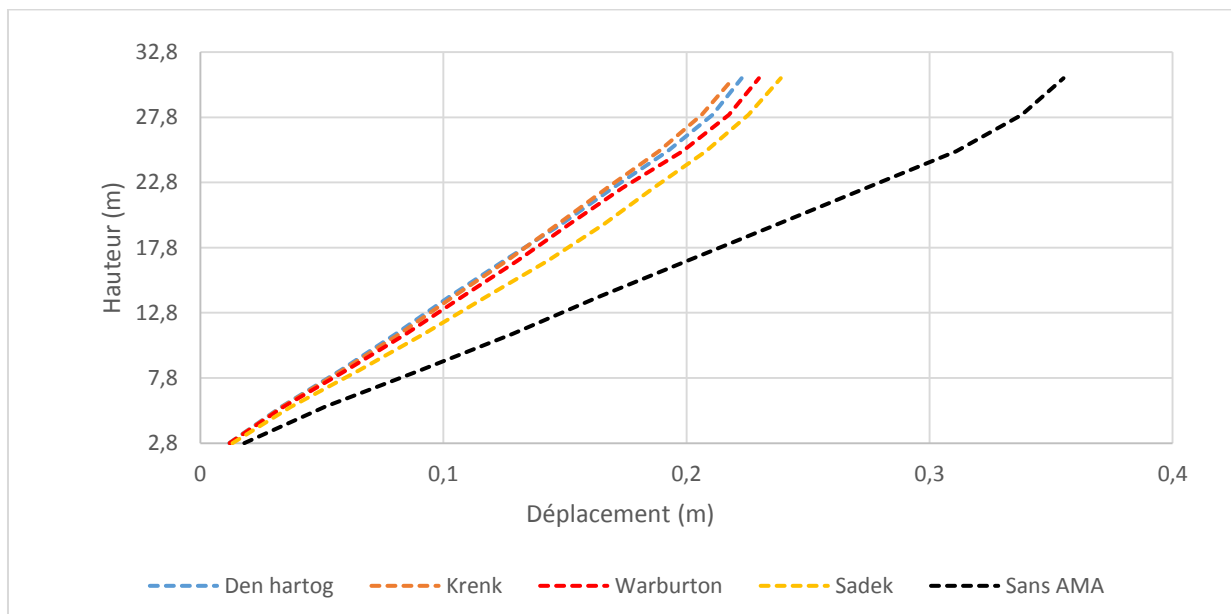
Les figures (4.42, 4.3 et 4.44) représentent les déplacements, accélération et effort tranchant les méthodes Sadek, Warburton, Den Hartog et Krenk dans le cas du séisme de Sakaria.

Les valeurs du déplacement de chaque méthode, suivant le séisme de Sakaria sont résumées dans le tableau 4.41.

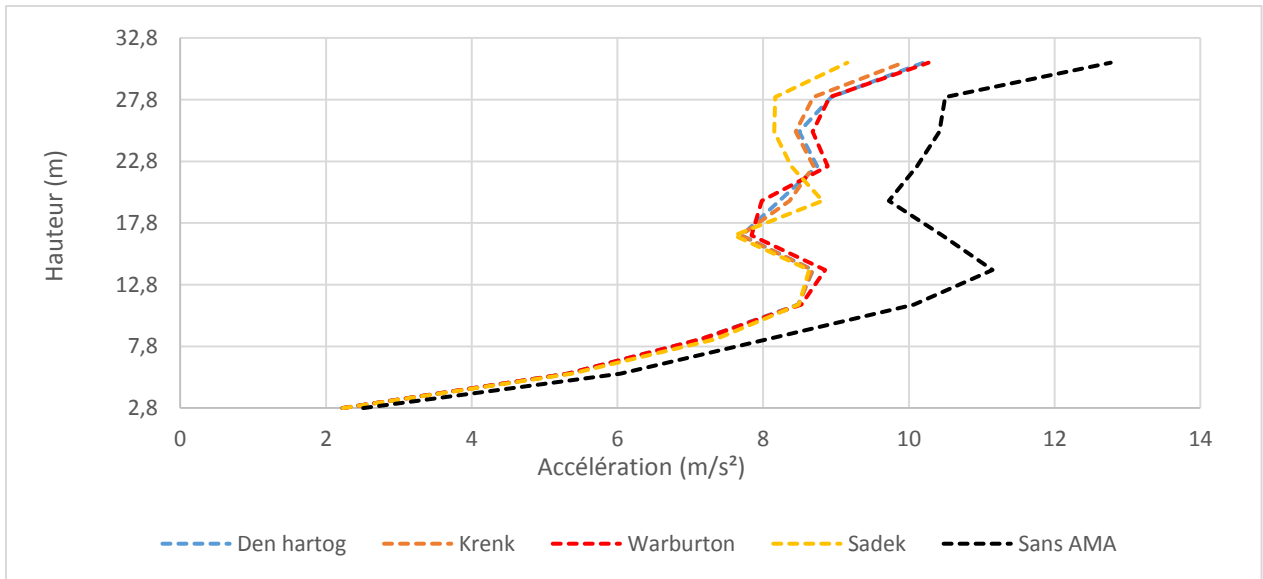
**Tableau 4.10** : Déplacement absolu selon les différentes méthodes sous le séisme de Sakaria.

Sakaria	Méthode				
	Sans AMA	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek
<b>RDC</b>	0,0181	0,01191	0,01204	0,01213	0,0133
<b>1<sup>ère</sup></b>	0,0513	0,03330	0,03371	0,03427	0,0374
<b>2<sup>ème</sup></b>	0,0905	0,05778	0,05857	0,06011	0,0653
<b>3<sup>ème</sup></b>	0,1290	0,08050	0,08205	0,08478	0,0921
<b>4<sup>ème</sup></b>	0,1640	0,10210	0,10370	0,10740	0,1170
<b>5<sup>ème</sup></b>	0,2000	0,12490	0,12600	0,13040	0,1430
<b>6<sup>ème</sup></b>	0,2370	0,14850	0,14700	0,15180	0,1660
<b>7<sup>ème</sup></b>	0,2740	0,16980	0,16740	0,17370	0,1870
<b>8<sup>ème</sup></b>	0,3110	0,19210	0,18860	0,19840	0,2080
<b>9<sup>ème</sup></b>	0,3380	0,21070	0,20630	0,21740	0,2260
<b>Terrasse</b>	0,3550	0,22270	0,21930	0,22980	0,2390

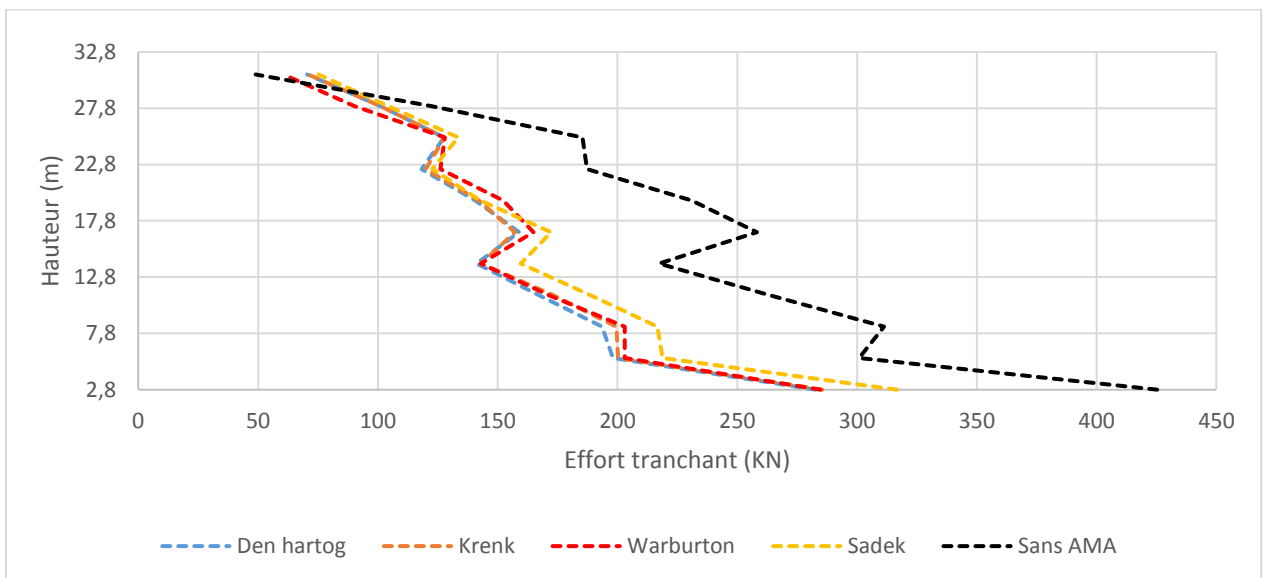
Les résultats que nous avons obtenus par SAP2000 de l'effort tranchant et accélération sont détaillés dans l'ANNEXE C.



**Figure 4.42** : Déplacement sans et avec AMA selon les différentes méthodes sous le séisme de Sakaria.



**Figure 4.43 :** Accélération sans et avec AMA selon les différentes méthodes sous le séisme de Sakaria.



**Figure 4.44 :** Effort tranchant sans et avec AMA selon les différentes méthodes sous le séisme de Sakaria.

Pour le séisme de Sakaria, nous remarquons que Krenk, Den Hartog et Warburton sont plus efficaces dans les six premiers étages mais dans les quatre derniers étages nous remarquons que Krenk donne la meilleure réduction du déplacement elle est de 38,22%. Pour l'accélération nous observons que toutes les méthodes donnent des bonnes réductions presque dans tous les étages mais la méthode de Sadek est plus efficace dans les quatre derniers étages. L'effort tranchant obtenu a été réduit considérablement. La méthode de Den Hartog donne la meilleure réduction mais dans le dernier étage ces méthodes ne sont pas capables de réduire cet effort.

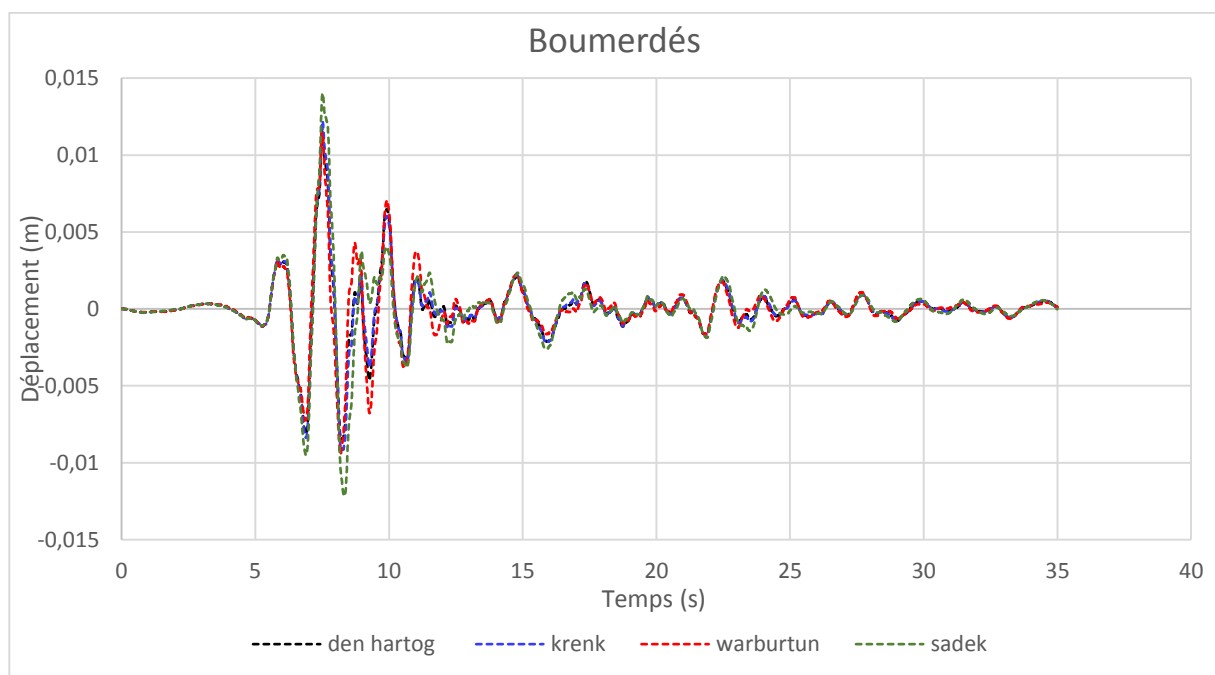
#### 4.3.3 Comparaison entre le déplacement de dernier étage selon les différentes méthodes :

Dans cette partie nous allons comparer le déplacement du dernier étage obtenue par les différentes méthodes. Le tableau 4.11 liste la réduction du déplacement du dernier étage en pourcentage selon les différentes méthodes pour les quatre séismes. Pour les rapports de masse choisis.

**Tableau 4.11** : Réduction de déplacement du dernier étage selon les différentes méthodes.

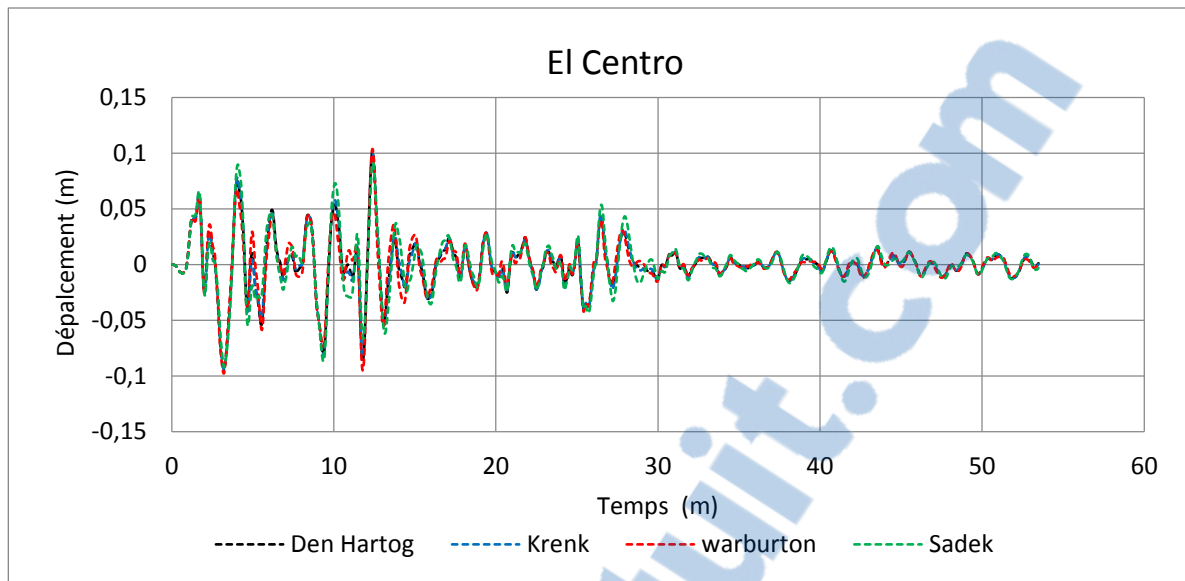
Séismes	Sadek	Den Hartog	Warburton	Krenk
Boumerdés	14,63%	28,66%	29,87%	25,61%
El Centro	43,68%	39,29%	36,79%	39,01%
Northridge	7,77%	12,43%	13,99%	12,95%
Sakaria	32,67%	37,26%	35,26%	38,22%

Les évolutions temporelles des déplacements obtenus au dernier étage en utilisant les différentes méthodes d'optimisations des AMAs et en considérant les quatre séismes choisis sont données par les figures 4.45, 4.46 et 4.47

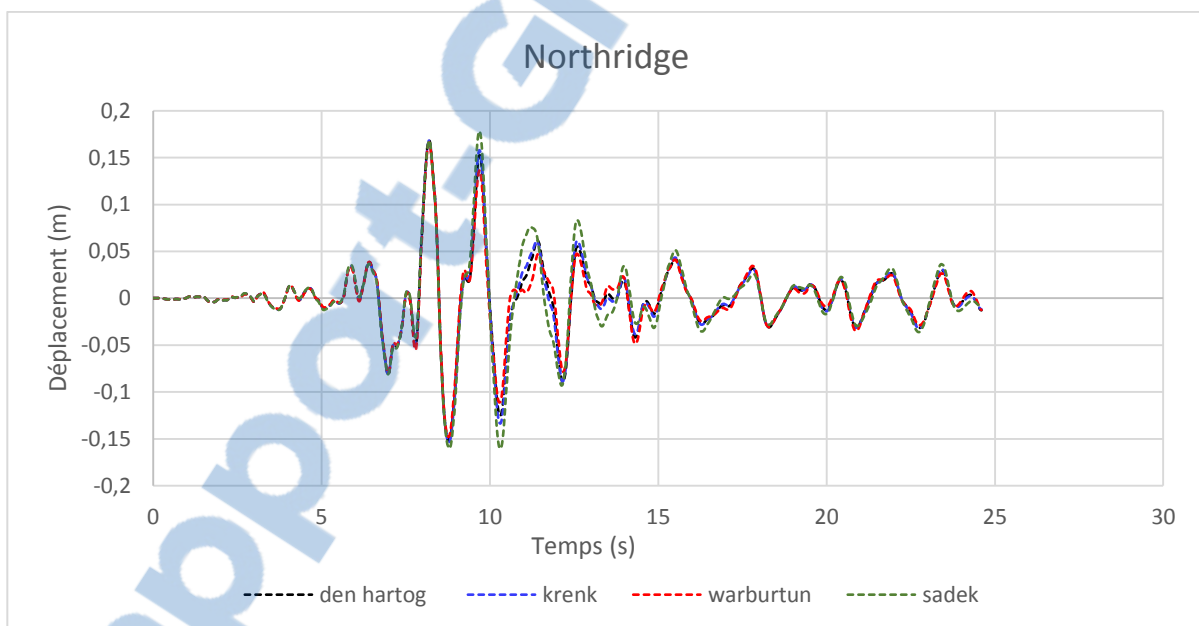


**Figure 4.45** : Déplacement du dernier étage selon les différentes méthodes pour le séisme de Boumerdés.

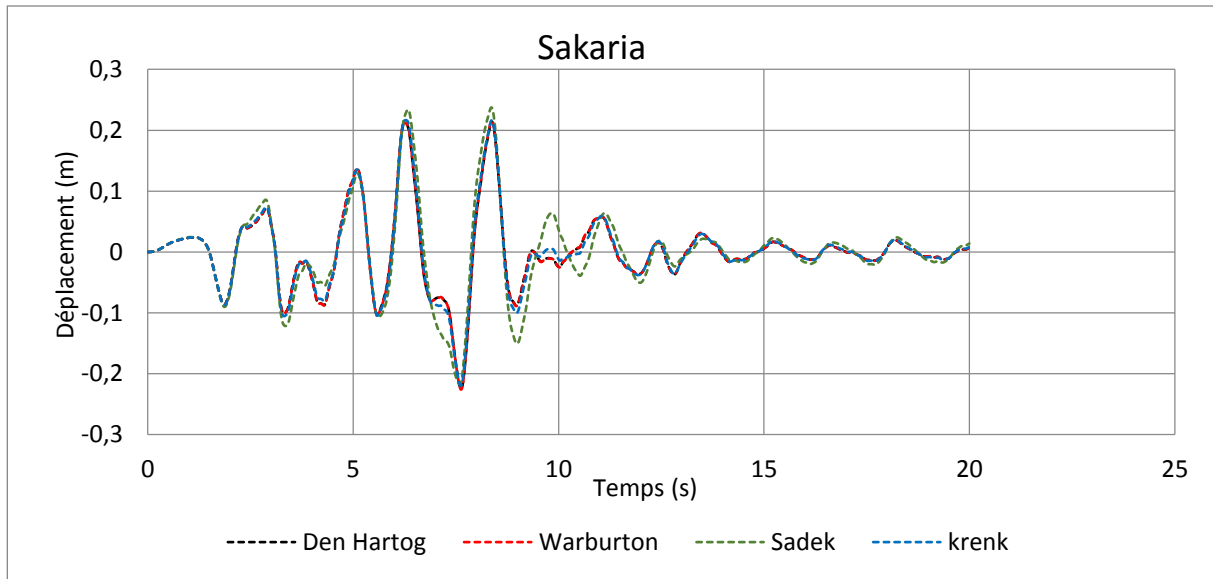




**Figure 4.46 :** Déplacement du dernier étage selon les différentes méthodes pour le séisme d'El Centro.



**Figure 4.47 :** Déplacement du dernier étage selon les différentes méthodes pour le séisme de Northridge.



**Figure 4.48:** Déplacement du dernier étage selon les différentes méthodes pour le séisme de Sakaria.

Le tableau 4.11 et les figures (4.45, 4.46, 4.47 et 4.48) confirment que pour les séismes Boumerdés et Northridge, la méthode de Warburton donne la meilleure réduction du déplacement maximale du dernier étage. Tandis que Sadek est plus efficace pour le séisme d'El Centro et pour le séisme de Sakaria, Krenk donne la meilleure atténuation. La réduction dépend donc du séisme ainsi que de la méthode d'optimisation utilisée.

#### 4.4 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié la réponse dynamique d'une structure équipée d'un seul AMA. Il apparaît clairement que les réponses de tous les étages sont réduites en utilisant la méthode d'optimisation de Sadek, nous avons conclu que le meilleur rapport de réduction dépend du séisme choisi. Ainsi, nous avons trouvé que les rapports de masse qui donnent une bonne réduction du déplacement pour les séismes de Boumerdés, El Centro, Northridge et Sakaria sont respectivement 0,3 ; 0,1 ; 0,2 et 0,2.

A partir de l'étude comparative, nous constatons que la réduction du déplacement est plus importante quand on utilise la méthode de Warburton pour les séismes de Boumerdés (29,87%) et Northridge (13,99%). Pour le séisme d'El Centro, la méthode de Sadek donne la meilleure réduction du déplacement (43,63%). Enfin, pour le séisme de Sakaria, la méthode de Krenk est plus efficace elle donne 38,22% de réduction.



## **CONCLUSION GENERALE**

---

## Conclusion générale

L'amortisseur à masse accordée "AMA" consiste à une masse située à l'étage le plus élevé du bâtiment liée à celui-ci via un ressort et un mécanisme d'amortissement. L'inertie créée par le mouvement de cette masse va se transmettre au bâtiment et réduit par conséquent les vibrations induites par le séisme.

L'objectif de ce mémoire est de mettre en évidence le rôle de l'AMA dans la réduction des réponses dynamiques des bâtiments et faire une comparaison entre les paramètres optimisés qui influent sur le comportement du système.

Dans cette étude nous avons effectué une analyse dynamique d'une structure équipée d'un amortisseur à masse accordée par différentes méthodes d'optimisation en appliquant quatre séismes. Le calcul numérique a été fait par le logiciel SAP2000. La structure choisie est un bâtiment R+10 en béton armé.

Dans la littérature, il existe plusieurs méthodes d'optimisation. Nous avons présenté dans ce travail certaines méthodes qui se basent sur l'optimisation du FAD et d'autres qui se basent sur l'optimisation des pôles. Nous avons également donné les relations permettant de passer d'un système à 1DDL à un système à NDDL.

Nous avons effectué une analyse des paramètres optimaux de l'AMA par différentes méthodes. Nous avons conclu que le facteur d'amplification dynamique pour les différentes excitations sur la base et sur la masse diminue lorsqu'on utilise les paramètres optimisés (le taux d'amortissement et le rapport d'optimisation). Ces paramètres dépendent de la méthode d'optimisation choisie.

Par la suite nous avons étudié le comportement dynamique d'un bâtiment R+10 équipé d'un AMA au niveau de son dernier étage. Nous avons utilisé plusieurs méthodes d'optimisation. Cette étude montre que les deux méthodes de Sadek et de Fujino donnent des valeurs identiques, ces deux méthodes aboutissent toujours aux valeurs supérieures de  $C_{1opt}$ ,  $k_{1opt}$ ,  $\beta_{1opt}$  et  $\xi_{1opt}$ . La méthode de Warburton donne les valeurs les plus faibles.

Après, une analyse sismique paramétrique en considérant quatre enregistrements a été effectuée. Ce en variant aussi les méthodes d'optimisation. A travers cette étude nous avons conclu que :

- L'AMA réduit le déplacement, l'accélération et l'effort tranchant de la structure. .
- Le rapport de réduction dépend du séisme choisi.
- Le meilleur rapport de réduction de masse dépend du mouvement sismique appliqué. Pour les séismes de Boumerdés, El Centro, Northridge et Sakaria nous avons trouvé que les rapports de masse qui donnent une bonne réduction sont respectivement 0,3 ; 0,2 ; 0,1 et 0,2.
- Pour les séismes Boumerdés et Northridge, nous avons trouvé que la réduction du déplacement des différents étages est plus importante par la méthode de Warburton (Boumerdés 29.87% et Northridge 13.99%).

- Pour le séisme d'El Centro, c'est la méthode de Sadek qui est la plus efficace la réduction dans ce cas est de 43,63%
- Pour le séisme de Sakaria, la méthode de Krenk donne la meilleure réduction, elle est égale à 38.22%.

Enfin pour mieux s'approfondir dans ce sujet nous proposons comme perspectives dans les prochains travaux les points suivants :

- Elargir cette étude et voir d'autres types de protections comme les ALA (Amortisseur à Liquide Accordée), les systèmes semi active.
- Faire une étude sur l'amortisseur à masse accordé pendulaire.
- Faire une analyse dynamique sur une structure métallique équipée par un AMA sous l'effet de vent.
- Faire une étude sous la possibilité de remplacer l'AMA par un étage souple.

## Bibliographie

- Allani A, Conception et optimisation d'amortisseurs à masse accordée pour les structures du génie civil. Thèse de Doctorat. Matériaux et structures en mécanique [physics.class-ph]. Université Paris-Est, 2015. Français. <NNT : 2015PESC1137>. <tel-01291427>
- Ben Mekki O, Amortissement semi actif des structures flexibles. Thèse de Doctorat entre l'Université Tor Vergata et l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2006.
- RAIS S, Etude et modélisation du comportement dynamique des structures équipées de dissipateurs d'énergie. Magister en génie civil, Soutenu publiquement le 19 janvier 2012.
- BENZINA F, Contribution à l'étude des structures intelligentes. Mémoire pour l'obtention du diplôme de magistère en génie civil, Présenté en décembre 2013.
- Hirokazu I. et al. (2005), "Vibration and shock handbook"; "chapter 29: Seismic Base Isolation and Vibration Control", Kyoto University.
- T.Pinkaew, P.Lukkunaprasit et P.Chatupote (2002). "seismic effectiveness of Tuned Mass Dampers for damage reduction of structures"
- McNamara, R. J. Tuned mass dampers for buildings. J. Struct. Div., ASCE 103(9): 1785–1798, 1977.
- Bentifour A, Etude parasismique sur un bâtiment équipé d'un amortisseur à masse accordée (TMD) pour le contrôle des excitations sismiques, Mémoire de Master, Université Abou Bekr Belkaid, 2013.
- Mahi MH et Bouali A, Application d'un Système (TMD) pour l'Amélioration de la Réponse Sismique des Structures Bâtiments, Mémoire de Master, Université Abou Bekr Belkaid, 2012.
- Benzina.F, Contribution à l'étude des structures intelligentes. Tlemcen. Mémoire de magistère en génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, 2013.
- Kaap MZ. Influence de l'amortissement sur la réponse dynamique des structures avec systèmes d'isolation parasismique. Biskra. Mémoire de mastère, université Mohamed Khider, 2010.
- Djellouli L, Modélisation de système d'isolation parasismique pour le contrôle de la réponse dynamique des structures. Biskra. Mémoire de l'obtention du diplôme de Magister en génie civil, Université Mohamed Khider – Biskra, 2012.
- Nait Zerad I, Analyse de l'effet des systèmes de dissipation passive dans le contreventement des bâtiments. Tlemcen. Mémoire d'Obtention du Diplôme de MASTER en Génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, 2014.
- Merzouk MA, Etude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial « SS+RDC+10 étages » en Béton Armé à ORAN, Tlemcen. . Mémoire d'Obtention du Diplôme de MASTER en Génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, 2013.
- T.T.Soong and M.C.C Costantinou (1994). "Passive and active structural vibration control in civil engineering". State university of New York at Buffalo.
- Medjdoub Y. Belarbi A, Etude d'une structure équipée d'un amortisseur à masse accordée (TMD) pour le contrôle des excitations sismiques, Tlemcen. . Mémoire d'Obtention du Diplôme de MASTER en Génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, 2015.

- (Mansfield NJ, 2004) : Mansfield NJ. Human response to vibration. 1st London : CRC Press, 2004.
- Soong T.T. and Dargush G.F. Passive energy dissipation systems in structural engineering. John Wiley & Sons Ltd, Chichester, England, 1997.
- Sadek F., Mohraz B., Taylor A. and Chung R. A, method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26:617-635, 1997.
- Den Hartog J.P. Mechanical vibrations, McGraw-Hill, New York, 1947.
- Krenk S. Frequency analysis of the tuned mass damper. Journal of Applied Mechanics, vol. 72:936-942, 2005.
- Ioi T. and Ikeda K. On the dynamic vibration damped absorber of the vibration system. The Japan Society of Mechanical Engineers. Bulletin of the JSME, 21(151), 1978.
- Warburton G.B. Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters. Earthquake Engineering Mechanics, 10:381-401, 1982.
- Fujino Y. and Abe M. Design formulas for tuned mass dampers based on a perturbation technique. Journal of earthquake engineering and structural dynamics, vol. 22: 833-854, 1993.
- Villaverde R. Reduction of seismic response with heavily-damped vibration absorbers. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 13:33-42, 1985.
- Villaverde R. and Koyama L.A. Damped resonant appendages to increase inherent damping in buildings. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 22:491-507, 1993.



## **ANNEXES**

---

## Annexe A :

Frahm :

r	$FAD_s$ (avec AMA)	$FAD_s$ (sans AMA)
0,5	1,395349	1,33333333
0,6	1,7130612	1,5625
0,7	2,4159166	1,96078431
0,8	5,4878049	2,777778
0,9	4,2316258	5,26315789
1	5,881 <sup>E-15</sup>	1,1259 <sup>E+15</sup>
1,1	2,730819	4,76190476
1,2	8,870968	2,27272727
1,3	2,246825	1,44927536
1,4	1,323043	1,04166667
1,5	0,934579	0,8

r	$FAD_s$			
	$\mu_1=0$	$\mu_1=0.01$	$\mu_1=0.1$	$\mu_1=0.4$
0,5	1,33333333	1,33928571	1,39534884	1,62162162
0,6	1,5625	1,57635468	1,7130621	2,40963855
0,7	1,96078431	1,9984326	2,41591663	7,95631825
0,8	2,77777778	2,92207792	5,48780488	2,84810127
0,9	5,26315789	6,78571429	4,23162584	0,65995137
1	1,1259E+15	8,8818E-14	8,8818E-15	2,2204E-15
1,1	4,76190476	6,5625	2,73081925	0,47738122
1,2	2,27272727	2,45535714	8,87096774	1,15062762
1,3	1,44927536	1,50261324	2,24682514	3,45172586
1,4	1,04166667	1,06430155	1,323043	6,97674419
0,5	0,8	0,81168831	0,93457944	1,88679245

r	$FAD_s$		
	$\beta_1=0,8$	$\beta_1=1$	$\beta_1=1,2$
0,5	1,37082601	1,36363636	1,36077759
0,6	1,66984733	1,63432074	1,62337662
0,7	2,46629398	2,16468591	2,11477672
0,8	1,6263E-14	3,68852459	3,30687831
0,9	2,91995878	43,1818182	10,2639296
1	11,25	1,7764E-14	6,11111111
1,1	7,03877501	12,804878	1,69841973
1,2	2,61506276	3,61842105	1,4991E-14
1,3	1,56618239	1,76200204	4,9193231
1,4	1,09590861	1,16561438	1,45218945
1,5	0,82968307	0,86206897	0,95238095

Den Hartog :

Tableau 1:

$\beta_1 = 1$

r	$FAD_s$			
	$\xi_1=0$	$\xi_1=0,1$	$\xi_1=0,3$	$\xi_1=1$
0,5	1,36363636	1,36350066	1,36256591	1,35869064
0,6	1,63432074	1,63339545	1,62780595	1,61349646
0,7	2,16468591	2,15680286	2,12037351	2,07124428
0,8	3,68852459	3,55507084	3,23907636	3,07232057
0,9	43,1818182	9,59847932	7,0804226	6,72522519
1	1,7764E-14	3,9223227	10,2899151	17,8885438
1,1	12,804878	4,9270342	3,86321559	3,71225217
1,2	3,61842105	2,89918231	2,1737485	1,97602529
1,3	1,76200204	1,67451974	1,44651987	1,3112846
1,4	1,16561438	1,14252136	1,05277776	0,9626777
1,5	0,86206897	0,85329326	0,81110834	0,74935422

Tableau 2 :

$$\beta_{1opt} = 0,95238095$$

r	$FAD_s$			
	$\xi_1=0$	$\xi_1=0,1$	$\xi_1=0,3$	$\xi_1=1$
0,5	1,36473359	1,36455074	1,36332245	1,3587517
0,6	1,63892995	1,63758794	1,62994318	1,6134
0,7	2,18955855	2,17647419	2,1243758	2,07037428
0,8	3,97923875	3,67438234	3,22277438	3,06771167
0,9	5,3024201	6,25523789	6,62200073	6,68265624
1	2,05	4,57383111	10,8009307	18,0787071
1,1	34,631036	6,42335868	4,09846107	3,73486167
1,2	3,14992709	2,81882704	2,22841588	1,98488006
1,3	1,68887176	1,63679731	1,46071077	1,31625168
1,4	1,14209652	1,12658353	1,05660091	0,96593022
1,5	0,85177528	0,84544972	0,81198887	0,75166873

Tableau 3 :

$$\beta_{1opt} = 0,95238095$$

$$\xi_{1opt} = 0,13363062$$

r	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
FADs	1,3644	1,6366	2,1679	3,5468	6,407	5,7529	5,411	2,6662	1,605	1,116	0,841

loi et Ikeda:

$$\beta_{1opt} = 0,90909091$$

$$\xi_{1opt} = 0,18463724$$

r	$FAD_s$			
	$\xi_1=0$	$\xi_1=0,01$	$\xi_1=0,06$	$\xi_1=0,125$
0,5	1,39857974	1,39836339	1,39320895	1,37673487
0,6	1,72214778	1,72116109	1,70543673	1,66042492
0,7	2,41317467	2,4052457	2,32870174	2,16132991
0,8	4,04836785	3,93552147	3,33349938	2,65203281
0,9	4,21341476	3,93910132	2,95192144	2,21194963
1	4,23656675	3,90680887	2,81128929	2,05958697
1,1	4,30179469	3,98681861	2,86518925	2,06477384
1,2	2,62580444	2,55609458	2,17995816	1,74589025
1,3	1,6386756	1,62220764	1,51051234	1,33088615
1,4	1,14277012	1,13721567	1,09484171	1,01421135
1,5	0,85888089	0,85648076	0,83675181	0,79553532

Tableau 2 :

r	$FAD_s$			
	$\xi_1=0$	$\xi_1=0.01$	$\xi_1=0.06$	$\xi_1=0.125$
	$\beta_{1opt}=0,90909$	$\beta_{1opt}=0,9051$	$\beta_{1opt}=0,9047$	$\beta_{1opt}=0,8481$
	$\xi_{1opt}=0,18463$	$\xi_{1opt}=0,186$	$\xi_{1opt}=0,1929$	$\xi_{1opt}=0,2008$
0,5	1,39857974	1,39855565	1,39327741	1,37958765
0,6	1,72214778	1,72178176	1,70902838	1,66658671
0,7	2,41317467	2,40590379	2,32521307	2,13035057
0,8	4,04836785	3,89963039	3,13973196	2,35724496
0,9	4,21341476	3,91250706	2,89636661	2,20414983
1	4,23656675	3,97390402	3,04188702	2,3411414
1,1	4,30179469	4,02878371	3,02559563	2,25968699
1,2	2,62580444	2,55366607	2,19038333	1,78587168
1,3	1,6386756	1,61899514	1,49992854	1,32568896
1,4	1,14277012	1,13542673	1,08672892	1,0043951
1,5	0,85888089	0,85547329	0,83160551	0,78777889

Krenk:

Tableau 1:

$$\beta_{1opt} = 0,95238095$$

$$\xi_{1opt} = 0,15430335$$

r	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
FADs	1,3643	1,6359	2,1622	3,4803	6,466	6,466	5,0412	2,583	1,584	1,108	0,8377

Warburton (excitation à la base) :

$$\beta_1 = 1$$

r	$FAD_s$			
	$\xi_1 = 0$	$\xi_1 = 0,1$	$\xi_1=0,3$	$\xi_1=1$
0,5	1,45454545	1,62666141	1,6524666	2,5566394
0,6	1,76200204	1,29307981	1,71349735	2,49200241
0,7	2,37691002	1,14153858	1,78220041	2,4418988
0,8	4,20081967	1,08228535	1,85957643	2,40393571
0,9	54,5454545	1,0708172	1,94678981	2,37599107
1	1	1,07378552	2,04520294	2,35618253
1,1	9,75609756	1,0711151	2,15641983	2,34284859
1,2	3,20723684	1,08874135	2,28234258	2,33453816
1,3	1,63432074	1,09548845	2,42524566	2,33000444
1,4	1,10490529	5,07142968	2,58787551	2,32819949
1,5	0,82758621	9,50394828	2,77358619	2,32826638

$$\beta_{1opt} = 0,94040084$$

$$\xi_s = 0$$

r	$FAD_s$			
	$\xi_1=0$	$\xi_1=0,1$	$\xi_1=0,3$	$\xi_1=1$
0,5	1,46020128	1,45941633	1,45417452	1,43512906
0,6	1,77863089	1,77456828	1,75172969	1,70399602
0,7	2,44392468	2,41390204	2,29829769	2,18449059
0,8	4,83628238	4,24866995	3,47620659	3,23065595
0,9	5,46686322	6,41053835	6,91818227	7,01331139
1	1,61538462	4,64544399	11,3771187	19,0164579
1,1	18,9102711	6,13930469	4,21166245	3,91275628
1,2	2,82852757	2,62679618	2,23992335	2,07277405
1,3	1,58245878	1,55397079	1,45473167	1,37053368
1,4	1,09035836	1,08286867	1,04855812	1,00300462
1,5	0,82200476	0,81930931	0,80492217	0,77850305

$$\beta_{1opt} = 0,94040084$$

$$\xi_{1opt} = 0,13533299$$

r	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
FADs	1,4587	1,7714	2,3934	4,0101	6,6153	6,0122	5,2727	2,5251	1,5352	1,0774	0,8172

### Comparaisons entre les différentes méthodes :

$$\xi_s = 0$$

r	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
<b>D.Hartog</b> ( $FAD_s$ )	1,364	1,636	2,167	3,546	6,406	5,752	5,410	2,666	1,604	1,12	0,840
<b>Krenk</b> ( $FAD_s$ )	1,364	1,635	2,162	3,48	6,466	6,47	5,041	2,58	1,584	1,10	0,837
<b>Warburton</b> ( $FAD_s$ )	1,364	1,636	2,168	3,609	6,998	4,678	5,78	2,789	1,635	1,13	0,845

**Excitation à la masse :**

**Méthode de Warburton :**

$$\beta_{1opt} = 0,964$$

$$\xi_{1opt} = 0,109$$

$$\mu_1 = 0.05$$

<b>r</b>	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
<b>FADs</b>	1,364	1,636	2,168	3,609	6,998	4,678	5,78	2,789	1,635	1,127	0,845

**Warburton :**

$$\beta_{1opt} = 0,94040084$$

$$\xi_{1opt} = 0,10980613$$

<b>r</b>	<b><i>FAD<sub>s</sub></i></b>
0,5	1,45925901
0,6	1,77377729
0,7	2,40850538
0,8	4,17723976
0,9	6,47827249
1	5,02805186
1,1	5,83477721
1,2	2,59775924
1,3	1,54897876
1,4	1,0814679
1,5	0,8187895

## ANNEXE B

Déplacement :

BOUMERDES					
NIVEAU	sans AMA	$\mu_1=0,01$	$\mu_1=0,1$	$\mu_1=0,2$	$\mu_1=0,3$
RDC	0,00141	0,00133	1,19E-03	1,11E-03	1,02E-03
1	0,003787	0,00356	3,25E-03	3,05E-03	2,78E-03
2	0,00622	0,00585	4,77E-03	5,14E-03	4,69E-03
3	0,00822	0,00776	7,22E-03	6,91E-03	6,33E-03
4	0,009804	0,00928	8,52E-03	8,25E-03	7,64E-03
5	0,01114	0,01063	9,80E-03	9,34E-03	8,79E-03
6	0,0123	0,0119	1,10E-02	1,03E-02	9,77E-03
7	0,0135	0,0132	1,23E-02	1,14E-02	1,08E-02
8	0,0147	0,0144	1,36E-02	1,27E-02	1,20E-02
9	0,01565	0,0152	1,46E-02	1,39E-02	1,31E-02
TERRASSE	0,01636	0,0158	1,53E-02	1,48E-02	1,40E-02

ELCENTRO					
NIVEAU	sans AMA	$\mu_1=0,01$	$\mu_1=0,1$	$\mu_1=0,2$	$\mu_1=0,3$
RDC	8,53E-03	7,73E-03	5,45E-03	5,08E-03	4,97E-03
1	2,41E-02	2,18E-02	1,50E-02	1,40E-02	1,40E-02
2	4,22E-02	3,83E-02	2,62E-02	2,45E-02	2,45E-02
3	5,97E-02	5,40E-02	3,68E-02	3,47E-02	3,49E-02
4	7,66E-02	6,90E-02	4,66E-02	4,42E-02	4,47E-02
5	9,55E-02	8,55E-02	5,76E-02	5,40E-02	5,52E-02
6	1,14E-01	1,02E-01	6,84E-02	6,31E-02	6,49E-02
7	1,30E-01	1,16E-01	7,85E-02	7,12E-02	7,39E-02
8	1,46E-01	1,29E-01	8,85E-02	7,98E-02	8,38E-02
9	1,57E-01	1,39E-01	9,61E-02	8,69E-02	9,21E-02
TERRASSE	1,64E-01	1,45E-01	1,01E-01	9,23E-02	9,87E-02

NORTHRIDGE					
NIVEAU	sans AMA	$\mu_1=0,01$	$\mu_1=0,1$	$\mu_1=0,2$	$\mu_1=0,3$
RDC	1,37E-02	1,24E-02	1,08E-02	1,06E-02	1,02E-02
1	3,86E-02	3,51E-02	3,08E-02	2,99E-02	2,86E-02
2	6,73E-02	6,14E-02	5,43E-02	5,31E-02	5,10E-02
3	9,39E-02	8,59E-02	7,67E-02	7,52E-02	7,25E-02
4	1,17E-01	1,07E-01	9,70E-02	9,62E-02	9,33E-02
5	1,38E-01	1,28E-01	1,15E-01	1,16E-01	1,14E-01
6	1,55E-01	1,44E-01	1,30E-01	1,33E-01	1,33E-01
7	1,67E-01	1,56E-01	1,41E-01	1,48E-01	1,49E-01
8	1,79E-01	1,69E-01	1,53E-01	1,61E-01	1,65E-01
9	1,87E-01	1,78E-01	1,68E-01	1,73E-01	1,79E-01
TERRASSE	1,93E-01	1,84E-01	1,78E-01	1,83E-01	1,90E-01



SAKARIA					
NIVEAU	sans AMA	$\mu_1=0,01$	$\mu_1=0,1$	$\mu_1=0,2$	$\mu_1=0,3$
RDC	1,81E-02	1,65E-02	1,33E-02	1,33E-02	1,44E-02
1	5,13E-02	4,66E-02	3,78E-02	3,74E-02	4,01E-02
2	9,05E-02	8,21E-02	6,72E-02	6,53E-02	6,99E-02
3	1,29E-01	1,16E-01	9,58E-02	9,21E-02	9,86E-02
4	1,64E-01	1,48E-01	1,22E-01	1,17E-01	1,26E-01
5	2,00E-01	1,81E-01	1,48E-01	1,43E-01	1,54E-01
6	2,37E-01	2,15E-01	1,72E-01	1,66E-01	1,81E-01
7	2,74E-01	2,49E-01	1,95E-01	1,87E-01	2,05E-01
8	3,11E-01	2,82E-01	2,21E-01	2,08E-01	2,31E-01
9	3,38E-01	3,07E-01	2,42E-01	2,26E-01	2,52E-01
TERRASSE	3,55E-01	3,23E-01	2,55E-01	2,39E-01	2,68E-01

Accélération :

BOUMERDES					
NIVEAU	sans AMA	$\mu_1=0,01$	$\mu_1=0,1$	$\mu_1=0,2$	$\mu_1=0,3$
RDC	0,5698	0,567	5,60E-01	0,557	0,5432
1	1,325	1,314	1,29	1,25	1,206
2	1,764	1,73	1,69	1,64	1,547
3	1,895	1,854	1,81	1,75	1,627
4	1,643	1,626	1,55	1,496	1,408
5	1,22	1,203	1,16	1,19	1,134
6	1,261	1,26	1,23	1,22	1,152
7	0,9681	0,976	0,956	0,948	0,9419
8	1,091	1,075	1,07	1,043	0,9849
9	1,15	1,16	1,16	1,134	1,1
TERRASSE	1,809	1,786	1,59	1,4	1,196

ELCENTRO					
NIVEAU	sans AMA	$\mu_1=0,01$	$\mu_1=0,1$	$\mu_1=0,2$	$\mu_1=0,3$
RDC	1,261	0,7263	1,13	1,17	1,162
1	2,212	2,11	1,85	1,733	1,781
2	2,973	2,79	2,25	2,32	2,331
3	3,334	3,06	2,64	2,57	2,644
4	3,844	3,62	2,95	2,759	2,843
5	4,199	3,89	3,17	2,852	2,915
6	3,967	3,59	2,85	2,907	2,915
7	4,131	3,8	3,11	2,952	3,001
8	4,673	4,44	3,61	3,358	3,319
9	5,3	5,05	4,006	3,699	3,551
TERRASSE	5,697	5,41	4,316	3,84	3,625

NORTHRIDGE					
NIVEAU	sans AMA	$\mu_1=0,01$	$\mu_1=0,1$	$\mu_1=0,2$	$\mu_1=0,3$
RDC	2,665	2,65	2,54	2,372	2,166
1	6,473	6,47	6,15	5,721	5,228
2	9,32	9,3	8,81	8,148	7,491
3	10,5	10,48	9,9	9,126	8,454
4	11,79	11,69	10,67	9,649	8,793
5	12,38	12,19	11,2	10,18	9,382
6	11,86	11,5	10,73	9,913	9,298
7	10,44	9,94	9,51	9,033	8,71
8	7,746	7,43	7,51	7,544	7,633
9	8,034	7,7	7,16	7,016	7,004
TERRASSE	10,85	10,46	9,26	8,54	8,218

SAKARIA					
NIVEAU	sans AMA	$\mu_1=0,01$	$\mu_1=0,1$	$\mu_1=0,2$	$\mu_1=0,3$
RDC	2,51	2,4	2,29	2,232	2,128
1	6,038	5,78	5,52	5,37	5,034
2	8,062	7,75	7,47	7,352	7,087
3	10,07	9,71	8,54	8,491	8,35
4	11,15	10,59	9,24	8,63	8,43
5	10,46	9,8	7,9	7,603	7,351
6	9,723	8,95	8,72	8,817	8,421
7	10,11	9,87	9,27	8,386	8,397
8	10,42	10	9,18	8,151	7,232
9	10,5	10	7,95	8,165	8,062
TERRASSE	12,77	11,77	9,12	9,156	8,93

Effort tranchant :

BOUMERDES					
NIVEAU	sans AMA	$\mu_1=0,01$	$\mu_1=0,1$	$\mu_1=0,2$	$\mu_1=0,3$
RDC	35,96	33,52	30,5	28,51	26,29
1	22,78	21,67	21,12	19,94	18,15
2	21,15	20,6	20,57	19,86	18,05
3	15,48	15,39	16,22	16,28	15,21
4	13,42	12,97	12,7	13,1	12,49
5	15,21	14,64	14,78	14,91	13,84
6	12,91	12,78	13,77	13,74	12,49
7	10,63	10,07	10,73	10,99	10,2
8	10,77	9,944	10,89	11,2	10,81
9	8,793	7,6	8,21	9,065	8,728
TERRASSE	6,087	5,3	6,92	8,004	7,698

ELCENTRO					
NIVEAU	sans AMA	$\mu_1=0,01$	$\mu_1=0,1$	$\mu_1=0,2$	$\mu_1=0,3$
RDC	198,6	179	131,7	122,2	116,5
1	140,7	128	88,48	82,17	80,1
2	144	126	86,86	79,85	79,76
3	122	109	73,6	66,5	68,25
4	112,3	100,1	68,54	59,88	58,12
5	129,7	115,1	80,39	69,94	65,07
6	109,9	97,2	69,33	60,75	57,06
7	85,8	75,4	55,48	49,52	47,32
8	86,4	74,76	58,85	54,76	53,47
9	53,02	44,62	39,31	39,3	40,24
TERRASSE	18,93	14,2	21,9	27,69	32,05

NORTHRIDGE					
NIVEAU	sans AMA	$\mu_1=0,01$	$\mu_1=0,1$	$\mu_1=0,2$	$\mu_1=0,3$
RDC	321	287	250,9	244,9	235,7
1	227,3	206	187,6	180,9	171,4
2	225,1	204	195,8	189,6	180,2
3	182,8	168	171,3	168,4	161,8
4	142,3	139	143,7	145,6	141,9
5	161,5	155	145	155,3	156,6
6	133	125	127,5	123,1	130,5
7	101,7	99,2	109,5	103,3	103,3
8	113,1	106	117,9	115,1	118,8
9	79,65	76,3	85,26	93,39	97,56
TERRASSE	46,49	42,3	57,27	72,87	83,34

SAKARIA					
NIVEAU	sans AMA	$\mu_1=0,01$	$\mu_1=0,1$	$\mu_1=0,2$	$\mu_1=0,3$
RDC	425,3	388	314	316,6	345,1
1	300,8	274	224,1	218,8	233,6
2	311,3	281	235	216,7	230,4
3	263,6	237	203,6	188,8	197,4
4	217,3	195	161,5	159,6	168,9
5	258,2	233	179,7	172,3	187,7
6	231	209	165,9	142,8	160,5
7	187,2	169	138,5	122,7	130,5
8	185,4	167	143,5	133,6	148,5
9	122,2	108	90,86	104,3	113,6
TERRASSE	48,94	40,99	53,49	75,16	90,3

## ANNEXE C

Accélération :

Boumerdés	Méthode				
Niveau	Sans AMA	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek
RDC	0,5698	0,5565	0,5541	0,5589	0,5432
1	1,325	1,245	1,238	1,253	1,206
2	1,764	1,603	1,592	1,618	1,547
3	1,895	1,643	1,641	1,662	1,627
4	1,643	1,473	1,461	1,489	1,408
5	1,22	1,078	1,089	1,087	1,134
6	1,261	1,197	1,189	1,207	1,152
7	0,9681	0,9943	0,9848	1,005	0,9419
8	1,091	0,9606	0,9666	0,9635	0,9849
9	1,15	1,097	1,1	1,106	1,1
TERRASSE	1,809	1,328	1,296	1,397	1,196

El Centro	Méthode				
Niveau	Sans AMA	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek
RDC	1,261	1,142	1,148	1,137	1,17
1	2,212	1,765	1,762	1,813	1,733
2	2,973	2,244	2,225	2,301	2,32
3	3,334	2,541	2,501	2,617	2,57
4	3,844	2,758	2,716	2,882	2,759
5	4,199	2,868	2,828	3,037	2,852
6	3,967	2,927	2,886	3,032	2,907
7	4,131	3,264	3,211	3,398	2,952
8	4,673	3,759	3,691	3,928	3,358
9	5,3	4,18	4,097	4,386	3,699
TERRASSE	5,697	4,38	4,286	4,618	3,84

Northridge	Méthode				
Niveau	Sans AMA	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek
RDC	2,665	2,628	2,61	2,643	2,54
1	6,473	6,393	6,34	6,442	6,15
2	9,32	9,204	9,121	9,282	8,81
3	10,5	10,39	10,28	10,48	9,9
4	11,79	11,29	11,16	11,45	10,67
5	12,38	11,81	11,68	11,97	11,2
6	11,86	11,24	11,13	11,36	10,73
7	10,44	9,815	9,747	9,88	9,51
8	7,746	7,531	7,524	7,517	7,51
9	8,034	7,372	7,237	7,566	7,16
TERRASSE	10,85	10,01	9,849	10,23	9,26

Sakaria	Méthode				
Niveau	Sans AMA	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek
RDC	2,51	2,221	2,226	2,229	2,232
1	6,038	5,308	5,328	5,316	5,37
2	8,062	7,145	7,199	7,14	7,352
3	10,07	8,483	8,487	8,526	8,491
4	11,15	8,684	8,677	8,849	8,63
5	10,46	7,703	7,689	7,839	7,603
6	9,723	8,224	8,365	7,98	8,817
7	10,11	8,74	8,693	8,884	8,386
8	10,42	8,494	8,445	8,681	8,151
9	10,5	8,934	8,69	8,91	8,165
TERRASSE	12,77	10,2	9,92	10,27	9,156

Effort tranchant :

Boumerdés	Méthode				
Niveau	Sans AMA	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek
RDC	35,96	25,65	25,85	26,56	26,29
1	22,78	17,36	17,56	17,83	18,15
2	21,15	16,67	16,98	16,88	18,05
3	15,48	13,45	13,82	13,33	15,21
4	13,42	10,86	11,19	10,57	12,49
5	15,21	12,31	12,62	11,91	13,84
6	12,91	11,3	11,54	10,9	12,49
7	10,63	9,094	9,299	8,647	10,2
8	10,77	9,374	9,64	8,604	10,81
9	8,793	7,858	8,017	7,163	8,728
TERRASSE	6,087	6,811	6,95	6,051	7,698

El Centro	Méthode				
Niveau	Sans AMA	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek
RDC	198,6	131,4	131,4	139,5	122,2
1	140,7	93,88	93,88	99,63	82,17
2	140	92,18	92,18	97,62	79,85
3	122	76,47	76,47	86,6	66,5
4	112,3	68,77	68,77	71,99	59,88
5	129,7	79,72	79,72	82,91	69,94
6	109,9	68,84	68,84	70,95	60,75
7	85,8	55,03	55,03	59,15	49,52
8	86,42	58,92	58,92	61,93	54,76
9	53,02	41,06	41,06	39,31	39,3
TERRASSE	18,93	27,58	27,58	23,7	27,69

Northridge	Méthode				
Niveau	Sans AMA	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek
RDC	321	262,7	260	261,4	250,9
1	227,3	197,7	195,4	197,7	187,6
2	225,1	206,1	203,7	206,6	195,8
3	182,8	179,1	177,2	179,6	171,3
4	142,3	148,5	147,3	148,8	143,7
5	161,5	146,9	146,3	146,2	145
6	133	115,1	117,8	109,4	127,5
7	101,7	101,6	103,32	95,8	109,5
8	113,1	110,9	112,1	107,1	117,9
9	79,65	91,27	89,87	91,92	85,26
TERRASSE	46,49	59,66	59,06	59,46	57,27

Sakaria	Méthode				
Niveau	Sans AMA	Den Hartog	Krenk	Warburton	Sadek
RDC	425,3	282,7	285,5	284,7	316,6
1	300,8	198,1	200,2	203,1	218,8
2	311,3	193,6	199,5	203,1	216,7
3	263,6	167,2	173,3	171,4	188,8
4	217,3	141,2	143,1	142,9	159,6
5	258,2	159	157,2	165	172,3
6	231	140,6	142,1	152,3	142,8
7	187,2	118,2	119,9	126,1	122,7
8	185,4	127,7	127,8	127,9	133,6
9	122,2	100,9	100,9	90,07	104,3
TERRASSE	48,94	70,45	70,91	60,53	75,16

## Résumé :

Dans ce projet de fin d'étude, une analyse d'optimisation d'un amortisseur à masse accordée (AMA) pour les structures en génie civil a été faite. Au début de ce travail nous avons présenté les systèmes de contrôle des structures avec un aperçu historique sur les AMA. En suite, nous avons donné différents critères d'optimisation des paramètres des AMAs dans les cas des systèmes à 1DDL et à NDDL. Ces critères d'optimisation ont été utilisés pour l'étude d'un bâtiment R+10, équipé d'un AMA dans son dernier étage dans le but d'améliorer sa réponse dynamique. Une analyse temporelle sous quatre différents séismes a été faite. Les résultats obtenus montrent que la méthode d'optimisation a un effet sur les paramètres optimaux de l'AMA, ces derniers dépendent aussi de l'excitation sismique.

**Mots clés :** contrôle passif, amortisseur à masse accordée, les méthodes d'optimisation, séismes.

## Abstract :

In this final project study, an optimization analysis of a tuned mass damper (TMD) for Civil Engineering Structures was made. At the beginning of this work we have presented the systems of structural control with a literature review on TMDs. In addition, we have given the different criteria for the optimization of the TMD parameters in the case of SDOF and MDOF systems. These optimization criteria were used to study an R+10 building, equipped with a TMD in its final floor in order to improve its dynamic response. A temporal analysis under four different earthquakes was made. The obtained results show that the optimization method has an effect on the optimal parameters of the TMD; the latter also depends on the seismic excitation.

**Key words:** passive vibration, tuned mass damper, optimization methods, earthquakes.

## ملخص:

في إطار مشروع نهاية الدراسة، قدم التحليل الأمثل لنظام الكتلة المخمدة الهوائية في هياكل الهندسة المدنية. في بداية هذا العمل، قمنا بتعريف أنظمة التحكم وإعطاء لمحة تاريخية حول هذا النظام. ثم قدمنا مختلف معايير التحسين لمعاملات تغير هذا النظام. استعملت هذه المعايير في دراسة بناء (R+10) مجهز بهذا النظام (AMA) في إطار تحسين ديناميكيته. أظهرت النتائج المتحصل عليها من خلال التحليل الزمني على مستوى أربعة زلازل أن لهذه المعايير تأثير على معاملات التغير لهذا النظام (AMA).

**الكلمات المفتاحية:** السيطرة السلبية، المخمدات المتصلة بكتلة، طرق التحسين، الزلازل