



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou



Faculté de Génie de la Construction

Département Génie Mécanique

En vue de l'obtention du diplôme Master Académique en Génie Mécanique

## MÉMOIRE DE FIN DE CYCLE

Thème :

*Application des Méthodes vibratoires  
à la détection des  
endommagements dans les  
structures en treillis*

Réaliser par

\* SENNOUR HOURIA

\* AIT CHEKDID RIADH

Spécialité

Construction Mécanique

Fabrication Mécanique et Productique

### Membres du jury:

M: SLIMANI Mohand

MCA.UMMTO

President

Mme : MANSOURI Lilla

MCA.UMMTO

Examinatrice

M : TIACHACHT Samir

MCA.UMMTO

Encadrant

*Soutenance le 08/07/2025*

**Année universitaire : 2024/2025**

# Les Remerciements

*Avant de commencer cette présentation Je remercie tout d'abord Monsieur Samir Tiachacht, notre encadrant, pour son accompagnement, ses conseils précieux et sa disponibilité tout au long de ce projet.*

*Nos sincères remerciements vont également à tous les membres du jury monsieur Slimani Mohand et Belaid Kamel pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail et pour leurs suggestions constructives lors de la soutenance*

*Je tiens à exprimer ma sincère gratitude à Abdelmoudjib, Rayan et Houria et à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.*

*Je souhaite également remercier l'ensemble des enseignants du département génie mécanique pour la qualité de l'enseignement que j'ai acquiert durant ma formation.*

*Enfin, je n'oublie pas mes proches, amis et famille, pour leur soutien moral constant, qui a été d'un grand réconfort durant ce parcours.*





## *Dédicace*



*Je souhaite dédier ce travail à mes chers parents, des êtres exceptionnels dont le soutien indéfectible a été le palier de ma réussite. A mon père, source constante d'inspiration et de force, ainsi qu'à ma chère mère, pour son dévouement infatigable à mon égard. Je leur souhaite une longue vie emplie de bonheur.*

*A mes frères Ghani, Abdennour, et à ma sœur Melkhir, Karima, dont le soutien et encouragements constants m'ont donné la force d'avancer.*

*Je souhaite aussi exprimer ma reconnaissance à mes amis, Aghilas, Karim, Adam et Amira, Ourida ainsi qu'à mes camarades Basmala, Wissam, Lyna, Abdou, Rayan et Riadh. Leur collaboration et leur soutien ont enrichi mon expérience d'apprentissage et ont contribué à la réalisation de ce travail.*

*A tous ceux qui ont été une source de soutien, d'encouragement et d'inspiration tout au long de ce parcours, je vous adresse mes plus sincères remerciements*

**HOURIA SENNOUR**

## *Dédicace*

*Je dédie ce travail à mes chers parents, Amer et Tounsia pour leur soutien exceptionnel durant la durée de ma formation, Je leur souhaite une longue vie pleine de bonheur.*

*A mes frères Toufik, Mhend, Mourad, Salem, Sofiane, Rafik, à mes sœurs Zaina Naoual Sonia et à mes belle sœurs Rbiha, Kamelia, Sassia, Hanane, Meriam sans oublier ma cher Kahina dont le soutien et encouragements constants m'ont donné la force d'avancer. Je souhaite aussi exprimer ma reconnaissance à tous mes amis pour leur collaboration et leur soutien ont enrichi mon expérience d'apprentissage et ont contribué à la réalisation de ce travail.*

*Je dédie aussi ce travail à ma famille cousins et cousines, À tous ceux qui ont été une source de soutien, d'encouragement et d'inspiration tout au long de ce parcours, je vous adresse mes plus sincères remerciements  
Enfin je dédie ce travail à mon cher village Zoubga et à tous les citoyens et citoyennes*

**AIT CHEKDID RIADH**

# *Table des matières*

|   |    |
|---|----|
| Chapitre I. Méthode des éléments finis et dynamique des structures.....           | 10 |
| I.1 Introduction.....   | 11 |
| I.2 Présentation de la Méthode des éléments finis .....                           | 11 |
| I.3 Principe de la méthode des éléments finis .....                               | 11 |
| I.4 Etapes générales de la méthode des éléments finis.....                        | 12 |
| I.5 Modélisation des Poutres par Éléments Finis .....                             | 12 |
| I.5.1 Généralités sur les éléments poutres .....                                  | 12 |
| I.5.2 Extension des théories 2D aux 3D .....                                      | 12 |
| I.6 Élément poutre bidimensionnel (2D).....                                       | 13 |
| I.6.1 Élément poutre en flexion .....   | 13 |
| I.6.2 Relation entre les déplacements et les déformations .....                   | 15 |
| I.6.3 La matrice de rigidité pour l'élément finis poutre .....                    | 15 |
| I.6.4 La matrice de masse pour l'élément finis poutre .....                       | 16 |
| I.6.5 Élément portique .....  | 16 |
| I.6.5.1 Matrice de rigidité de l'élément portique dans le plan avec 6 degrés..... | 16 |
| I.7 Élément poutre tridimensionnelle (3D).....                                    | 17 |
| I.7.1 La matrice de rigidité d'un élément poutre 3D .....                         | 18 |
| I.7.2 La matrice de masse d'un élément poutre 3D .....                            | 18 |
| I.8 Dynamique des structures .....  | 19 |
| I.8.1 Principes de la dynamique des structures .....                              | 19 |
| I.9 Concepts de base.....   | 19 |
| I.9.1 Analyser de comportement (Masse, raideur, amortissement).....               | 19 |
| I.9.2 Analyse modale (fréquences propres et modes propres).....                   | 20 |
| I.10 Étude des systèmes a un degré de liberté.....                                | 20 |
| I.10.1 Systèmes libres non amorties .....   | 21 |
| I.10.2 Systèmes libre amorties.....   | 22 |
| I.11 Conclusion .....   | 22 |
| Chapitre II. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.....                                       | 23 |
| II.1 Introduction.....  | 24 |

|  |  |    |
|--|--|----|
| II.2   | Méthodes basées sur la variation des fréquences.....                             | 26 |
| II.3   | Méthodes basées sur l'énergie déformation modale.....                            | 27 |
| II.4   | Méthodes basées sur des mesures de fonction de réponse fréquentielle.....        | 28 |
| II.5   | Méthodes basées sur la variation des matrices de flexibilité modale.....         | 28 |
| II.6   | Méthode recalage des matrices de masse et de raideur.....                        | 29 |
| II.7   | Méthode basée sur les formes de mode et changement de la position des nœuds..... | 29 |
| II.8   | Méthodes basées sur l'amortissement.....   | 30 |
| II.9   | L'énergie de déformation (MSE).....  | 31 |
| II.9.1   | Principes fondamentaux de l'énergie de déformation modale (MSE).....             | 31 |
| II.9.2   | Définition et Formulation Mathématique.....                                      | 31 |
| II.9.3   | Avantages et limites de la méthode MSE.....                                      | 32 |
| II.10  | L'énergie cinétique (MKE).....   | 33 |
| II.10.1  | Principe de l'approche du changement modal de l'énergie cinétique.....           | 33 |
| II.10.2  | Formulation mathématique du changement d'énergie cinétique modale.....           | 33 |
| II.10.3  | Avantages et limites de la méthode MKE.....                                      | 34 |
| II.11  | Comparaison entre MKE et MSE.....  | 35 |
| II.12  | Approches Basées sur le Changement Modal et le Formalisme Lagrangien.....        | 35 |
| II.12.1  | Rappel des Principes de la Mécanique Lagrangienne.....                           | 35 |
| II.12.2  | Application à la Modélisation des Systèmes Vibrants.....                         | 35 |
| II.12.3  | Formulation Lagrangienne en Dynamique des Structures.....                        | 36 |
| II.13  | CONCLUSION.....  | 37 |
| Chapitre III. Applications Numériques.....       |  | 38 |
| III.1  | Introduction.....  | 39 |
| III.2  | Présentation des structures.....   | 39 |
| III.2.1  | Description du Cas test 1 (Poutre 2D repliée).....                               | 39 |
| III.2.2  | Description du Cas test 2 (Poutre 2D portique).....                              | 40 |
| III.2.3  | Description du Cas test 2 (Poutre 3D portique).....                              | 42 |
| III.3  | Localisation des dommages basé sur l'indicateur Lagrange.....                    | 43 |
| III.3.1  | Structure poutre repliée en 2D.....  | 44 |
| III.3.2  | Structure poutre portique en 2D.....   | 45 |
| III.3.3  | Structure poutre portique en 3D.....   | 46 |
| III.4  | Conclusion.....  | 47 |
| Chapitre IV. Optimisation et quantification..... |  | 48 |
| IV.1   | Introduction.....  | 49 |

|        |   |    |
|--------|---|----|
| IV.2   | Méthode d'optimisation Tornade avec Force de Coriolis (TOC) .....                         | 49 |
| IV.3   | Le Processus Cyclique des Tornades.....   | 50 |
| IV.4   | Méthode d'optimisation DIO (Dholes Hunting et son Application au Consensus Blockchain) 51 |    |
| IV.5   | Résulta d'optimisation.....   | 52 |
| IV.6   | Application sur une poutre repliée 2D .....   | 52 |
| IV.6.1 | Poutre repliée 2D pour cas 1 .....  | 52 |
| IV.6.2 | Poutre repliée 2D pour cas2 .....   | 54 |
| IV.7   | Application sur une poutre portique 2D .....  | 57 |
| IV.7.1 | Poutre 2D portique cas 1 .....  | 57 |
| IV.7.2 | Poutre 2D portique pour cas 2.....  | 60 |
| IV.8   | Application sur une poutre portique 3D .....  | 62 |
| IV.8.1 | Poutre 3D portique Cas 1 .....  | 62 |
| IV.8.2 | Poutre 3D portique Cas 2 .....  | 64 |
| IV.9   | Conclusion.....   | 68 |

# *Introduction générale*

La détection d'endommagement dans les structures mécaniques vibrantes est une opération cruciale. Même une fissure faible d'importance peut compromettre l'intégrité et la fiabilité de la structure, et avoir un impact significatif sur ses caractéristiques dynamiques.

Aujourd'hui, l'identification, la détection, l'optimisation et la quantification des endommagements dans les structures en génie civil ou en mécanique est d'une grande importance.

La première étape consiste à prendre des mesures directement sur la structure et appliquer des méthodes basées sur les réponses dynamiques pour détecter et localiser l'occurrence d'endommagement. Une fois que la présence d'un endommagement est établie, un modèle de la structure est créé en utilisant la méthode des éléments finis ou d'autres approches de modélisation numérique. Ce modèle doit ensuite être vérifié et corrigé de manière à bien refléter le comportement structural réel et les paramètres globaux de la structure.

La deuxième étape consiste à déterminer avec précision la localisation et l'ampleur des endommagements. Pour cela, un indice ou paramètre d'endommagement approprié doit être soigneusement sélectionné. Une fonction objective est alors construite dans le but de minimiser l'écart entre la réponse mesurée expérimentalement et la prédiction numérique du modèle. Une analyse de sensibilité est utilisée pour s'assurer que les paramètres d'endommagement et les fonctions objectives sont suffisamment sensibles.

Dans la troisième étape, un algorithme d'optimisation efficace est ensuite appliqué pour résoudre le problème et obtenir la solution qui doit être vérifiée pour s'assurer qu'elle est physiquement significative. Cette procédure itérative peut être répétée plusieurs fois jusqu'à l'obtention d'une solution satisfaisante.

Dans La quatrième étape, après quantification des endommagements, la durée de vie résiduelle de la structure peut être évaluée et des actions correctives, peuvent être recommandées.

Cette approche systématique vise à évaluer de manière fiable l'intégrité structurelle à partir des mesures expérimentales et de la modélisation numérique.

Les dommages entraînent une modification de la distribution de la rigidité de la structure, qui peut être détectée en mesurant sa réponse dynamique et pour localiser les dommages dans une structure en utilisant souvent deux méthodes : La première méthode utilise le modèle d'éléments finis et de localisation des erreurs pour obtenir un ensemble corrigé de données vibratoires. La deuxième méthode, appelée méthode d'identification avancée, suppose un ensemble de scénarios d'endommagement possibles, qui comprennent à la fois le mécanisme et l'emplacement des dommages. La modification de la réponse dynamique due à l'endommagement est prédite, généralement en termes de fréquences naturelles et tous les scénarios d'endommagement sont comparés à la variation mesurée et le cas d'endommagement le plus proche est choisi.

Ce travail, est consacré à Identifications et détection d'endommagements dans une structure treillis modélisé en 2D et 3D utilisons des trois méthodes d'optimisations développées. Pour une meilleure



compréhension, il est structuré comme suit :

Dans le premier chapitre : il est subdivisé en deux parties, nous allons présenter en premier lieu l'utilisation de la méthode des éléments finis sur tout en présentant les matrices de masses et de raideur pour le cas d'une poutre, et cela suivant les trois dimensions, à savoir unidimensionnel, bidimensionnel et tridimensionnel., une poutre, un treillis, et enfin un portique. En deuxième lieu nous allons faire un rappel sur la dynamique des structures.

Dans le deuxième chapitre : cette partie du mémoire est consacré pour une recherche bibliographique là où on a essayé de balayer la plupart des méthodes de détection d'endommagement en utilisant l'exploitation des fréquences.

Dans le troisième chapitre : on a divisé ce chapitre en deux parties :

Première partie : on a présenté la méthode d'indentification utilisée dans ce présent travail, basée sur les courbures modales, tout en expliquant l'origine et le principe d'utilisation de l'indicateur d'endommagement NCDF (Normalise Curvature Damage Factor).

Deuxième partie : intitulée application et résultats, elle regroupe le travail de programmation effectué dans notre mémoire et les résultats reçus (en utilisant le logiciel MATLAB) ; notamment les fréquences saines et endommagées des structures et les courbes données par l'indicateur NCDF permettant la localisation des endommagements pour chaque cas.

Dans le dernier chapitre : à la fin de ce chapitre, nous allons présenter deux techniques d'optimisation qui consistent à faire l'optimisation et la quantification. Nous allons ensuite appliquer ces méthodes d'optimisations sur les trois modèles de poutres et nous allons analyser les résultats de ces deux techniques TOC et DIO.

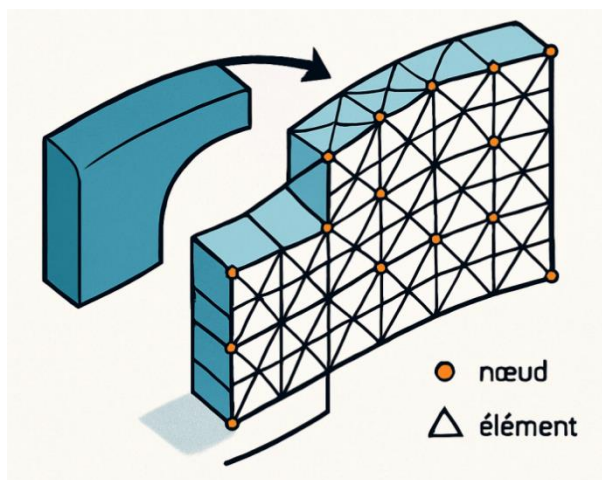
Pour conclure, nous terminerons ce mémoire avec une présentation d'une synthèse de notre travail concernant les résultats obtenus.

# **Chapitre I.**    **Méthode des éléments finis et dynamique des structures**

## I.1 Introduction

La Méthode des Éléments Finis (MEF), ou Finité Élément Method (FEM) en anglais, est une technique numérique puissante et largement utilisée pour résoudre des problèmes complexes d'ingénierie et de physique. Elle permet d'approximer les solutions d'équations aux dérivées partielles qui décrivent le comportement de systèmes physiques, tels que les contraintes et déformations dans les structures, les transferts de chaleur, les écoulements de fluides, ou encore les phénomènes électromagnétiques. La MEF est devenue un outil indispensable dans de nombreux domaines, notamment le génie civil, le génie mécanique, l'aéronautique, l'automobile et la biomécanique, grâce à sa capacité à gérer des géométries complexes, des conditions aux limites variées et des propriétés de matériaux hétérogènes.

## I.2 Présentation de la Méthode des éléments fins



La méthode des éléments fins est une méthode numérique de résolution des équations différentielles aux dérivées partielles et de leurs conditions aux limites. Cette méthode a été utilisée initialement pour l'analyse des structures (mécanique et génie civil). Cette méthode est utilisée pour le traitement des problèmes à géométrie complexe et les matériaux dont les propriétés physiques peuvent être non linéaire. Dans la plupart des temps cette méthode s'intègre à des logiciels C.A.O (conception assister par ordinateur) ce qui constitue un avantage de taille pour l'ingénieur appelé à concevoir les systèmes physiques désirés. Et l'approximation de la solution sur chacun de ces éléments. Cette méthode a été formalisée par Ray W. Clough et John H. Argyris, qui sont considérés comme les pionniers de la FEM [1].

## I.3 Principe de la méthode des éléments fins

La Méthode des Éléments Finis est une technique numérique puissante qui permet de résoudre des problèmes complexes de mécanique des solides, de transfert de chaleur, d'écoulement de fluides, et bien d'autres, en les transformant en un ensemble de problèmes plus simples. Le principe fondamental de la MEF est de diviser un domaine continu en un nombre fini de sous-domaines, appelés éléments fins, sur lesquels la solution est approximée. Cette approche permet de réduire un problème à un nombre infini de degrés de liberté à un problème avec un nombre fini de degrés de liberté, rendant la résolution numérique possible [2] [3] [4].

- \* Discrétisation du domaine et maillage
- \* Fonctions de forme et interpolation

- \* Formulation vibrationnelle et équations élémentaires

#### I.4 Etapes générales de la méthode des éléments finis

L'analyse par éléments finis suit un processus bien défini, généralement divisé en trois phases principales : le pré-traitement, la résolution et le post-traitement. Chacune de ces étapes est cruciale pour obtenir des résultats précis et fiables [5] [6] [7].

- \* Pré-traitement (modélisation, maillage, conditions aux limites)
- \* Résolution (assemblage et résolution du système global)
- \* Post-traitement (interprétation des résultats)

#### I.5 Modélisation des Poutres par Éléments Finis

Les poutres sont des éléments structuraux fondamentaux, largement utilisés dans l'ingénierie civile, mécanique et aérospatiale. Leur modélisation précise est cruciale pour prédire leur comportement sous diverses charges, qu'elles soient statiques ou dynamiques. La Méthode des Éléments Finis (MEF) offre un cadre puissant pour analyser les poutres, en permettant de prendre en compte des géométries complexes, des conditions aux limites variées et des propriétés de matériaux hétérogènes. La modélisation par éléments finis des poutres repose sur des théories de poutres simplifiées, telles que la théorie d'Euler-Bernoulli ou de Timoshenko, qui réduisent un problème tridimensionnel complexe à une dimension.

##### I.5.1 Généralités sur les éléments poutres

Un élément poutre en MEF est un élément unidimensionnel (1D) qui représente une portion de la poutre réelle. Il est défini par deux nœuds (ou plus pour des éléments d'ordre supérieur) situés à ses extrémités. Chaque nœud possède un certain nombre de degrés de liberté (DDL) qui décrivent les déplacements et les rotations possibles à cet endroit. Le comportement de l'élément entre les nœuds est approximé par des fonctions d'interpolation (fonctions de forme) qui sont généralement des polynômes.

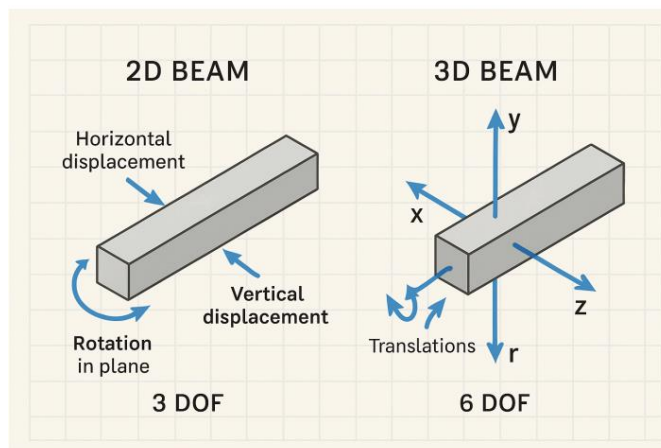
Les hypothèses simplificatrices inhérentes aux théories de poutres permettent de réduire considérablement la complexité du problème par rapport à une modélisation 2D (éléments plans) ou 3D (éléments solides) de la poutre. Au lieu de mailler la section transversale de la poutre, on ne maillie que sa ligne moyenne (ou axe neutre). Cela rend les calculs beaucoup plus efficaces, en particulier pour les structures élancées où la longueur est bien supérieure aux dimensions de la section transversale.

Les éléments poutres sont capables de résister à la flexion, au cisaillement, à la traction/compression axiale et à la torsion. Le choix du type d'élément poutre (par exemple, basé sur la théorie d'Euler-Bernoulli ou de Timoshenko) dépend de la géométrie de la poutre (élancée ou courte/épaisse) et de la précision requise pour l'analyse. Pour les problèmes dynamiques, les matrices de masse et de raideur de l'élément poutre sont essentielles pour formuler l'équation du mouvement.

##### I.5.2 Extension des théories 2D aux 3D

Les théories de poutres 2D (Euler-Bernoulli et Timoshenko) peuvent être étendues pour modéliser le comportement des poutres en 3D. L'extension implique de considérer la flexion autour de deux axes principaux de la section transversale, la torsion autour de l'axe longitudinal, et la traction/compression

axiale. Les hypothèses fondamentales de ces théories restent valables, mais elles sont appliquées dans un contexte tridimensionnel [8].



**Flexion biaxiale :** La poutre peut fléchir simultanément autour de ses deux axes principaux d'inertie de la section transversale. Cela nécessite de considérer les moments d'inertie correspondants et d'appliquer les équations de flexion pour chaque plan.

**Torsion :** La torsion est la rotation de la section transversale autour de l'axe longitudinal de la poutre. Elle est particulièrement importante pour les sections non circulaires et peut induire des contraintes de cisaillement significatives. La théorie de torsion de Saint-Venant est souvent utilisée pour les sections massives, tandis que pour les sections minces ouvertes, la théorie de torsion gauchissement de Vlassov peut être nécessaire.

**Traction/Compression axiale :** Le comportement axial reste similaire à celui des éléments barre, où la force axiale est liée à la déformation axiale.

## I.6 Élément poutre bidimensionnel (2D)

Les éléments poutres 2D sont utilisés pour modéliser des structures planes soumises à des charges dans leur plan, où les déformations se produisent principalement par flexion et cisaillement dans ce plan. Ces éléments sont fondamentaux pour l'analyse de portiques, de cadres et de treillis plans. Chaque nœud d'un élément poutre 2D possède généralement trois degrés de liberté : deux translations (horizontale et verticale) et une rotation autour de l'axe perpendiculaire au plan [9] [10].

### I.6.1 Élément poutre en flexion

C'est un élément de ligne à deux nœuds chaque nœud a deux degrés de liberté(4ddl)

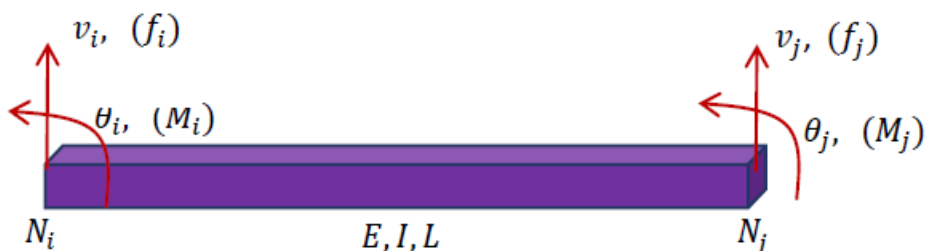


Figure I.1. Élément poutre en flexion

$E$  : module d'Young (N/m<sup>2</sup>)

$I$  : inertie de flexion (m<sup>2</sup>),  $L$  : longueur (m)

➤ La déformation est donnée par la relation suivante

$$M(x) = -[EI(\varepsilon)] \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \quad (1.1)$$

➤ La contrainte est donnée par la relation suivante

$$\sigma = \frac{M(\varepsilon(x))}{[EI(\varepsilon)]} y = -y[E(\varepsilon)] \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \quad (1.2)$$

➤ La déformation déduite de l'équation (1.2) est donnée par l'expression

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{[E(\varepsilon)]} = -y \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \quad (1.3)$$

Cette étape consiste à choisir fonction de déplacement qui définit de façon unique l'état de déplacements de tous les points de l'élément.

$$v(x) = a_1 + a_2 x + a_3 x^2 + a_4 x^3 \quad (1.4)$$

Ou  $a_1, a_2, a_3$  et  $a_4$  sont des coefficients à déterminer.

Sachant que 
$$\theta = \frac{\partial v}{\partial x} \quad (1.5)$$

Ils sont 
$$\theta(x) = a_2 + 2a_3 x + 3a_4 x^2 \quad (1.6)$$

Au nœud (i),  $x = 0$  et donc d'après l'équation (1.4) et (1.6)

$$\begin{cases} v(x=0) = a_1 = v_i \\ \theta(x=0) = a_2 = \theta_i \end{cases} \quad (1.7)$$

Au nœud (j),  $x = L$  et donc d'après l'équation (1.4) et (1.6)

$$\begin{cases} v(x=L) = a_1 + a_2 L + a_3 L^2 + a_4 L^3 = v_j \\ \theta(x=L) = a_2 + 2a_3 L + 3a_4 L^2 = \theta_j \end{cases} \quad (1.8)$$

Cela donne sous forme matricielle :

$$\begin{Bmatrix} v_i \\ \theta_i \\ v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & L & L^2 & L^3 \\ 0 & 1 & 2L & 3L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{Bmatrix} \quad (1.9)$$

D'après l'équation (1.9), les coefficients  $a_1, a_2, a_3$  et  $a_4$  sont déterminées par :

$$\begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\frac{3}{L^2} & -\frac{2}{L} & \frac{3}{L^2} & -\frac{1}{L} \\ \frac{2}{L^3} & \frac{1}{L^2} & -\frac{2}{L^3} & \frac{1}{L^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_i \\ \theta_i \\ v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix} \quad (1.10)$$

D'après les deux relations (1.10), se réécrit de la façon suivante :

$$v(x) = \left[ \left(1 - \frac{3x^2}{L^2} + \frac{2x^3}{L^3}\right) v_i + \left(x - \frac{2x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2}\right) \theta_i + \left(\frac{3x^2}{L^2} - \frac{2x^3}{L^3}\right) v_j + \left(-\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2}\right) \theta_j \right] \quad (1.11)$$

$$v(x) = [N_{1(x)} \quad N_{2(x)} \quad N_{3(x)} \quad N_{4(x)}] \begin{Bmatrix} v_i \\ \theta_i \\ v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix} \quad (1.12)$$

Avec :

$$[N(x)] = [N_{1(x)} \quad N_{2(x)} \quad N_{3(x)} \quad N_{4(x)}] \quad (1.13)$$

Les fonctions de forme sont données comme suit

$$\begin{aligned} N_{1(x)} &= 1 - \frac{3x^2}{L^2} + \frac{2x^3}{L^3} & N_{3(x)} &= \frac{3x^2}{L^2} - \frac{2x^3}{L^3} \\ N_{2(x)} &= x - \frac{2x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} & N_{4(x)} &= -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \end{aligned} \quad (1.14)$$

### 1.6.2 Relation entre les déplacements et les déformations :

D'après l'équation (1.11), l'équation (1.3) devient :

$$\varepsilon = -y \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = -y \left[ -\frac{6}{L^2} + \frac{12x}{L^3}; -\frac{4}{L} + \frac{6x}{L^2}; \frac{6}{L^2} - \frac{12x}{L^3}; -\frac{2}{L} + \frac{6x}{L^2} \right] \begin{Bmatrix} v_i \\ \theta_i \\ v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix} \quad (1.16)$$

La matrice  $[B]$  est déduite du vecteur de déformation :

$$[B(x)] = -y \frac{\partial^2 [N(x)]}{\partial x^2} \quad (1.17)$$

$$[B(x)] = -y \left[ -\frac{6}{L^2} + \frac{12x}{L^3}; -\frac{4}{L} + \frac{6x}{L^2}; \frac{6}{L^2} - \frac{12x}{L^3}; -\frac{2}{L} + \frac{6x}{L^2} \right] \begin{Bmatrix} v_i \\ \theta_i \\ v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix} \quad (1.18)$$

### 1.6.3 La matrice de rigidité pour l'élément finis poutre

Est donnée par

$$[K_e] = \int_0^L B^T E I B \, dx \quad (1.19)$$

$[k_e]$  : la matrice de rigidité,

$B$  : la dérivée de la matrice de fonction de forme,

$E$  : est le module de Young,

$I$  : est le moment d'inertie,

$$[K_e] = \int_0^L \begin{bmatrix} -\frac{6}{L^2} + \frac{12x}{L^3} \\ -\frac{4}{L} + \frac{6x}{L^2} \\ \frac{6}{L^2} - \frac{12x}{L^3} \\ -\frac{2}{L} + \frac{6x}{L^2} \end{bmatrix} EI \left[ -\frac{6}{L^2} + \frac{12x}{L^3}; -\frac{4}{L} + \frac{6x}{L^2}; \frac{6}{L^2} - \frac{12x}{L^3}; -\frac{2}{L} + \frac{6x}{L^2} \right] dx \quad (1.20)$$

Après intégration, la matrice de rigidité pour un élément de poutre en flexion :

$$[K_e] = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (1.21)$$

#### 1.6.4 La matrice de masse pour l'élément finis poutre

Est donnée par

$$[M_e] = \int_0^L [N(x)]^T \rho [N(x)] dx \quad (1.22)$$

$[M_e]$  : la matrice de masse,

$[N]$  : la matrice de fonction de forme,

$$[M_e] = \int_0^L \begin{bmatrix} 1 - \frac{3x^2}{L^2} + \frac{2x^3}{L^3} \\ x - \frac{2x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \\ \frac{3x^2}{L^2} - \frac{2x^3}{L^3} \\ -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \end{bmatrix} \rho \begin{bmatrix} 1 - \frac{3x^2}{L^2} + \frac{2x^3}{L^3} & x - \frac{2x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} & \frac{3x^2}{L^2} - \frac{2x^3}{L^3} & -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \end{bmatrix} dx \quad (1.23)$$

Après intégration, la matrice de masse pour un élément de poutre en flexion :

$$[M_e] = \frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22L & 54 & -13L \\ 22L & 4L^2 & 13L & -3L^2 \\ 54 & 13L & 156 & -22L \\ -13L & -3L^2 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (1.24)$$

Où  $A$  est la section droite de l'élément poutre et  $\rho$  sa densité volumique (masse).

#### 1.6.5 Élément portique

Une structure portique est constituée de poutre reliée entre elle. Les éléments d'un portique travaillent en flexion, traction, et torsion. Ils sont modélisés par des poutres

Pour l'élément de poutre 2D travaillant simultanément à la flexion et à la traction ou la compression, L'élément de barre pour la traction ou la compression et celui pour la flexion des poutres peuvent être combinés pour donner La matrice de rigidité et de masse d'un élément de portique

##### 1.6.5.1 Matrice de rigidité de l'élément portique dans le plan avec 6 degrés de liberté

La matrice de rigidité de l'élément portique s'obtient une combinaison entre la matrice de rigidité de

l'élément barre  $[K_e] = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$ , et ma matrice de rigidité (1.21)



$$[K_e] = \frac{E}{L} \begin{bmatrix} A & 0 & 0 & -A & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12I}{L^2} & \frac{6I}{L} & 0 & \frac{-12I}{L} & \frac{6I}{L} \\ 0 & \frac{6I}{L} & 4I & 0 & \frac{-6I}{L} & 2I \\ -A & 0 & 0 & A & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12I}{L^2} & \frac{-6I}{L} & 0 & \frac{12I}{L^2} & \frac{-6I}{L} \\ 0 & \frac{6I}{L} & \frac{2I}{L} & 0 & \frac{-6I}{L} & 4I \end{bmatrix} \quad (1.25)$$

**1.6.5.2 Matrice de masse d'un portique dans le plan avec 6 degrés de liberté**

En suivant la même procédure pour le calcul de la matrice de rigidité, la matrice de masse d'un portique est :

$$[M_e] = \frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ 0 & 22L & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54L & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & -13L & 3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (1.26)$$

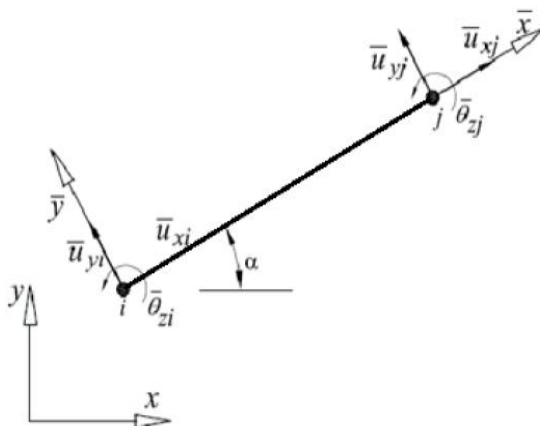


Figure 1.2. Élément poutre 2D

**I.7 Élément poutre tridimensionnelle (3D)**

Les éléments poutres 3D, ou éléments poutres spatiaux, sont utilisés pour modéliser des structures qui s'étendent dans l'espace tridimensionnel et sont soumises à des charges agissant dans n'importe quelle direction. Ces éléments sont essentiels pour l'analyse de structures complexes comme les charpentes spatiales, les mâts, les bras robotiques, ou les structures d'avions. Chaque nœud d'un élément poutre 3D possède généralement six degrés de liberté : trois translations ( $\bar{u}_x$ ,  $\bar{u}_y$ ,  $\bar{u}_z$ ) et trois rotations ( $\bar{\theta}_x$ ,  $\bar{\theta}_y$ ,  $\bar{\theta}_z$ ) autour des axes cartésiens.

Est un élément de ligne droite avec deux nœuds. Chaque nœud a six degrés de liberté trois en translation et trois en rotations stockés dans un vecteur de déplacement de dimension 12 structuré de la manière suivante.





**Amortissement (C) :** Représente la dissipation d'énergie dans la structure due à divers mécanismes, tels que le frottement interne des matériaux, le frottement aux interfaces, la résistance de l'air, ou l'interaction avec le sol. L'amortissement réduit l'amplitude des vibrations et aide la structure à revenir à son état d'équilibre après une perturbation. La matrice d'amortissement,  $[C]$ , est une matrice carrée qui relie les forces d'amortissement aux vitesses. L'amortissement est souvent le paramètre le plus difficile à quantifier précisément dans un modèle. Il est fréquemment modélisé par un amortissement visqueux équivalent, tel que l'amortissement de Rayleigh, où  $[C]$  est une combinaison linéaire de  $[M]$  et  $[K]$ .

Ces trois propriétés sont intrinsèquement liées et déterminent la réponse dynamique d'une structure. Leur interaction est décrite par l'équation du mouvement.

### 1.9.2 Analyse modale (fréquences propres et modes propres)

L'analyse modale est une étape fondamentale en dynamique des structures. Elle consiste à déterminer les caractéristiques vibratoires intrinsèques d'une structure, à savoir ses fréquences propres (ou fréquences naturelles) et ses modes propres (ou formes modales) de vibration. Ces caractéristiques sont indépendantes des forces externes appliquées et ne dépendent que des propriétés de masse et de raideur de la structure.

**Fréquences propres ( $\omega_i$ ) :** Ce sont les fréquences auxquelles la structure vibrera librement si elle est perturbée et laissée à elle-même. Chaque fréquence propre correspond à un mode de vibration spécifique. Elles sont cruciales pour éviter la résonance, un phénomène où l'amplitude des vibrations peut devenir très grande si la fréquence d'excitation externe est proche d'une fréquence propre de la structure.

**Modes propres ( $\phi_i$ ) :** Ce sont les formes de déformation que la structure adopte lorsqu'elle vibre à une fréquence propre donnée. Chaque mode propre est un vecteur qui décrit les déplacements relatifs des différents points de la structure. Les modes propres sont orthogonaux par rapport aux matrices de masse et de raideur, ce qui simplifie grandement la résolution des problèmes dynamiques complexes.

### 1.10 Étude des systèmes à un degré de liberté

Le système à un degré de liberté (SDDL) est le modèle le plus simple pour comprendre les principes de la dynamique des structures. Il représente une structure complexe par une masse unique concentrée, supportée par un ressort (représentant la rigidité) et un amortisseur (représentant l'amortissement). L'équation fondamentale du mouvement pour un SDDL soumis à une force externe  $F(t)$  est donnée par l'équation différentielle suivante.

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = F \quad (1.20)$$

Où :

$M$  : est la masse du système (kg)

$C$  : est le coefficient d'amortissement visqueux (Ns/m)

$K$  : est la rigidité du ressort (N/m)

$x$  : est le déplacement de la masse en fonction du temps (m)

$\dot{x}$  : est la vitesse de la masse en fonction du temps (m/s)

$\ddot{x}$  : est l'accélération de la masse en fonction du temps (m/s<sup>2</sup>)

$F$ : est la force externe appliquée en fonction du temps (N)

- Energie cinétique (masse) :

L'énergie cinétique  $T$  d'un système a un degré de liberté est donné par :

$$T = \frac{1}{2} m \dot{x}^2 \quad (1.21)$$

- Energie potentielle (ressort) :

$$U = \frac{1}{2} K x^2 \quad (1.22)$$

- Energie de décaimation :

$$D = \frac{1}{2} C \dot{x}^2 \quad (1.23)$$

- Lagrangien :

Le lagrangien avec  $T$  l'énergie cinétique et  $U$  l'énergie potentielle

$$L = T - U \quad (1.24)$$

### I.10.1 Systèmes libres non amorties

Pour un système non amorti et sans force externe, l'équation du mouvement se simplifie en :

Le régime libre décrit le comportement d'un système

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\partial L}{\partial \dot{x}} \right) - \frac{\partial L}{\partial x} = 0 \quad (1.25)$$

En l'absence de sollicitation et d'amortissement, l'équation de la dynamique devient :

$$M \ddot{x} + Kx = 0 \quad (1.26)$$

En injectant la forme de la solution générale dans l'équation de la dynamique, on voit que la pulsation  $\omega$  est solution du problème de valeur propres suivant :

$$Kx = \omega^2 M \ddot{x} \quad (1.27)$$

Ce qui conduit à :

$$(K - \omega^2 M) = 0 \quad (1.28)$$

L'équation différentielle à résoudre est (1.26), dont la solution s'écrit :

$$x(t) = A \sin(\omega_0 t) + B \cos(\omega_0 t) \quad (1.29)$$

Les constantes d'intégration sont déterminées à l'aide des conditions aux limites sur le déplacement  $x$  et la vitesse  $\dot{x}$ , il vient

$$A = \frac{\dot{x}}{\omega_0} \quad \text{et} \quad B = x \quad (1.30)$$

la pulsation propre du système  $\omega_0$ , sa fréquence propre  $f_0$  et sa période propre  $T_0$  sont définies et reliées par les relations :

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi} \quad T_0 = \frac{1}{f_0} \quad (1.30)$$

### I.10.2 Systèmes libre amorties

L'équation du mouvement de ce système est :

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\partial L}{\partial \dot{x}} \right) - \frac{\partial L}{\partial x} + \frac{\partial D}{\partial \dot{x}} = 0 \quad (1.31)$$

L'équation de la dynamique sans sollicitation :

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = 0 \quad (1.32)$$

$$\ddot{x} + \frac{c}{M}\dot{x} + \frac{k}{M}x = 0 \quad (1.33)$$

$$\ddot{x} + 2\lambda\dot{x} + \omega_0^2 x = 0 \quad (1.34)$$

D'où :

$$2\lambda = \frac{c}{M} \Rightarrow \lambda = \frac{c}{2M} \quad \text{Est le coefficient d'amortissement} \quad (1.35)$$

$$\omega_0^2 = \frac{k}{M} \Rightarrow \omega_0 \sqrt{\frac{k}{M}} \quad \text{Est facteur d'amortissement} \quad (1.36)$$

Sa solution s'écrit :

$$x(t) = \Theta_0 e^{-\lambda t} \csc(\omega_A t + \varnothing) \quad (1.37)$$

Avec :

$$\omega_A = \sqrt{\omega_0^2 - \lambda^2} \quad \text{Pulsation naturelle du système amorti} \quad (1.38)$$

$\Theta_0$  et  $\varnothing$  : sont déterminer à partir des contraintes initiales sur le déplacement et la vitesse

### I.11 Conclusion

Dans ce chapitre, en premier lieu, nous avons présenté la démarche des éléments finis et on se basent sur les rapports déformations déplacement et contrites puis nous avons donné les matrices de rigidités pour les différents systèmes. Ensuite, nous avons fait un rappel sur la dynamique des structures et les systèmes non amortis à n degrés de liberté et enfin, nous avons fait point sur les matrices de masses, d'amortissement pour les divers systèmes.

## **Chapitre II. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

## II.1 Introduction

La détection d'endommagements dans des structures mécaniques vibrantes est une opération très importante, car même si la zone endommagée est trop faible, elle peut mettre en danger l'intégrité et la fiabilité de la structure et son influence sur les caractéristiques dynamiques pourrait être importante. De nos jours, le sujet de l'identification, détection et quantification des endommagements dans les structures est d'un intérêt primordial dans le domaine de la recherche que ce soit en génie civil, aérospatial ou mécanique. En effet, en raison de l'utilisation croissante de systèmes structurels avancés (avions, navettes spatiales, éoliennes, etc.) et du vieillissement des structures anciennes (bâtiments, tours, ponts, poutre, barre, etc.), la sécurité et la fiabilité des structures doivent être garanties pour éviter les événements catastrophiques et la perte de vies humaines.

L'endommagement des structures : Une structure mécanique soumise à des chargements dynamiques peut subir selon la nature des sollicitations de grandes variations dans son comportement allant de la phase de déformation plastique jusqu'à la rupture en passant par l'endommagement. La présence de ce dernier entraîne une dégradation des propriétés mécaniques du matériau. Par conséquent, pour détecter toute dégradation d'un ou plusieurs éléments d'une structure et éviter ses répercussions probablement catastrophiques sur l'intégrité de la structure, le contrôle de la santé des structures est devenu une nécessité pour s'assurer le bon fonctionnement et une durée de vie la plus longue possible de la structure.

Vibration des structures mécaniques : L'analyse statique d'une structure donne une indication importante de sa résistance aux sollicitations. Cependant, pour prévenir les défaillances dues à la rupture par fatigue ou dépassement de contrainte élastique et pour détecter les défauts de fabrication, il est essentiel de réaliser une étude du comportement vibratoire de la structure. L'étude des vibrations et des ondes dans les structures mécaniques doit porter sur trois aspects clés : l'environnement vibratoire (les forces extérieures), la structure elle-même et la réponse de la structure aux forces extérieures. L'étude du comportement vibratoire d'une structure comporte généralement deux étapes principales : la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure (fréquence et modes propres de vibration) lors des vibrations libres, et l'analyse de la réponse de la structure à un environnement (force d'excitation extérieure) lors des vibrations forcées, soit en fréquence ou en temps.

L'endommagement des structures : L'endommagement des structures fait référence à la détérioration progressive ou soudaine de la performance ou de l'intégrité structurelle d'un composant ou d'un système, qui peut être causée par des facteurs tels que la fatigue, l'usure, la corrosion, les chocs, les vibrations excessives, les contraintes thermiques, ou des erreurs de conception ou de fabrication. Cela peut entraîner une diminution de la capacité portante ou de la résistance aux contraintes de la structure, ainsi qu'une augmentation de la probabilité de défaillance, mettant en danger la sécurité et la durabilité de la structure

Les endommagements dans une structure produisent des variations dans ses propriétés géométriques et physiques, ce qui peut entraîner des changements dans ses fréquences propres et ses formes de mode. Au cours des dernières années, plusieurs chercheurs ont développé de nombreuses méthodes de détection d'endommagements basées sur des paramètres dynamiques.

Plusieurs méthodes de détection et de localisation d'endommagement sont disponibles. Dans notre étude, nous avons évalué une méthode représentant chacune des deux catégories de méthodes de détection d'endommagement.



Fan et Qiao [13] [8] et Jassim et al [14] [9] ont présenté des revues complètes des méthodes d'identification des endommagements basées sur les paramètres modaux. Les méthodes de détection des endommagements les plus couramment utilisant directement les changements de fréquences naturelle et de forme de mode.

Messina et al [15] [10] ont proposé un coefficient de corrélation appelé critère d'assurance de localisation des endommagements multiples (CALEM) en introduisant deux méthodes d'estimation de la localisation et de la taille des défauts dans une structure.

Kim et Stubbs [16] [11] ont proposé une méthode d'indicateur d'endommagements unique (IEU) pour localiser et quantifier une fissure unique dans des structures minces en utilisant les changements de quelques fréquences naturelles.

Xu et al [17] [12] Ont proposé un algorithme itératif pour identifier les emplacements et l'étendue des endommagements dans les poutres en utilisant uniquement les changements dans leurs premières fréquences naturelles. Cependant, les méthodes basées sur les fréquences naturelles sont souvent mal posées, même sans bruit.

Shi et al [17] [12] ont étendu le critère d'assurance de localisation des endommagements multiples (CALEM) en utilisant des formes de mode incomplètes au lieu des fréquences naturelles.

Pawar et al [18] [13] Ont proposé une méthode de détection des endommagements utilisant l'analyse de Fourier des formes de mode et les réseaux neuronaux, qui sont limitée à la détection des endommagements des poutres avec une condition de limite serrée. Une autre catégorie importante de méthodes de détection des endommagements est basée sur le changement de matrice de flexibilité entre les structures endommagées et non endommagées.

Pandey et Biswas [19] [14] ont été les premiers à proposer une méthode basée sur le changement de la matrice de flexibilité pour détecter les endommagements structurels

Yang et Liu [20] [15] ont utilisé la décomposition en paramètres propres du changement de la matrice de flexibilité structurelle et ont approché l'emplacement et la gravité des endommagements de manière découplée.

Bernal et Gunes [21] [16] utilisent la méthode de la matrice proportionnelle de flexibilité pour quantifier les endommagements sans l'utilisation d'un modèle.

Tomaszewska [22] [17] a étudié l'effet des erreurs statistiques sur la détection des endommagements en se basant sur la matrice de flexibilité structurelle et la courbure de la forme du mode.

Li et al [23] [18] ont utilisé la flexibilité généralisée au lieu de la matrice de flexibilité originale pour détecter les endommagements structurels, ce qui peut réduire de manière significative l'effet des erreurs statistiques.

LIFSHITZ et ROTEM [24] [3] présentent le premier article qui propose une méthode de détection d'endommagement par des meneurs de vibrations. Ils analysent l'évolution des modules dynamique, qui peuvent être liés au changement de fréquence, indiquant des endommagements structurels.

Rytter [25] [4] propose de classer les méthodes de détection d'endommagement en quatre niveaux

- ↻ Niveau 1 : Détermination de l'existence d'un endommagement dans la structure
- ↻ Niveau 2 : Localisation d'un endommagement
- ↻ Niveau 3 : Quantification de la sévérité d'un endommagement

#### ↻ Niveau 4 : Prédiction de la durée de vie résiduelle

Les méthodes MNBM se classent en général aux niveau 1 et 2. Lorsque les méthodes sont coupées avec un modèle numérique (méthodes MBM), un niveau 3 peut être obtenu. Le niveau de prédiction (niveau 4) sera caractérisé par des techniques issues de la mécanique de la rupture. Ceci est très rarement traité en analyse modale.

Sohn et al [26] [5] ainsi que Worden et Dulieu-Barton [27] [6] ont ajouté une étape supplémentaire de classification entre les niveaux 2 et 3. Selon eux, la surveillance de l'intégrité des structures doit s'effectuer selon la procédure à cinq étapes suivantes :

- ↻ Niveau 1 : Détection
- ↻ Niveau 2 : Localisation
- ↻ Niveau 3 : Classification
- ↻ Niveau 4 : Quantification
- ↻ Niveau 5 : Pronostic

Le niveau 1 fournit uniquement l'information concernant la présence d'éventuels endommagements dans la structure. Pour de nombreuses applications pratiques, cela est suffisant.

Le niveau 2 consiste à déterminer l'emplacement de l'endommagement l'utilisation d'un modèle de la structure n'est pas obligatoire, mais peut améliorer les résultats.

Le niveau 3 et 4 (estimation) consiste à apprécier la sévérité de l'endommagement. Cette évaluation passe par l'utilisation d'un modèle permettant de décrire l'effet d'endommagements « par des paramètres tels que la longueur de la fissure, la taille d'un délaminage ou la diminution de la rigidité, etc. » sur le comportement dynamique de la structure.

Le niveau 5 est celui du pronostic et de la prédiction de la durée de vie de la structure. Cela nécessite la combinaison du modèle structurel global avec des modèles de lésions locales pour prédire l'évolution des endommagements, par exemple la croissance de la fissure de fatigue (Inman et al, 2005) [28][7].

SAADAT et AL [29] [1] ont divisé les méthodes de détection d'endommagement en deux catégories en fonction de leur amplitude et de leur niveau de détection : les méthodes globales et les méthodes locales.

Les méthodes de détection globales sont conçues pour identifier la présence d'un endommagement, tandis que les méthodes locales visent à localiser l'endommagement. Les méthodes globales évaluent l'état de santé général de la structure, alors que les méthodes locales utilisent des instruments non destructifs pour examiner tous les éléments constitutifs de la structure.

LEE et AL [30] [2] classifient les différentes méthodes de détection d'endommagement selon les catégories suivantes :

- ✓ Méthodes utilisant la variation des paramètres modaux : changement en fréquence naturelle et déformée des modes propre.
- ✓ Méthodes basées sur les matrices de raideur ou la variation de flexibilité.
- ✓ Méthodes basées sur le changement de la fonction de réponse fréquentielle.

## II.2 Méthodes basées sur la variation des fréquences

Les méthodes de détection basées sur l'identification des variations de fréquence propres peuvent

entraîner des variations dans les matrices de raideur ou de masse. De nombreux articles ont publié des résultats numériques ou expérimentaux démontrant l'utilisation réussie de ces méthodes pour la détection d'endommagement, avec plusieurs applications.

De nombreux auteurs ont étudié le changement de fréquences pour construire un indicateur d'endommagement. Cette approche repose sur l'hypothèse que les fréquences ont un indicateur sensible de l'intégrité structurelle. En effet, les changements des propriétés structurelles causent des modifications sur les fréquences propres de la structure.

Pour un type d'endommagement, l'indicateur permet de comparer les fréquences propres mesurées aux fréquences propres prédites à partir du modèle élément fini (E.F) de la structure saine.

Il convient de noter que le changement des paramètres modaux associés à la détection d'endommagement peut varier d'un mode à l'autre, en fonction de la nature, de la localisation et de la gravité de l'endommagement.

D'après DUGGAN et ses Collègues [31] [19] comme l'effet de l'endommagement change suivant l'ordre des modes, pour suivre correctement les changements, il est nécessaire d'identifier les déformées propres associées aux fréquences propres.

KIRMSHER [32] [20] a illustré l'effet des fissures sur la réponse structurelle en modélisant celles-ci par une simple réduction des sections du modèle en utilisant des méthodes énergétiques.

À l'aide de la modélisation par éléments finis, certains auteurs ont établi une corrélation entre l'endommagement et les changements dans les paramètres modaux. Lorsqu'une structure est endommagée, l'endommagement peut être modélisé par une réduction du module de Young. Ces auteurs ont démontré que les changements dans les solutions propres de la structure sont directement liés à la localisation et à la gravité de l'endommagement.

Plusieurs Auteurs [33] [34] [35] [21], [22], [23], [24], et [36] [25] ont utilisé des variations dans les fréquences propres pour détecter et localiser l'endommagement. Une étude de la littérature approfondie sur cette catégorie de méthodes a été réalisée par

SALAWU [37] [26] L'un des avantages les plus attrayants de l'utilisation des fréquences propres est leur relative facilité d'obtention et d'extraction, permettant une mesure rapide et une précision souvent atteignable.

Il est important de noter que le décalage de fréquences peut ne pas être sensible aux endommages locaux. Les endommages significatifs peuvent entraîner de très faibles changements dans les fréquences naturelles, en particulier dans le cas de grandes structures. Ces changements peuvent être indétectables dans les mesures réalisées après leur traitement. De plus, les variations des fréquences naturelles peuvent ne pas être suffisantes pour localiser les dommages dans les structures.

### **II.3 Méthodes basées sur l'énergie déformation modale**

Une autre méthode de détection d'endommagement a été proposée par, STUBBS et ses Collègues [38] [27] Celle-ci est basée sur le rapport entre l'énergie de déformation modale des éléments avant et après l'endommagement, les formes modales mesurées ont été d'abord différenciées et ensuite interpolées pour obtenir les courbures des formes des modes afin, de calculer l'énergie de déformation modale.

L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de détecter et localiser les dommages en utilisant

un nombre limité de modes de vibration. Lorsque cet indicateur est négatif cela indique l'absence de l'endommagement dans la structure. HUMAR et AL [39] [28].

FARRAR et DOEBLING [40] [29] ont réussi à utiliser l'énergie de déformation modale pour localiser les endommagements d'un pont. Ils ont constaté que l'utilisation de cette caractéristique est meilleure que la comparaison directe des courbures des formes des modes pour la localisation des endommagements.

CORNWELL et ses Collègues [41] [30] ont adopté cette caractéristique de structure 1-D pour une plaque 2-D, en la divisant en plusieurs bandes et en traitant chaque bande individuellement. L'algorithme qu'ils ont employé est capable de localiser des défauts de rigidité de (10 à 25) % sur la plaque en utilisant un nombre très réduit de mode (1 à 12), cependant l'utilisation de cette méthode nécessite de tracer un seuil de validation (dans le cas de cette plaque, seuil=2) de la localisation et aucune information n'est fourni sur la sévérité de celui-ci.

TIACHACHT et BOUAZZOUNI [42] [31] ont proposé une nouvelle forme d'écriture de l'indicateur d'endommagement proposé par CORNWELL, en second lieu ils ont élargi le concept de l'indicateur basé sur l'énergie de déformation vers l'exploitation de l'énergie cinétique des structures avant et après endommagement pour construire une base pour le recalage du model éléments finis.

#### II.4 Méthodes basées sur des mesures de fonction de réponse fréquentielle

Les fonctions de réponse fréquentielle sont largement employées en dynamique des structures et dans l'identification des systèmes mécaniques. Elles permettent d'extraire les fréquences de résonance, d'estimer les vecteurs propres et les coefficients d'amortissement, ainsi que de vérifier les matrices de masse, de raideur et d'amortissement.

WANG et ses Collègues sont mis au point un algorithme visant à localiser et à évaluer quantitativement les dommages en se basant directement sur les données de réponse fréquentielle (FRF) mesurées. L'emplacement et la gravité des dommages sont déterminés à partir d'un vecteur de différence qui est calculé en comparant les FRF mesurées avec les FRF prédites.

D'autres auteurs [43] [44] [45] [32], [33], [34]) ont utilisé les mesures de réponse fréquentielle pour la détection et la localisation de dommages sur des structures mécaniques.

#### II.5 Méthodes basées sur la variation des matrices de flexibilité modale

ULM et AL [46] [47] [35] La présence de l'endommagement ou d'une fissure dans une structure provoque une variation locale de leur rigidité, qui se reporte sur le comportement dynamique global de la structure. La réduction dans la rigidité réduit les fréquences et affecte les déformées modales, c'est-à-dire augmenter la flexibilité.

Li et ses Collaborateurs [48] [36] ont proposé une nouvelle approche pour la localisation et la quantification d'endommagements, basée sur la modification de la matrice de flexibilité modale généralisée. Cette matrice permet de réduire l'effet de troncature des modes d'ordre supérieur.

KAZEMI et ses Collègues [49] [37] ont employé la variation de la flexibilité modale pour détecter des défauts sur des plaques minces de structures. Ils ont formulé un indicateur d'endommagement à partir de la matrice de flexibilité modale et des équations différentielles décrivant la variation des efforts.

Une méthode proposée par EDWIN R et AL [50] [38] est basée sur la flexibilité quasi statique. Cette méthode combine la matrice de flexibilité modale avec des forces virtuelles qui entraînent des

contraintes non nulles sur des parties de la structure, où des changements de raideur potentiels peuvent être détectés.

Selon eux, il a été démontré que certaines combinaisons de déformations avant et après un dommage causé à un changement de raideur, qui se traduit par une variation de la flexibilité locale.

YAN et GOLINVAL ont proposé une méthode de détection et de localisation d'endommagements basée sur la matrice de flexibilité et de rigidité. Pour détecter l'endommagement, ils ont utilisé la matrice de flexibilité qui est calculée à partir des modes propres identifiés et de la masse normalisée. Pour la matrice de rigidité, ils ont utilisé le pseudo-inverse de la matrice de flexibilité. Les valeurs diagonales de la matrice de rigidité indiquent l'emplacement de l'endommagement.

## II.6 Méthode recalage des matrices de masse et de raideur

La méthode de recalage repose sur l'utilisation de l'erreur de comportement pour évaluer la qualité des prédictions. Si l'erreur globale dépasse l'erreur requise par l'utilisateur, un processus itératif de recalage paramétrique est expliqué en deux étapes.

L'étape de localisation : permet d'identifier les zones présentant des défauts significatifs dans la structure, responsables de l'écart entre les prédictions initiales et le comportement observé. Cette étape repose sur l'utilisation des erreurs locales élémentaires.

L'étape de correction : consiste en un processus d'optimisation paramétrique, visant à minimiser la fonction objective en ajustant uniquement les paramètres de conception dans les zones précédemment programmées. Après chaque itération, l'erreur globale est recalculée et comparée à l'erreur tolérée définie par l'utilisateur. Si elle est supérieure, le processus itératif continue jusqu'à ce que l'erreur tolérée soit atteinte.

FRITZEN et ses Collègues [51] [39] ont examiné la possibilité de modéliser les erreurs et leur impact sur l'exactitude de la localisation des défauts. Ils ont proposé une approche pour obtenir des résultats plus fiables, avec une attention particulière accordée à la sélection des paramètres pour résoudre les équations de sensibilité inverse mal posées.

ZANG et IMREGUM [52] [40] ont adopté la technique de recalage de modèle basée sur la sensibilité pour la détection et la localisation des défauts d'une structure.

BOUZZOUNI et ses Collaborateurs [53] [41] ont proposé une méthode de recalage de modèle basée sur la technique des conditions aux limites artificielles. Cette méthode consiste à fournir une base de données plus riche pour le recalage du modèle en utilisant des fonctions de réponse fréquentielle de structures soumises à différentes conditions aux limites artificielles. Ces conditions aux limites sont obtenues sans modifier physiquement la structure, d'où le terme "artificielles". Cette méthode permet d'obtenir éventuellement une meilleure connaissance de la structure.

## II.7 Méthode basée sur les formes de mode et changement de la position des nœuds

L'approche des formes modales a également reçu une attention considérable en conjonction avec les changements de fréquences naturelles en raison du fait qu'une forme de mode est une caractéristique unique et une description spatiale de l'amplitude d'une structure mécanique pour chaque fréquence de résonance. Donc l'endommagement local peut provoquer des changements dans les déformées modales et l'évolution de la description spatiale de l'amplitude de chaque résonance peut être utilisée comme indicateur d'endommagement. De plus le changement de formes modales dépend à la fois de la gravité

et de la localisation de l'endommagement, la description spatiale du changement de magnitude par rapport à chaque mode peut varier d'un à un autre, cela dépend de l'emplacement de la fissure. Le principal inconvénient de l'utilisation des déformées modales comme technique de détection d'endommagement est le nombre de mesures en chacun des points de la structure à effectuer, ainsi que la durée de chaque mesure afin d'estimer la forme de mode détaillée.

Gladwell et Morassi [54] [42] ont étudié l'effet de l'endommagement sur les nœuds dans une direction axiale d'une tige mince vibrante. Ils ont démontré que les nœuds des déformées modales se déplacent vers l'endommagement : chaque nœud situé à droite de l'endommagement dans la structure saine se déplace vers la gauche, et chaque nœud à sa gauche se déplace vers la droite. Ils ont conclu que les endommagements sont localisés entre des nœuds qui se rapprochent pour chaque mode qui a au moins deux nœuds.

Ensuite, Dilella et Morassi [55] [43], ont défini le domaine de déplacement nodal positif (PNDD), et le domaine de déplacement nodal négatif (NNDD), qui définissent la direction par laquelle les points nodaux se déplacent. L'utilisation de ces domaines permet la détection des endommagements dans le cas des vibrations de flexion. L'un des principaux avantages que procure cette méthode, est que les positions des nœuds sont plus faciles à mesurer que les formes modales, car elle ne nécessite que la détection du signe de la composante modale, plutôt que les mesures d'amplitudes. Ils ont validé cette technique en réalisant des essais expérimentaux sur des poutres en acier fissurées.

Une étude pour la détection des endommagements a été faite par

Adams et al [56] [44], Cawley et Adams [57] [45] et Yuen [46], celle-ci est basée sur les paramètres modaux (c'est-à-dire le changement des fréquences naturelles et des formes modales), pour la vibration des ponts. Seul les quelques modes inférieurs sont utilisés pour effectuer la détection de l'endommagement.

Kullaa [58] [48], a indiqué que les changements dans les fréquences propres et les formes modales semblent être des indicateurs fiables pour la détection des endommagements sur le pont Z24 en suisse [59] [49]. Ils ont procédé à l'identification automatique des paramètres modaux à partir des données de réponses en combinant des cartes de contrôle qui correspondent à l'une des principales techniques de contrôle statique des processus [60] [50]. Ils ont observé que l'une des limites de certaines cartes de contrôle était que la somme cumulée (CUSUM) et les cartes de contrôle de moyenne mobile à pondération exponentielle (EWMA) [61] [51], sont sensibles aux petits décalages et peuvent provoquer de fausses fréquences de détections d'endommagements.

Law et Zhu [62] [52] ont affirmé que la déviation des déformées modales peut être un indicateur efficace d'endommagement dans des structures comme les ponts. Ils ont observé que la déviation augmente lorsque les endommagements dans le faisceau augmentent, la déflexion augmente également. Cependant, ils ont noté que la flèche de la structure endommagée peut être supérieure à la flèche mesurée sous le véhicule léger. Ils ont expliqué qu'une charge en mouvement (c'est-à-dire un véhicule dans ce cas), peut affecter l'ouverture de l'endommagement induisant ainsi des évolutions des fréquences naturelles et des modes. Donc le comportement respiratoire de la fissure dû à la charge en mouvement et l'analyse non linéaire associée est un point important à prendre en considération pour une détection efficace et robuste d'endommagement.

## II.8 Méthodes basées sur l'amortissement

La détection de dommages basée uniquement sur le changement des paramètres d'amortissement



n'a pas été explorée de manière approfondie, en comparaison avec les méthodes basées sur les fréquences naturelles et les vecteurs propres. Cette situation peut s'expliquer par la présence de différents types d'amortissement et par l'incertitude relativement élevée associée à son estimation.

AMZIANI et BOUAZZOUNI ont proposé dans leur étude l'utilisation d'une méthode énergétique pour la détection et la localisation des dommages sur des structures. Le principe de cette méthode repose sur l'influence des caractéristiques mécaniques des structures sur le flux d'énergie vibratoire. Les simulations réalisées se basent sur l'impact des dommages sur l'amortissement, car ces derniers ont tendance à augmenter considérablement le taux d'amortissement des structures aux environs de leur emplacement.

WILLIAMS et SALAWU ont mené une revue des études en génie civil et ont conclu que l'amortissement seul ne peut pas fournir une information pertinente pour détecter les dommages (localisation et quantification). Cependant, un changement dans l'amortissement peut détecter les dommages là où les méthodes conventionnelles reposent sur les changements de fréquences et de modes propres ne sont pas sensibles.

MODENA et ses Collaborateurs ont démontré que la présence de microfissures peut causer des changements négligeables dans les fréquences naturelles, mais entraîne une augmentation significative de l'amortissement, ce qui peut être utilisé pour localiser la fissure.

Les techniques de détection basées sur la mesure de l'amortissement ne sont capables de nous informer que de l'existence du dommage.

## II.9 L'énergie de déformation (MSE)

### II.9.1 Principes fondamentaux de l'énergie de déformation modale (MSE)

L'énergie de déformation modale (MSE) est un concept clé dans l'analyse vibratoire des structures, particulièrement pertinent pour l'identification des dommages. Elle représente l'énergie potentielle élastique stockée dans une structure lorsqu'elle se déforme sous l'effet d'un mode de vibration spécifique. Chaque mode de vibration d'une structure est caractérisé par une fréquence naturelle et une forme modale correspondante. La forme modale décrit le motif de déformation spatiale de la structure lorsqu'elle vibre à cette fréquence particulière. modal de l'énergie de déformation (MSE) pour l'identification des dommages dans les structures civiles. Nous explorerons les principes fondamentaux de la MSE, les formulations mathématiques clés, les méthodologies d'application, ainsi que les avantages et les limites de cette technique. Des études de cas pertinentes seront également présentées pour illustrer son efficacité et sa robustesse dans des scénarios réels. L'objectif est de démontrer comment la MSE peut être utilisée comme un indicateur fiable pour le suivi de la santé structurelle et la prise de décision en matière de maintenance et de réparation [63].

### II.9.2 Définition et Formulation Mathématique

L'énergie de déformation (SE) d'un élément structurel est directement liée à sa rigidité et à la déformation qu'il subit. Pour une structure discrétisée en éléments finis, l'énergie de déformation modale pour le  $i$ -ème mode de vibration peut être exprimée comme suit [63]:

$$MSE_i = \frac{1}{2} \{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\}$$

Où :

$MSE_i$  : est l'énergie de déformation modale pour le  $i$ -ème mode.

$\{\phi_i\}$  : est le vecteur de forme modale (mode shape vector) pour le  $i$ -ème mode.

$[K]$  : est la matrice de rigidité globale de la structure. Il est important de noter que la matrice de rigidité globale.  $[K]$  Peut-être assemblée à partir des matrices de rigidité élémentaires de chaque élément de la structure. Ainsi, l'énergie de déformation modale totale peut également être exprimée comme la somme des énergies de déformation modales de chaque élément :

$$MSE_i = \sum_{e=1}^{N_e} MSE_{i,e} = \sum_{e=1}^{N_e} \frac{1}{2} \{\phi_{i,e}\}^T [K_e] \{\phi_{i,e}\}$$

Où :

$MSE_{i,e}$  : est l'énergie de déformation modale du  $i$ -ème mode pour l'élément  $e$

$N_e$  : est le nombre total d'éléments dans la structure.

$\{\phi_{i,e}\}$  : est le vecteur de forme modale de l'élément  $e$  pour le  $i$ -ème mode.

$[K_e]$  : est la matrice de rigidité de l'élément  $e$ .

Le principe fondamental de l'utilisation de la MSE pour la détection des dommages repose sur le fait que la présence de dommages dans une structure entraîne une réduction de la rigidité locale. Cette réduction de rigidité modifie la distribution de l'énergie de déformation au sein de la structure. En conséquence, l'énergie de déformation modale des éléments endommagés diminue, tandis que celle des éléments non endommagés peut augmenter ou rester relativement stable, en fonction de la redistribution des contraintes. Pour quantifier ce changement, un indice de dommage basé sur la MSE est souvent défini. L'un des indices les plus couramment utilisés est le rapport de changement de l'énergie de déformation modale (Modal Strain Energy Change Ratio - MSECR) ou des indices similaires qui comparent l'état endommagé à l'état initial (non endommagé) de la structure :

$$\Delta MSE_{i,e} = MSE_{i,e}^u - MSE_{i,e}^d$$

Un indice de dommage normalisé peut être défini comme suit [63]:

$$DI_{i,e} = \frac{MSE_{i,e}^u - MSE_{i,e}^d}{MSE_{i,e}^u}$$

Où :

$MSE_{i,e}^u$  : est l'énergie de déformation modale de l'élément  $e$  pour le  $i$ -ème mode dans l'état non endommagé.

$MSE_{i,e}^d$  : est l'énergie de déformation modale de l'élément  $e$  pour le  $i$ -ème mode dans l'état endommagé.

Une valeur élevée de cet indice pour un élément particulier indique une forte probabilité de dommage dans cet élément. La sensibilité de la MSE aux changements de rigidité locaux en fait un indicateur efficace pour la localisation des dommages, même pour des dommages de faible ampleur.

### II.9.3 Avantages et limites de la méthode MSE

La méthode du changement modal de l'énergie de déformation (MSE) offre plusieurs avantages



significatifs pour l'identification des dommages dans les structures civiles, mais elle présente également certaines limites qu'il est important de considérer [63]

- ↗ Sensibilité aux dommages locaux
- ↗ Localisation directe des dommages
- ↗ Indépendance vis-à-vis de la masse
- ↗ Applicabilité aux structures complexes
- ↗ Potentiel pour la quantification des dommages

## II.10 L'énergie cinétique (MKE)

### II.10.1 Principe de l'approche du changement modal de l'énergie cinétique

L'approche du changement modal de l'énergie cinétique (MKE Change Approach) est une méthode basée sur les vibrations pour l'identification des dommages structurels qui exploite les modifications de la distribution spatiale de l'énergie cinétique modale au sein d'une structure. Le principe fondamental de cette approche repose sur l'observation que la présence de dommages, généralement caractérisés par une réduction de la rigidité locale, altère les propriétés dynamiques de la structure, y compris ses formes modales. Ces altérations des formes modales se traduisent par des changements dans la distribution de l'énergie cinétique modale, qui peuvent être quantifiés pour localiser et potentiellement évaluer la gravité des dommages [Joseph et al., 2019] [64].

Contrairement à d'autres méthodes qui se concentrent sur les changements de fréquences naturelles (qui sont des indicateurs globaux et moins sensibles aux dommages localisés) ou sur les changements de formes modales brutes (qui peuvent être sensibles au bruit), l'approche MKE offre une sensibilité accrue aux dommages localisés. L'énergie cinétique modale est une mesure de l'énergie de mouvement associée à chaque mode de vibration et à chaque élément de la structure. Lorsqu'un dommage survient dans un élément, sa rigidité diminue, ce qui modifie la contribution de cet élément à la forme modale globale et, par conséquent, à la distribution de l'énergie cinétique modale [Shahri & Ghorbani-Tanha, 2017].

L'énergie de déformation modale (MSE) est l'énergie stockée dans la structure en raison de sa déformation élastique pour un mode de vibration donné. Elle est directement liée à la rigidité des éléments et à la courbure des formes modales. Les méthodes basées sur le changement de MSE sont très efficaces pour localiser les dommages, car une réduction de rigidité dans un élément entraîne une diminution de l'énergie de déformation qu'il peut stocker pour un même niveau de déformation. (Hi et al. (1998, 2000) ont été parmi les premiers à proposer des méthodes de localisation des dommages basées sur le changement de MSE, montrant leur efficacité pour identifier les dommages localisés [Shi et al., 1998; Shi et al., 2000] [64].

### II.10.2 Formulation mathématique du changement d'énergie cinétique modale

Pour comprendre la formulation mathématique de l'approche du changement modal de l'énergie cinétique, considérons une structure discrétisée en éléments finis. L'énergie cinétique modale pour le  $i$ -ème mode de vibration d'un élément peut être exprimée comme suit [64] :

$$MKE_{i,j} = \frac{1}{2} \omega_i^2 \{ \omega_{i,j} \}^T [m_i] \{ \omega_{i,j} \}$$

où :  $MKE_{i,j}$  est l'énergie cinétique modale du  $i$ -ème mode pour l'élément  $i$ .  $\omega_j$  est la  $j$ -ième fréquence naturelle (pulsation) de la structure.  $\{ \omega_{i,j} \}$  est la partie de la  $j$ -ième forme modale correspondant aux

degrés de liberté de l'élément  $i$ .  $[m_i]$  est la matrice de masse de l'élément  $i$ .

L'énergie cinétique modale totale pour le  $j$ -ième mode de la structure est la somme des énergies cinétiques modales de tous les éléments pour ce mode :

$$MKE_{i,j} = \sum_{i=1}^{N_e} MKE_{i,j}$$

Où  $N_e$  est le nombre total d'éléments dans la structure.

Lorsqu'un dommage survient dans un élément, il y a une modification de la rigidité de cet élément, ce qui entraîne des changements dans les fréquences naturelles et les formes modales de la structure. Le changement d'énergie cinétique modale pour l'élément et le mode est alors calculé comme la différence entre l'énergie cinétique modale de l'élément dans l'état endommagé et l'état non endommagé.

$$MKE_{i,j} = MKE_{i,j}^u - MKE_{i,j}^d$$

Cependant, il est souvent plus pratique d'utiliser un rapport de changement pour normaliser les valeurs et les rendre plus comparables entre différents modes ou éléments. Le Rapport de Changement d'Énergie Cinétique Modale (MKECR – Modal Kinetic Energy Change Ratio) est un paramètre sensible aux dommages qui a été proposé [Shahri & Ghorbani-Tanha, 2017]. Le MKECR pour l'élément et le mode peut être défini comme [64] :

$$MKECR_{i,j} = \frac{MKE_{i,j}^d - MKE_{i,j}^u}{MKE_{i,j}^u}$$

Un indice de dommage global pour un élément peut être obtenu en sommant ou en moyennant le (MKECR) sur plusieurs modes :

$$DI_i = \sum_i^{N_m} MKECR_{i,j}$$

Où est le nombre de modes considérés. Les valeurs élevées de  $DI_i$ , indiquent une forte probabilité de dommage dans l'élément  $i$ .

La dérivation de la matrice de sensibilité du MKECR est un aspect crucial pour la quantification des dommages. Cette matrice relie les changements dans le paramètre MKECR aux changements dans les propriétés de rigidité des éléments. Shahri et Ghorbani-Tanha (2017) ont dérivé une matrice de sensibilité en forme fermée pour le MKECR, ce qui permet une identification plus précise des dommages. Cette formulation est basée sur les sensibilités des formes modales et des fréquences naturelles par rapport aux changements de rigidité des éléments, en s'appuyant sur des travaux antérieurs sur les expressions de perturbation du premier ordre [Fox & Kapoor, 1968] et les sensibilités en forme fermée [Lee & Jung, 1999].

### II.10.3 Avantages et limites de la méthode MKE

L'approche du changement modal de l'énergie cinétique (MKE) pour l'identification des dommages dans les structures civiles présente plusieurs avantages significatifs, mais elle est également soumise à des limites et des défis qui nécessitent une attention particulière

- ↗ Haute Sensibilité aux Dommages Localisés
- ↗ Bonne Capacité de Localisation

↗ Potentiel de Quantification des Dommages

## II.11 Comparaison entre MKE et MSE

**Sensibilité aux propriétés :** Le MKE est principalement sensible aux changements de masse et de rigidité qui affectent les formes modales et les fréquences naturelles, tandis que le MSE est directement sensible aux changements de rigidité. Cependant, dans la pratique, les dommages structurels se manifestent principalement par une perte de rigidité, ce qui affecte à la fois l'énergie cinétique et l'énergie de déformation.

**Localisation :** Les deux méthodes sont reconnues pour leur capacité à localiser les dommages. Le MSE est souvent considéré comme très efficace pour la localisation en raison de sa relation directe avec la rigidité locale et la courbure des formes modales. Le MKE, en se basant sur la distribution de l'énergie de mouvement, peut également fournir des informations de localisation précises.

**Données requises :** Les deux approches nécessitent l'identification des formes modales et des fréquences naturelles de la structure dans ses états non endommagé et endommagé. Cela implique généralement des mesures vibratoires et une analyse modale expérimentale.

**Complémentarité :** Plutôt que d'être des alternatives mutuellement exclusives, les approches MKE et MSE peuvent être complémentaires. Certaines études ont suggéré d'utiliser une combinaison des deux pour améliorer la robustesse et la précision de la détection des dommages, en tirant parti des forces de chaque méthode [Joseph et al., 2019]. Par exemple, une approche à deux étapes pourrait utiliser le MKE pour une détection initiale et le MSE pour une localisation plus fine, ou vice versa.

En résumé, bien que l'énergie de déformation modale ait été largement étudiée et appliquée, l'approche du changement modal de l'énergie cinétique offre une perspective alternative et complémentaire pour l'identification des dommages, en se concentrant sur la distribution de l'énergie de mouvement. La sélection de la méthode la plus appropriée dépendra des caractéristiques spécifiques de la structure, du type de dommage attendu et des données disponibles [64].

## II.12 Approches Basées sur le Changement Modal et le Formalisme Lagrangien

### II.12.1 Rappel des Principes de la Mécanique Lagrangienne

En mécanique lagrangienne, l'état d'un système est décrit par un ensemble de coordonnées généralisées  $q_i$  et de leurs vitesses généralisées  $\dot{q}_i$ . Les équations du mouvement sont obtenues à partir des équations d'Euler-Lagrange :

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\partial L}{\partial \dot{q}_i} \right) - \frac{\partial L}{\partial q_i} = Q_i$$

Où  $Q_i$  représente les forces généralisées non conservatives agissant sur le système.

Ces forces peuvent inclure l'amortissement, les forces externes appliquées, etc.

### II.12.2 Application à la Modélisation des Systèmes Vibrants

Pour un système vibrant discret, l'énergie cinétique  $T$  et l'énergie potentielle  $V$  peuvent être exprimées comme :

$$T = \frac{1}{2} \dot{u}^T M \dot{u}$$

$$V = \frac{1}{2} \dot{u}^T K \dot{u}$$

Où  $M$  est la matrice de masse et est la matrice de rigidité  $K$ . En substituant ces expressions dans la fonction de Lagrange et en appliquant les équations d'Euler-

Lagrange, on retrouve les équations du mouvement déjà présentées dans la section

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = f(t)$$

L'avantage de l'approche lagrangienne réside dans sa capacité à gérer des systèmes complexes avec des contraintes de manière systématique, sans avoir à considérer explicitement les forces de réaction

### II.12.3 Formulation Lagrangienne en Dynamique des Structures

Le principe fondamental de la mécanique lagrangienne est le principe de moindre action, qui stipule que la trajectoire d'un système entre deux points est celle qui minimise l'intégrale temporelle de la fonction de Lagrange. La fonction de Lagrange  $L$  est définie comme la différence entre l'énergie  $T$  cinétique et l'énergie potentielle  $V$  du système :

$$L = T - V$$

Pour un système mécanique discret, l'énergie cinétique  $T$  est généralement exprimée en fonction des masses et des vitesses généralisées, et l'énergie potentielle  $V$  en fonction des rigidités et des déplacements généralisés.

#### Méthodes d'Identification des Dommages Intégrant des Concepts Lagrangiens

L'intégration du formalisme lagrangien dans les méthodes d'identification des dommages permet de développer des approches basées sur l'énergie, qui sont souvent plus robustes et physiquement intuitives. Ces méthodes exploitent la relation entre les propriétés énergétiques de la structure et la présence de dommages.

Une approche avancée consiste à utiliser les dérivées de la fonction de Lagrange (ou des énergies cinétique et potentielle) par rapport aux paramètres structuraux (par exemple, les rigidités des éléments). Ces dérivées, appelées sensibilités, quantifient l'influence d'une modification d'un paramètre structural sur les propriétés dynamiques du système. En comparant les sensibilités calculées avec les changements observés dans les paramètres modaux, il est possible de localiser et de quantifier les dommages.

Par exemple, la sensibilité d'une fréquence propre  $\omega_i$  par rapport à un paramètre structural (par exemple, la rigidité d'un élément) peut être exprimée comme :

$$\frac{\partial \omega_i^2}{\partial p_i} = \phi_i^T \left( \frac{\partial K}{\partial p_i} - \omega_i^2 \frac{\partial M}{\partial p_i} \right) \phi_i$$

Cette équation permet de relier les changements de fréquences propres aux changements de rigidité ou de masse des éléments. En résolvant un problème inverse, on peut estimer les modifications des paramètres structuraux qui correspondent aux changements modaux observés.

#### Exemples d'Équations et de Formulations

Un exemple de formulation basée sur l'énergie pour l'identification des dommages est la méthode de l'énergie de déformation modale, qui compare la distribution de l'énergie de déformation dans la

structure intacte et endommagée. L'énergie de déformation d'un mode est donnée par :

$$V_i = \frac{1}{2} \phi_i^T K \phi_i$$

En divisant la structure en plusieurs éléments, on peut calculer l'énergie de déformation pour chaque élément et identifier ceux où la variation est la plus significative, indiquant ainsi la localisation du dommage.

Une autre approche est basée sur la minimisation d'une fonction objective qui intègre les différences entre les fréquences propres et les formes modales mesurées et celles du modèle numérique, pondérées par des termes de sensibilité dérivés du formalisme lagrangien.

## II.13 CONCLUSION

En synthèse, l'analyse des systèmes physiques s'articule autour de concepts fondamentaux tels que l'énergie, la déformation et la cinétique, chacun offrant une perspective unique sur le comportement des structures et des corps en mouvement. Les méthodes énergétiques, fondées sur les principes de conservation, permettent une compréhension globale des transformations et des transferts au sein d'un système, simplifiant souvent la résolution de problèmes complexes en évitant l'analyse directe des forces. La déformation, quant à elle, est essentielle pour caractériser la réponse des matériaux aux sollicitations externes, révélant les contraintes internes et les modifications géométriques, cruciales pour l'intégrité structurelle. L'étude cinétique se concentre sur le mouvement des corps sans considérer les forces qui le produisent, fournissant une description précise des trajectoires, vitesses et accélérations. Ces approches sont puissamment unifiées par le formalisme de Lagrange, qui, en se basant sur les énergies cinétique et potentielle, offre une méthode élégante et générale pour dériver les équations du mouvement. Ce formalisme est particulièrement avantageux pour les systèmes complexes, les contraintes holonomes et non-holonomes, et les coordonnées généralisées, transcendant les limites de la mécanique newtonienne. Il facilite l'analyse des vibrations, la dynamique des corps rigides et la mécanique des milieux continus. L'intégration de ces trois méthodes, sous l'égide du formalisme lagrangien, constitue une pierre angulaire de l'ingénierie et de la physique, permettant de modéliser, d'analyser et de prédire avec précision le comportement d'une vaste gamme de systèmes, des plus simples aux plus sophistiqués, et de concevoir des solutions innovantes pour les défis technologiques contemporains.

## **Chapitre III. Applications Numériques**

### III.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons appliquer les différents problèmes abordés dans le chapitre précédent. Nous allons valider le programme de notre modélisation par élément finis de la structure poutre saine, en comparant nos résultats à la littérature. Puis, nous allons faire une étude comparative des deux modèles de poutres endommagées en comparant les fréquences naturelles de ces modèles à ceux issues de l'expérimentale. Ensuite, nous allons faire une étude comparative de ces modèles endommagés en leur appliquant la méthode d'identification d'endommagement.

### III.2 Présentation des structures

Afin de pouvoir évaluer la fiabilité des méthodes proposées, on a choisi trois cas tests d'applications, une structure poutre repliée 2D (Figure III.1) et une structure portique 2D (Figure III.2) aussi une structure portique 3D (Figure III.5).

#### III.2.1 Description du Cas test 1 (Poutre 2D repliée)

La structure poutre repliée est discrétisée en 22 éléments finis et compte 22 nœuds à 3 ddl par nœud, soit 69 total [42].

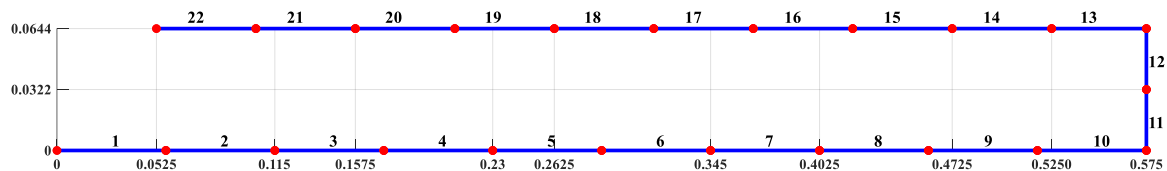


Figure III.1. Cas test N°1

Les caractéristiques mécaniques, géométrique et le maillage du cas test n°1 est présentées ci-dessous :

Module d'élasticité :  $E=2.907 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$  ;

Masse volumique :  $\rho=10796 \text{ Kg/m}^3$

Section :  $3.9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$  ;

Moment d'inertie quadratique :  $1.977 \cdot 10^{-09} \text{ m}^4$

Une structure Poutre 2D repliée simulée est utilisée pour vérifier la technique proposée. Le modèle est divisé en 22 éléments de 3 ddl pour chaque nœud. Les propriétés de l'élément de poutre sont énumérées dans la Figure III.1. Les cinq premières fréquences naturelles et les modes propres de la structure 2D repliée non endommagée sont présentés [42].

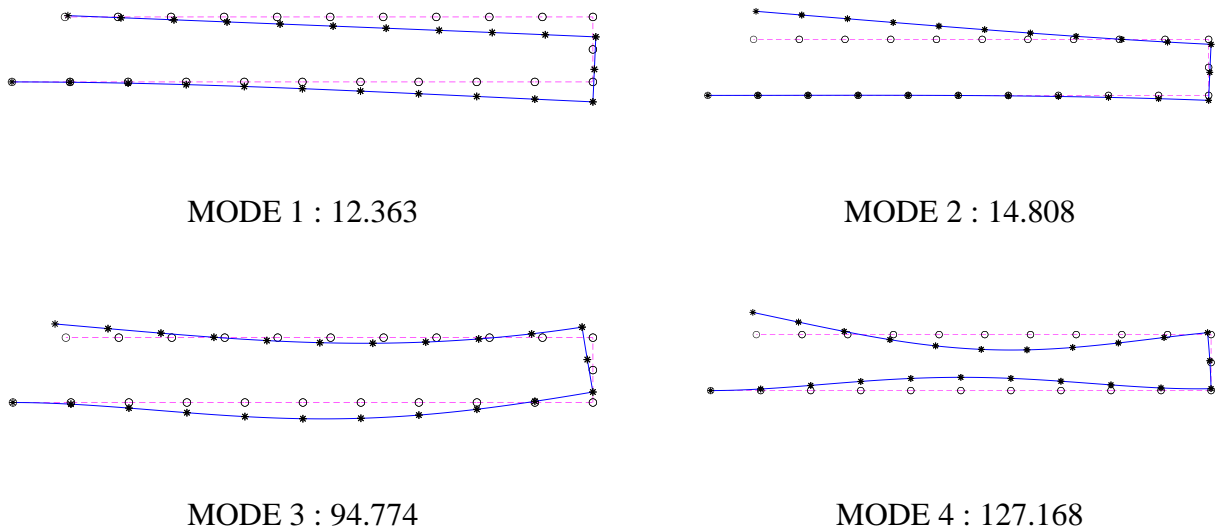


Figure III.2. Les cinq premiers modes de la structure repliée 2D

Dans cette section, nous allons faire une comparaison entre les fréquences mesurées et les fréquences calculées dans le cas d'une poutre saine repliée 2D [42]

Tableau III-1. Comparaison entre les fréquences mesurées et les fréquences calculées

|      | Structure saine  |                   | Structure endommagement |                         |
|------|------------------|-------------------|-------------------------|-------------------------|
|      | F. Mesurées (Hz) | F. Calculées (Hz) | Cas 1 : éléments (11)   | Cas 2 : élément (9et15) |
| Mode |                  |                   | Erreur                  | Erreur                  |
| 1    | 12.363           | 12.3630           | 0.0000                  | 5%                      |
| 2    | 14.808           | 14.8080           | 0.0020                  | 4%                      |
| 3    | 94.774           | 94.7740           | 0.0130                  | 5%                      |
| 4    | 127.168          | 127.1680          | 0.0774                  | 3%                      |
| 5    | 212.394          | 212.3940          | 0.1298                  | 1%                      |

Afin de comparer les fréquences mesurées expérimentalement et les fréquences calculées des poutres saines repliée 2D, nous avons fait varier différents paramètres : le nombre d'éléments, les conditions aux limites, les longueurs des poutres et le matériau.

Comme on peut le constater dans le Tableau III-1, les fréquences calculées sont très proches de celles mesurées expérimentalement. Les résultats obtenus sont donc satisfaisants, avec une erreur moyenne variant. Cela nous permet de valider notre modélisation.

### III.2.2 Description du Cas test 2 (Poutre 2D portique)

La structure est un portique bidimensionnel en 22 éléments et 22 nœuds à 3 ddl chacun par nœud, soit 66 ddl total. Les caractéristiques mécaniques, géométrique et le maillage du cas test n°2 est présentées ci-dessous [42] :

Module d'élasticité :  $E=0.21 \cdot 10^{12} \text{ N/m}^2$  ;



Masse volumique :  $\rho=7800 \text{ Kg/m}^3$

Section :  $S=0.5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$  ;

Moment d'inertie quadratique  $I=0.417 \cdot 10^{-08} \text{ m}^4$

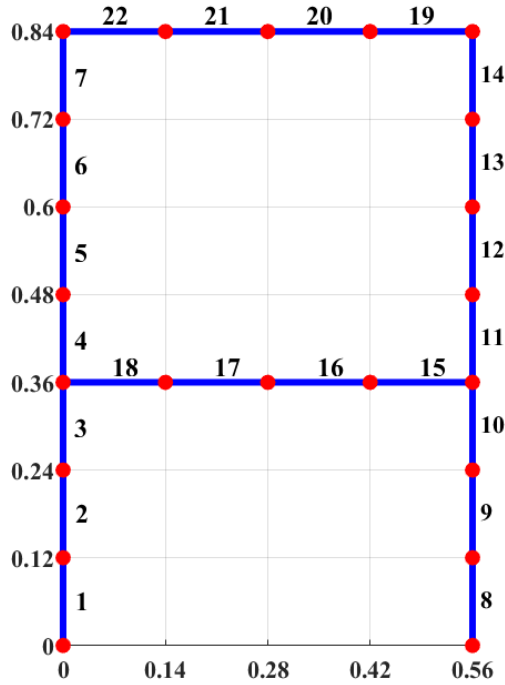


Figure III.3. Cas test N°2

Une structure Poutre 2D portique simulée est utilisée pour vérifier la technique proposée. Le modèle est divisé en 22 éléments de 3 ddl pour chaque nœud. Les propriétés de l'élément de poutre sont énumérées dans la Figure III.3. Les cinq premières fréquences naturelles et les modes propres de la structure 2D non endommagée sont présentés [42].

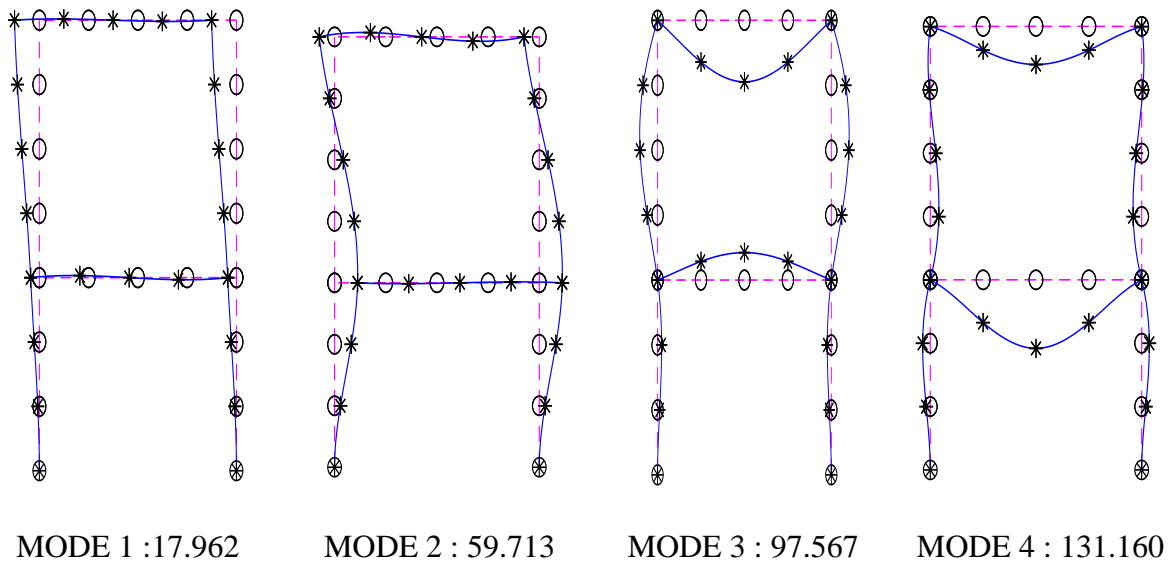


Figure III.4. Les cinq premiers modes de la structure portique 3D

Dans cette section, nous allons faire une comparaison entre les fréquences mesurées et les fréquences calculées dans le cas d'une poutre saine portique 2D [42]

Tableau III-2. Comparaison entre les fréquences mesurées et les fréquences calculées

| Mode | Structure saine  |                | Structure endommagement |                           |
|------|------------------|----------------|-------------------------|---------------------------|
|      | F. Mesurées (Hz) | Calculées (Hz) | Cas1 : éléments (18)    | Cas 2 : élément (6 et 17) |
|      |                  |                | Erreur                  | Erreur                    |
| 1    | 17.962           | 18.2412        | 0.0155                  | 8%                        |
| 2    | 59.713           | 60.8432        | 0.0189                  | 4%                        |
| 3    | 97.567           | 98.1225        | 0.0057                  | 2%                        |
| 4    | 131.159          | 131.9768       | 0.0062                  | 1%                        |
| 5    | 191.538          | 194.9221       | 0.0177                  | 0%                        |

Afin de comparer les fréquences mesurées expérimentalement et les fréquences calculées des poutres saines portique 2D, nous avons fait varier différents paramètres : le nombre d'éléments, les conditions aux limites, les longueurs des poutres et le matériau.

Comme on peut le constater dans le Tableau III-2, les fréquences calculées sont très proches de celles mesurées expérimentalement, Les résultats obtenus sont donc satisfaisants, avec une erreur moyenne variant. Cela nous permet de valider notre modélisation

### III.2.3 Description du Cas test 2 (Poutre 3D portique)

La structure est un portique tridimensionnel en 16 éléments et 12 nœuds a 6 ddl chacun par nœud, soit 72 ddl total. Les caractéristiques mécaniques, géométrique et le maillage du cas test n° 3 est présentées ci-dessous [65] :

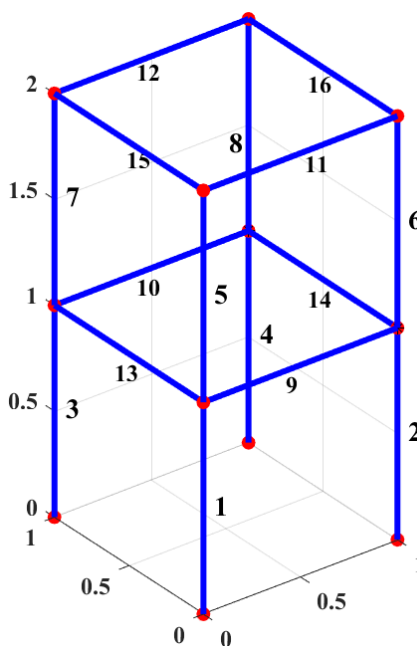


Figure III.5. Cas test N°3

Une structure portique 3D simulée est utilisée pour vérifier la technique proposée. Le modèle est divisé en dix éléments de 6 ddl pour chaque nœud. Les propriétés de l'élément de poutre sont énumérées dans la Figure III.5. Les cinq premières fréquences naturelles et les modes propres de la structure 3D non endommagée sont présentés sur la Figure [66].

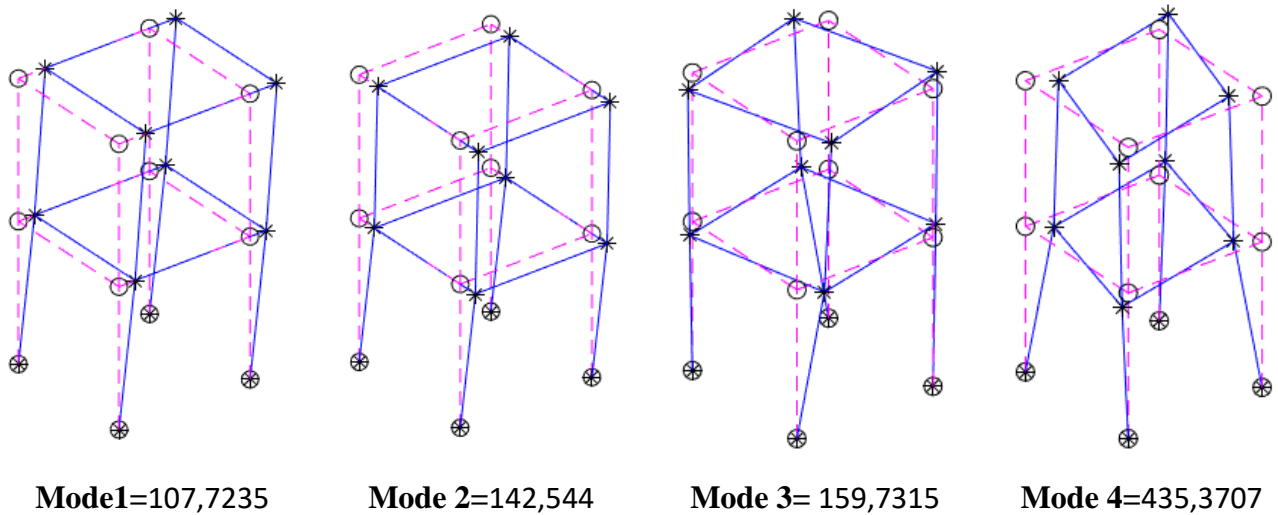


Figure III.6. Les cinq premiers modes de la structure portique 3D

Dans cette section, nous allons faire une comparaison entre les différentes structures mécaniques. En ce qui concerne la comparaison des fréquences mesurées et les fréquences calculées [65]

Tableau III-3. Comparaison entre les fréquences mesurées et les fréquences calculées

| Mode | Structure saine  | Structure endommagement |            |                   |            |
|------|------------------|-------------------------|------------|-------------------|------------|
|      | F. Mesurées (Hz) | CAS 1                   |            | CAS 2             |            |
|      |                  | F .Calculées (Hz)       | Erreur (%) | F .Calculées (Hz) | Erreur (%) |
| 1    | 107,7235         | 107,7206                | 0%         | 106,6097          | 1%         |
| 2    | 142,5448         | 142,5035                | 0%         | 139,754           | 2%         |
| 3    | 159,7315         | 159,6635                | 0%         | 157,5117          | 1%         |
| 4    | 435,3707         | 430,6232                | 1%         | 432,6798          | 1%         |
| 5    | 484,6697         | 484,6022                | 0%         | 479,8839          | 1%         |

Après avoir déterminé les fréquences calculées des poutres saines, nous allons faire une petite comparaison entre les fréquences mesurées expérimentalement et les fréquences calculées :

Nous constatons dans le Tableau III-3. que les fréquences calculées sont proches de celles mesurées expérimentalement, ce qui indique que les résultats obtenus sont satisfaisants avec une erreur qui varie entre 0% et 1%. Ce résultat nous permet de dire que notre modélisation est validée.

### III.3 Localisation des dommages basé sur l'indicateur Lagrange

Dans cette section, l'indicateur Lagrange est utilisé pour détecter et localiser les éléments endommagés dans des structures poutres en 2D et 3D avec endommagement unique ou multiple.

### III.3.1 Structure poutre repliée en 2D

#### III.3.1.1 Scénario CAS N°1 :

Dans ce premier scénario, un endommagement localisé de 15% sur l'élément 4. Un histogramme illustrant les valeurs de Lagrange pour chaque élément est présenté sur les figures ci-dessous. Cet histogramme indique l'endroit exact du défaut et sa taille.

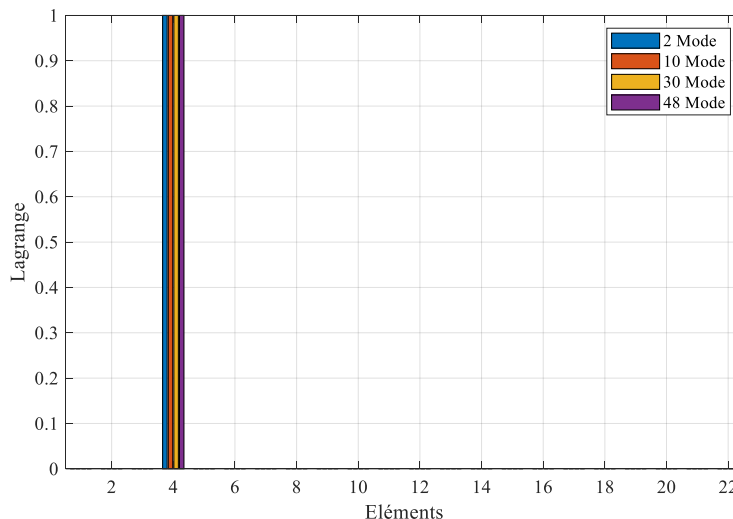


Figure III.7. Histogramme des valeurs Lagrange d'endommagement de l'élément 4

#### III.3.1.2 Scénario CAS N°2

Dans ce deuxième scénario, nous avons remarqué la présence d'un endommagement au niveau des éléments 8 et 12 avec le pourcentage d'endommagement sont respectivement des valeurs Lagrange 15% et 59.67% pour chaque élément est représenté sur la figure suivante

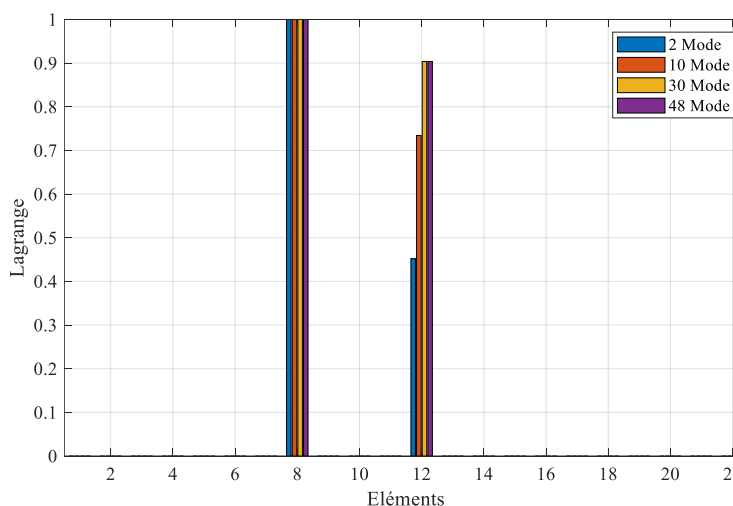


Figure III.8. Histogramme des valeurs Lagrange d'endommagement des éléments 8 et 12

### III.3.2 Structure poutre portique en 2D

#### III.3.2.1 Scénario CAS N°1

Dans ce premier scénario, un endommagement localisé de 15% sur l'élément 4. Un histogramme illustrant les valeurs de Lagrange pour chaque élément est présenté sur les figures ci-dessous. Cet histogramme indique l'endroit exact du défaut et sa taille.

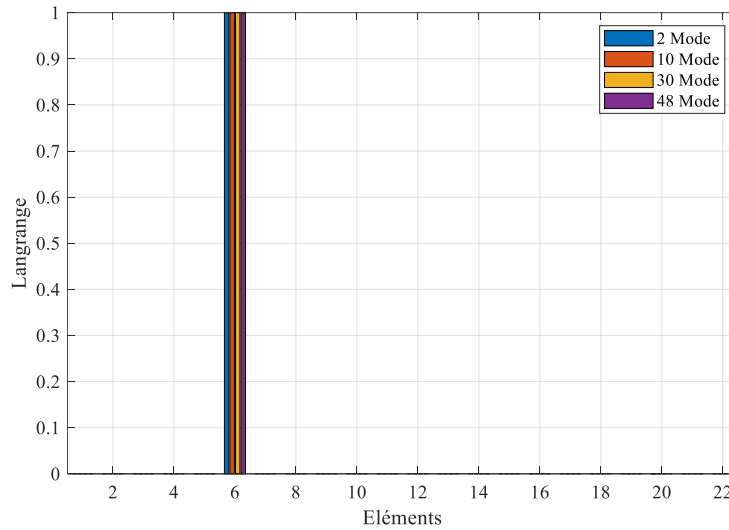


Figure III.9. Histogramme des valeurs Lagrange d'endommagement des éléments 6

#### III.3.2.2 Scénario CAS N°2

Dans ce deuxième scénario, nous avons remarqué la présence d'un endommagement au niveau des éléments 4 et 19 avec le pourcentage d'endommagement des valeurs Lagrange pour chaque élément est représenté sur la figure suivante

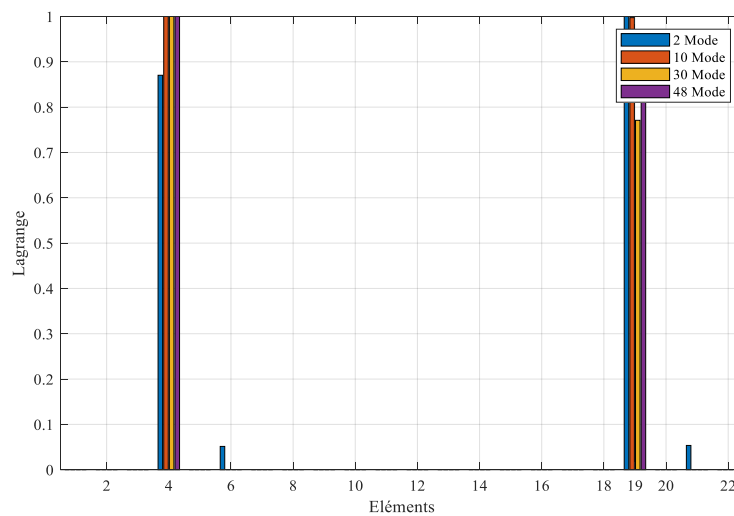


Figure III.10. Histogramme des valeurs Lagrange d'endommagement des éléments 4 et 19

Dans cette section, l'indicateur Lagrange est utilisé pour détecter et localiser les éléments endommagés dans des structures poutres en 3D avec endommagement unique ou multiple.

### III.3.3 Structure poutre portique en 3D

#### III.3.3.1 Scénario CAS N°1

Dans ce premier scénario, un endommagement localisé de 15% sur l'élément 4. Un histogramme illustrant les valeurs de Lagrange pour chaque élément est présenté sur les figures ci-dessous. Cet histogramme indique l'endroit exact du défaut et sa taille.

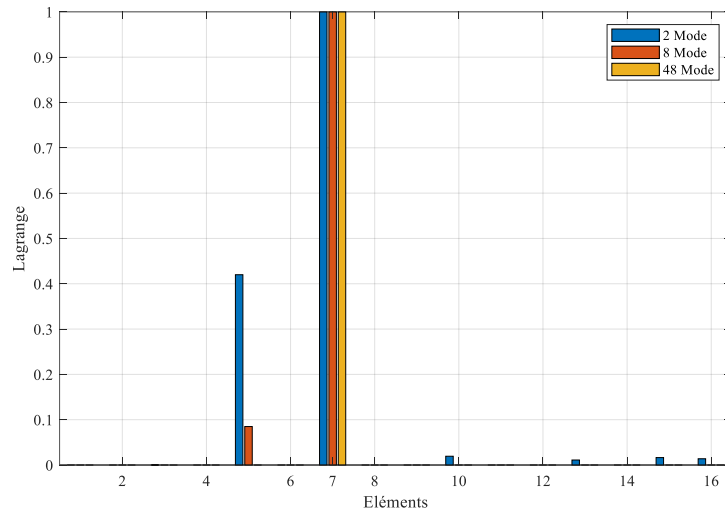


Figure III.11. Histogramme des valeurs Lagrange d'endommagement des éléments 7

#### III.3.3.2 Scénario CAS N°2

Dans ce deuxième scénario, nous avons remarqué la présence d'un endommagement au niveau des éléments 2 et 16 avec le pourcentage d'endommagement des valeurs Lagrange pour chaque élément est représenté sur la figure suivante

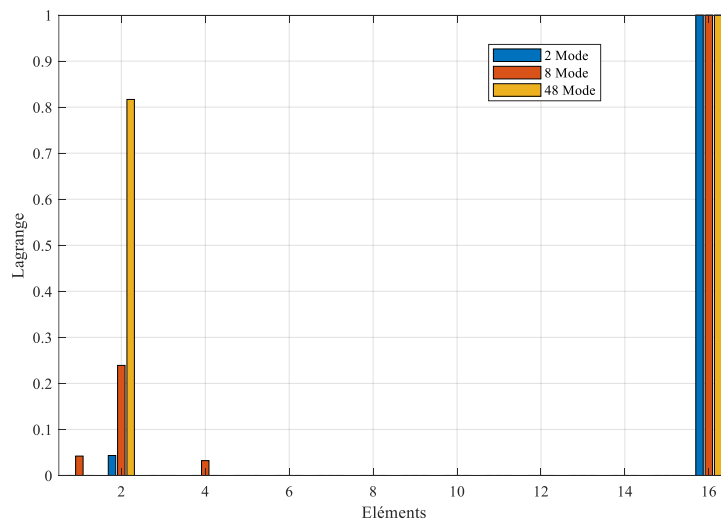


Figure III.12. Histogramme des valeurs Lagrange d'endommagement des éléments 2 et 16

### III.4 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de calculer les fréquences naturelles pour les cinq premiers modes de vibrations pour les différents poutres encastées et flexibles, ainsi que les deux fréquences propres pour la poutre 2D et 3D, ce qui nous a permis d'extraire les fréquences propres pour chaque modèles, J.K. Sinha et al, le modèle de A.D. Dimarogonas&S.A. Paipetis et celui qui est basé sur la réduction de la raideur E d'un élément poutre.

Les fréquences calculées pour ces modèles de fissuration ont été, ensuite, comparées aux fréquences naturelles mesurées, on faisant varier les différents paramètres caractérisant l'endommagement (la rigidité, emplacement et nombre d'endommagements) et ceux caractérisant la poutre (longueur type de matériaux, conditions aux limites et le nombre d'éléments).

Nous constatons que dans les cinq premières fréquences propres calculées pour le modèle n'est pas très satisfaisant par rapport aux fréquences naturelles réelles obtenues expérimentalement avec une erreur moyenne variant entre 0.238 à 1.

Quant aux fréquences propres des modèles de fissuration sont satisfaisantes comparativement à celles mesurées avec une erreur moyenne qui varie entre 0.012 et 0,047, après, nous avons appliqué ces modèles d'endommagement sur les méthodes de détection d'endommagements existant dans la littérature. Nous avons choisi une méthode qui est basée sur la méthode Lagrange ou bien sur l'indicateur MSE et MKE pour la localisation des éléments endommagés ainsi que le nombre d'éléments endommagés dans nos structures mécaniques, ce qui nous a permis de faire les tableaux des éléments endommagés et de voir le pourcentage d'endommagement.

## **Chapitre IV. Optimisation et quantification**



## IV.1 Introduction

Après avoir détecté l'endommagement dans une structure, l'ingénieur cherche à optimiser le temps nécessaire du niveau d'endommagement à travers l'amélioration de la précision et de l'efficacité des techniques de calcul. En effet, les techniques d'optimisation peuvent aussi avoir d'autres objectifs notamment la classification et la prédiction des endommagements. Cette section servira à déterminer et à expliquer les différentes techniques d'optimisation existantes.

Les techniques d'optimisations se réalisent à travers la présence d'un ensemble d'algorithmes nommés des algorithmes d'optimisation. En effet ces algorithmes ont pour objectif de réaliser une conception optimale à travers la comparaison des solutions alternatives créés en utilisant une connaissance priori du problème. Le schéma suivant constitue les différentes étapes pour enfin arriver à obtenir les solutions du problème.

- ↻ Besoin d'optimisation
- ↻ Choisir les variables de conception
- ↻ Formuler les contraintes
- ↻ Formuler les fonctions objective
- ↻ Fixer les limites des variables
- ↻ Choisir un algorithme d'optimisation
- ↻ Obtenir les solutions

## IV.2 Méthode d'optimisation Tornado avec Force de Coriolis (TOC)

L'optimisation joue un rôle fondamental dans divers domaines scientifiques et techniques, notamment lorsque les problèmes sont complexes, non-linéaires ou de grande dimension. Les métaheuristiques, et en particulier les algorithmes bio-inspirés tels que PSO, GA, ACO et BA, se sont révélés efficaces pour approcher des solutions quasi-optimales. Toutefois, en vertu du théorème "No Free Lunch, aucun algorithme n'est optimal pour tous les types de problèmes, ce qui encourage le développement de nouvelles approches. Dans ce cadre, l'article propose l'étude d'un nouvel algorithme bio-inspiré : l'Optimiseur de Tornado avec Force de Coriolis (TOC). Inspiré par la dynamique des tornades influencées par la force de Coriolis, le TOC vise à résoudre des problèmes d'optimisation globale dans des espaces de recherche continus. L'article explore en détail ses principes, son fonctionnement, ses performances comparatives et ses perspectives d'amélioration

Inspiration et Concepts Fondamentaux de l'Optimiseur de (TOC) L'Optimiseur de (TOC) est un algorithme métaheuristique novateur dont la conception est profondément enracinée dans l'observation et la modélisation des phénomènes naturels complexes que sont les tornades. L'inspiration ne se limite pas à la simple forme tourbillonnante d'une tornade, mais s'étend aux mécanismes physiques et aux forces qui régissent leur formation, leur intensité et leur déplacement. Les concepts clés qui ont guidé le développement du TOC incluent le processus cyclique des tornades, l'évolution des orages en tempêtes de vent, et l'influence cruciale de la force de Coriolis [67].

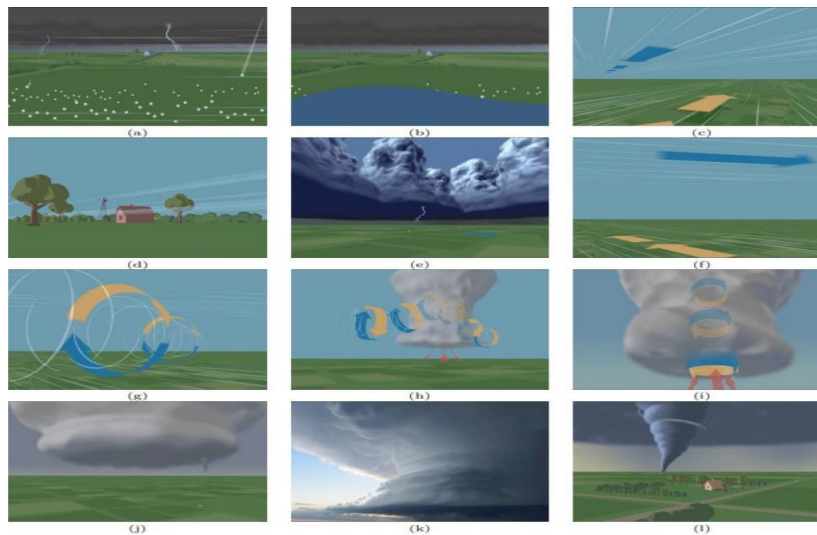


Figure IV.1. Phases de la formation d'une tornade (SciJinks 2024a)

### IV.3 Le Processus Cyclique des Tornades

Les tornades sont des colonnes d'air violemment rotatives, en contact à la fois avec le sol et avec un cumulonimbus (ou, plus rarement, avec la base d'un cumulus). Leur formation est un processus dynamique et cyclique qui implique plusieurs étapes, depuis la convection atmosphérique jusqu'à la dissipation. Le TOC s'inspire de cette nature cyclique, où les solutions candidates (représentant les particules d'air ou les, débris dans une tornade) sont continuellement réévaluées et ajustées au fil des itérations. Chaque itération de l'algorithme peut être vue comme une phase du cycle de vie d'une tornade, où les solutions s'organisent et se déplacent vers des zones, d'optimisation.

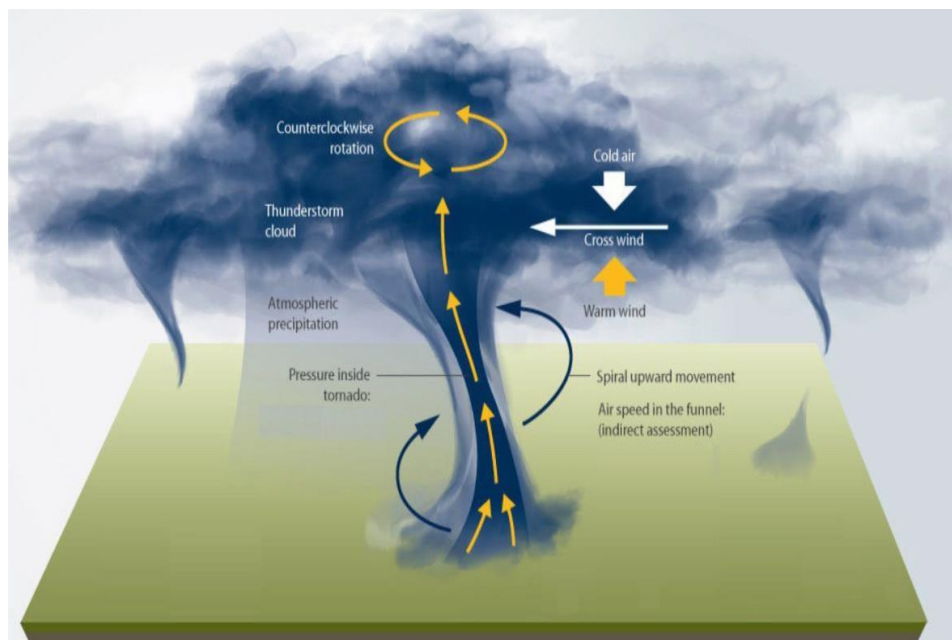


Figure IV.2. Un schéma d'une tornade (SciJinks 2024b)

L'Optimiseur de Tornade avec Force de Coriolis (TOC) constitue une avancée majeure parmi les algorithmes métaheuristiques bio-inspirés. En s'appuyant sur la dynamique des tornades et l'effet de la force de Coriolis, le TOC propose une approche innovante pour résoudre des problèmes d'optimisation

globale et contraints. Grâce à sa conception combinant exploration et exploitation, il se montre à la fois robuste et efficace.

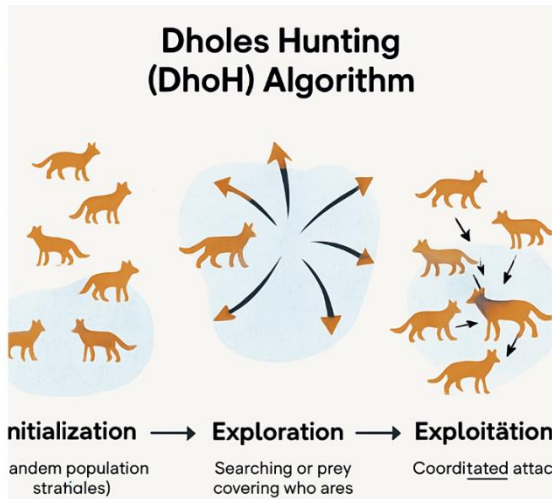
Les résultats expérimentaux mettent en évidence la compétitivité du TOC face à d'autres algorithmes établis, sur des fonctions de test variées (unimodales, multimodales) ainsi que sur des problèmes réels d'ingénierie. L'intégration de la force de Coriolis joue un rôle clé dans sa capacité à éviter les optima locaux et à converger vers des solutions globales [67].

#### IV.4 Méthode d'optimisation DIO (Dholes Hunting et son Application au Consensus Blockchain)

L'optimisation globale est un domaine essentiel dans de nombreuses disciplines scientifiques et d'ingénierie, allant de la conception de systèmes complexes à l'apprentissage automatique. Son objectif principal est de découvrir la meilleure solution possible, connue sous le nom d'optimum global, au sein d'espaces de recherche souvent vastes et non-convexes. La complexité de cette tâche est accrue par la présence de multiples optima locaux, où la fonction objective atteint des valeurs minimales ou maximales dans une région spécifique, mais pas sur l'ensemble du domaine. Pour surmonter ce défi, des algorithmes de recherche multi-locale ont été spécifiquement développés. Ces algorithmes explorent simultanément différentes régions de l'espace de recherche, ce qui leur permet d'éviter de rester piégés dans des optima locaux suboptimaux [68].

L'algorithme Dholes Hunting (DhoH) est une métaheuristique bio-inspirée qui tire son inspiration du comportement de chasse coopératif des dholes (*Cuon alpinus*), également connus sous le nom de chiens sauvages asiatiques. Les dholes sont réputés pour leurs stratégies de chasse en groupe hautement coordonnées, qui leur permettent de maîtriser des proies bien plus grandes qu'eux. Cette intelligence collective et cette capacité à opérer en essaim pour encercler et poursuivre la proie sont les fondements de la conception de DhoH [68].

- ↻ **Initialisation** : Au début de la chasse, les dholes se dispersent dans l'environnement pour localiser la proie. Dans DhoH, cela se traduit par une initialisation aléatoire de la population de dholes (agents de recherche) dans l'espace de recherche.
- ↻ **Recherche (Exploration)** : Une fois la proie détectée, les dholes commencent à l'encercler. Cette phase correspond à l'exploration de l'espace de recherche, où les agents se déplacent pour couvrir une zone plus large et identifier les régions prometteuses. Les dholes communiquent entre eux pour partager des informations sur la position de la proie et les meilleures voies d'approche
- ↻ **Poursuite (Exploitation)** : Lorsque la proie est encerclée, les dholes entament une phase de poursuite coordonnée, où, ils convergent vers la proie pour la capturer. Cette phase représente l'exploitation, où les agents affinent leurs positions autour des optima potentiels, guidés par les meilleures solutions trouvées jusqu'à présent [4]. Le DhoH combine ces phases d'exploration et d'exploitation avec un mécanisme d'approximation du gradient pour guider la recherche. L'idée est d'utiliser les informations sur la pente de la fonction objectif pour diriger les agents vers des régions plus optimales, même sans connaître le gradient exact.



*Figure IV.3. Visualization of natural hunting behavior of dholes.*

## IV.5 Résultats d'optimisation

Alors nous présentons les résultats des deux techniques d'optimisations qui sont TOC et DIO pour les trois poutres repliée 2D à 22 éléments, ainsi que pour la poutre portique 2D à 22 éléments et finalement poutre 3D à 16 éléments

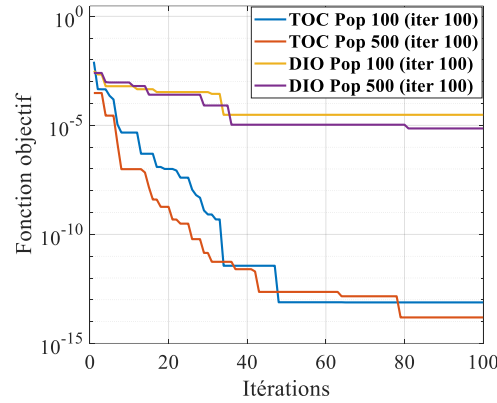
Une fois détecter ces endommagements, deux méthodes d'optimisations sont utilisées pour les quantifier à savoir (TOC, DIO), les résultats obtenus sont représentés dans les figures ci-dessous. Pour chaque une des méthodes d'optimisation nous avons fixé le nombre d'itérations à 100 en variant le nombre de populations de 100, 500 en premier cas, ensuite nous avons fixé le nombre de populations à 200 en variant le nombre d'itérations de 100, 500 en deuxième cas.

Afin de réaliser une étude comparative, les résultats ont été représentés sous forme de graphique : la fonction objective Fitness indique la vitesse de convergence de l'erreur et Best qui indique le taux d'endommagement, l'étude a été faite à la base d'indicateurs d'endommagement obtenu précédemment.

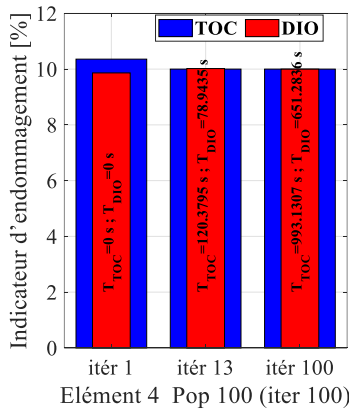
## IV.6 Application sur une poutre repliée 2D

### IV.6.1 Poutre repliée 2D pour cas 1

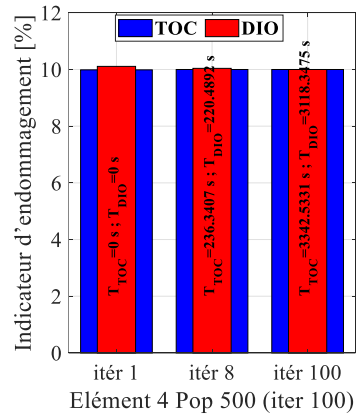
Nous avons fixé le nombre d'itérations à 100 et variant le nombre de populations de 100, 500 (Figure IV.4). Il est observé que la méthode TOC manifeste un taux d'endommagement de 10% à la 13<sup>ème</sup> itération et 100 populations pour l'élément 4 en un temps de (120,3795 secondes), correspondant au taux d'endommagement réel. Puis un taux d'endommagement de 10% à la 8<sup>ème</sup> itération et 500 populations avec un temps de (236,3407 secondes), Par contre, la méthode DIO atteint un taux d'endommagement 10,0197% à la 13<sup>ème</sup> itération et 100 populations avec un temps de (78,9435 secondes), et un taux d'endommagement 10,0401% à la 8<sup>ème</sup> itération et 500 populations avec un temps de (220,4892 secondes)



(a) Fonction objectif



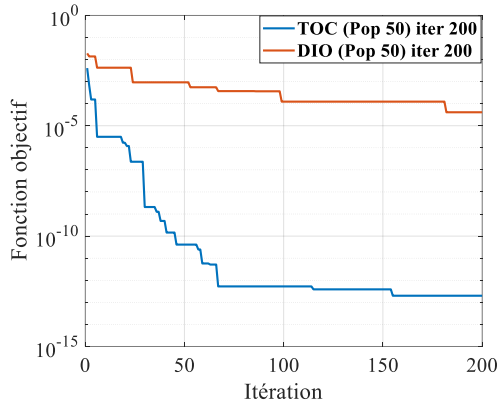
(b) Taux d'indicateur d'endommagement



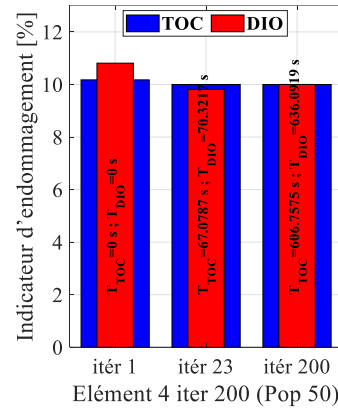
(c) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.4. Poutre Plie 2D – cas 1- Un seule endommagement -100 itération et (100, 500) population

Maintenant en fixé le nombre de populations à 50 et en variant le nombre d'itérations à 200, 500, les résultats (Figure IV.5 et Figure IV.6) révèlent que la méthode TOC manifeste pour l'élément 4 un taux d'endommagement de 10% à la 23ème itération pour 200 itérations en un temps de (67,0787secondes), correspondant au taux d'endommagement réel. Puis un taux d'endommagement de 10% à la 16ème itération pour 500 itérations avec un temps de (46,9441secondes), Par contre, la méthode DIO atteint un taux d'endommagement 9,8157% à la 23ème itération et 200 populations avec un temps de (70,3217 secondes), et un taux d'endommagement 9,9888 % à la 16ème itération et 500 populations avec un temps de (48,8058 secondes).

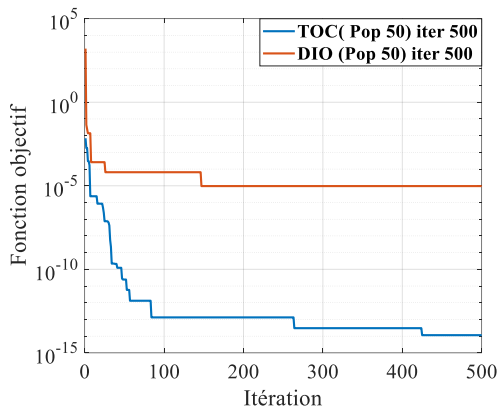


(a) Fonction objectif

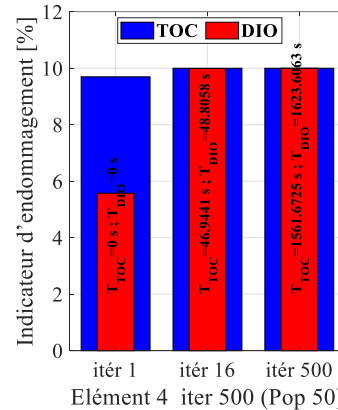


(b) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.5. Poutre Plie 2D -cas- Un seule endommagent- 50 Population et 200 itérations



(c) Fonction objectif



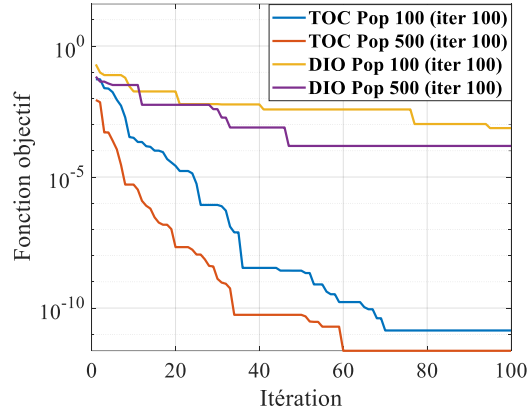
(d) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.6. Poutre Plie 2D -cas1- Un seule endommagent- 50 Population et 500 itérations

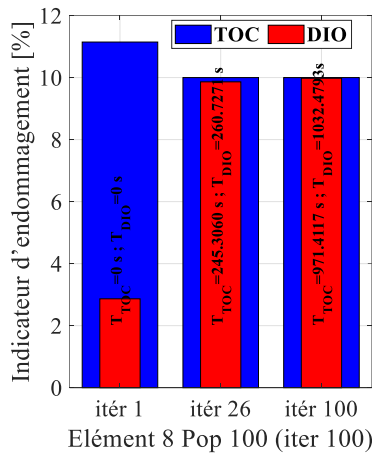
### IV.6.2 Poutre repliée 2D pour cas2

Prenant le cas de la même poutre 2D avec deux endommagements à savoir les éléments 8 et 12. En fixant le nombre d'itérations à 100 et en variant le nombre de populations de 100, 500 (voir Figure IV.7). On constat que la méthode TOC atteint un taux d'endommagement de 10% et 15% à la 26ème itération pour 100 populations en un temps de (245,3060 seconde), un taux d'endommagement de 10% à la 13ème itération et 15% à la 7ème itération pour 500 populations en (365,1565 secondes) et (182,5782 secondes), Par contre la méthode DIO donne un taux d'endommagement de 9,8625% et 15,160% à la 26ème itération pour 100 populations en (260,7271 secondes), puis un taux de 15,160% à la 26ème itération pour 500 populations en (260,7271 secondes).

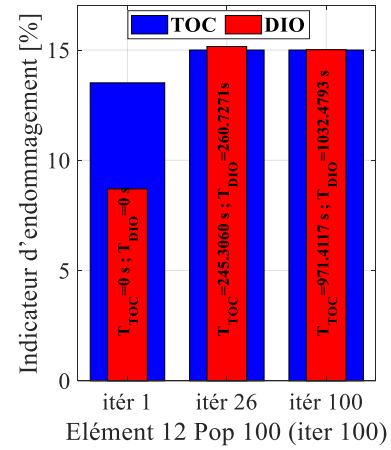




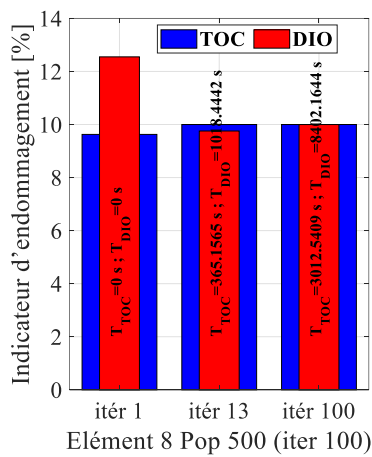
(a) Fonction objectif



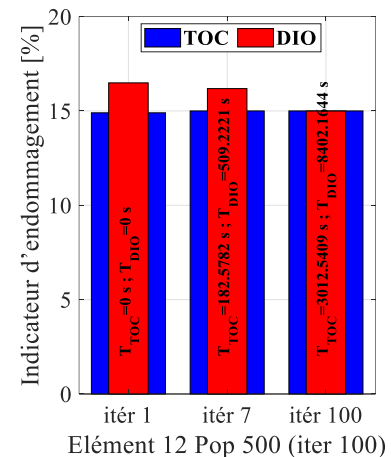
(b) Taux d'indicateur d'endommagement



(d) Taux d'indicateur d'endommagement



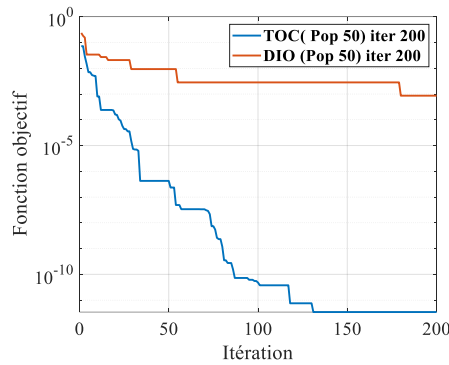
(e) Taux d'indicateur d'endommagement



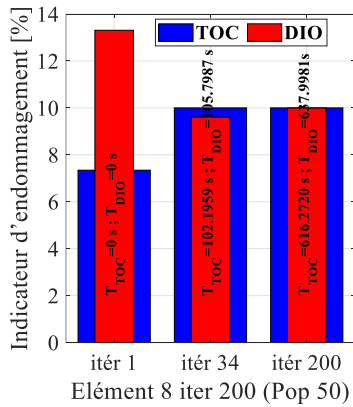
(f) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.7. Poutre Plie 2D – cas- deux endommagement-100 itération et (100, 500) population

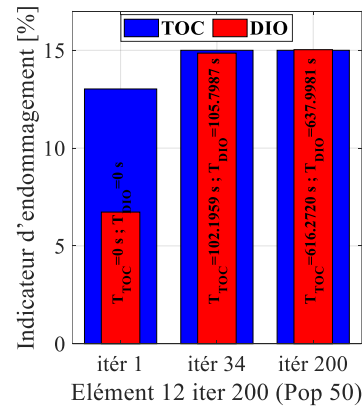
Maintenant en fixant le nombre de populations à 50 et en variant le nombre d'itérations à 200, 500 les résultats du (Figure IV.8 et Figure IV.9) révèlent que la méthode TOC manifeste un taux d'endommagement de 10% et 15% à la 34ème itération pour 200 itérations en un temps de (102,1959 secondes), un taux d'endommagement de 10% à la 15ème itération et 15% à la 27ème itération pour 500 itérations en (42,5244 secondes) et (78,9739 secondes), Par contre la méthode DIO donne un taux d'endommagement de 9,6085% et 14,8554% à la 34ème itération pour 200 itérations en (105,7987 secondes), puis un taux de 8,9371% à la 15ème itération et 15% à la 27ème itération pour 500 itérations en (44,3170 secondes), et (82,3030 secondes).



(a) Fonction objectif



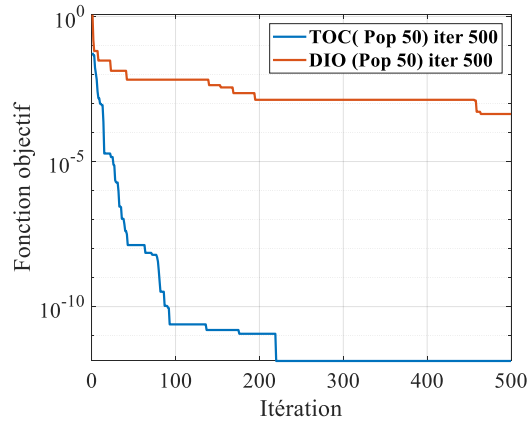
(b) Taux d'indicateur d'endommagement



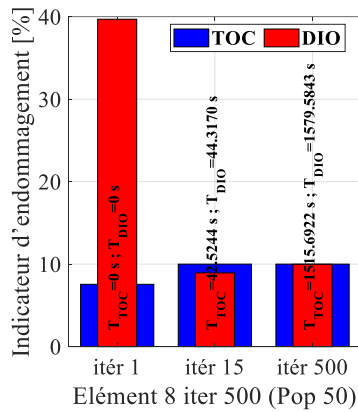
(d) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.8. Poutre Plie 2D-cas2–deux endommagent- 50 Population et 200 itérations

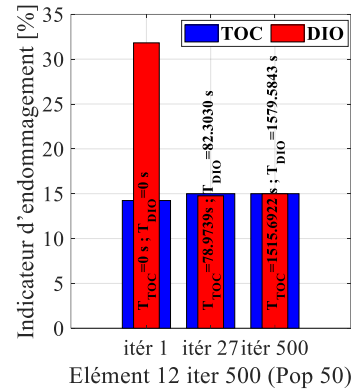




(a) Fonction objectif



(b) Taux d'indicateur d'endommagement



(d) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.9. Poutre Plie 2D-cas2- deux endommagent- 50 Population et 500 itérations

Pour cette poutre repliée, les courbes (a et c) des taux d'endommagement des deux méthodes montrent que la méthode TOC et DIO converge vers le même taux d'endommagement, cependant pour TOC la courbe se stabilise rapidement en fonction des itérations, pour la précision, les résultats du tableau des taux d'endommagement confirment la supériorité de la méthode TOC par rapport à DIO, ce qui s'avère être logique étant donné les résultats des fitness, en effet ; les courbes affiliées à la méthode TOC converge vers des chiffres inférieurs à ceux de DIO, ce qui procure à TOC une meilleur précision. En ce qui concerne les temps de calcul, la méthode DIO affiche une meilleure rapidité d'exécution par rapport à la méthode TOC, et reste pour ce deuxième scénario de la poutre 2, la méthode la plus rapide.

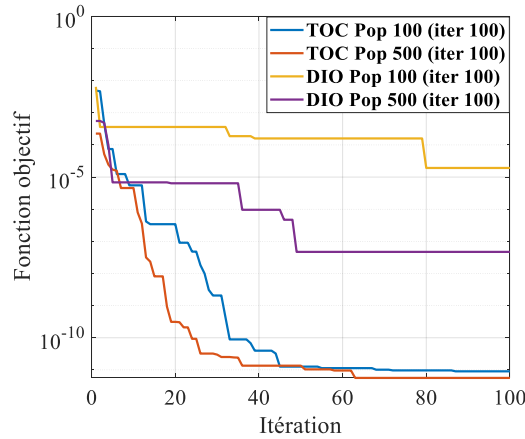
Donc la vitesse de convergence (erreur) de la méthode TOC est largement plus satisfaisante, car elle atteint des valeurs nettement inférieures à celle de DIO.

## IV.7 Application sur une poutre portique 2D

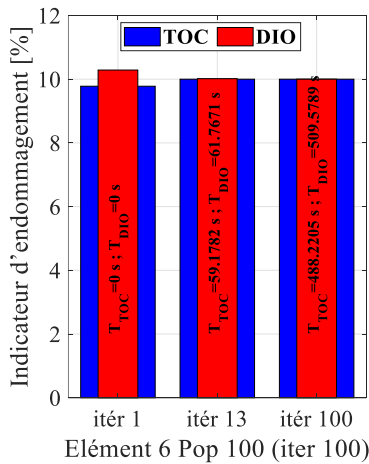
### IV.7.1 Poutre 2D portique cas 1

Nous avons fixé le nombre d'itérations à 100 et variant le nombre de populations de 100, 500 (Figure IV.10). Il est observé que la méthode TOC manifeste un taux d'endommagement de 10% à la

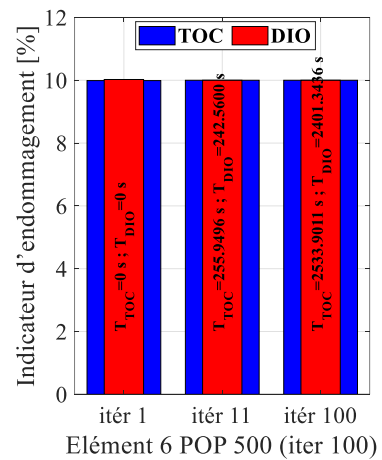
13ème itération et 100 populations pour l'élément 6 en un temps de (59,1782 secondes), correspondant au taux d'endommagement réel. Puis un taux d'endommagement de 10% à la 11ème itération et 500 populations avec un temps de (255,9496 secondes), Par contre, la méthode DIO atteint un taux d'endommagement 10,0162% à la 13ème itération et 100 populations avec un temps de (61,7671 secondes), et un taux d'endommagement 10,0003 % à la 11ème itération et 500 populations avec un temps de (242,5600 secondes).



(a) Fonction objectif



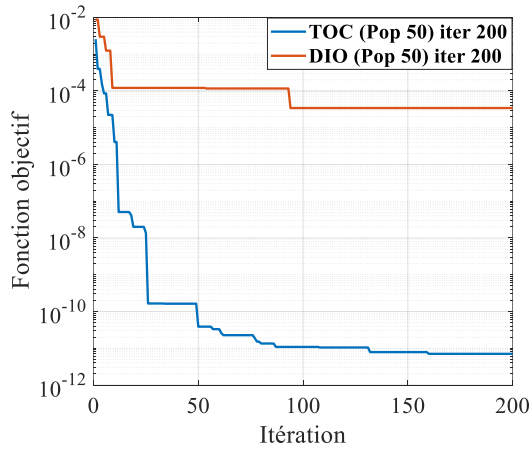
(b) Taux d'indicateur d'endommagement



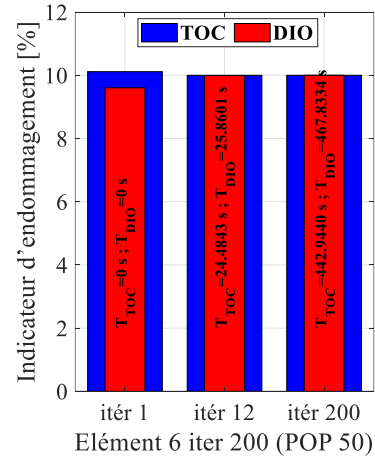
(d) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.10. Poutre portique 2D-cas1 – Un seule endommagement-100 itération et (100 ,500) population

Maintenant en fixé le nombre de populations à 50 et en variant le nombre d'itérations à 200, 500, les résultats (Figure IV.11 et Figure IV.12). Révèlent que la méthode TOC manifeste pour l'élément 6 un taux d'endommagement de 10% à la 12ème itération pour 200 itérations en un temps de (24,4843 secondes), correspondant au taux d'endommagement réel. Puis un taux d'endommagement de 10% à la 25ème itération pour 500 itérations avec un temps de (57,1289 secondes), Par contre, la méthode DIO atteint un taux d'endommagement 9,9946% à la 12ème itération et 200 populations avec un temps de (25,8601 secondes), et un taux d'endommagement 9,9177 % à la 25ème itération et 500 populations avec un temps de (97,3125 secondes)

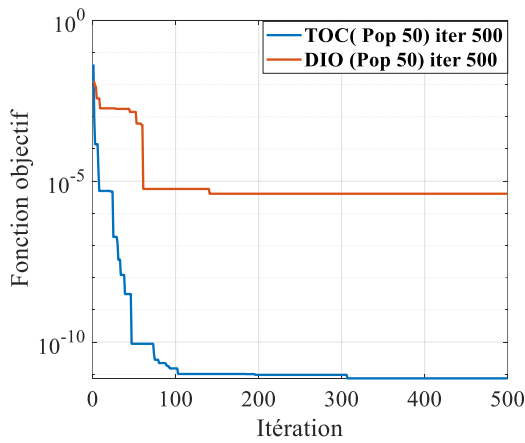


(a) Fonction objectif

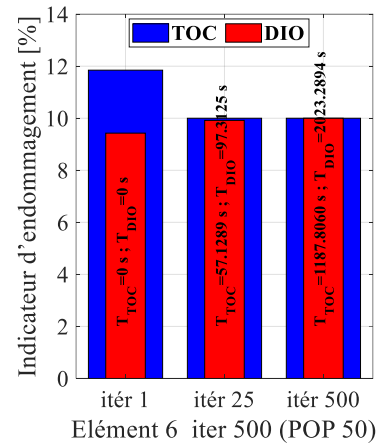


(b) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.11. Poutre Portique 2D-cas1 – Un seule endommagent- 50 Population et 200 itérations



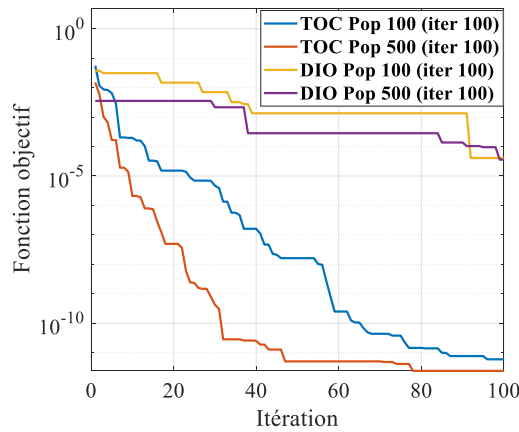
(c) Fonction objectif



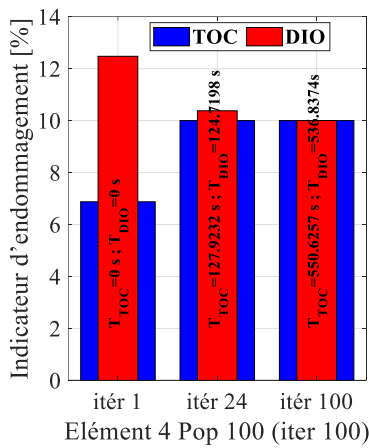
(d) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.12. Poutre Portique 2D-cas1 – Un seule endommagent- 50 Population et 500 itérations

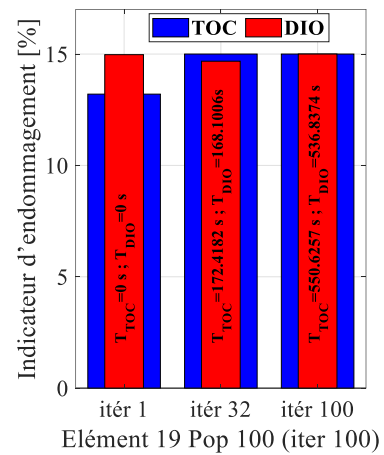
IV.7.2 Poutre 2D portique pour cas 2



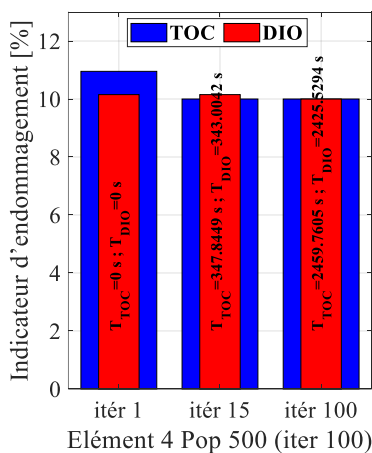
(a) Fonction objectif



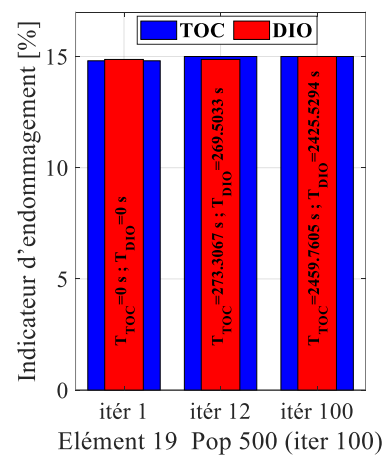
(b) Taux d'indicateur d'endommagement



(d) Taux d'indicateur d'endommagement



(e) Taux d'indicateur d'endommagement



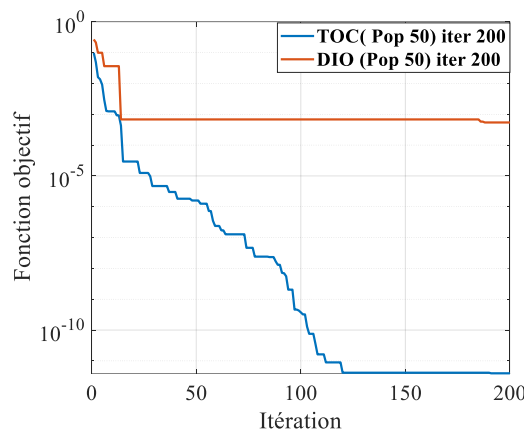
(f) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.13. Poutre portique 2D – CAS 2 - Deux endommagement - 100 itération et (100, 500) population

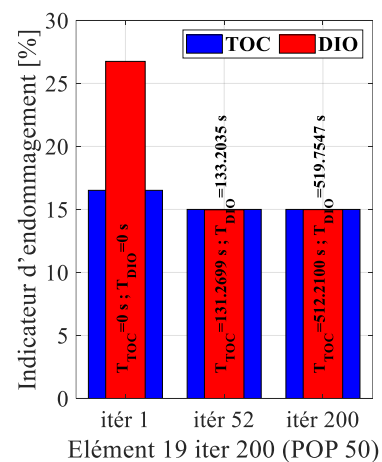
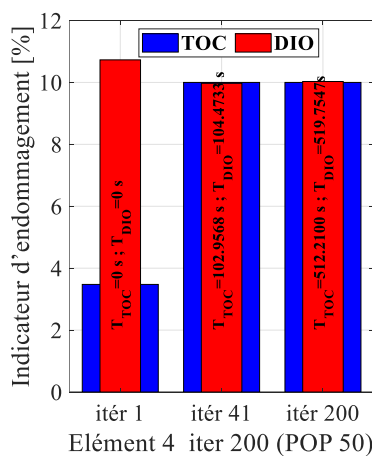
Prenant le cas de la même poutre 2D avec deux endommagements à savoir les éléments 4 et 19. En fixant le nombre d'itérations à 100 et en variant le nombre de populations de 100, 500 (voir Figure IV.13). On

constat que la méthode TOC atteint un taux d'endommagement de 10% à la 24ème itération et 15% à la 32ème itération pour 100 populations en un temps de (127,9232 seconde) et (172,4182 seconde), un taux d'endommagement de 10% à la 15ème itération et 15% à la 12ème itération pour 500 populations en (347,8449 secondes) et (273,3067 secondes), Par contre la méthode DIO donne un taux d'endommagement de 10,3777% à la 4ème itération et 14,6786% à la 19ème itération pour 100 populations en (124,7198 secondes) et(168,1006 secondes), puis un taux de 15,1515% à la 4ème itération % et 14,8681% à la 19ème itération pour 500 populations en (343,0042 secondes) (269,5033 secondes).

Maintenant en fixant le nombre de populations à 50 et en variant le nombre d'itérations à 200, 500 les résultats du (figure) révèlent que la méthode TOC manifeste un taux d'endommagement de 10% à la 41ème et 15% à la 52ème itération pour 200 itérations en un temps de (102,9568 secondes) et (131,2699 secondes), un taux d'endommagement de 10% à la 31ème itération et 15% à la 37ème itération pour 500 itérations en (11,5472 secondes) et (86,5296secondes), Par contre la méthode DIO donne un taux d'endommagement de 9,9722% à la 41ème et 14,9717% à la 52ème itération pour 200 itérations en (104,4733 secondes) et (133,2035 secondes), puis un taux de 11,5472% à la 31ème itération et 15,6634% à la 37ème itération pour 500 itérations en (267,4364 secondes) et (320,9237 secondes),



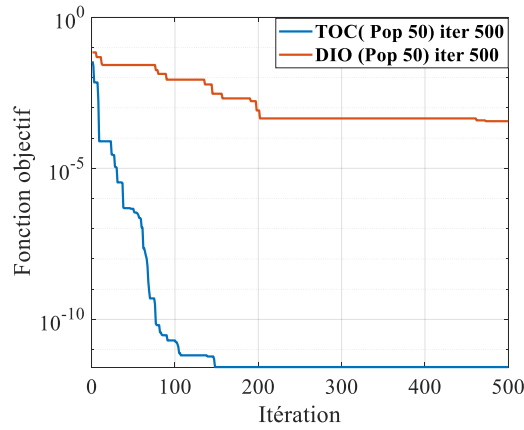
(a) Fonction objectif



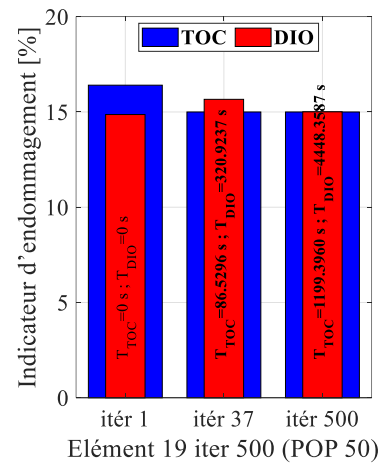
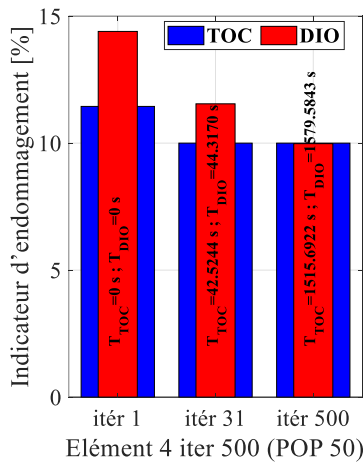
(b) Taux d'indicateur d'endommagement

(d) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.14. Poutre Portique 2D -cas2– Deux endommagent- 50 Population et 200 itérations



(a) Fonction objectif



(a) Taux d'indicateur d'endommagement

(b) Taux d'indicateur d'endommagement

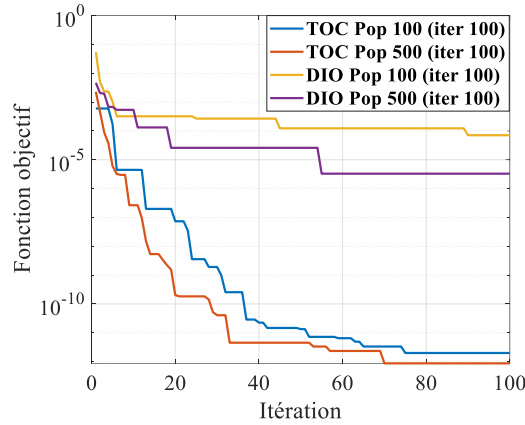
Figure IV.15. Poutre Portique 2D-cas2 –deux endommagent- 50 Population et 500 itérations

Comme pour le cas précédent, la méthode TOC converge plus rapidement que la méthode DIO, ce qui lui procure une erreur nettement inférieure et donc plus de précision.

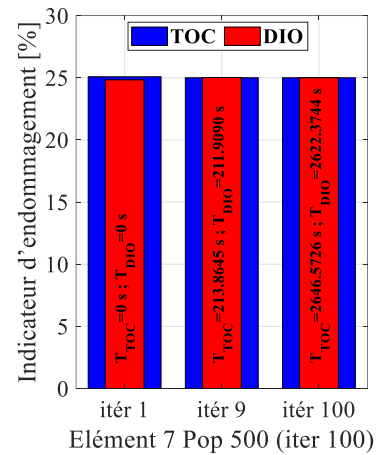
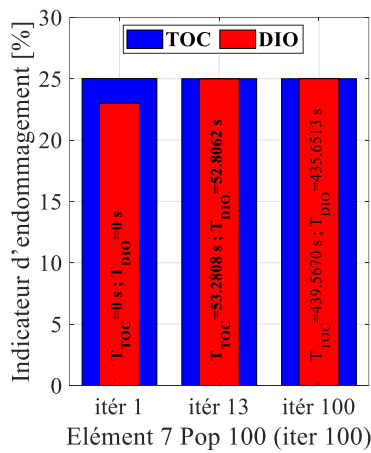
## IV.8 Application sur une poutre portique 3D

### IV.8.1 Poutre 3D portique Cas 1

Nous avons fixé le nombre d'itérations à 100 et variant le nombre de populations de 100, 500 (Figure IV.14). Il est observé que la méthode TOC manifeste un taux d'endommagement de 25% à la 13ème itération et 100 populations pour l'élément 7 en un temps de (53,2808 secondes), correspondant au taux d'endommagement réel. Puis un taux d'endommagement de 25% à la 9ème itération et 500 populations avec un temps de (213,8645 secondes), Par contre, la méthode DIO atteint un taux d'endommagement 24,9885% à la 13ème itération et 100 populations avec un temps de (52,8062 secondes), et un taux d'endommagement 25,0192 % à la 9ème itération et 500 populations avec un temps de (211,9090 secondes).



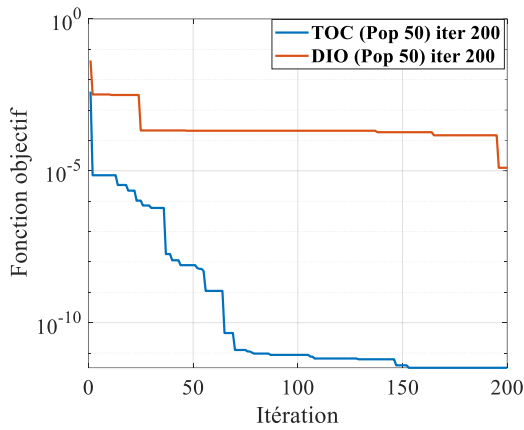
(a) Fonction objectif



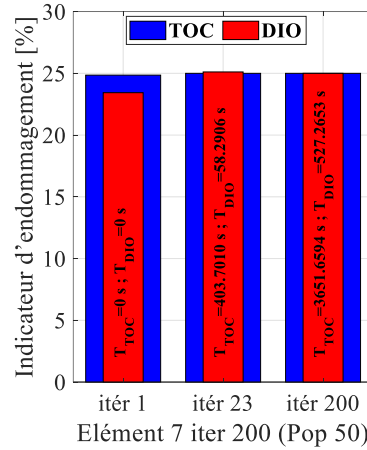
(b) Taux d'indicateur d'endommagement (d) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.16. Poutre portique 3D –cas1- Un seule endommagement-100 itération et (100, 500) population

Maintenant en fixé le nombre de populations à 50 et en variant le nombre d'itérations à 200, 500, les résultats (Figure IV.15 et Figure IV.16) révèlent que la méthode TOC manifeste pour l'élément 7 un taux d'endommagement de 25% à la 23 me itération pour 200 itérations en un temps de (403,7010secondes), correspondant au taux d'endommagement réel. Puis un taux d'endommagement de 25% à la 30 me itération pour 500 itérations avec un temps de (66,9826 secondes), Par contre, la méthode DIO atteint un taux d'endommagement 25,1118% à la 23 me itération et 200 itération avec un temps de (58,2906 secondes), et un taux d'endommagement 24,9948% à la 30 me itération et 500 itération avec un temps de (500,5397 secondes) .

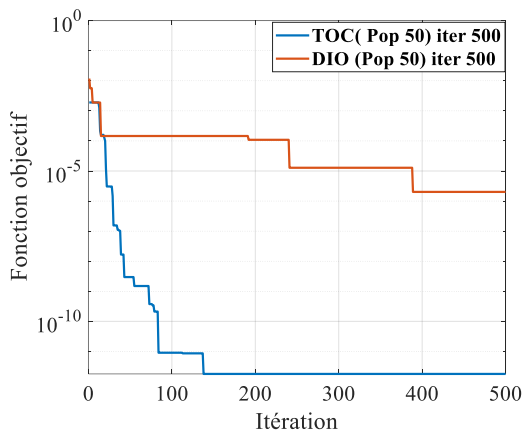


(a) Fonction objectif

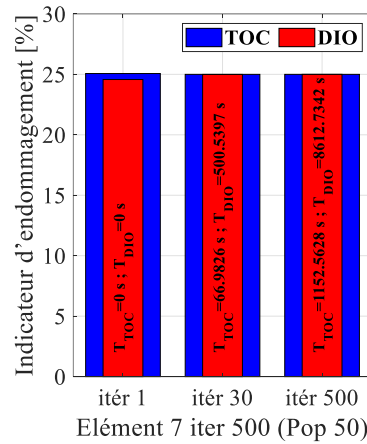


(b) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.17. Poutre Portique 3D –cas1- Un seule endommagent- 50 Population et 200 itération



(c) Fonction objectif



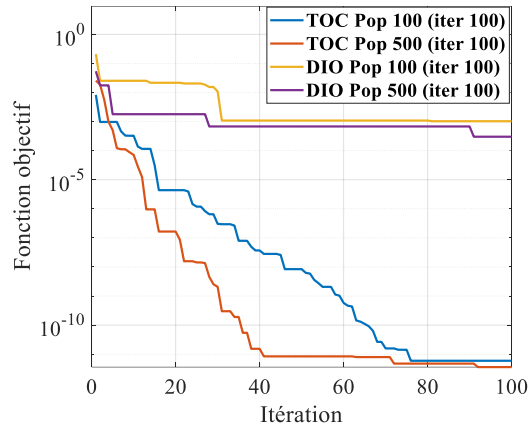
(d) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.18. Poutre Portique 3D –cas1- Un seule endommagent- 50 Population et 500 itérations

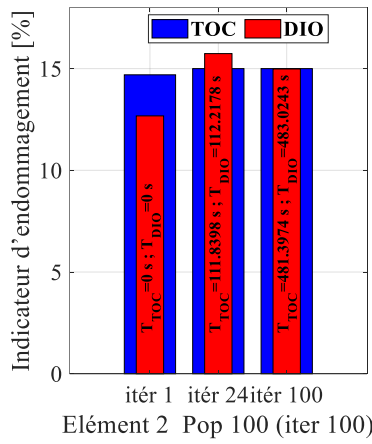
### IV.8.2 Poutre 3D portique Cas 2

Prenant le cas de la même poutre 3D avec deux endommagements à savoir les éléments 2 et 16. En fixant le nombre d'itérations à 100 et en variant le nombre de populations de 100, 500 (voir Figure IV.17). On constat que la méthode TOC atteint un taux d'endommagement de 15% à la 24ème itération pour 100 populations en un temps de (111,8398 secondes), un taux d'endommagement de 15% à la 13ème pour 500 populations en (1188,6037 secondes), Par contre la méthode DIO donne un taux d'endommagement de 15,7383% et 15,3757% à la 24ème itération pour 100 populations en (112,2178 secondes), puis un taux de 15,0610% et 15,0416% à la 13ème itération pour 500 populations en (268,9814 secondes),

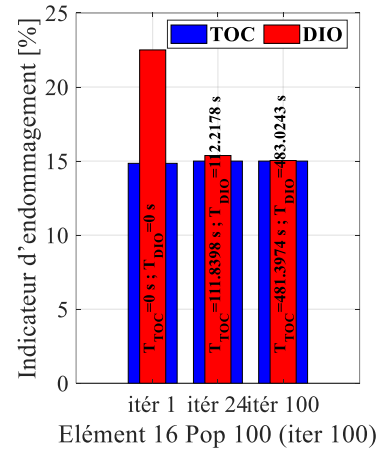




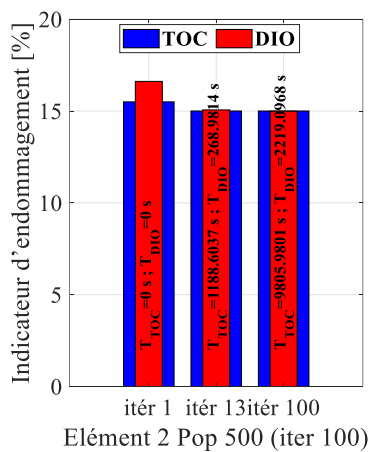
(a) Fonction objectif



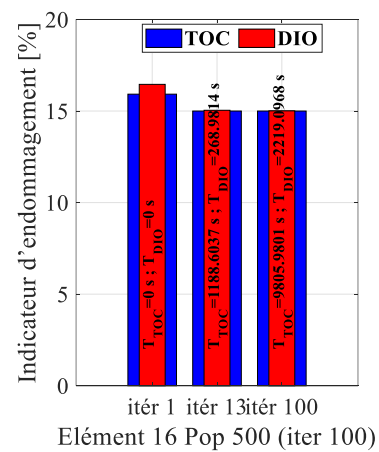
(b) Taux d'indicateur d'endommagement



(d) Taux d'indicateur d'endommagement



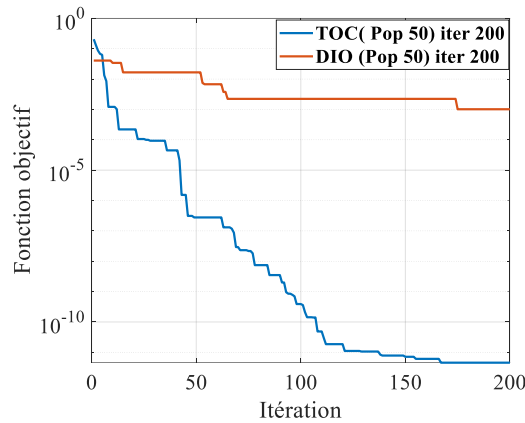
(e) Taux d'indicateur d'endommagement



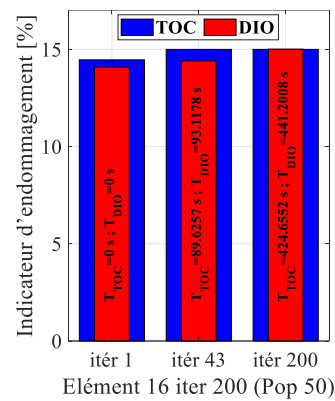
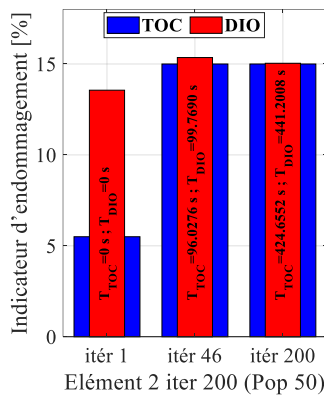
(f) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.19. Poutre portique 3D-cas2 – deux endommagement-100 itération et (100, 500) population

Maintenant en fixant le nombre de populations à 50 et en variant le nombre d'itérations à 200, 500 les résultats du (Figure IV.18 et Figure IV.19) révèlent que la méthode TOC manifeste un taux d'endommagement de 15% à la 46ème et 15% à la 43ème itération pour 200 itérations en un temps de (96,0276 secondes) et (89,6257 secondes), un taux d'endommagement de 15% à la 60ème itération et 15% à la 38ème itération pour 500 itérations en (144,5655 secondes) et (90,6597secondes), Par contre la méthode DIO donne un taux d'endommagement de 15,3541% à la 46ème et 14,4091% à la 43ème itération pour 200 itérations en (99,7690 secondes) et (93,1178 secondes), puis un taux de 14,9727% à la 60ème itération et 14,2921% à la 38ème itération pour 500 itérations en (192,8355 secondes) et (120,9308 secondes).



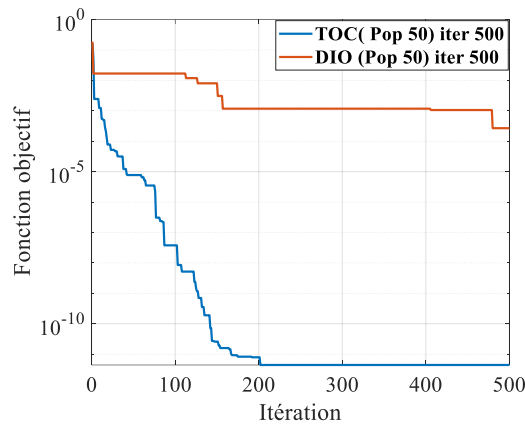
(a) Fonction objectif



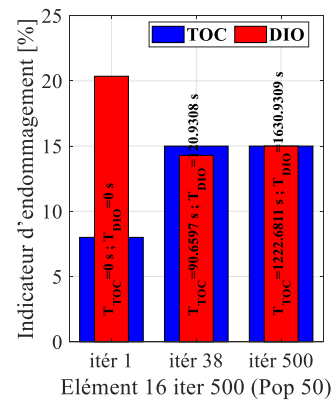
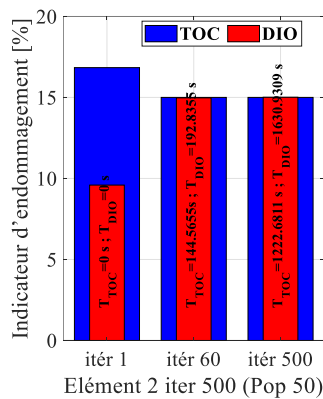
(b) Taux d'indicateur d'endommagement

(d) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.20. Poutre Portique 3D-cas2 – Deux endommagent- 50 Population et 200 itérations



(c) Fonction objectif



(e) Taux d'indicateur d'endommagement (f) Taux d'indicateur d'endommagement

Figure IV.21. Poutre Portique 3D-caq2 – Deux endommagent- 50 Population et 500 itérations

On constate une différence dans les courbes des fitness des deux méthodes avec les deux cas de variation de PP et IT ; la courbe affiliée à la méthode TOC tend à converger vers des résultats inférieure que celle de DIO, ce qui implique une valeur d'erreur moins importante pour TOC. Les résultats des valeurs des taux d'endommagements donnés par les deux méthodes révèlent une légère supériorité en termes de précision de la part de la méthodes TOC par rapport à DIO. Le dernier tableau ci-dessus regroupant les temps de calculs des deux méthodes montre qu'une légère différence subsiste. On parle ici, de petite différence, car l'écart s'élève à quelque seconde en faveur de la méthode DIO.

Nous avons divisé ce quatrième et dernier chapitre, en deux parties ; dans la première partie, nous avons présenté les deux méthodes d'optimisation utilisées dans ce présent travail, dans la deuxième partie nous avons exposé et discuté les résultats obtenus par ces deux méthodes appliquées sur nos deux structures. La première méthode intitulée DIO, qui a un principe de fonctionnement inspiré des théories de loi de FRANKLIN ET COLUMB, c'est-à-dire des phénomènes électriques. La deuxième méthode TOC a pour origine un phénomène de recherche de la nature ; les tourbillons créés dans un écoulement d'eau turbulent. Le choix de ces deux méthodes ayant des principes de fonctionnement différents a été fait afin de pouvoir comparer leurs résultats et déduire si oui ou non une fiabilité peut

leur être attribuer en termes de détection d'endommagement dans notre domaine de construction mécanique. Après analyse des résultats donnés par les deux méthodes d'optimisation dans la deuxième partie de ce chapitre, nous avons constaté clairement que pour tous les cas, la méthode TOC présente une vitesse de convergence (erreur) meilleur que celle de DIO, et donne des taux d'endommagement plus précis. En observant méticuleusement les tableaux donnant les temps de calcul, nous avons pu remarquer que la différence de temps s'élève à quelques secondes ; en effet la méthode DIO est dans la plupart des cas infiniment plus rapide en exécution que TOC. Finalement, en tenant compte de tous les résultats donnés, et de notre travail effectué à l'aide de ces deux méthodes, on peut conclure objectivement que la méthode d'optimisation TOC est plus appropriée à être utilisée dans notre étude de détection d'endommagement et dans des travaux d'optimisation similaires.

#### IV.9 Conclusion

Dans ce chapitre, on a utilisé deux méthodes d'optimisation est proposée afin de quantifier les endommagements de structure triller en 2D et 3D. La fonction objective est basée sur des données de fréquences calculées et mesurées. Les résultats montrent clairement que les deux méthodes utilisent les fréquences comme fonctions objectives pour quantifier les endommagements dans le cas des cas tests d'endommagements multiples et uniques. La comparaison entre les endommagements simulés et réels illustre l'efficacité de la méthode L'optimisation (TOC) par contre autre méthodes L'algorithme d'optimisation arithmétique (DIO) qui ne donne pas des bons résultats dans la détection des endommagements.

D'après toutes les figures de 1 à 21 on remarque que la méthode TOC localise l'endommagement parfaitement et efficacement pour chaque itération et population dans les trois cas, la méthode DIO dans les trois structures et pour chaque population et itération indique plusieurs éléments non endommager avec des erreurs considérablement et plus élevé que TOC.

# *Conclusion générale*

Le travail accompli dans notre présent mémoire a pour thématique et objectif ; la détection et la quantification des endommagements dans des structures poutres.

D'après le contenu proposé dans le deuxième chapitre où on a exposé plusieurs méthodes fréquentielles de détection d'endommagement, tout en prenant soins de citer des travaux de la littérature faite sur celles-ci, nous avons pu comprendre l'importance donnée à ce type d'étude grâce notamment à ses nombreux avantages (dont la non destructivité). Rapides et efficaces, ces méthodes fréquentielles interférant avec les fréquences naturelles des structures, ont su susciter l'intérêt de nombreux chercheurs pour leur perfectionnement et s'avèrent avoir un avenir prometteur dans le domaine de détection d'endommagement. Effectuer cette étude vibratoire sur des structures, notamment les poutres pour notre cas, nous a permis de nous intéresser d'une manière méticuleuse sur les sciences des méthodes des éléments finis et de la dynamique des structures, cela étant le contenu de notre premier chapitre. En effet, avec la MEF, nous avons pu comprendre clairement le principe de discrétisation géométrique, et d'approximation nodale, qui appliquées, sur la structure étudiée donnent les matrices de raideurs essentiel et primordial pour la suite de notre travail. Avec la dynamique des structures, nous avons assimiler le principe des états vibratoires des structures, pour pouvoir en ressortir les matrices de masses qui seront indispensables pour la suite de l'étude, et notamment la partie programmation de ce présent travail.

L'acquisition et la récolte des données essentiel à la programmation étant faites, un choix de méthode de localisation s'imposait, nous avons donc travailler avec celle basée sur les courbures modales, utilisant l'indicateur NCDF (Normalized Curvature Damage Factor). En observant précisément et en comparant pour chaque scénario les fréquences saines et endommagées de nos deux poutres étudiées, nous avons pu avoir une différence entre les deux résultats et donc la confirmation de la présence d'endommagement. En introduisant l'indicateur NCDF, nous sommes parvenus à faire une localisation précise de nos endommagements, car avec l'obtention des multiples courbes du logiciel MATLAB, pour chaque cas d'endommagement, les localisations des défauts étaient indiquées par un pique révélateur. Notre troisième chapitre a donc donner des résultats valide pour la détection et la localisation des endommagements.

La suite de notre étude étant la quantification des endommagements, nous avons utilisé les deux méthodes d'optimisation intitulées ; TOC et DIO, celles si ayant des origines d'inspirations et des principes de fonctionnement bien différents comme présenté dans la première partie du quatrième et dernier chapitre. En prenant compte les trois scénarios d'endommagement et les deux cas de variation des population et itérations savoir (IT=100 ,PP=100 et IT=100 ,PP=500 et IT=200 PP=50 et IT=500 , PP=50 ) pour nos trois structures, les calculs d'optimisation des deux méthodes utilisées nous ont offert les trois données essentielles à l'étude de quantification (deuxième partie du quatrième chapitre). À l'aide de la comparaison des taux d'endommagement (BEST), des vitesses de convergences ou erreur (BestCost) et des temps de calcul, nos déductions ont abouti généralement aux mêmes principes. Car, pour tous les scénarios des deux structures, on a observé à travers les courbes des taux d'endommagements et les tableaux englobant leurs valeurs, que la méthode TOC donne continuellement

des résultats meilleurs et plus satisfaisants, ceci reste similaire pour le cas des vitesses de convergences (erreur), où, là aussi, les courbes de TOC convergent vers des valeurs nettement inférieures à celle de DIO, et présente donc une meilleure vitesse de convergence et une erreur inférieure. L'inspection des tableaux donnant les temps de calculs indique clairement, qu'une légère différence de temps favorable à DIO existe, s'élevant à des centaines de secondes pour la plupart des cas. Pour conclure, nous pouvons affirmer que notre étude de détection, de localisation et de quantification des endommagements est validée, et que ce travail accompli dans notre mémoire de fin d'étude nous a permis d'enrichir nos connaissances en termes d'étude vibratoire, et nous a procuré la volonté nécessaire pour jeter un plus grand intérêt au domaine portant sur la détection et la quantification des endommagements.

## Références

1. Argyris, J., S. Kelsey, and H. Kamel, *Matrix methods of structural Analysis. AGARDograph 72*. 1963, Pergamon Press, London.
2. Zienkiewicz, O. and R. Taylor, *The Finite Element Method Vol. 1 5 edn Butterworth*. 2000, Heinemann.
3. Dhatt, G. and G. Touzot, *Une présentation de la méthode des éléments finis*. 1981: Presses Université Laval.
4. Ciarlet, P.G., *The finite element method for elliptic problems*. 2002: SIAM.
5. Bathe, K.J., *Finite element procedures*. 1996, Prentice Hall New Jersey.
6. Zienkiewicz, O., *Taylor R. L.: The Finite Element Method, 5-th edition*. 2000, Butterworth Heinemann, Oxford.
7. BOUDJEMLINE, A., *Contribution à la caractérisation des propriétés mécaniques des matériaux composites à l'aide de la méthode des éléments finis multi-phases*.
8. Rihani, Y. and T. Toudji, *Utilisation des méthodes vibratoires pour la détection des défauts des structures mécaniques*. 2020, Université Mouloud Mammeri TiziOuzou.
9. Oudin, H., *Méthode des éléments finis*. 2008, Ecole Centrale de Nantes.
10. Sahirou Adamou Maman Moustapha, A.Y.B., *Modélisation du comportement non-linéaire par la méthode des élément finis pplication sur une poutre chargée ponctuellement*. 2021.
11. Chopra, A.K., *Dynamics of structures*. 2007: Pearson Education India.
12. Paultre, P., *Dynamique des structures: application aux ouvrages de génie civil*. 2005: Hermès Science publications.
13. Ciang, C.C., J.-R. Lee, and H.-J. Bang, *Structural health monitoring for a wind turbine system: a review of damage detection methods*. *Measurement science and technology*, 2008. **19**(12): p. 122001.
14. Fan, W. and P. Qiao, *Vibration-based damage identification methods: a review and comparative study*. *Structural health monitoring*, 2011. **10**(1): p. 83-111.
15. Yan, Y., et al., *Development in vibration-based structural damage detection technique*. *Mechanical systems and signal processing*, 2007. **21**(5): p. 2198-2211.
16. Carden, E.P. and P. Fanning, *Vibration based condition monitoring: a review*. *Structural health monitoring*, 2004. **3**(4): p. 355-377.
17. Pandey, A. and M. Biswas, *Damage detection in structures using changes in flexibility*. *Journal of sound and vibration*, 1994. **169**(1): p. 3-17.
18. Martins, N., et al., *Dynamic monitoring of a stadium suspension roof: Wind and temperature influence on modal parameters and structural response*. *Engineering Structures*, 2014. **59**: p. 80-94.
19. Haritos, N. and J. Owen, *The use of vibration data for damage detection in bridges: a comparison*

- of system identification and pattern recognition approaches*. Structural Health Monitoring, 2004. **3**(2): p. 141-163.
20. Bond, L.J. *Needs and opportunities: nondestructive evaluation for energy systems*. in *Smart materials and nondestructive evaluation for energy systems 2015*. 2015. SPIE.
  21. Mottershead, J., et al., *Selection and updating of parameters for an aluminium space-frame model*. Mechanical Systems and Signal Processing, 2000. **14**(6): p. 923-944.
  22. Guidobaldi, M., *Vibration-based structural health monitoring for historic masonry towers*. 2016.
  23. Gentile, C., M. Guidobaldi, and A. Saisi, *One-year dynamic monitoring of a historic tower: damage detection under changing environment*. Meccanica, 2016. **51**(11): p. 2873-2889.
  24. Lifshitz, J.M. and A. Rotem, *Determination of reinforcement unbonding of composites by a vibration technique*. Journal of Composite Materials, 1969. **3**(3): p. 412-423.
  25. Rytter, A., *Vibrational based inspection of civil engineering structures*. 1993.
  26. Sohn, H., et al., *A review of structural health monitoring literature: 1996–2001*. Los Alamos National Laboratory, USA, 2003. **1**(16): p. 10.12989.
  27. Worden, K. and J.M. Dulieu-Barton, *An overview of intelligent fault detection in systems and structures*. Structural Health Monitoring, 2004. **3**(1): p. 85-98.
  28. Inman, D.J., et al., *Damage prognosis: for aerospace, civil and mechanical systems*. 2005: John Wiley & Sons.
  29. Djebra, B., *Comparaison des méthodes d'optimisation et de détection d'endommagement dans des structures en treillis part des mesures de vibration*. 2022.
  30. Lee, L.S., V.M. Karbhari, and C. Sikorsky, *Investigation of integrity and effectiveness of RC bridge deck rehabilitation with CFRP composites*. SSRP, 2004. **8**.
  31. Duggan, D.M., E.R. Wallace, and S.R. Caldwell. *Measured and predicted vibrational behavior of gulf of mexico platforms*. in *Offshore Technology Conference*. 1980. OTC.
  32. Eroglu, U., G. Ruta, and E. Tufekci, *Natural frequencies of parabolic arches with a single crack on opposite cross-section sides*. Journal of Vibration and Control, 2019. **25**(7): p. 1313-1325.
  33. Cawley, P. and R.D. Adams, *The location of defects in structures from measurements of natural frequencies*. The Journal of Strain Analysis for Engineering Design, 1979. **14**(2): p. 49-57.
  34. Gudmundson, P., *Eigenfrequency changes of structures due to cracks, notches or other geometrical changes*. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 1982. **30**(5): p. 339-353.
  35. Yuen, M., *A numerical study of the eigenparameters of a damaged cantilever*. Journal of sound and vibration, 1985. **103**(3): p. 301-310.
  36. Osegueda, R., P. Dsouza, and Y. Qiang, *Damage evaluation of offshore structures using resonant frequency shifts*. Serviceability of Petroleum, Process, and Power Equipment, ASME PVP, 1992. **239**: p. 31-37.
  37. Salawu, O.S., *Detection of structural damage through changes in frequency: a review*. Engineering structures, 1997. **19**(9): p. 718-723.
  38. Stubbs, N., J. Kim, and K. Topole. *An efficient and robust algorithm for damage localization in offshore platforms*. in *Proceedings of the ASCE 10th structures congress*. 1992.
  39. Humar, J., A. Bagchi, and H. Xu, *Performance of vibration-based techniques for the identification of structural damage*. Structural Health Monitoring, 2006. **5**(3): p. 215-241.
  40. Farrar, C. and S. Doebling, *Modal analysis and testing, chapter Damage detection II: filed*



*applications to large structures*. Nato science series. Kluwer Academic Publisher, Dordrecht, Netherlands, 1999.

41. Cornwell, P., S.W. Doebling, and C.R. Farrar, *Application of the strain energy damage detection method to plate-like structures*. Journal of sound and vibration, 1999. **224**(2): p. 359-374.
42. Tiachacht, S., *Méthodes d'identification d'endommagements dans les structures mécaniques par mesures vibratoires*. 2007, Tizi-Ouzou.
43. Wang, Z., R. Lin, and M. Lim, *Structural damage detection using measured FRF data*. Computer methods in applied mechanics and engineering, 1997. **147**(1-2): p. 187-197.
44. Alvandi, A., *Contribution à l'utilisation pratique de l'évaluation dynamique pour la détection d'endommagements dans les ponts*. 2003, Ecole des Ponts ParisTech.
45. Mottershead, J.E., A. Kyprianou, and H.J. Ouyang, *Estimation of rotational frequency responses*. Key Engineering Materials, 2003. **245**: p. 157-166.
46. Ulm, F., J. Clément, and P. Argoul, *Coefficient de comportement: approche chute identification*. Philosophical Transaction of the Royal Society of London Series A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences (359-1778), pp.(131-149), 2001.
47. Vanhoenacker, K., et al., *The use of multisine excitations to characterise damage in structures*. Mechanical systems and signal processing, 2004. **18**(1): p. 43-57.
48. Li, J., et al., *A generalized flexibility matrix based approach for structural damage detection*. Journal of Sound and Vibration, 2010. **329**(22): p. 4583-4587.
49. Kazemi, S., A. Fooladi, and A. Rahai, *Implementation of the modal flexibility variation to fault identification in thin plates*. Acta Astronautica, 2010. **66**(3-4): p. 414-426.
50. Reynders, E. and G. De Roeck, *A local flexibility method for vibration-based damage localization and quantification*. Journal of sound and vibration, 2010. **329**(12): p. 2367-2383.
51. Yan, A. and J.-C. Golinval, *Structural damage localization by combining flexibility and stiffness methods*. Engineering Structures, 2005. **27**(12): p. 1752-1761.
52. Fritzen, C.-P., D. Jennewein, and T. Kiefer, *Damage detection based on model updating methods*. Mechanical systems and signal processing, 1998. **12**(1): p. 163-186.
53. Zang, C. and M. Imregun, *Structural damage detection and localization using FRF-based model updating approach*. Key Engineering Materials, 2003. **245**: p. 191-202.
54. Bouazzouni, A. and G. Lallement, *Identification de modèles dynamiques dissipatifs par addition de contraintes*. Mécanique industrielle et matériaux, 1996. **49**(5): p. 233-236.
55. Gladwell, G. and A. Morassi, *Estimating damage in a rod from changes in node positions*. Inverse Problems in Engineering, 1999. **7**(3): p. 215-233.
56. Dilena, M. and A. Morassi, *Identification of crack location in vibrating beams from changes in node positions*. Journal of Sound and Vibration, 2002. **255**(5): p. 915-930.
57. Adams, R.D., et al., *A vibration technique for non-destructively assessing the integrity of structures*. Journal of mechanical engineering science, 1978. **20**(2): p. 93-100.
58. Natke, H. and C. Cempel. *Model-aided diagnosis based on symptoms*. in *Proceedings of DAMAS*. 1997.
59. Kullaa, J., *Damage detection of the Z24 bridge using control charts*. Mechanical Systems and Signal Processing, 2003. **17**(1): p. 163-170.
60. Maeck, J. and G. De Roeck, *Damage assessment using vibration analysis on the Z24-bridge*. Mechanical Systems and Signal Processing, 2003. **17**(1): p. 133-142.

61. Montgomery, D.C., *Introduction to statistical quality control*. 2020: John wiley & sons.
62. Law, S. and X. Zhu, *Dynamic behavior of damaged concrete bridge structures under moving vehicular loads*. *Engineering Structures*, 2004. **26**(9): p. 1279-1293.
63. Slimani, M., et al. *Improved ANN for damage identification in laminated composite plate*. in *International Conference of Steel and Composite for Engineering Structures*. 2022. Springer.
64. Joseph, J., et al. *Damage identification of civil structures using modal kinetic energy change approach*. in *ACMSM25: Proceedings of the 25th Australasian Conference on Mechanics of Structures and Materials*. 2019. Springer.
65. Tiachacht, S., et al., *Structural health monitoring of 3D frame structures using finite element modal analysis and genetic algorithm*. *Journal of Vibroengineering*, 2018. **20**(1): p. 202-214.
66. Tiachacht, S., et al., *Damage assessment in structures using combination of a modified Cornwell indicator and genetic algorithm*. *Engineering Structures*, 2018. **177**: p. 421-430.
67. Braik, M., et al., *Tornado optimizer with Coriolis force: a novel bio-inspired meta-heuristic algorithm for solving engineering problems*. *Artificial Intelligence Review*, 2025. **58**(4): p. 123.
68. Nguyen, B.M., et al., *Dholes Hunting—A Multi-Local Search Algorithm Using Gradient Approximation and Its Application for Blockchain Consensus Problem*. *IEEE Access*, 2024. **12**: p. 93333-93349.