



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Mécanique

Mémoire de fin d'études

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER Académique en Génie Mécanique

Spécialité Fabrication Mécanique et Productique

Thème :

*Comparaison des Modèles de Fissuration dans des
Poutres en se penchant sur leurs fréquences naturelles et en
utilisant des Méthodes d'Optimisation*

Réalisé par :

KHELOUI Ghenima

HADDADI Djouhra

Soutenues publiquement le 03-07-2024 devant le jury composé de :

M. SLIMANI MOHAND	MCA.UMMTO	Président
M.TIACHACT SAMIR	MCA. UMMTO	Promoteur
M.BAHTANI AMAR	MCA.UMMTO	Examineur

Remerciements

Avant tout, nous remercions Dieu tout puissant qui nous a donné la force et surtout la patience d'arriver au bout de notre travail.

*Nous tenons à présenter nos remerciements les plus sincères à monsieur **TIACHACT Samir** notre promoteur d'avoir accepté de diriger notre travail de nous avoir soutenues et encadrées tout le long de notre travail avec ses précieux conseils et sa disponibilité.*

*Nous remercions également Mr le président de jury **SLIMANI Mohand** et l'examineur Mr **BEHTANI Amar** d'avoir consacré leurs temps pour juger notre travail.*

Enfin, nous tenons à témoigner toute notre gratitude à tous ceux qui nous ont soutenu et aidé dans notre travail.

Dédicace

*Je dédie ce travail à mes chers parents qui M'ont toujours
soutenu*

A mes frères et ma sœur

A qui je souhaite un avenir radieux plein de réussite

A ma belle famille

A la mémoire de ma belle mère

A ma binôme Ihenima

A tous ceux qui me sont très chères

Djouhra

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents

M'ont toujours soutenu

Qui trouvent en moi la source de leur fierté

A mon frère et mes sœurs

A qui je souhaite un avenir radieux plein de réussite

A ma binôme Djouhra

A mes amies et amis proches

A tous ceux qui me sont très chères

Ghenima

Table des matières

Introduction générale.....	11
Chapitre I. Étude bibliographique.....	3
I.1 Introduction.....	3
I.2 L'endommagement des structures	3
I.3 Détection d'endommagement	3
I.3.1 Méthode de contrôle non destructif :	3
I.3.2 Surveillance de l'état de la structure	4
I.4 Méthodes de détection et localisation des endommagements.....	4
I.4.1 Méthodes basées sur des données vibratoires	4
I.4.2 Fréquences naturelles	5
I.4.3 Déformées propres	5
I.4.4 Méthodes dans le domaine des fréquences FRF (Frequency Response function).....	6
I.4.5 Méthode par l'énergie de déformation.....	7
I.4.6 Méthode de recalage des matrices de masse de raideur.....	8
I.4.7 Méthode basée sur la flexibilité dynamique	9
I.4.8 Amortissement	9
I.4.9 Courbure des déformés propres	10
I.4.10 Méthode non linéaire	11
I.4.11 Méthode inverse.....	11
I.5 Conclusion	12
Chapitre II. Méthode des éléments finis	13
II.1 Introduction.....	13
II.2 La méthode des éléments finis	13
II.2.1 Démarche d'élément fini.....	13
II.2.2 Description d'un défi mécanique	14
II.2.3 Matrice de masse et de raideur.....	17
II.2.4 Assemblage des matrices	18
II.2.5 Conditions aux limites	20
II.3 Dynamique des structures	20
II.3.1 Introduction.....	20
II.3.2 Méthode des éléments finis en dynamique	20
II.3.3 Principe de la méthode des éléments finis en dynamique.....	20
II.4 Étude des systèmes à n degrés de liberté	21
II.4.1 Systèmes non amorti en mouvement libre– Calcul modal.....	21
II.5 Conclusion	22
Chapitre III. Détection d'endommagement	23

III.1	Introduction.....	23
III.2	Comparaison des modèles :	23
III.2.1	Modèle de poutre saine choisie :.....	23
III.2.2	Matrices élémentaires saines :.....	23
III.3	Modèles de poutre endommagées :.....	24
III.3.1	Modèle de M.H.F. Dado et al :	24
III.3.2	Modèle de réduction de la raideur E :.....	27
III.4	Présentation des poutres étudiées dans ce présent travail.....	28
III.5	Détection d'endommagement	30
III.5.1	Méthode basée sur les courbures modales	30
III.5.2	Indicateur d'endommagement DMC (Différence in Mode shape Curvature) :.....	31
III.5.3	Indicateur d'endommagement NCDF (Normalized Curvature Damage Factor).....	32
III.6	Résultats	33
III.7	Conclusion	36
Chapitre IV. Optimisation et quantifications.....		37
IV.1	Introduction.....	37
IV.2	Giant Armadillo Optimization	37
IV.2.1	Inspiration pour GAO	37
IV.2.2	Initialisation de l'algorithme.....	37
IV.2.3	Procédure de GAO	40
IV.3	Algorithme du microscope optique (OMA).....	41
IV.3.1	Algorithme du microscope optique.....	41
IV.3.2	Mise en œuvre de l'OMA pour l'optimisation numérique :	45
IV.4	Résultats d'optimisation.....	47
IV.4.1	Structure poutre sur deux appuis simples	47
IV.5	Structure poutre encasté-libre	55
IV.6	Structure poutre encastée-encastée.....	63
Conclusion générale		84

Liste des Figures

Figure III.1. Détection d'endommagement – Poutre Encastree-Libre	33
Figure III.2. Détections d'endommagement – Poutre Encastree- Encastree.....	34
Figure III.3. Détections d'endommagement – Poutre sur Appuis Simple	35
Figure IV.1. Illustration de l'algorithme du microscope optique (OMA).....	43
Figure IV.2. Processus de zoom avant à l'aide d'un microscope.....	43
Figure IV.3. Convergence–Dado 1 endommagement – Poutre sur Appuis Simples	47
Figure IV.4. Convergence–Réduction de rigidité 1 endommagement – Poutre sur Appuis Simples	48
Figure IV.5. Convergence–Dado 2 endommagements – Poutre sur Appuis Simples.....	49
Figure IV.6. Convergence–Réduction de rigidité 2 endommagements – Poutre sur Appuis Simples	50
Figure IV.7. Convergence–Dado 1 endommagement – Poutre sur Appuis Simples	51
Figure IV.8. Convergence–Réduction de rigidité 1 endommagement – Poutre sur Appuis Simples	52
Figure IV.9. Convergence–Dado 1 endommagement – Poutre sur Appuis Simples	53
Figure IV.10. Convergence–Réduction de rigidité 2 endommagement – Poutre sur Appuis Simples	54
Figure IV.11. Convergence–Dado 1 endommagement – Poutre Encastree-Libre	55
Figure IV.12. Convergence–Réduction de rigidité 1 endommagement – Poutre Encastree- Libre .	56
Figure IV.13. Convergence–Dado 2 endommagements – Poutre Encastree- Libre	57
Figure IV.14. Convergence–Réduction de rigidité 2 endommagements – Poutre Encastree- Libre	58
Figure IV.15. Convergence–Dado 1 endommagements – Poutre Encastree- Libre	59
Figure IV.16. Convergence–Réduction de rigidité 1 endommagement – Poutre Encastree- Libre .	60
Figure IV.17. Convergence–Dado 2 endommagements – Poutre Encastree- Libre	61
Figure IV.18. Convergence–Réduction de rigidité 2 endommagements – Poutre Encastree- Libre	62
Figure IV.19. Convergence–Dado 1 endommagements – Poutre Encastree-Encastree.....	63
Figure IV.20. Convergence–Réduction de rigidité 1 endommagement – Poutre Encastree-Encastree	64
Figure IV.21. Convergence–Dado 2 endommagements – Poutre Encastree-Encastree.....	65

Figure IV.22. Convergence–Réduction de rigidité 2 endommagements – Poutre Encastrée-Encastrée	66
Figure IV.23. Convergence–Dado 1 endommagement – Poutre Encastrée-Encastrée	67
Figure IV.24. Convergence–Réduction de rigidité 1 endommagement – Poutre Encastrée-Encastrée	68
Figure IV.25. Convergence–Dado 2 endommagements – Poutre Encastrée-Encastrée.....	69
Figure IV.26. Convergence–Réduction de rigidité 2 endommagements – Poutre Encastrée-Encastrée	70
Figure IV.27. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	71
Figure IV.28. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	71
Figure IV.29. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	72
Figure IV.30. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	72
Figure IV.31. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	74
Figure IV.32. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	74
Figure IV.33. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	75
Figure IV.34. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	75
Figure IV.35. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations - M.H.F Dado et al.	77
Figure IV.36. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations – Réduction de rigidité E	78
Figure IV.37. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des itérations - M.H.F Dado et al.	78
Figure IV.38. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des itérations - Réduction de rigidité E	78
Figure IV.39. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	79

Figure IV.40. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	80
Figure IV.41. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	80
Figure IV.42. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	80
Figure IV.43. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	81
Figure IV.44. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	82
Figure IV.45. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	82
Figure IV.46. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations	82

Listes des tableaux

Tableau 1. Propriétés géométriques et mécaniques d'une poutre encastrée-libre.....	28
Tableau 2. Propriétés géométriques et mécaniques d'une poutre encastrée- encastrée.	28
Tableau 3. Propriétés géométriques et mécaniques d'une poutre à deux appuis simple.....	28
Tableau 4. Éléments endommagés	29
Tableau 5.Comparaison entre les fréquences propres mesurées et celles calculées pour les modèles de poutre endommagées encastrées-libre.....	29
Tableau 6.Comparaison entre les fréquences propres mesurées et celles calculées pour les modèles de poutre endommagées encastrées-libre.....	29
Tableau 7.Comparaison entre les fréquences propres mesurées et calculées dans le cas d'une poutre saine encastrée-encastrée en acier.....	29
Tableau 8.Comparaison entre les fréquences propres mesurées et calculées dans le cas d'une poutre saine encastrée-encastrée en acier.....	29
Tableau 9.Comparaison entre les fréquences propres mesurées et calculées dans le cas d'une poutre saine appuis simple – 1 endommagement :.....	30
Tableau 10.Comparaison entre les fréquences propres mesurées et calculées dans le cas d'une poutre saine appuis simple – 2 endommagement :.....	30

Introduction générale

La détection des endommagements dans les structures mécaniques vibrantes revêt une importance critique. Même de petites zones affectées peuvent compromettre l'intégrité et la fiabilité globale de la structure, en impactant significativement ses caractéristiques dynamiques. Aujourd'hui, l'identification, la détection et l'évaluation des endommagements dans les structures constituent un domaine de recherche essentiel dans les secteurs du génie civil, de l'aérospatial et de la mécanique. Cette attention particulière découle de l'essor des systèmes structurels avancés tels que les avions, les navettes spatiales et les éoliennes, ainsi que du vieillissement des infrastructures existantes telles que les bâtiments, les tours et les ponts. Garantir la sécurité et la fiabilité de ces structures est impératif pour prévenir les accidents catastrophiques et protéger les vies humaines.

Pour la surveillance de l'état de santé des structures, deux catégories de méthodes d'identification des défauts non destructives sont couramment employées. La première catégorie englobe des méthodes locales qui visent à fournir des informations sur une zone spécifique de la structure. Ces méthodes sont généralement basées sur des techniques expérimentales visuelles nécessitant une connaissance préalable de la localisation du défaut et un accès facile à la partie inspectée de la structure. Les techniques incluent notamment le contrôle par rayons X, la radiographie, les ultrasons, les émissions acoustiques, ainsi que la méthode des courants de Foucault.

La deuxième catégorie comprend des méthodes globales conçues pour surveiller l'état d'une structure complexe de manière intégrale. Ces méthodes fournissent des informations sur le comportement mécanique global de la structure en utilisant des mesures provenant d'un ensemble de capteurs dispersés à travers celle-ci. Elles permettent d'obtenir des données globales sur les variations des caractéristiques vibratoires de la structure, sans nécessiter que les capteurs soient placés à proximité immédiate de la zone endommagée.

Ces deux approches, qu'elles soient locales ou globales, se complètent mutuellement, et le choix optimal de la méthode dépend largement de la nature spécifique du problème à résoudre. La surveillance périodique de l'état des structures est cruciale pour détecter d'éventuels défauts et garantir la fiabilité continue de ces infrastructures dans leurs applications quotidiennes.

La présence des endommagements tels qu'une fissure entraîne une modification locale de la rigidité de la structure, influençant ainsi son comportement mécanique global. La diminution de la rigidité se traduit par une réduction des fréquences naturelles et une altération des formes modales, caractérisée par une augmentation de la flexibilité.

L'extraction des caractéristiques à partir de la réponse dynamique mesurée sur le système constitue le processus clé pour identifier les propriétés sensibles permettant de distinguer les états sains des états endommagés de la structure. L'analyse modale, qui consiste à extraire la fréquence naturelle et le mode de vibration d'une structure, peut être réalisée à l'aide d'équipements et d'instruments modernes. Les données dynamiques modales et structurales ainsi obtenues sont ensuite utilisées pour surveiller l'état et prolonger la durée de vie opérationnelle de la structure, tout en prévenant sa dégradation.

L'objectif principal de cette étude est de procéder à une comparaison détaillée de deux modèles de fissuration, en évaluant initialement leurs fréquences naturelles calculées par rapport à celles obtenues expérimentalement. Ensuite, une analyse comparative de ces modèles est menée en appliquant une méthode d'identification des dommages. Cette analyse implique la variation de divers paramètres caractérisant la fissure (profondeur, position, nombre) ainsi que les paramètres de la structure de la poutre endommagée (longueur, matériau, conditions aux limites, discrétisation).

Pour ce faire, nous avons structuré le mémoire de sorte qu'il comporte 4 chapitres.

Ces chapitres représentent :

Le chapitre I propose une recherche bibliographique centrée principalement sur les méthodes d'identification des endommagements, recensées à partir d'une sélection bibliographique exhaustive.

Le chapitre II rappelle la méthode des éléments finis ainsi que l'élaboration d'un modèle mathématique d'éléments finis pour les poutres étudiées dans ce travail.

Dans le chapitre III, sont exposés les modèles de fissuration, notamment le modèle proposé par M.H.F. Dado et al. ainsi que le modèle basé sur la réduction de la rigidité E.

Le chapitre IV expose une méthode d'identification d'endommagements qui sera appliquée avec les modèles de fissuration discutés dans le chapitre III.

Le chapitre IV expose une méthode d'identification des endommagements qui sera mise en œuvre en conjonction avec les modèles de fissuration discutés dans le chapitre III.

Et enfin une conclusion.

Chapitre I. Étude bibliographique

I.1 Introduction

Les endommagements dans les structures mécaniques se manifestent par la présentation des déformations constantes dans un élément de structure et la réduction de rigidité des matériaux. Ces structures sont soumises à des charges importantes telles que le poids des équipements, les forces du vent, les séismes et les vibrations introduites par les bruits des machines.

Cela entraîne une détérioration du comportement physique de la structure ce qui peut conduire à une rupture.

Pour prévenir des défaillances structurales, réduire les risques pour la sécurité et optimiser la maintenance et la réparation, la détection précoce de ces endommagements est essentielle. Diverses techniques de surveillance sont utilisées à ces effets, telles que la surveillance des vibrations, la surveillance acoustique, la thermographie, la radiographie, la magnétoscopie, l'ultrason et la tomographie. Ces méthodes permettent de collecter des données qui sont ensuite analysées pour détecter les signes d'endommagements, en identifiant leur localisation, leur étendue et en évaluant leur gravité.

Ce travail vise donc à explorer les différents types d'endommagements susceptible d'affecter les structures de génie mécanique et génie civil, en étudiant les mécanismes de leur formation, les facteurs influençant leur occurrence, ainsi que les méthodes disponibles pour les détecter et les évaluer.

I.2 L'endommagement des structures

Une structure mécanique à des chargements dynamiques peut subir de grandes variations dans son comportement selon la nature des sollicitations, allant de la phase de déformation élastique, la phase plastique jusqu'à la rupture dans le cas d'endommagement. La présence de ce dernier entraîne des dégradations des propriétés mécaniques des matériaux.

I.3 Détection d'endommagement

Pour évaluer l'état d'une structure, on utilise généralement deux types de techniques : Destructives et non destructives. Les techniques non destructives sont largement privilégiées par les chercheurs en raison de non dégradation des matériaux qu'offre cette méthode.

I.3.1 Méthode de contrôle non destructif :

Le contrôle non destructif (CND) englobe un ensemble de méthodes qui permettent d'évaluer d'intégrité des structures industrielles sans les dégrader, soit durant la fabrication ou pendant leur utilisation.

Il est donc nécessaire de définir la taille acceptable de défaut et ensuite les détecter sans détruire la pièce.

De nombreux ouvrages traitant l'endommagement offrent quelques méthodes de contrôle non destructif (CND) : Les méthodes détectant les défauts en surface ou de faibles profondeurs et les méthodes sensibles aux défauts dans la masse. Voici quelques techniques les plus connues de ce type :

- Les techniques basées sur les caractéristiques mécaniques.
- Les contrôles par rayon X.

- Les émissions acoustiques.
- Les techniques à base d'ultra-sons.
- Les micro-ondes.
- Les courants de corrosion.
- La radiographie.

I.3.2 Surveillance de l'état de la structure

Les méthodes de détection de l'endommagement ont contribué au développement de la SHM (Structural Health Monitoring). L'endommagement de la structure peut être défini comme un changement introduit au système, qui affecte ses performances présentes et futures (doebling et al) [1].

Un système de classification de détection de l'endommagement a été donné par Rytter[2] comprenant quatre niveaux :

- Niveau 1 : détection de la présence d'endommagement dans la structure.
- Niveau 2 : identification du type d'endommagement et de sa localisation.
- Niveau 3 : quantification de la sévérité de l'endommagement.
- Niveau 4 : prédiction de la durée de vie résiduelle.

Shon et al [3] ainsi que Worden et Dulieu-Batron [4] ont ajouté une étape de classification entre les niveaux 2 et 3. Selon eux la surveillance de l'intégrité des structures doit s'effectuer selon cinq étapes :

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

Ces dernières années, la méthode de détection basée sur les données vibratoires occupe une place importante dans la recherche dans le domaine SHM. De nombreux articles présentés dans les conférences dédiées à la SHM, montrent un développement considérable de techniques d'acquisition de données et d'algorithmes de diagnostic. Ces avancées ont trouvé des applications concrètes dans divers domaines tels que le génie civil, l'aéronautique, les plateformes offshore pétrolières et les pipelines souterrains.

I.4 Méthodes de détection et localisation des endommagements

Il existe plusieurs méthodes pour la détection et la localisation des endommagements. Notre étude a évalué une méthode représentative de chaque catégorie de ces méthodes.

I.4.1 Méthodes basées sur des données vibratoires

Les vibrations font généralement référence à un mouvement périodique dans le domaine élastique d'une structure autour d'une position d'équilibre. Les méthodes basées sur les données vibratoires est que l'endommagement altère la raideur, la masse ou l'amortissement de la structure, ce qui affecte la réponse dynamique de cette dernière, notamment ses fréquences naturelles, ses modes de vibration et

ses coefficients d'amortissement. Par conséquent, ce changement dans les propriétés dynamiques et intuitivement exploité pour localiser et quantifier l'endommagement dans la structure.

I.4.2 Fréquences naturelles

Parmi tous les paramètres dynamiques, les fréquences naturelles sont les plus facilement mesurables. Pendant plusieurs décennies, l'inspection des changements de fréquences naturelles a été l'approche principale dans les méthodes basées sur les données vibratoires, notamment à une époque où l'analyse modale expérimentale n'était pas encore largement établie. Cette méthode d'inspection des changements de fréquence naturelle captivait la majorité des recherches dans le domaine.

L'investigation systématique du changement dans la détection d'endommagement peut être attribuées à Adams et al [5]. Ainsi qu'à Cawley et Adam [6]. Partant que le changement de raideur est indépendant de celui des fréquences, le rapport de changement de fréquences entre deux modes est fonction uniquement de la localisation de l'endommagement. Des expériences ont été menées sur une plaque d'aluminium présentant un défaut sous forme d'un trou rectangulaire, ainsi que sur une plaque composite en polymère renforcé de fibres de carbone, avec des défauts sous forme de fissures et d'écrasement.

Des résultats satisfaisants ont été obtenus en utilisant un modèle par éléments finis pour localiser les endommagements sur la plaque d'aluminium. Cependant, pour la plaque composite, les résultats n'étaient pas concluants.

Stubbs et Osegueda [7][8] ont développé une approche de détection de l'endommagement basée sur le changement de fréquence naturelles, fondée sur le critère de Cawley-Adams. Friswell et al [9] ont également affiné ce critère en introduisant des analyses statistiques sur les scénarios d'endommagement.

Palacz et Krawczuk [10] ont comparé différentes méthodes basées sur les données vibratoires, y compris le critère de Cawley-Adams, pour la détection d'endommagement sur des poutres fissurées. Leur travail indique que le changement dans les deux premières fréquences, sans erreurs de mesure, peuvent détecter avec succès la position et la profondeur de la fissure.

Cependant, comme mentionné par Friswell et penny [9], l'identification des endommagements uniquement à partir du changement de fréquences naturelles présente des limitations pratiques dans certaines applications. Par exemple, le changement de fréquences est plus influencé par la température et l'humidité que par l'endommagement lors de l'inspection des ponts (Ferrar et al) [11].

Guemes et al [12] ont essayé de localiser les endommagements sur la base des informations de fréquence naturelle uniquement.

En effet, bien que les fréquences naturelles fournissent des informations sur la nature globale de la structure, elles sont souvent insensibles aux endommagements naissants, surtout lorsqu'ils se situent dans des régions à faibles contraintes.

I.4.3 Déformées propres

Les déformées propres représentent les distributions spatiales des amplitudes associées à chaque fréquence de résonance « Le modal assurance Criterion (MAC) » ainsi que ses dérivés ont été développés

au cours des dernières décennies en tant qu'outils permettant d'explorer les caractéristiques modales spatiales, comme indiqué par Allemang [13].

Le coefficient MAC est considéré comme indice de similarité entre de modes supposons que φ^A de taille $n \times m_A$ et φ^B de taille $n \times m_B$ représente deux ensembles de déformées modales correspondant respectivement, aux états A et B ou n est le nombre de degré de liberté. m_A et m_B sont, respectivement, le nombre de mode à considérer de l'état A et B. Le coefficient de MAC est défini par :

$$MAC_{j,k} = \frac{|\sum_{i=1}^n \varphi_{i,j}^A \varphi_{i,k}^B|^2}{\sum_{i=1}^n (\varphi_{i,j}^A)^2 \cdot \sum_{i=1}^n (\varphi_{i,k}^B)^2} (\forall j = 1, \dots, m_A, \forall k = 1, \dots, m_B) \quad (I.1)$$

La valeur de $MAC_{j,k}$ peut être employée comme indicateur d'endommagement. Lorsque le coefficient MAC est de 1, les deux modes sont parfaitement corrélés, en revanche si le coefficient MAC est de, les deux modes sont non corrélés.

West[14] est vraisemblablement le pionnier dans la proposition d'une étude systématique utilisant le MAC comme un indicateur statistique. Cette méthode établit une corrélation entre les déformées propres d'une structure intacte et celles d'une structure endommagée, sans nécessiter le recours à la méthode des éléments finis.

Un critère supplémentaire largement adopté est le COMAC (Coordinate Modal Assurance Criterion), Qui procède à l'identification des coordonnées où deux ensembles de vecteurs propres ne correspondent pas, comme mentionné par Liever et Ewins [15].

Lorsque $m_A=m_B$ les coefficients du «Coordinate Modale Assurance Criterion (CoMAC) » sont employés afin de repérer les emplacements où les déformées modales présentent une absence de corrélation :

$$CoMAC_i = \frac{|\sum_{j=1}^m \varphi_{i,j}^A \varphi_{i,j}^B|^2}{\sum_{j=1}^m (\varphi_{i,j}^A)^2 \cdot \sum_{j=1}^m (\varphi_{i,j}^B)^2} (\forall i = 1, \dots, m) \quad (I.2)$$

L'exploitation de ces deux méthodes pour la détection d'endommagement a produit des résultats satisfaisants dans certaines situations. Cependant, leur application se limite essentiellement aux données numériques et leur utilisation tend actuellement à être remplacée par des méthodes plus sensibles.

De plus, Ratcliffe [16] a avancé une approche de détection d'endommagement exclusivement fondée sur les modes de déformation propres. La localisation des endommagements peut être réalisée en utilisant une approximation par différences finies de l'opérateur Laplacien appliquée aux vecteurs propres.

I.4.4 Méthodes dans le domaine des fréquences FRF (Frequency Response function)

Les fonctions de réponse fréquentielle (FRF) fournissent une description du domaine fréquentiel du système, et sont largement employées dans le domaine de la dynamique des structures et de l'identification des systèmes mécaniques. Elles permettent d'extraire les fréquences de résonances, d'estimer les vecteurs propres et les coefficients d'amortissement, et de vérifier les matrices de masse, de raideur et d'amortissement. De nombreuses méthodes de détection des endommagements liées

directement ou indirectement, à l'analyse des paramètres modaux à partir des FRF. Cela suggère que les informations contenues dans les données FRF peuvent être directement exploitées pour détecter les endommagements.

Wang et al [17] ont élaboré un algorithme pour repérer et quantifier les endommagements en utilisant directement les données FRF acquises. Ils ont calculé un vecteur d'endommagement, identifiant la localisation et l'ampleur de ces altérations, à partir des déviations observées dans les équations de la FRF.

Mottershead et al [18] ont étudié la possibilité de détecter les endommagements en se basant sur des équations FRF rationnelles. Leur recherche part du constat que les endommagements peuvent intensifier le comportement non linéaire d'une structure. Des méthodes ont été développées pour extraire ces altérations des données FRF, dans le but de localiser et d'évaluer l'ampleur des endommagements, comme discuté par Vanhoenacker et al [19].

Kirmscher [20] a examiné les effets des fissures sur la réponse structurale en simplifiant les sections du modèle à l'aide de méthode énergétiques.

Lifshitz et Rotem [21] ont suggéré l'utilisation de mesures vibratoires comme méthode de détection des endommagements. Ils ont remarqué des variations dans les amplitudes dynamiques, possiblement liées à des changements de fréquence. Signalant ainsi la présence d'endommagement.

Cawley et Adams [6] ont avancé une méthode de détection des endommagements pour les matériaux composites basées sur les variations de fréquence. Ils ont formulé un terme d'erreur en associant les changements de fréquence à ceux supposés d'un modèle basé sur une réduction de rigidité.

En 2014, SC Mohand et DK Maiti [22] ont développé un algorithme d'optimisation PSO (Particle Swarm Optimization) qui s'appuie sur la fonction de réponse en fréquence (FRF) pour la détection et la caractérisation de défauts des structures présentant une variété de défauts.

I.4.5 Méthode par l'énergie de déformation

Yang et al [23] ont utilisés la propriété de l'invariance d'énergie de déformation modale élémentaire pour localiser l'endommagement. Dans cette méthode, l'énergie de déformation modale est décomposée en deux parties qui définissent deux indicateurs d'endommagement.

Le premier paramètre correspond au taux de variation de l'énergie de déformation modale en compression, tandis que le second représente le taux de variation de l'énergie modale de torsion. L'évaluation de l'énergie de déformation modale a été réalisée à l'aide de formes modales incomplètes et de matrices de raideur élémentaires. Plusieurs cas d'endommagement ont été obtenus sur une plateforme pétrolière en mer. Les résultats obtenus ont démontré l'efficacité et la précision de la méthode de détection des endommagements sur des structures complexes.

La différence entre les structures endommagées et non endommagées a été déterminé en prenant l'indicateur $\Delta\phi_i$ qui est donné par :

$$\Delta\phi_i = \left(\frac{w_i^s}{w_i^{end}} \right)^2 \phi_i^{end} - \phi_i^s \quad (I.3)$$

D'où w_i^s et w_i^{end} sont les pulsations du $i^{\text{ème}}$ mode de la structure saine et celle endommagée, ϕ_i^s et ϕ_i^{end} sont la $i^{\text{ème}}$ forme de mode de déformation de la structure saine et endommagée.

Brehm et al [24] ont réussi à localiser et quantifier l'endommagement en élaborant une méthode

Qui repose sur un modèle mathématique pur enrichi par des données physiques provenant d'un modèle numérique basé sur l'énergie de déformation modale.

Pour localiser et quantifier les endommagements sur les poutres dans différentes conditions aux limites, Dixit et al [25] ont obtenu des résultats expérimentaux qui démontrent la robustesse de leur approche, ils ont présenté une méthode fondée sur l'énergie de déformation modale, dérivée des fréquences naturelles et des modes de vibration associés.

En 2007, Tiachacht et Bouazzouni [26] ont développé une nouvelle formulation de l'indicateur d'endommagement initialement proposé par Cornwell. Leur approche a ensuite élargi le concept de l'indicateur en passant de l'énergie de déformation à l'utilisation de l'énergie cinétique des structures avant et après l'endommagement, établissant ainsi une fondation pour le recalage des modèles élément finis.

I.4.6 Méthode de recalage des matrices de masse de raideur

La méthode de recalage basée sur la notion de l'erreur en relation de comportement. L'évaluation de la précision des prédictions est effectuée par le calcul de l'erreur globale. Si cette dernière dépasse le seuil d'erreur spécifié par l'utilisateur, le processus itératif de recalage paramétrique est déclenché en deux phases distinctes :

a) Étape de localisation :

Cette phase vise à repérer les zones abritant les défauts principaux lors de la modélisation initiale. Ces zones sont présumées être responsables des écarts entre les prédictions et le comportement réel de la structure. Leur détection repose sur l'analyse des erreurs locales élémentaires.

b) Étape de correction :

Au cours de cette phase un processus d'optimisation paramétrique est engagé pour minimiser la fonction objective. Cette optimisation vise à ajuster les paramètres de conception uniquement dans les zones identifiées lors de l'étape de localisation. Après chaque itération, l'erreur globale est recalculée. Si les résultats ne sont pas satisfaisants, le processus est répété jusqu'à ce que le niveau d'erreur toléré, défini par l'utilisateur soit atteint. L'itération cesse dès que ce seuil est atteint.

Fritzen et al [27] ont étudié la possibilité de modélisation des erreurs et leur influences pour l'exactitude de la localisation des défauts et ont présenté une approche pour des résultats plus fiables. Un intérêt particulier est porté à la sélection du paramètre pour traiter les équations de la sensibilité inverse mal posées.

La méthode de recalage du modèle fondée sur la sensibilité, a été abordée par Zang et Imregun [28] en vue de la détection et la localisation de défauts au sein d'une structure. Hemez et Farhat [29] ont exploité la réponse fréquentielle pour ce recalage, en utilisant un ensemble d'équations linéaires basées sur la corrélation de la forme globale. Ils ont mis en œuvre une procédure d'élimination itérative pour localiser les défauts et estimer leur gravité. Les résultats ont démontré une bonne concordance entre la structure et le modèle de fréquence initial et la structure pourrait indiquer l'emplacement et la taille des

défauts. Cette approche de recalage basée sur la sensibilité et utilisant des données de réponse fréquentielle incomplètes, semble capable non seulement de détecter mais aussi d'estimer la quantité d'endommagements structurels.

Le choix de paramètres appropriés pour le recalage représente une étape critique dans l'application de cette méthode. En effet, un grand nombre de paramètres physiques et nécessaire pour définir un modèle élément finis standard, tandis que la disponibilité de données pour le recalage peut être limitée par rapport à la richesse de la connaissance de la structure.

Min et al [30] ont introduit une méthode visant à ajuster le modèle par élément finis (FEM) en prenant en compte sa sensibilité, en utilisant les fréquences naturelles et nulles. Ensuite, la technique du système simplifié amélioré et itératif (IIRS) a été exploitée pour réduire le nombre de libertés du modèle FEM. En troisième lieu, l'estimation de la matrice d'amortissement s'est effectuée à travers l'utilisation des rapports d'amortissement modaux dérivés par la méthode d'ajustement de courbe, ainsi que la matrice de modification obtenue par la mise à jour du modèle et la réduction des degrés de liberté. Cette approche de mise à jour du modèle FEM a été appliquée à une poutre en porte-à-faux réelle, fixée à un matériau amortissant sur un côté. Les résultats indiquent que cette méthode peut aboutir à une mise à jour précise du modèle pour les structures amorties.

I.4.7 Méthode basée sur la flexibilité dynamique

Cette méthode se base sur l'utilisation de la matrice de flexibilité pour évaluer les variations de la structure. La matrice de flexibilité étant l'inverse de la matrice de rigidité, est caractérisée par le déplacement engendré par l'application d'une force unitaire sur un degré de liberté spécifique, chaque colonne représentant ce déplacement. Elle peut être calculée à partir des modes propres normalisés relativement à la matrice de masse ($\varphi^t M \varphi = I$), ainsi que les fréquences propres correspondantes :

$$S = \varphi \Omega^{-1} \varphi^T = \sum_{i=1}^n \frac{1}{w_i^2} \varphi_i \varphi_i^T \quad (\text{I.4})$$

D'où w_i est la $i^{\text{ème}}$ pulsation propre de la structure.

Ω est la matrice diagonale des valeurs propres.

Représentant la matrice diagonale des rigidités modales donnée par :

$$\Omega = \text{diag}(w_1, w_2, \dots, w_n) \quad (\text{I.5})$$

$$\varphi = [\varphi_1 \varphi_2 \dots \varphi_n] \quad (\text{I.6})$$

φ_i est le $i^{\text{ème}}$ mode propre (forme de mode) et φ est la matrice des modes propre donnée par :

I.4.8 Amortissement

Les endommagements présents au sein d'une structure induisent généralement une variation de sa capacité d'amortissement, laquelle est fortement influencée par plusieurs paramètres tels que la

température, l'historique des charges, et les procédures de manipulation durant la fabrication. Cette complexité inhérente rend l'amortissement peu praticable comme indicateur de détection des endommagements structurels.

Frizzarin et al [31] ont présenté une méthode novatrice pour détecter les endommagements dans les structures en béton, basée sur une analyse de l'amortissement non linéaire à partir des réponses vibratoires mesurées. Leur approche a été validée sur des modèles à grande échelle de ponts en béton soumis à divers degrés d'endommagements sismiques simulés par des tests de table vibrante. En utilisant la technique de signature de décroissance stochastique, cette méthode a réussi à identifier l'amortissement non linéaire du pont associé aux endommagements causés par le tremblement de terre à partir de sa réponse aux vibrations environnementales. Les résultats ont montré que l'amortissement non linéaire augmentait à mesure que les endommagements s'aggravaient, avec une corrélation forte entre cette augmentation et la diminution de la rigidité structurelle. Ces conclusions mettent en lumière l'efficacité de l'amortissement non linéaire comme indicateur sensible de l'état d'endommagement dans les structures en béton.

Kawiecki [32] a exposé l'application des réseaux d'éléments piézoélectriques intégrés à la surface d'une structure pour déterminer les propriétés d'amortissement modal. Ces données sont cruciales pour détecter les endommagements structurels et évaluer la dynamique de la structure. Les propriétés d'amortissement sont dérivées des fonctions de transfert de fréquence résultantes, analysées au moyen de méthodes d'analyse modale conventionnelles.

Modena et al [33] ont indiqué qu'un avantage de l'utilisation des variation d'amortissement réside dans le fait que des fissures indétectables par le biais de variation de fréquences naturelles (attribuables à des incertitudes ou à une légère diminution des fréquences) peuvent entraîner les changements significatifs du facteur d'amortissement. De manière générale, il est reconnu que l'aggravation de la fissure se traduit par une augmentation du facteur d'amortissement.

Kyriazoglou et al [34] ont proposé la mesure de la capacité spécifique d'amortissement (Specific Damping Capacity (SDC)) pour la détection d'endommagements dans les matériaux composites. Le facteur SDC est défini par :

$$SDC = \frac{\Delta U}{U} \quad (I.7)$$

D'où ΔU et U représentent respectivement l'énergie dissipée dans un cycle et l'énergie totale stockée dans ce cycle.

Les techniques de détection basées sur la mesure d'amortissement sont capables de nous renseigner seulement sur l'existence de l'endommagement.

I.4.9 Courbure des déformés propres

Une approche de modalité populaire introduite par Pandey et al [35] est la méthode de courbure modale, qui a une meilleure stabilité aux endommagements que les valeurs MAC et COMAC de plus, la déformation est utilisée pour obtenir la forme expérimentale du mode de courbure plutôt que le déplacement ou l'accélération.

La méthode employée par Qiao, Lu, Iestari, et Wang [36] a été appliquée à la détection du délaminage dans les panneaux composites. Elle implique l'utilisation de deux systèmes de mesure et d'un capteur vibromètre pour quantifier la forme du mode de courbure. Par la suite, des algorithmes de détection d'endommagement innovants sont employés pour évaluer la localisation et l'ampleur du délaminage. Les inconvénients de la détection des dommages basée sur la courbure se traduisent généralement par des courbes avec des pics importants aux emplacements des dommages, mais peuvent également présenter des valeurs plus petites.

Dans les applications pratiques, il est souvent problématique de tirer des informations précises sur les endommagements à partir des courbures modales. Ciambella et Vestroni [37] ont résolu avec succès cette lacune en utilisant des solutions de perturbation. Leur approche démontre que les courbures modales peuvent ne pas fournir d'informations fiables sur les emplacements des endommagements si elles ne sont pas correctement traitées. Pour remédier à cela, les auteurs ont introduit une nouvelle procédure de filtrage de courbure qui permet de localiser efficacement les endommagements en se concentrant sur un seul mode.

I.4.10 Méthode non linéaire

Actis et Dimarogonas [38] ont développé un modèle par éléments finis de poutre pour étudier l'ouverture et la fermeture des fissures. Leur méthode consiste à déterminer l'état de la fissure en analysant le signe du moment reste constante malgré la présence de la fissure. Leurs résultats mettent en évidence les harmoniques générées lors des événements d'ouverture et de fermeture des fissures. Lin et Ewin [39] ont introduit une méthode de localisation des non-linéarités structurelles basée sur des essais modaux. Cette approche repose sur le recalage de modèles à partir de données modales obtenues à différents niveaux de réponse, permettant ainsi de localiser avec précision les non-linéarités.

Sinou et Lees [40] ont étudié les effets des fissures transversales, en se concentrant sur le comportement dynamique non linéaire résultant de leur présence dans les systèmes rotatifs. Leur objectif principal était d'identifier des indicateurs pour détecter la présence de fissures, en mettant en évidence les variations de fréquence et les composants harmoniques dans la réponse dynamique des arbres fissurés.

I.4.11 Méthode inverse

La détection des endommagements structurels constitue un défi majeur en ingénierie, impliquant la reconnaissance de la présence, de l'emplacement, et l'étendue des endommagements. Les méthodes courantes associent une analyse de sensibilités à des algorithmes pour réduire les écarts entre les données de vibration mesurées et les données analysées.

Chou et Ghaboussi (2001) [41] ont utilisé des mesures de déplacement statique pour repérer les altérations des caractéristiques des éléments structurels, intégrant les degrés de liberté non mesurés via des algorithmes génétiques pour une détection approximative des endommagements, même avec des contraintes de mesure limitées. Hoa et al (2002) [42] ont employé un algorithme génétique réel pour identifier les endommagements en comparant directement les changements avant et après ceux-ci, démontrant une détection fiable même avec des modèles analytiques imprécis.

Perera et Torres (2006) [43] ont proposé une méthode non conventionnelle, utilisant des algorithmes génétiques pour localiser les zones endommagées des structures, avec une validation sur des simulations de poutres endommagées et des données expérimentales de vibrations, prenant en compte l'effet du bruit

dans les données modales. Nanda et al (2012) [44] ont développé un algorithme basé sur l'optimisation des essaims de particules (PSO) pour identifier avec précision des fissures dans les poutres, offrant une méthode prometteuse pour localiser les endommagements.

Khatir et al (2015) [45] ont présenté une approche combinant la méthode des éléments finis avec la décomposition orthogonale avec fonction de base radial (POD-RBF) couplée à des algorithmes génétiques et PSO, démontrant une grande précision dans la détection et la localisation des endommagements.

Tiachacht et al (2018) [46] ont développé une méthode d'identification et de quantification des endommagements aux structure 2D et 3D, utilisant un algorithme génétique pour comparer les paramètres mesurés et calculés, montrant une précision et une efficacité remarquables dans l'estimation des endommagements.

Kaur et al (2020) [47] ont proposé un algorithme s'inspirant des comportements d'essaim pour résoudre des problèmes d'optimisation, évaluant sa performance sur une variété de problèmes de test.

I.5 Conclusion

Ce chapitre présente une revue bibliographique détaillée des méthodes de détection des endommagements basées sur l'analyse vibratoire des structures. L'identification des endommagements repose sur plusieurs paramètres, notamment les paramètres modaux tels que les fréquences propres, les modes propres et les courbures modales, ainsi que la flexibilité.

Chapitre II. Méthode des éléments finis

II.1 Introduction

La méthode des éléments finis constitue une technique numérique pour la résolution approchée des équations aux dérivées partielles. Essentiellement, elle consiste à substituer un problème complexe, dont la solution exacte est inconnue, par un ensemble de problèmes plus simples et solubles. En pratique, cette méthode est majoritairement implémentée par le biais de logiciels de calcul informatiques, qui sont actuellement très répandus et utilisés de manière extensive dans le secteur industriel comme aérospatial, automobile, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique... Entre autres, la phase de conception et de réalisation est liée aux essais théoriques et aux simulations. Ces activités revêtent d'une importance cruciale pour garantir la sécurité des utilisateurs ainsi que la rentabilité des fabrications.

II.2 La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode de résolution approchée d'équations aux dérivées partielles. D'une manière plus humoristique, il s'agit de remplacer un problème compliqué, pour lequel à priori on ne connaît pas de solution, par un problème plus simple que l'on sait résoudre. D'une manière pratique, la méthode est en grande majorité des cas mise en œuvre via des codes de calcul informatiques. Ces outils de calcul sont aujourd'hui largement utilisés dans l'industrie.

L'objectif de la méthode est de déterminer des fonctions inconnues telles que les fonctions déplacements, contraintes ou déformations, dépendant du temps. On parle du "champs" de déplacement, de contraintes ou de déformation pour indiquer qu'il y a autant de fonctions inconnues que de points différents. Un champ de fonction regroupe une infinité de fonctions inconnues. Alors, la connaissance du champ est équivalente à celle d'une infinité de scalaires correspondant aux valeurs de la fonction en chaque point. Étant donné que l'infini est difficile à atteindre, nous allons utiliser une méthode de discrétisation pour simplifier le problème. La méthode retenue consiste à rechercher une solution approchée aux fonctions inconnues sous forme d'une somme finie de fonctions connues pondérées par des coefficients inconnus à déterminer.

Dans ce qui suit, nous adopterons les hypothèses suivantes :

- Les déplacements et les déformations sont petits.
- Le comportement du matériau est élastique et linéaire.
- Le matériau est homogène et isotrope.

II.2.1 Démarche d'élément fini

Les principales étapes de la construction d'un modèle élément finis sont les suivantes :

- a. Formulation du problème :** cette phase initiale implique la définition précise du problème physique à résoudre, y compris l'établissement des conditions aux limites, des propriétés matérielles, des charges appliquées, etc.
- b. Discrétisation du domaine :** le domaine physique est subdivisé en éléments finis de géométrie simples, tels que des triangles, des quadrilatères, des tétraèdres ou des hexaèdres.
- c. Formulation des équations :** les équations qui décrivent le comportement du système sont formulées en termes de variables nodales inconnues associées à chaque élément fini.

- d. **Sélection des fonctions d'interpolation** : des fonctions d'interpolation, généralement basées sur des polynômes, sont choisies pour approximer les solutions à l'intérieur de chaque élément fini.
- e. **Assemblage de la matrice globale** : les équations provenant de chaque élément fini sont assemblées pour former une matrice globale représentant le système dans son ensemble.
- f. **Application des conditions aux limites** : les conditions aux limites sont incorporées en modifiant la matrice globale et le vecteur de charge.
- g. **Résolution numérique** : la solution numérique est obtenue en résolvant la matrice globale pour les valeurs nodales inconnues.
- h. **Validation et analyse des résultats** : les résultats sont validés en les comparant à des résultats expérimentaux ou analytiques connus. Une analyse de sensibilité est également réalisée pour évaluer l'impact des paramètres sur les résultats.
- i. **Optimisation** : si nécessaire, des ajustements sont apportés aux paramètres du modèle afin d'optimiser ses performances.
- j. **Interpolation et rapport** : les résultats sont interprétés et communiqués aux parties prenantes à travers la rédaction d'un rapport détaillé exposant les conclusions et les recommandations.

II.2.2 Description d'un défi mécanique

En règle générale, le défi réside dans la détermination de l'état d'une structure sous l'effet de charges ou de sollicitations.

La structure est caractérisée par :

- Sa géométrie.
- Un ou plusieurs matériaux.

Elle est soumise à des sollicitations :

- Des efforts volumiques ou surfaciques.
- Des déplacements imposés (nuls ou non nuls).
- Des températures, des flux de chaleur, ...
- Des vitesses, ...

On souhaite connaître :

- Les déplacements en tout point.
- Les déformations et les contraintes en tout point.
- Les fréquences propres.
- etc.

II.2.2.1 Approximation des déplacements

La méthode des éléments finis implique l'analyse de quatre variables nodales, à savoir les déplacements nodaux transversaux $\vartheta_{i(t)}$ et $\vartheta_{j(t)}$ et les rotations au niveau des nœuds $\theta_{i(t)}$ et $\theta_{j(t)}$, ainsi notre objectif sera de trouver une approximation polynomiale cubique à quatre paramètres $a_1(t), a_2(t), a_3(t), a_4(t)$

$$\vartheta(x, t) = a_1(t) + a_2(t)x + a_3(t)x^2 + a_4(t)x^3 \quad (\text{II.1})$$

En notation vectorielle :

$$\vartheta(x, t) = \langle 1 \ x \ x^2 \ x^3 \rangle \begin{Bmatrix} a_1(t) \\ a_2(t) \\ a_3(t) \\ a_4(t) \end{Bmatrix} \quad (\text{II.2})$$

Pour déterminer les paramètres $a_1(t), a_2(t), a_3(t), a_4(t)$, nous allons appliquer les conditions suivantes :

$$\vartheta(0, t) = \vartheta_i(t) = a_1(t) \quad (\text{II.3})$$

à $x = 0$

$$\frac{\partial \vartheta(0, t)}{\partial x} = \theta_i(t) = a_2(t) \quad (\text{II.4})$$

$$\vartheta(l_e, t) = \vartheta_j(t) = a_1(t) + a_2(t)l_e + a_3(t)l_e^2 + a_4(t)l_e^3 \quad (\text{II.5})$$

à $x = l_e$

$$\frac{\partial \vartheta(l_e, t)}{\partial x} = \theta_j(t) = a_2(t) + 2a_3(t)l_e + 3a_4(t)l_e^2 \quad (\text{II.6})$$

En exprimant l'équation sous forme matricielle :

$$\begin{Bmatrix} \vartheta_i(t) \\ \theta_i(t) \\ \vartheta_j(t) \\ \theta_j(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & l_e & l_e^2 & l_e^3 \\ 0 & 2l_e & 0 & 3l_e^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1(t) \\ a_2(t) \\ a_3(t) \\ a_4(t) \end{Bmatrix} \quad (\text{II.7})$$

En inversant l'équation nous trouverons le vecteur des paramètres d'approximation $\{a_{i(t)}\}$ ($i=1 \dots 4$), puis en remplaçons dans l'approximation générale, nous aboutissons à l'approximation nodale suivante :

$$\vartheta(x, t) = [N(x)]\{\vartheta_e(t)\} \quad (\text{II.8})$$

Avec :

$$[N_{(x)}] = [N_1(x) \ N_2(x) \ N_3(x) \ N_4(x)] \quad (\text{II.9})$$

Dans lequel les fonctions de forme sont données comme suite :

$$N_1(x) = 1 - \frac{3x^2}{l_e^2} + \frac{2x^3}{l_e^3} \quad (\text{II.10})$$

$$N_2(x) = x - \frac{2x^2}{l_e} + \frac{x^3}{l_e^2} \quad (\text{II.11})$$

$$N_3(x) = \frac{3x^2}{l_e^2} - \frac{2x^3}{l_e^3} \quad (\text{II.12})$$

$$N_4(x) = -\frac{x^2}{l_e} + \frac{x^3}{l_e^2} \quad (\text{II.13})$$

D'où finalement la fonction des déplacements transversaux $\vartheta_{(x,t)}$ est approximée à :

$$\begin{aligned} & \vartheta(x, t) \\ &= \left\{ 1 - \frac{3x^2}{l_e^2} + \frac{2x^3}{l_e^3} \quad x - \frac{2x^2}{l_e} + \frac{x^3}{l_e^2} \quad \frac{3x^2}{l_e^2} - \frac{2x^3}{l_e^3} \quad -\frac{x^2}{l_e} + \frac{x^3}{l_e^2} \right\} \begin{Bmatrix} \vartheta_i(t) \\ \theta_i(t) \\ \vartheta_j(t) \\ \theta_j(t) \end{Bmatrix} \quad (\text{II.14}) \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{xx} = -y \frac{\partial^2 \vartheta(x)}{\partial x^2} = -y \frac{\partial^2 [N(x)]}{\partial x^2} \{\vartheta_e(t)\} = [B(x)] \{\vartheta_e(t)\} \quad (\text{II.15})$$

II.2.2.2 Approximation des déformations :

$$[B(x)] = \frac{\partial^2 [N(x)]}{\partial x^2} \quad (\text{II.16})$$

Avec :

$$= -\frac{y}{l_e^3} [(12x - 6l_e) \ l_e(6x - 4l_e) \ - (12x - 6l_2)l_e(6x - 2l_e)] \quad (\text{II.17})$$

y signifie la distance qui sépare la fibre moyenne et les autres fibres de la poutre.

II.2.2.3 Approximation des contraintes :

La contrainte uni-axiale des fibres est exprimée de la manière suivante :

$$\sigma_{xx} = E \varepsilon_{xx} = E [B(x)] \{\vartheta_e(t)\} \quad (\text{II.18})$$

II.2.3 Matrice de masse et de raideur

La matrice élémentaire de raideur pour les éléments poutre peut être obtenue comme suit :

$$[K_e] = \int_{V_e} [B(x)]^T [D(M)] [B(x)] dV_e = E \int_0^{l_e} \left(\int_{S_e} dS_e \right) [B(x)]^T [B(x)] dx \quad (\text{II.19})$$

$$= \frac{E}{l_e^6} \left(\int_{S_e} y^2 dS_e \right) \int_0^{l_e} \begin{Bmatrix} (12x - 6l_e) \\ l_e(6x - 4l_e) \\ -(12x - 6l_e) \\ l_e(6x - 2l_e) \end{Bmatrix} \{ (12x - 6l_e)l_e(6x - 4l_e) \\ - (12x - 6l_e)l_e(6x - 2l_e) \} dx \quad (\text{II.20})$$

$$[K_e] = \frac{EI_z}{l_e^3} \begin{bmatrix} 12 & 6l_e & -12 & 6l_e \\ 6l_e & 4l_e^2 & -6l_e & 2l_e^2 \\ -12 & 6l_e & 12 & -6l_e \\ 6l_e & 2l_e^2 & -6l_e & 4l_e^2 \end{bmatrix} \quad (\text{II.21})$$

Où $I_z = \int_{S_e} y^2 dS_e$ est le moment d'inertie de la section droite.

La matrice élémentaire de masse :

$$[M_e] = \int_{V_e} [N(x)]^T \rho [N(x)] dV \quad (\text{II.22})$$

$$= \rho A \int_0^{l_e} \left(\begin{Bmatrix} N_1(x) \\ N_2(x) \\ N_3(x) \\ N_4(x) \end{Bmatrix} \{ N_1(x)N_2(x)N_3(x)N_4(x) \} \right) dx \quad (\text{II.23})$$

Avec $N_1(x), N_2(x), N_3(x)$ et $N_4(x)$ sont donnée par les équations de forme.

Après analyse analytique, la matrice élémentaire de masse est obtenue comme suit :

$$[M_e] = \frac{\rho A l_e}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22l_e & 54 & -13l_e \\ 22l_e & 4l_e^2 & 13l_e & -3l_e^2 \\ 54 & 13l_e & 156 & -22l_e \\ -13l_e & -3l_e^2 & -22l_e & 4l_e^2 \end{bmatrix} \quad (\text{II.24})$$

Où A est la section droite de l'élément poutre et ρ sa densité volumique.

II.2.4 Assemblage des matrices

Une fois que les propriétés des éléments (matrices et vecteurs des éléments) sont déterminées dans un cadre de référence global, l'étape suivante consiste à formuler les équations du système. Ce processus de formulation des équations à partir des propriétés des éléments reste identique, indépendamment du problème spécifique, du nombre et du type d'éléments employés.

L'assemblage des matrices et des vecteurs des éléments repose sur la condition de comptabilité aux nœuds. Cela implique sur les variables nodales inconnues sont identiques pour tous les éléments connectés à un nœud donné. En mécanique des solides et dans les problèmes structuraux, ces variables nodales généralisés tels que translations, rotations, courbures, ou autres dérivées spatiales des translations. Lorsque des déplacements généralisés sont associés à un même nœud, les raideurs et les charges nodales des éléments qui convergent vers ce nœud sont agrégées (additionnées).

Pour déterminer la rigidité nette et la charge nette au nœud considéré, définissons les variables suivantes : E pour le nombre total d'éléments et M pour les degrés de liberté nodaux, incluant à la fois les degrés de liberté limités et restreints. Soit Φ^T le vecteur de M degrés de liberté nodaux et $[K]$ la matrice caractéristique du système assemblé, de dimension $M \times M$. Etant donné que la matrice caractéristique de l'élément $[k^{(e)}]$ et le vecteur caractéristique de l'élément $\rho^{(e)}$ sont respectivement de dimensions $n \times n$ et $n \times 1$, avec les zéros ailleurs, la matrice globale et le vecteur caractéristique global sont obtenus par une sommation algébrique

$$[K] = \sum_{e=1}^E [K^{(e)}] \quad (\text{II.25})$$

Pour illustrer ce principe prenons l'exemple suivant où nous proposons l'assemblage de deux éléments de poutre.



Soient $[k^1]$ et $[k^2]$ les matrices de rigidité des éléments 1 et 2

Élément 1 :

$$[k^1] = \frac{E \cdot I}{L_1^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L_1 & -12 & 6L_1 \\ 6L_1 & 4L_1^2 & -6L_1 & 2L_1^2 \\ -12 & -6L_1 & 12 & -6L_1 \\ 6L_1 & 2L_1^2 & -6L_1 & 4L_1^2 \end{bmatrix}$$

Élément 2:

$$[k^2] = \frac{E \cdot I}{L_2^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L_2 & -12 & 6L_2 \\ 6L_2 & 4L_2^2 & -6L_2 & 2L_2^2 \\ -12 & -6L_2 & 12 & -6L_2 \\ 6L_2 & 2L_2^2 & -6L_2 & 4L_2^2 \end{bmatrix}$$

Élément 1 :

$$T_1^1 = \frac{E \cdot I}{L_1^3} (12 \cdot W_1 + 6L_1 \cdot \theta_1 - 12 \cdot W_2 + 6L_1 \cdot \theta_2)$$

$$M_1^1 = \frac{E \cdot I}{L_1^3} (6L_1 \cdot W_1 + 4L_1^2 \cdot \theta_1 - 6L_1 \cdot W_2 + 2L_1^2 \cdot \theta_2)$$

$$T_2^1 = \frac{E \cdot I}{L_1^3} (-12 \cdot W_1 - 6L_1 \cdot \theta_1 + 12 \cdot W_2 - 6L_1 \cdot \theta_2)$$

$$M_2^1 = \frac{E \cdot I}{L_1^3} (6L_1 \cdot W_1 + 2L_1^2 \cdot \theta_1 - 6L_1 \cdot W_2 + 4L_1^2 \cdot \theta_2)$$

Élément 2 :

$$T_2^2 = \frac{E \cdot I}{L_2^3} (12 \cdot W_2 + 6L_2 \cdot \theta_2 - 12 \cdot W_3 + 6L_2 \cdot \theta_3)$$

$$M_2^2 = \frac{E \cdot I}{L_2^3} (6L_2 \cdot W_2 + 4L_2^2 \cdot \theta_2 - 6L_2 \cdot W_3 + 2L_2^2 \cdot \theta_3)$$

$$T_3^2 = \frac{E \cdot I}{L_2^3} (-12 \cdot W_2 - 6L_2 \cdot \theta_2 + 12 \cdot W_3 - 6L_2 \cdot \theta_3)$$

$$M_3^2 = \frac{E \cdot I}{L_2^3} (6L_2 \cdot W_2 + 2L_2^2 \cdot \theta_2 - 6L_2 \cdot W_3 + 4L_2^2 \cdot \theta_3)$$

Etant donné que le nœud 2 est commun aux éléments ① et ② on peut écrire :

$$T_2 = T_2^1 + T_2^2$$

Et

$$M_2 = M_2^1 + M_2^2$$

Ainsi la matrice de rigidité totale sera :

$$K_G = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L_1^2} & \frac{6EI}{L_1} & -\frac{12EI}{L_1^3} & \frac{6EI}{L_1^2} & 0 & 0 \\ \frac{6EI}{L_1^2} & \frac{4EI}{L_1} & -\frac{6EI}{L_1^2} & \frac{2EI}{L_1} & 0 & 0 \\ -\frac{12EI}{L_1^3} & -\frac{6EI}{L_1^2} & \frac{-12EI}{L_1^3} + \frac{12EI}{L_2^3} & \frac{-6EI}{L_2^2} + \frac{6EI}{L_2^2} & -\frac{12EI}{L_2^3} & \frac{6EI}{L_2^2} \\ \frac{6EI}{L_1^2} & \frac{2EI}{L_1} & \frac{-6EI}{L_1^2} + \frac{6EI}{L_2^2} & \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L_1} & -\frac{6EI}{L_2^2} & \frac{2EI}{L_2^2} \\ \frac{12EI}{L_1^2} & \frac{6EI}{L_1} & -\frac{12EI}{L_2^3} & -\frac{6EI}{L_2^2} & \frac{12EI}{L_2^3} & -\frac{6EI}{L_2^2} \\ 0 & 0 & \frac{6EI}{L_2^3} & \frac{2EI}{L_2^2} & -\frac{6EI}{L_2^3} & \frac{4EI}{L_2^2} \\ 0 & 0 & \frac{6EI}{L_2^2} & \frac{2EI}{L_2} & -\frac{6EI}{L_2^2} & \frac{4EI}{L_2} \end{bmatrix}$$

II.2.5 Conditions aux limites

Pour fixer la structure au sol, des conditions d'appuis sont établies afin de garantir la stabilité globale. Selon les degrés de liberté fixés, ces supports peuvent prendre la forme d'appuis ponctuels, de rotules ou l'encastrement. Ils peuvent également impliquer des restrictions sur les déplacements ou les imposer.

II.3 Dynamique des structures

II.3.1 Introduction

L'objectif fondamental de l'analyse dynamique d'une structure est de quantifier les déplacements, les déformations et les contraintes engendrés par des chargements thermomécaniques variés. Cette évaluation revêt une importance capitale dans plusieurs secteurs industriels, où il est crucial de déterminer les capacités de charge des structures pour leur conception et leur dimensionnement, ainsi que leur capacité à absorber l'énergie dissipée.

II.3.2 Méthode des éléments finis en dynamique

Il existe deux principales catégories de méthodes pour détecter les endommagements dans les structures mécaniques : celles qui reposent sur modèle analytique de leur comportement et celle qui ne le font pas.

Pour les méthodes de premier type, un ensemble de paramètres est préalablement défini pour modéliser la structure étudiée ainsi que les mécanismes d'endommagements envisagés. L'état d'endommagement est alors identifié en observant les variations de ces paramètres. Les modèles par éléments finis sont souvent utilisés dans cette approche.

II.3.3 Principe de la méthode des éléments finis en dynamique

La méthode des éléments finis repose sur la partition d'une structure continue en éléments finis, des sous-domaines géométriquement simples. Chaque élément fini représente une approximation locale de la solution plutôt que de traiter la structure entière d'un seul tenant. En utilisant des coordonnées généralisées pour les paramètres physiques, on peut formuler les conditions d'équilibre inter-élément. Finalement le problème est résolu en appliquant la méthode des déplacements.

Il y a plusieurs sortes de formulations d'éléments finis en mécanique des structures : formulation déplacements, contraintes, hybrides et mixtes (à plusieurs champs).

Dans la démarche fondamentale de la méthode des éléments finis, il faut distinguer trois aspects :

- La discrétisation de la structure en éléments,
- Le choix d'une approximation pour chaque élément,
- Le choix des coordonnées généralisées « physiques » (déplacements nodaux) pour chaque élément.

L'une des méthodes les plus utilisées en dynamique qui est basée sur une discrétisation spatiale par éléments finis de type déplacements, qui nous permet de faire l'étude du comportement dynamique d'une structure par la connaissance des déplacements aux nœuds en fonctions du temps est la méthode des déplacements. Nous pouvons mettre en évidence les différentes étapes de calcul comme suite de cette méthode considérée successivement :

- La discrétisation spatiale du domaine en éléments finis,
- La formulation au niveau de l'élément,
- La formulation globale après assemblage.

II.4 Étude des systèmes à n degrés de liberté

II.4.1 Systèmes non amorti en mouvement libre– Calcul modal

Dans ce cas l'équation d'équilibre dynamique se réduit à

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0 \quad (\text{II.26})$$

Nous cherchons une solution de la forme

$$x = X e^{j\omega t} \quad (\text{II.27})$$

Où X : Est le vecteur des amplitudes.

Cela nous conduit au système suivant

$$([K] - \omega^2[M])\{X\} = 0 \quad (\text{II.28})$$

Qui est le problème aux valeurs et aux vecteurs propres qui permettra d'obtenir les valeurs ω_i , et les vecteurs $\{\phi\}_i$ correspondants.

Les vecteurs $\{\phi\}_i$ sont les formes modales ou formes propres, alors que chaque couple $(\omega_i, \{\phi\}_i)$ caractérise le $i^{\text{ème}}$ mode de vibration du système.

II.4.1.1 Calcul des valeurs propres :

Nous constatons que

$$\begin{cases} \{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_j = 0 \\ \{\phi\}_i^T [K] \{\phi\}_j = 0 \end{cases} \forall i \neq j \quad (\text{II.29})$$

Cela conduit à l'orthogonalité des modes par rapport aux matrices de masse et de raideur. Étant donné que $\{\phi\}$ est une matrice carrée, les matrices $\{\phi\}^T [M] \{\phi\}$ et $\{\phi\}^T [K] \{\phi\}$ seront des matrices diagonales.

Revenant à l'équation d'équilibre, nous avons

$$\omega_i^2 [M] \{\phi\}_i = [K] \{\phi\}_i \quad (\text{II.30})$$

En multipliant par $\{\phi\}_i^T$, il vient

$$\omega_i^2 = \frac{\{\phi\}_i^T [K] \{\phi\}_i}{\{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_i} = \frac{k_i}{m_i} \quad (\text{II.31})$$

Avec

$$k_i = \{\phi\}_i^T [K] \{\phi\}_i \text{ et } m_i = \{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_i \text{ étant la raideur et la masse modale associées au } i^{\text{ème}} \text{ mode.}$$

Cependant, si le système inclut plusieurs modes de corps rigide, ce qui signifie des fréquences nulles, la matrice $\{\phi\}^T [M] \{\phi\}$ ne sera pas diagonale.

II.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté principalement les formulations élémentaires et globales des matrices de raideurs et de masse utilisées dans le cadre d'analyse modale des structures de poutre d'Euler-Bernoulli, le développement élémentaire inclut la détermination des fonctions de forme permettant de discrétiser le problème continu en représentant les déplacements de chaque élément par rapport aux déplacements nodaux. Ensuite, les caractéristiques élémentaires telles que les matrices de rigidité et de masse sont calculées pour chaque élément. La formulation globale recherche quant à elle l'expression matricielle du principe des travaux virtuels pour l'ensemble de la structure, en fonction des déplacements inconnus de chaque nœud. Cela nécessite l'assemblage des caractéristiques élémentaires de tous les éléments. Enfin, nous avons fait un rappel sur les systèmes non amortis à n degrés de liberté.

Chapitre III. Détection d'endommagement

III.1 Introduction

En raison de leur importance pratique, le problème d'identification d'endommagements dans les structures a fait l'objet d'une enquête approfondie et de nombreuses méthodes ont été proposées. L'analyse vibratoire, en vue d'une maintenance prédictive et préventive, s'avère un outil pertinent utilisé depuis quelques décennies pour connaître "l'état de santé" d'une structure ou d'un équipement industriel. Son emploi vise à servir trois niveaux d'analyse, à savoir : la surveillance, le diagnostic et le suivi de l'état d'endommagement. Dans ce chapitre, nous allons présenter une méthode basée sur des données vibratoires (paramètres modaux) pour la détection d'endommagements dans des structures poutre basées sur les théories d'Euler-Bernoulli. Cette méthode est : la méthode basée sur la forme des courbures modales (FCM),

Les poutres représentent des éléments cruciaux dans divers domaines de l'ingénierie. Elles sont essentielles dans les applications mécaniques et aéronautiques, telles que les ailes d'avion et les pales d'hélicoptère, où elles sont utilisées comme poutres encastrees. De plus, dans le domaine de la construction civile, elles sont employées dans la construction de passerelles en porte-à-faux et de balcons. Les machines et les structures de construction doivent être conçues pour être flexibles et capables de supporter des niveaux élevés de contraintes. Ainsi, les meilleures conceptions de poutres encastrees visent à optimiser plusieurs critères, notamment la résistance maximale, la durabilité, le poids minimal et la rentabilité. Diverses techniques non destructives sont disponibles pour détecter d'éventuels dommages structuraux.

III.2 Comparaison des modèles :

III.2.1 Modèle de poutre saine choisie :

Le modèle élément fini de poutre développé est basé sur la théorie d'Euler-Bernoulli, où les variables nodales utilisées sont la déformation et sa première dérivée. Nous nous limitons aux vibrations de flexion pure autour de l'axe z , chaque nœud de cet élément fini disposant de 2 degrés de liberté : le déplacement transversal v selon l'axe y et la rotation θ autour de l'axe z

Les structures de poutre étudiées ont été modélisées en plusieurs éléments finis à l'aide d'un code de calcul Matlab.

III.2.2 Matrices élémentaires saines :

Les matrices élémentaires de raideur et de masse des éléments poutres saines utilisées sont définies comme suit :

$$[K_e] = \frac{EI_z}{l_e^3} \begin{bmatrix} 12 & 6l_e & -12 & 6l_e \\ 6l_e & 4l_e^2 & -6l_e & 2l_e^2 \\ -12 & -6l_e & 12 & -6l_e \\ 6l_e & 2l_e^2 & -6l_e & 4l_e^2 \end{bmatrix} \quad (\text{III.1})$$

$$[M_e] = \frac{\rho A l_e}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22l_e & 54 & -13l_e \\ 22l_e & 4l_e^2 & 13l_e & -3l_e^2 \\ 54 & 13l_e & 156 & -22l_e \\ -13l_e & -3l_e^2 & -22l_e & 4l_e^2 \end{bmatrix} \quad (III.2)$$

III.3 Modèles de poutre endommagées :

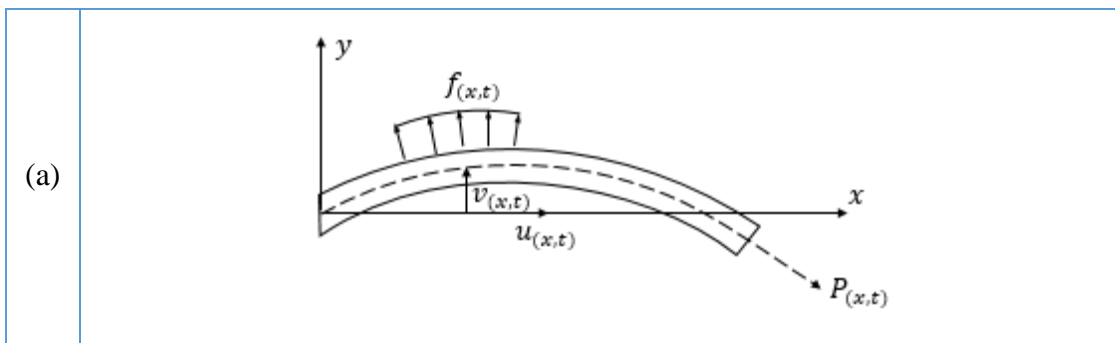
Plusieurs chercheurs ont contribué en proposant des méthodes pour caractériser la rigidité d'une structure affectée par des endommagements. Parmi ces contributions, nous avons sélectionné les modèles proposés par *M.H.F. Dado et al.* et une autre méthode qui est basée sur la réduction de la rigidité E d'un élément fini.

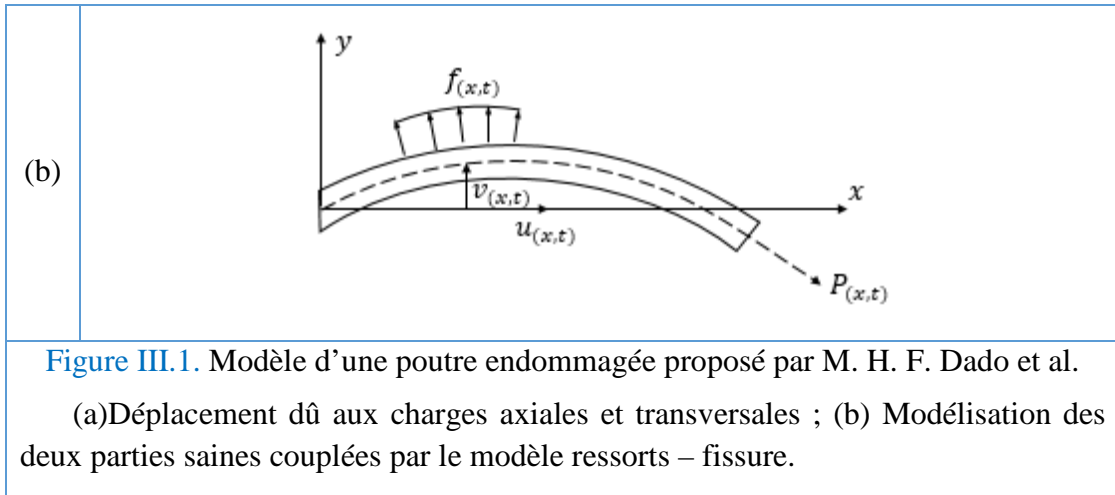
III.3.1 Modèle de M.H.F. Dado et al :

M.H.F. Dado et al ont analysé le comportement vibratoire d'une poutre encastree-libre présentant une fissure, avec une masse concentrée d'inertie rotative à son extrémité libre pour simuler l'effet d'inertie de rotation. Leur étude a impliqué le couplage des vibrations transversales et axiales de la poutre via une flexibilité locale introduite par une modélisation à l'aide de deux types de ressorts : un ressort hélicoïdal pour traction-compression et un ressort rotatif. La matrice de flexibilité locale de la zone endommagée a été définie en accord avec la relation (). Leur analyse constatée que le couplage entre les vibrations transversales et axiales devenait faible pour les deux premiers modes lorsque le rapport de profondeur de la fissure était modéré. Cependant, à mesure que ce rapport augmentait, le couplage entre les modes de vibration devenait significatif.

Dans cette étude, l'effet d'inertie de rotation provoqué par la masse concentrée ajoutée à l'extrémité libre de la poutre est négligé.

La poutre examinée est encastree-libre, avec une section droite rectangulaire modélisée par deux parties continues non endommagées qui sont connectées par la matrice de flexibilité de la zone endommagée au niveau de la fissure.





III.3.1.1 Équations de mouvement d'une poutre non endommagée

De manière générale, en supposant l'absence de charges réparties $f(x,t)$, l'équation différentielle régissant le mouvement longitudinal d'une poutre non endommagée peut être formulée comme suit :

$$EA \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} - \bar{m} \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} = 0 \tag{III.3}$$

Et l'équation différentielle qui décrit le mouvement transversal est formulée comme suit :

	$EI \frac{\partial^4 v(x,t)}{\partial x^4} - \bar{m} \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial t^2} = 0$	(III.4)
--	--	---------

Où $u(x,t)$ et $v(x,t)$ représentent respectivement le déplacement axial et transversal d'un point le long de la poutre, comme illustré dans la [Figure III.2.a](#)

$\bar{m} = \rho A$ est la masse par unité de longueur (kg/m). E est le module de Young (N/m²), et I est le moment d'inertie de la section droite (m⁴).

En appliquant la méthode de séparation des variables, les solutions spatiales pour les deux équations différentielles précédentes sont exprimées comme suit :

	$\frac{\partial^2 u(x)}{\partial x^2} + \frac{\omega^2 \bar{m}}{EA} u(x) = 0$	(III.5)
--	---	---------

	$\frac{\partial^4 v(x)}{\partial x^4} + \frac{\omega^2 \bar{m}}{EI} v(x) = 0$	(III.6)
--	---	---------

Posons

	$k_u^2 = \frac{\omega^2 \bar{m} L^2}{EA}$	(III.7)
--	---	---------

	$k_v^2 = \frac{\omega^2 \bar{m} L^4}{EI}$	(III.8)
--	---	---------

Où L est la longueur de la poutre et ω sa fréquence naturelle.

Les solutions générales pour les équations sont :

	$u(x) = C_1 \cos(k_u \bar{x}) + C_2 \sin(k_u \bar{x})$	(III.9)
--	--	---------

	$v(x) = C_3 \cos(k_v \bar{x}) + C_4 \sin(k_v \bar{x}) + C_5 \cos h(k_v \bar{x}) + C_6 \sinh(k_v \bar{x})$	(III.10)
--	---	----------

Où $\bar{x} = \frac{x}{L}$ est l'abscisse d'un point de la poutre normalisée à sa longueur L .

Les déplacements axiaux et transversaux de la partie I ($0 \leq x \leq x_c$) peuvent être donnés, en utilisant les équations (III.10) et (III.11), comme suit :

	$u_1(x) = A_1 \cos(k_u \bar{x}) + A_2 \sin(k_u \bar{x})$	(III.11)
--	--	----------

	$v_1(x) = A_3 \cos(k_v \bar{x}) + A_4 \sin(k_v \bar{x}) + A_5 \cos h(k_v \bar{x}) + A_6 \sinh(k_v \bar{x})$	(III.12)
--	---	----------

Et pour la partie II ($x_c \leq x \leq L$) sont donnés comme suit :

	$u_2(x) = A_7 \cos(k_u \bar{x}) + A_8 \sin(k_u \bar{x})$	(III.13)
--	--	----------

	$v_2(x) = A_9 \cos(k_v \bar{x}) + A_{10} \sin(k_v \bar{x}) + A_{11} \cos h(k_v \bar{x}) + A_{12} \sinh(k_v \bar{x})$	(III.14)
--	--	----------

III.3.1.2 Matrice élémentaire endommagée :

	$[K_e^{end}] = \frac{6EI}{\Delta} \begin{bmatrix} [k_{11}] & [k_{12}] \\ [k_{12}]^T & [k_{22}] \end{bmatrix}$	(III.15)
--	---	----------

Avec

	$[k_{11}] = \begin{bmatrix} 6(l_e + \eta) & 3(l_e^2 + 2x\eta) & -6(l_e + \eta) & 3(l_e^2 + 2\xi\eta) \\ -3(l_e^2 + 2x\eta) & 2(l_e^3 + 3x^2\eta) & -3(l_e^2 + 2x\eta) & (l_e^3 + 6x\xi\eta) \\ -6(l_e + \eta) & -3(l_e^2 + 2x\eta) & 6(l_e + \eta) & -3(l_e^2 + 2\xi\eta) \\ 3(l_e^2 + 2\xi\eta) & (l_e^3 + 6x\xi\eta) & -3(l_e^2 + 2\xi\eta) & 2(l_e^3 + 3\xi^2\eta) \end{bmatrix}$	(III.16)
--	--	----------

	$[k_{12}] = \begin{bmatrix} -6(l_e + cEI) & 3(l_e^2 + 2(l_e - x)cEI) \\ -3(l_e^2 + 2xcEI) & (l_e^3 + 6x(l_e - x)cEI) \end{bmatrix}$	(III.17)
--	---	----------

$[k_{12}]^T$ est la transposée de $[k_{12}]$

	$[k_{22}] = \begin{bmatrix} 6(l_e + cEI) & -3(l_e^2 + 2(l_e - x)cEI) \\ -3(l_e^2 + 2(l_e - x)cEI) & 2(l_e^3 + 3(l_e - x)^2 cEI) \end{bmatrix}$	(III.18)
--	--	----------

	$\Delta = 9(l_e^2 + 2x\eta)(l_e^2 + 2\xi\eta) - 6(l_e + \eta)(l_e^3 + 2x\xi\eta)$	(III.19)
--	---	----------

	$[K_e^{end}] = \frac{6EI}{\Delta} \begin{bmatrix} 6(l_e + \eta) & 3(l_e^2 + 2x\eta) & -6(l_e + \eta) & 3(l_e^2 + 2\xi\eta) \\ -3(l_e^2 + 2x\eta) & 2(l_e^3 + 3x^2\eta) & -3(l_e^2 + 2x\eta) & (l_e^3 + 6x\xi\eta) \\ -6(l_e + \eta) & -3(l_e^2 + 2x\eta) & 6(l_e + \eta) & -3(l_e^2 + 2\xi\eta) \\ 3(l_e^2 + 2\xi\eta) & (l_e^3 + 6x\xi\eta) & -3(l_e^2 + 2\xi\eta) & 2(l_e^3 + 3\xi^2\eta) \end{bmatrix}$	(III.20)
--	--	----------

Avec $\eta = cEI$, et $\xi = (l_e - x)$

Où E est le module de Young, I est le moment d'inertie de la section droite de l'élément et l_e sa longueur, x est la position de la fissure dans les coordonnées locales de l'élément et c est la complaisance des fissures donnée par

	$c = \frac{6h}{EI} (1.98\bar{a}^2 - 3.277\bar{a}^3 + 14.25\bar{a}^4 - 31.08\bar{a}^5 - 62.79\bar{a}^6 - 102.17\bar{a}^7 + 146.404\bar{a}^8 - 127.69\bar{a}^9 + 61.504\bar{a}^{10})$	(III.21)
--	---	----------

avec $\bar{a} = \frac{a}{h}$, a est la profondeur de la fissure.

III.3.2 Modèle de réduction de la raideur E :

Lorsqu'un endommagement est présent dans une structure poutre, la matrice de rigidité globale $[K]$ de la structure saine est modifiée. Soit $[K_e^f]_j$ la matrice de rigidité élémentaire du $[j^{ème}]$ élément endommagé (fissuré). Une approche consiste à réduire la rigidité E d'un élément sain, selon l'équation :

	$[K_e^f]_j = ((1 - \bar{a}_j)E) * [K_e]'_j$	(III.22)
--	---	----------

avec $\bar{a}_j = a/h$ représente la profondeur normalisée de la fissure, $[K_e]'_j$ peut être déterminée à l'aide d'un modèle par élément finis de poutre, elle est exprimée comme suit :

	$[K_e]'_j = [K_e] = \begin{bmatrix} \frac{12I}{l_e^3} & \frac{6I}{l_e^2} & -\frac{12I}{l_e^3} & \frac{6I}{l_e^2} \\ \frac{6I}{l_e^2} & \frac{4I}{l_e} & -\frac{6I}{l_e^2} & \frac{2I}{l_e} \\ -\frac{12I}{l_e^3} & -\frac{6I}{l_e^2} & \frac{12I}{l_e^3} & -\frac{6I}{l_e^2} \\ \frac{6I}{l_e^2} & \frac{2I}{l_e} & -\frac{6I}{l_e^2} & \frac{4I}{l_e} \end{bmatrix}$	(III.23)
--	---	----------

avec I est le moment d'inertie de la section droite de la poutre.

Matrice élémentaire endommagée :

	$[K_e^{end}] = \alpha[K_e]$	(III.24)
--	-----------------------------	----------

Avec $[K_e]$ est la matrice de rigidité élémentaire de l'élément sain,
 α est le facteur de réduction de rigidité en pourcentage (%).

III.4 Présentation des poutres étudiées dans ce présent travail

Tableau 1. Propriétés géométriques et mécaniques d'une poutre encastrée-libre.

Poutre Encastrée- libre	
Matériau	Aluminium
Module de Young E	180 GN/m ²
Densité volumique ρ	7860 Kg/m ³
Coefficient de poisson ν	0.33
Longueur L	800 mm
Largeur b	20 mm
Hauteur h	20 mm

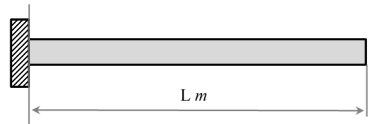


Tableau 2. Propriétés géométriques et mécaniques d'une poutre encastrée- encastrée.

Poutre 1 Encastrée- encastrée	
Matériau	Acier
Module de Young E	203.91 GN/m ²
Densité volumique ρ	7800 Kg/m ³
Coefficient de poisson ν	0.33
Longueur L	1330 mm
Largeur b	25.3 mm
Hauteur h	25.3 mm

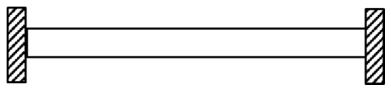


Tableau 3. Propriétés géométriques et mécaniques d'une poutre deux appuis simples.

Poutre Appuis simple	
Matériau	Aluminium
Module de Young E	32 GN/m ²
Densité volumique ρ	2500Kg/m ³
Coefficient de poisson ν	0.33
Longueur L	600 mm
Largeur b	0.25 mm
Hauteur h	0.20 mm

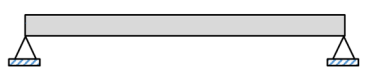


Tableau des éléments endommagés :

Tableau 4.Éléments endommagées

	P.E.L	P.E.E	P.A.S
1 End (%)	15 (30%)	14 (30%)	9 (25%)
2 End (%)	11 (15%)	10 (30%)	6 (40%)
	23(25%)	24(20%)	18(35%)

Tableau 5.Comparaison entre les fréquences propres mesurées et celles calculées pour les modèles de poutre endommagées encastées-libre

Experimental[48]	24.044	149.268	409.288
Calculées (Hz)[49]	24.036	149.374	415.481
Réduction E	24.090	148.979	423.220
Ecart %	0.191%	0.194%	3.404%
M.H.F. Dado et al	24.237	154.392	424.770
Ecart %	0.804%	3.433%	3.783%

Tableau 6.Comparaison entre les fréquences propres mesurées et celles calculées pour les modèles de poutre endommagées encastées-libre

Experimental[48]	24.044	149.268	409.288
Calculées (Hz)[49]	24.036	149.374	415.481
Réduction E	24.085	150.579	419.965
Ecart %	0.172%	0.878%	2.609%
M.H.F. Dado et al	24.364	153.551	432.031
Ecart %	1.332%	2.869%	5.557%

Tableau 7.Comparaison entre les fréquences propres mesurées et calculées dans le cas d'une poutre saine encastée-encastée en acier

Experimental[50]	75.313	207.188	406.250	667.813
Calculées (Hz)	74.456	206.804	402.143	667.664
Ecart %	1.138%	0.185%	1.011%	0.022%
M.H.F. Dado et al	76.057	207.719	411.447	676.636
Ecart %	0.987%	0.256%	1.279%	1.321%

Tableau 8.Comparaison entre les fréquences propres mesurées et calculées dans le cas d'une poutre saine encastée-encastée en acier

Experimental[50]	75.313	207.188	406.25	667.813
Calculées (Hz)	74.947	204.007	402.396	666.094
Ecart %	0.486%	1.535%	0.949%	0.257%
M.H.F. Dado et al	75.445	212.024	413.569	681.570
Ecart %	0.176%	2.334%	1.802%	2.060%

Tableau 9. Comparaison entre les fréquences propres mesurées et calculées dans le cas d'une poutre saine appuis simples – 1 endommagement :

Expérimental [51]	9.0087	35.986	80.793	143.21
Calculées (Hz)	8.922	35.721	81.100	142.724
Ecart %	0.963%	0.736%	0.380%	0.339%
M.H.F. Dado et al	9.154	36.591	81.142	146.681
Ecart %	1.614%	1.682%	0.432%	2.424%

Tableau 10. Comparaison entre les fréquences propres mesurées et calculées dans le cas d'une poutre saine appuis simples – 2 endommagement :

Expérimental [51]	9.0087	35.986	80.793	143.21
Calculées (Hz)	8.796	34.526	79.432	142.649
Ecart %	2.360%	4.057%	1.684%	0.392%
M.H.F. Dado et al	9.210	37.469	82.618	145.747
Ecart %	2.237%	4.121%	2.259%	1.771%

Pour valider notre modèle par éléments finis, nous avons réalisé une comparaison entre les fréquences calculées pour les poutres intactes et celles mesurées expérimentalement. Nous avons exploré différentes variations de paramètres incluant le nombre d'éléments, le type de matériau, la longueur des poutres et les conditions aux limites. Les résultats présentés dans les tableaux démontrent une excellente concordance entre les fréquences calculées et expérimentales, ce qui confirme la validité de notre approche par éléments finis pour ce problème spécifique.

III.5 Détection d'endommagement

En raison de leur importance pratique, le problème d'identification d'endommagements dans les structures a fait l'objet d'une enquête approfondie et de nombreuses méthodes ont été proposées. L'analyse vibratoire, en vue d'une maintenance prédictive et préventive, s'avère un outil pertinent utilisé depuis quelques décennies pour connaître "l'état de santé" d'une structure ou d'un équipement industriel. Son emploi vise à servir trois niveaux d'analyse, à savoir : la surveillance, le diagnostic et le suivi de l'état d'endommagement. Dans ce chapitre, nous allons présenter trois méthodes basées sur des données vibratoires (paramètres modaux) pour la détection d'endommagements dans des structures poutre basées sur les théories d'Euler-Bernoulli. Ces méthodes choisies sont : la méthode basée sur la forme des courbures modales (FCM), la méthode basée sur la fonction de la réponse fréquentielle (FRF), sur laquelle nous avons apporté une amélioration, et la méthode basée sur les forces résiduelles modales (FRM).

III.5.1 Méthode basée sur les courbures modales

Cette méthode s'intéresse essentiellement à la présentation de l'indicateur d'endommagement des déformées modales et celui des pentes modales et enfin l'indicateur d'endommagement des courbures modales. En effet, l'analyse de ces indicateurs montre que les courbures modales sont beaucoup plus important que les pentes modales et les déformées modales, cette importance se situe dans la sensibilité aux endommagements.

III.5.2 Indicateur d'endommagement DMC (Différence in Mode shape Curvature) :

Comme l'indicateur de la forme des modes et celui de la forme des pentes modale sont imprécis sur la détection d'endommagement, il fallait étudier la forme des courbures modales pour trouver un meilleur compromis pour la détection d'endommagement. Effectivement, l'indicateur d'endommagement des courbures modales s'avère plus sensible aux endommagements. La présence d'endommagement dans une poutre produit une réduction de sa rigidité. Cette réduction de rigidité conduit à une augmentation de la grandeur de la courbure telle qu'elle est définie comme suit :

$$v'' = \frac{d^2v}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (\text{III.25})$$

Avec :

M : le moment fléchissant

E : le module de Young

I : le moment d'inertie de la section de la poutre

Dans cet algorithme, l'emplacement de l'endommagement est évalué par la différence entre la forme des courbures modale de la poutre saine et celle endommagée :

$$\Delta v''_i = |v_i''^d - v_i''| \quad (\text{III.26})$$

Avec :

$$v_i'' = \frac{(v_{i+1} - 2v_i + v_{i-1}))}{l_e^2} \quad (\text{III.27})$$

Sachant que :

i : le nombre de nœuds

l_e : la longueur de l'élément

v : La forme du mode normale

La différence entre la forme des courbures modale de la poutre saine et celle endommagé est

$$DMC_{j,j} = |v_{i,j}''^d - v_{i,j}''| \quad (\text{III.28})$$

Avec :

i : le nombre de neoud ;

j : le nombre modale.

III.5.3 Indicateur d'endommagement NCDF (Normalized Curvature Damage Factor)

Pour un nombre de modes supérieurs, l'indicateur DMC affiche, en plus du pic élevé, des pics plus ou moins élevés à différentes positions non endommagées. Une autre remarque a été soulignée ; l'indicateur DMC devient zéro à la position de la fissure pour certains modes. Ces phénomènes observés, peuvent certainement induire en erreur les chercheurs pendant la détection des endommagements, pour remédier à cela, un indicateur nommé Curvature Damage Factor (CDF) est introduit :

$$CDF_i = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n DMC_{i,j} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n |v''_{i,j} - v''_{i,j}| \quad (III.29)$$

Avec :

n : le nombre de modes

i : le nombre de nœuds

Une modification est effectuée à cause d'une faible contribution des premiers modes de vibration car le DMC pour les modes supérieurs peut être beaucoup plus grande que celui des modes inférieurs, alors on normalisant l'indicateur CDF comme suit :

$$NCDF = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n NDMC_j \quad (III.30)$$

Avec :

$$NDMC_j = \frac{DMC_j}{\|DMC_{i,j}\|_2} \quad (III.31)$$

Ou :

NCDF : le vecteur indicateur normalisé du vecteur CDF (Normalized CDF vector).

DMC_j : Indicateur DMC pour chaque mode $\|DMC_{i,j}\|_2$ est la 2-norme du $DMC_{i,j}$

i : nombre de nœuds ; j : nombre de modes. Avec cette contribution de cette modification, les pics trompeurs se réduisent progressivement jusqu'à devenir quasi plats.

III.6 Résultats

Ces figures représentent les courbes d'indicateur d'endommagement en se basant sur la méthode de DMC (Difference in Mode shape Curvature) appliquée à une poutre encastree-libre soumise à deux types d'endommagements et modélisée selon les modèles Réduction de la rigidité E et M.H.F. Dado et al. Trois modes (1, 2 et 3) sont considérés dans l'analyse :

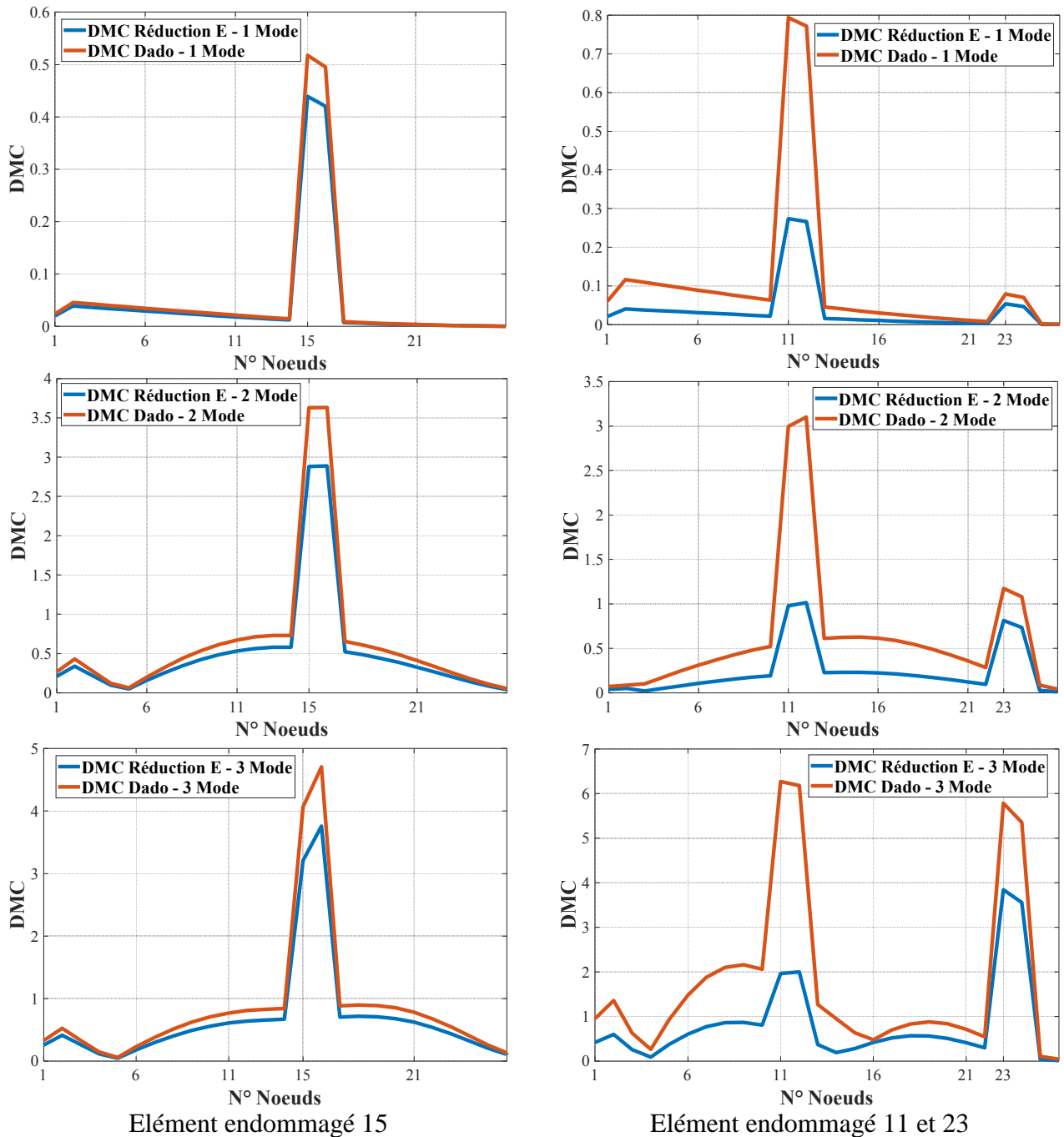


Figure III.3. Détections d'endommagement – Poutre Encastree-Libre

Ces figures représentent les courbes d'indicateur d'endommagement en se basant sur la méthode de DMC (Difference in Mode shape Curvature) appliquée à une poutre encastrée- encastrée soumise à deux types d'endommagements et modélisée selon les modèles Réduction de la rigidité E et M.H.F. Dado et al. Trois modes (1, 2 et 3) sont considérés dans l'analyse :

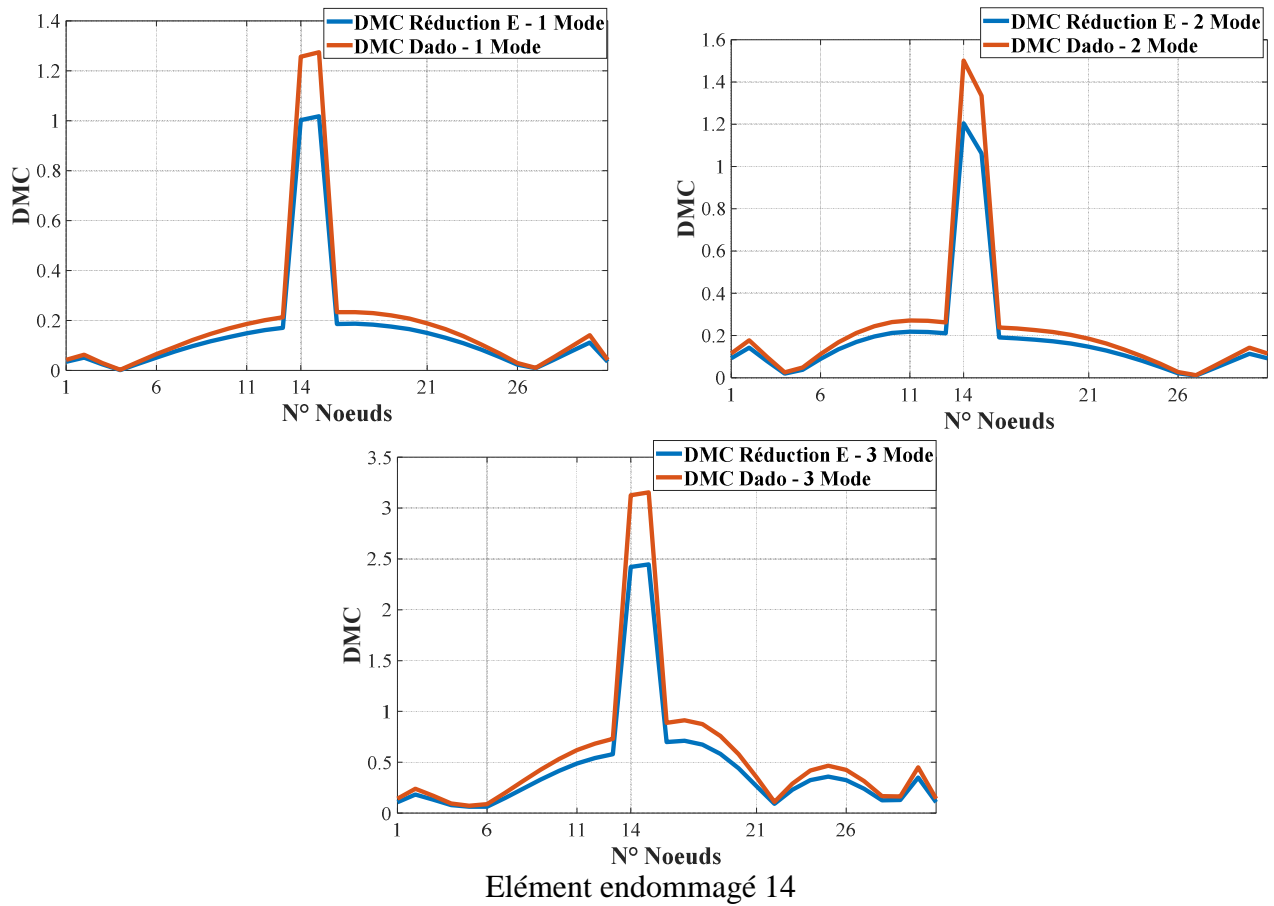


Figure III.4. Détections d'endommagement – Poutre Encastrée-Encastrée

Ces figures représentent les courbes d'indicateur d'endommagement en se basant sur la méthode de DMC (Difference in Mode shape Curvature) appliquée à une poutre appuis simple soumise à deux types d'endommagements et modélisée selon les modèles Réduction de la rigidité E et M.H.F. Dado et al. Trois modes (1, 2 et 3) sont considérés dans l'analyse :

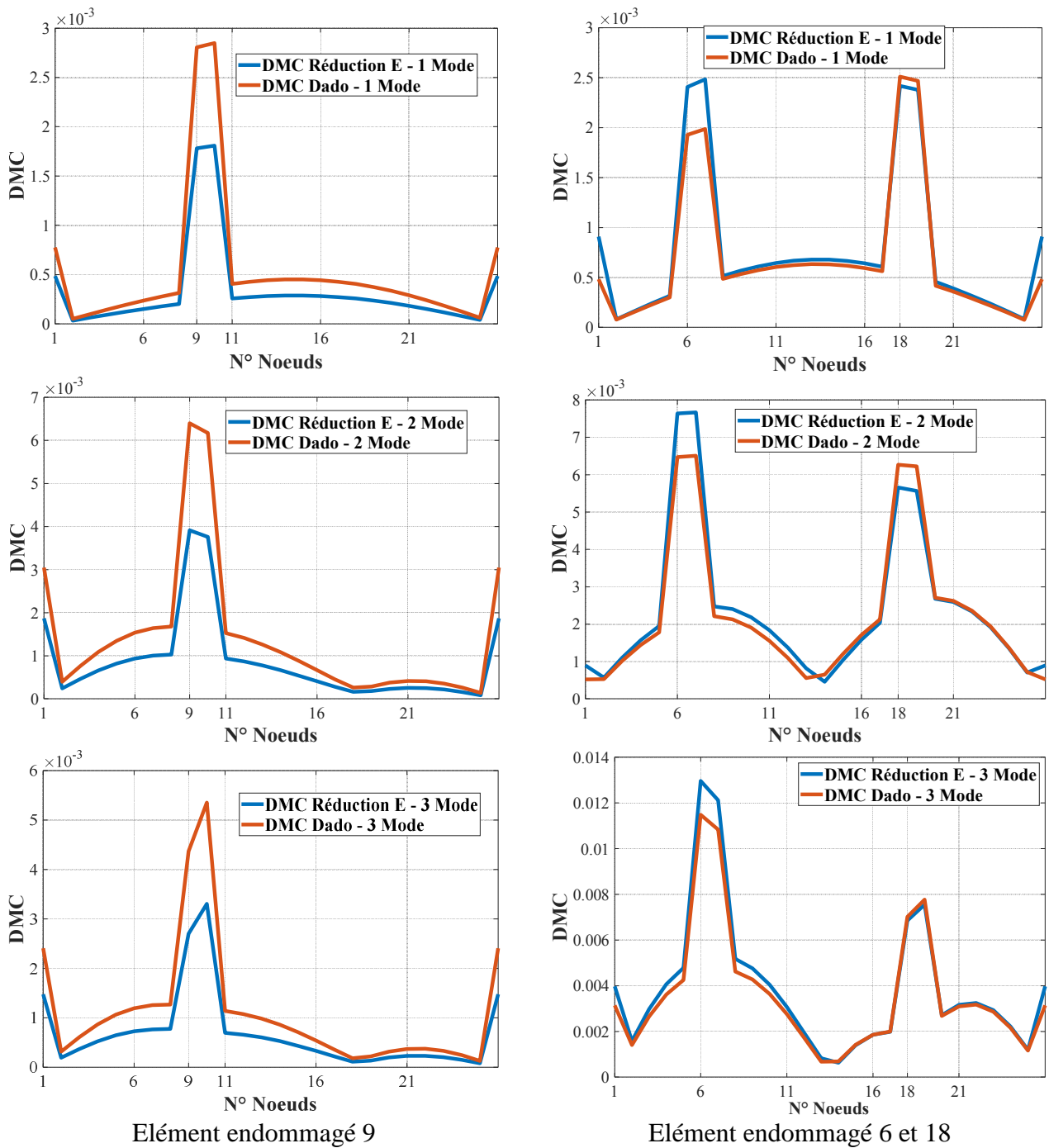


Figure III.5. Détections d'endommagement – Poutre sur Appuis Simples

III.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté deux approches pour la modélisation d'une structure endommagée : l'approche proposée par M.H.F. Dado et al et celle impliquant la réduction de la raideur E d'un élément de poutre. Par la suite, nous avons effectué une analyse analytique des fréquences naturelles pour les deux modes de vibration de trois modèles de poutres présentant des endommagements. Nous avons comparé ces fréquences calculées avec celles mesurées expérimentalement, en variant les paramètres liés à l'endommagement (comme la sévérité, l'emplacement et le nombre de dommages) ainsi que ceux caractérisant la poutre (tels que la longueur, le matériau, les conditions aux limites et le nombre d'éléments).

Nous avons observé que les trois premières fréquences propres calculées pour le modèle de fissuration proposé par M.H.F. Dado et al présentent des écarts par rapport aux fréquences naturelles réellement mesurées expérimentalement, avec une erreur moyenne variant entre 1.332% et 5.557%. En revanche, les fréquences propres calculées pour le modèle impliquant la réduction de la raideur E d'un élément de poutre sont plus satisfaisantes, avec des erreurs moyennes variant entre 0.172% et 2.609% par rapport aux fréquences expérimentales mesurées.

Chapitre IV. Optimisation et quantifications

IV.1 Introduction

Les méthodes d'optimisation GAO (Giant Armadillo Optimization) et OMA (Algorithme du microscope optique) représentent deux approches puissantes et complémentaires pour optimiser les performances des structures mécaniques. En combinant la robustesse des algorithmes génétiques avec la précision de l'analyse modale, ces techniques permettent de résoudre des problèmes complexes d'ingénierie en trouvant les configurations optimales de structures soumises à diverses contraintes et charges.

IV.2 Giant Armadillo Optimization

Ce chapitre souligne les avantages clés de GAO, notamment son adaptabilité sans paramètres de contrôle spécifique et son efficacité prouvée dans une large gamme d'application d'optimisation.

Le GAO (Giant Armadillo Optimization) est une nouvelle métaheuristique inspirée par le comportement naturel des tatous géants, développée pour résoudre une variété de problèmes d'optimisation. Structuré en deux phases distinctes imitant le mouvement des tatous géants vers les monticules de termites et leur capacité à creuser pour atteindre les termitières, GAO se différencie des approches déterministes par son utilisation de la recherche aléatoire et des processus d'essai-erreur. Cela permet à GAO de naviguer efficacement à travers les optima locaux et d'explorer des solutions optimales dans des problèmes complexes et de grande dimension.

IV.2.1 Inspiration pour GAO

Le Giant Armadillo Optimization (GAO) s'inspire du comportement naturel du tatou géant (*Priodontes maximus*), une espèce en voie de disparition d'Amérique du sud. Ce mammifère se nourrit principalement de termites en attaquant et en creusant dans les termitières. GAO utilise cette stratégie naturelle en deux phases : la première simule le déplacement des tatous géants vers les termitières pour explorer les solutions candidates, tandis que la seconde phase modélise leur capacité à creuser pour améliorer les solutions sélectionnées. Cette approche bio-inspirée permet à GAO de naviguer efficacement dans des espaces complexes d'optimisation. Offrant ainsi une méthode innovante pour résoudre divers problèmes scientifiques et techniques.

IV.2.2 Initialisation de l'algorithme

L'approche du Giant Armadillo Optimization (GAO) est une méta-heuristique basée sur une population hypothétique de tatous géants. Chaque tatou représente une solution candidate dans l'espace de résolution de problèmes. Ce processus itératif repose sur la capacité de recherche des membres du GAO pour trouver les solutions optimales. Chaque membre par sa position dans l'espace de résolution,

définit les valeurs de variables de décision du problème, modélisées mathématiquement sous forme de vecteur. L'ensemble des tatous géants forme la population de l'algorithme, représentée mathématiquement par une matrice selon l'équation (1). Leur position initiale dans l'espace de résolution est aléatoirement déterminée au début de l'exécution de l'algorithme à l'aide de l'équation (2).

$$\begin{bmatrix} X_1 \\ \vdots \\ X_i \\ \vdots \\ X_N \end{bmatrix}_{N \times M} = \begin{bmatrix} x_{1,1} & \dots & x_{1,d} & \dots & x_{1,m} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ x_{i,1} & \dots & x_{i,d} & \dots & x_{i,m} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ x_{N,1} & \dots & x_{N,d} & \dots & x_{N,m} \end{bmatrix} \quad (IV.1)$$

$$x_{i,d} = lb_d + r \cdot (ub_d - lb_d) \quad (IV.2)$$

X est la matrice de population GOA

X_i est le $i^{ème}$ membre de GAO

$x_{i,d}$ est sa $d^{ème}$ dimension dans l'espace de recherche

N est le nombre de géants tatous, m est le nombre de variable de décision, r est un nombre aléatoire dans l'intervalle $[0,1]$,

lb_d et ub_d sont la limite inférieure et la limite supérieure.

La position de chaque tatou géant dans l'espace de résolution du problème définit une solution candidate, pour laquelle la fonction objective peut être calculée. Ainsi, l'ensemble des valeurs de la fonction objective pour toutes les solutions candidates peut être exprimé mathématiquement à l'aide de l'équation :

$$F = \begin{bmatrix} F_1 \\ \vdots \\ F_i \\ \vdots \\ F_N \end{bmatrix}_{F \times 1} = \begin{bmatrix} F(X_1) \\ \vdots \\ F(X_i) \\ \vdots \\ F(X_N) \end{bmatrix}_{N \times 1} \quad (IV.3)$$

F est le vecteur de la fonction objectif évaluée, et F_i est la fonction d'objectif basée sur le $i^{ème}$ membre de GAO.

Les valeurs évaluées de la fonction objective fournissent des informations précieuses sur la qualité des solutions proposées par les membres de population. Le meilleur rapport qualité- prix obtenu pour la fonction objectif correspond au meilleur membre (le meilleur candidat), et la plus mauvaise valeur obtenue pour la fonction objective correspond au pire membre (la pire solution candidate).

Etant donné qu'à chaque itération, la position de fonction tatous géants dans l'espace de résolution de problèmes est mises à jour, le meilleur membre devrait également être mis à jour en fonction de la compression des valeurs mises à jour pour la fonction objectif. A la fin de la mise en œuvre de l'algorithme, la position du meilleur membre obtenu lors des itérations de l'algorithme est présenté est comme une solution au problème.

Dans la conception de l'approche proposée par le GAO, la position des membres de la population dans l'espace de résolution de problèmes est mise à jour sur la base de la modélisation de la stratégie de chasse tatous géants à l'état sauvage. Dans ce processus, le tatou géant attaque d'abord la position de termitières, puis creuse dans les termitières pour chasser et manger des termites.

Selon cela, à chaque itération du GAO, la position des membres de la population est mise à jour en deux phases : l'exploration qui est basée sur la simulation du mouvement des tatous géants vers termitières, et l'exploitation basée sur la simulation de tatous géants creusant dans les termitières pour se nourrir de termites.

Phase 1 : Attaque des termitières (Phase d'exploration)

Dans la première phase de GAO, la position des membres de la population dans l'espace de résolution de problèmes est mise à jour sur la base de la simulation de l'attaque du tatou géant vers les termites pendant la chasse. Dans le design GAO, il s'inspire de changement de la position du tatou géant en se déplaçant vers les termitières dans l'ordre pour mettre à jour la position des membres de la population dans l'espace de résolution de problèmes. Ce processus d'attaque entraine des changements importants dans la position du tatou géant et comme par conséquent, augmente la puissance d'exploration de l'algorithme dans la gestion globale de la recherche.

Dans la conception du GAO, pour chaque membre de la population qui représente un tatou géant, l'emplacement des autres membres de la population qui ont une meilleure valeur de fonction d'objectif est considéré comme une termitière. L'ensemble des termitières candidates pour chaque membre membre de la population est spécifiée à l'aide de l'équation

$$TM_i = \{X_k : F_k < F_i \text{ et } k \neq i\} \quad (\text{IV.4})$$

Où $i = 1, 2, \dots, N$ et $k \in \{1, 2, \dots, N\}$

Ici, TM_i est l'ensemble des emplacements des termitières candidates pour le i^{eme} tatou géant, X_k est le membre de la population ayant une meilleure valeur de fonction objectif que le i^{eme} tatou géant et F_k est la valeur de fonction objective.

Ce dernier sélectionne au hasard l'une des tatous géants vers les termitières candidates et attaque il se base sur la modélisation du mouvement des tatous géants vers les termitières, un nouveau la position est calculée pour chaque membre de la population à l'aide de l'équation (5). Ensuite cette nouvelle position remplace la position précédente du membre correspondant si elle s'améliore la valeur de la fonction objective selon l'équation

$$x_{i,j}^{P1} = x_{i,j} + r_{i,j}(STM_{i,j} - I_{i,j} \cdot x_{i,j}) \quad (IV.5)$$

IV.2.3 Procédure de GAO

1. Saisir les informations sur le problème : variables, fonction objectif et contraintes.
2. Définissez la taille de population GAO (N) et les itérations (T).
3. Générez la matrice de population initiale au hasard à l'aide de l'équation :
4. $x_{i,d} = lb_d + r \cdot (ub_d - lb_d)$
5. Évaluez la fonction objective.
6. Pour $t=1$ à T.
7. Pour $i=1$ à N.
8. Phase 1 : phase d'exploration
9. Déterminer les termitières définies pour le $i^{ème}$ de GAO à l'aide de l'équation :

$$TM_i = \{X_{Ki} : F_{Ki} < F_i \text{ et } K_i \neq i\}$$

10. Sélectionnez au hasard les termitières du $i^{ème}$ membre du GAO.
11. Calculer la nouvelle position du membre du GAO à l'aide de l'équation :

$$x_{i,2}^{P1} = x_{i,d} + r \cdot (STM_{i,d} - I \cdot x_{i,d})$$

12. Mettre à jour le membre du GAO à l'aide de l'équation : $X_i = \begin{cases} X_i^{P1}, & F_i^{P1} < F_i \\ X_i & \text{else} \end{cases}$

13. Phase 2 : phase d'exploitation.

14. Calculer la nouvelle position du membre du GAO à l'aide de l'équation :

$$x_{i,d}^{P1} = x_{i,d} + (1 - 2r) \cdot \frac{(ub_a - lb_a)}{t}$$

15. Mettre à jour le membre du GAO à l'aide de l'équation : $X_i = \begin{cases} X_i^{P2}, & F_i^{P2} < F_i \\ X_i & \text{else} \end{cases}$

16. Fin

17. Enregistrez la meilleure solution candidate jusqu'à présent.

18. Fin

19. Produire la meilleure solution quasi-optimale obtenue avec le GAO.

20. Mettre fin au GAO.

IV.3 Algorithme du microscope optique (OMA)

L'optimisation en ingénierie représente un domaine stimulant qui encourage les chercheurs à perfectionner et à améliorer les conceptions techniques existantes. Les métaheuristiques sont devenues de plus en plus populaires comme stratégie de résolution de problème complexe dans les domaines de l'ingénierie, des sciences sociales, de l'économie et de la politique. Les métaheuristiques, comme les algorithmes inspirés par l'intelligence en essaim, l'évolution, la physique et le comportement humain, ont été classées en fonction de leurs caractéristiques distinctives. L'équilibre entre exploration et exploitation reste un défi clé pour ces algorithmes. Des avancées récentes incluent l'intégration avec l'apprentissage automatique pour améliorer les performances dans divers domaines. L'article introduit également un nouvel algorithme, l'Algorithme du microscope optique (OMA), visant à surpasser les méthodes existantes en termes de performance et de facilité d'utilisation, avec un contrôle efficace des paramètres.

IV.3.1 Algorithme du microscope optique

L'OMA proposé a été conçu pour simuler le zoom ou l'agrandissement répétitif d'objets, un processus généralement effectué par un microscope.

Répétitif d'objets. Les auteurs se sont inspirés de la transformation de la vision qui se produit d'abord au niveau de l'œil nu, puis à travers les lentilles d'un microscope pour développer une méthode pour trouver des solutions cibles dans le processus d'agrandissement au microscope et le processus d'agrandissement au microscope et l'algorithme développé sont décrits en détail dans les sous-sections suivantes.

Grossissement du microscope, les microscopes optiques (ou microscopes à lumière) sont un type de microscope qui lumière visible et un système de lentilles pour obtenir des images agrandies de petits objets. Le microscope composé le plus simple est constitué de deux lentilles convexes et est observé l'œil nu de l'observateur pour localiser un objet cible. Après avoir identifié les objets à l'œil nu, le processus d'agrandissement est effectué à l'aide de lentilles objectives et d'un oculaire.

Les lentilles objectives sont placées à proximité de l'objet cible et sont généralement disposées par trois, ce qui permet d'obtenir différents niveaux de grossissement.

L'oculaire, également appelé oculus, est constitué de plusieurs lentilles placées à l'intérieur d'un cylindre. Le meilleur grossissement et la meilleure mise au point sont obtenus grâce à l'oculaire.

Divers algorithmes basés sur la physique ont été développés, notamment EFO, qui simule le comportement d'électro-aimants de différentes polarités et tire parti d'un algorithme inspiré de la nature GSA, qui est basé sur la modélisation mathématisé des lois de Newton sur la gravité et le mouvement; SA, qui s'appuie sur les probabilités et la mécanique statistique; et Harmony Search (HS), qui imite le processus d'improvisation utilisé par les musiciens pour trouver des harmonies agréables.

L'OMA est un algorithme basé sur la physique qui simule le processus qu'utilise un observateur pour zoomer sur des objets, en partant des yeux de l'observateur et en passant par les lentilles d'un microscope. Le processus en quatre étapes utilisé par OMA pour obtenir le meilleur objet cible est illustré dans la figure 1. Les étapes (2) et (3) impliquent un processus itératif.

À l'œil nu : L'observation commence par le montage correct de l'objet sur la platine porte-objet. Ensuite, l'observateur effectue des observations à l'œil nu de l'objet afin d'obtenir des informations sur sa taille, sa forme et ses caractéristiques. Concernant sa taille, sa forme et ses caractéristiques.

Objectif : L'observation des objets cibles initiaux se poursuit à l'aide de l'objectif. Le pouvoir grossissant (MP) est le facteur utilisé pour déterminer le grossissement de l'image dans cette étape et est une variable fixe, définie par les spécifications de l'élément optique de l'objectif utilisé.

Oculaire : L'oculaire permet de grossir davantage la lentille de l'objectif et son pouvoir grossissant (PM). Le grossissement total d'un microscope donné est calculé en multipliant les valeurs grossissement de l'objectif et de l'oculaire.

Meilleur objet cible : Les résultats de chaque cycle de grossissement sont comparés pour obtenir la valeur d'agrandissement de l'objet cible.

Pour simuler ce concept d'agrandissement, le processus utilisé pour zoomer une feuille est présenté à la figure 2, qui illustre l'agrandissement par étapes de l'image jusqu'au niveau cellulaire. Les cellules deviennent les objets cibles du microscope dans le processus itératif de zoom avant. Les cellules étant microscopiques, elles sont invisibles à l'œil nu.

Les deux phases de l'OMA sont l'objectif et l'oculaire. Cet algorithme suppose que le terme "grossissement" correspond à l'objet cible à agrandir. Dans le processus d'agrandissement, le $i^{\text{ème}}$ objet cible potentiel à agrandir est désigné par M_i est appelé solution $i = 1, 2, \dots, NP$, NP étant égal au nombre total d'objets cibles potentiels (taille de la population). Dans le cadre du processus d'optimisation, le meilleur résultat obtenu par l'OMA est appelé le meilleur objet cible (M_{best}), qui sert de meilleure solution. L'OMA est un processus itératif qui se termine lorsque le nombre d'itérations en cours (num_iter) atteint le nombre maximal d'itérations (max_iter).

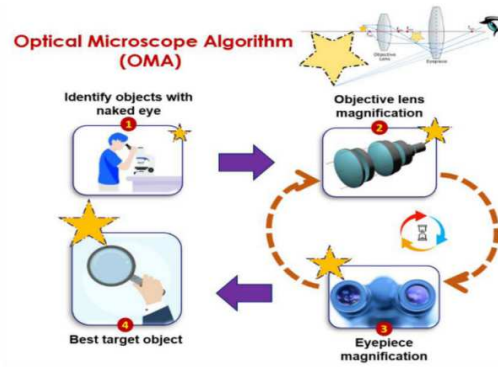


Figure IV.1. Illustration de l’algorithme du microscope optique (OMA).

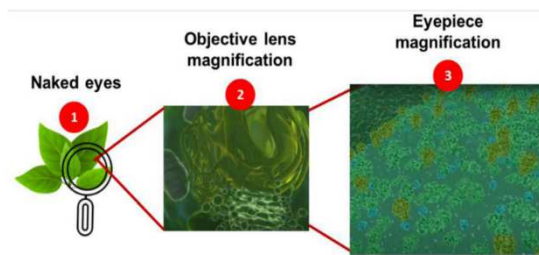


Figure IV.2. Processus de zoom avant à l’aide d’un microscope.

Grossissement de l'objectif

Le grossissement de l'objet cible dans cet algorithme suit le principe de grossissement utilisé par les microscopes composés (c'est-à-dire le grossissement visuel total) et est modélisé par l'équation :

$$M_{total} = M_0 * M_E \tag{IV.6}$$

Où M_{total} représente le grossissement visuel total du microscope, M_0 est la valeur de grossissement de l'objectif, et M_E est la valeur de grossissement de l'oculaire. L'équation de grossissement par l'objectif est généralement exprimée dans l'équation suivante :

$$M_0 = \frac{L}{f_0} \tag{IV.7}$$

Où L est la longueur du tube du microscope et f_0 est la distance focale de l'objectif.

Pour calculer ces deux valeurs, une référence est nécessaire à partir de l'emplacement du meilleur objet cible (Mbest), qui est agrandi à l'aide d'un objectif. Le pouvoir grossissant de l'objectif est déterminé sur la base de la plage de grossissement utile du tableau 1, où le grossissement maximal est de 100x avec une valeur d'ouverture numérique (NA) de 1,40.

L'objet cible modifié (Mi nouveau) pour cette phase est exprimé mathématiquement dans l'équation :

$$M_{i_{new}} = M_i + MP_0 * M_{best} \quad (IV.8)$$

M_i représente l'objet cible initial

MP_0 représente le pouvoir grossissant de l'objectif

M_{best} c'est la meilleur cible objet

La valeur du pouvoir de grossissement maximal (MPO) (Magnifying Power of the Objective Lens) est déterminée en calculant la plage de grossissement de l'objet par l'objectif, allant de l'échelle minimale à un grossissement de $2,5 \times$ ($NA = 0,08$) à l'échelle maximale à un grossissement $100 \times$ ($NA = 1,40$). L'échelle de grossissement m^r est utilisée pour le grossissement initial, représentant des valeurs aléatoires de grossissement dans la plage de 0 à 1.

Par conséquent, l'équation peut être formulée comme suit :

$$M_{i_{new}} = M_i + m^r * 1.40 * M_{best} \quad (IV.9)$$

L'objet cible modifié (M_i nouveau) est alors comparé à l'objet actuel, et le meilleur des deux est sélectionné comme le meilleur grossissement (M_{best}).

Grossissement de l'oculaire

La deuxième lentille du microscope est l'oculaire, qui est utilisé pour agrandir l'objet après la lentille de l'objectif. L'équation de grossissement de l'oculaire est généralement exprimée :

$$M_0 = \frac{D}{f_e} \quad (IV.10)$$

Où D est la distance minimale de vision et f_e est la distance focale de l'oculaire.

La phase oculaire est une phase plus spécifique de grossissement avancé. Par conséquent, pour déterminer la longueur des deux, une référence est nécessaire à partir de la distance de l'espace de recherche local, qui est agrandi avec un oculaire, est déterminé sur la base de la distance entre l'objet cible sélectionné (i) et l'autre objet cible de la population (j). L'objet cible (j) est choisi au hasard pour calculer l'espace de recherche local. Ce grossissement modifié est considéré comme une exploitation efficace de l'espace de recherche local. Les équations (IV.11) et (IV. 12) sont utilisées pour simuler les schémas d'agrandissement et de modification de l'objet cible, respectivement.

$$space = \begin{cases} M_j - M & \text{si } f(M_i) \geq f(M_j) \\ M_j - M & \text{si } f(M_i) < f(M_j) \end{cases} \quad (IV.11)$$

$$M_{i_{new}} = M_i + MP_E * space \quad (IV.12)$$

MP_E représente le pouvoir grossissant de l'oculaire, et l'espace désigne l'espace de recherche local pour le grossissement.

La valeur de MP_E est déterminé en calculant la plage de grossissement de l'objet par l'objectif, allant de l'échelle la plus basse avec une puissance de grossissement de 10x (NA = 0,35) à l'échelle la plus élevée avec une puissance de grossissement de 25x (NA = 0,55).

Comme la phase de l'objectif, l'échelle de grossissement (m^r) est utilisé pour le grossissement initial, représentant des valeurs de grossissement aléatoires de 0 à 1. Le degré de réduction de la limite la recherche est déterminée par la puissance de grossissement, qui est obtenue à partir de la valeur d'ouverture numérique (NA) de l'oculaire (0,55 dans le tableau 1) multiplié par l'espace. Par conséquent, l'équation peut être exprimée comme suit :

$$M_{i_{new}} = M_i + m^r * 0.55 * space \quad (IV.13)$$

Ensuite, l'objet cible modifié ($M_{i_{new}}$) est ensuite par rapport à l'objet actuel, et celui qui donne un meilleur est sélectionné comme le meilleur grossissement ($M_{i_{best}}$).

IV.3.2 Mise en œuvre de l'OMA pour l'optimisation numérique :

La procédure par étapes utilisée pour mettre en œuvre l'OMA est décrite dans cette section. La fonction sphère a été choisie comme fonction mathématique pour illustrer la procédure étape par étape utilisée par OMA pour résoudre des problèmes numériques.

La fonction sphère convient à l'optimisation à objectif unique, c'est-à-dire qu'elle présente une fonction à objectif unique. En outre, cette fonction est uni modale, c'est-à-dire qu'elle présente un seul mode et un seul optimum global, représenté dans le paysage d'une fonction sphérique à deux variables : x_1 et x_2 . La plage d'initialisation et le nombre de variables de conception (D) pour cette fonction ont été fixés dans cette étude à [-100, 100] et 2, respectivement. L'équation (IV.14) est utilisée pour décrire le domaine dimensionnel.

$$f(x) = \sum_{i=1}^n x_i^2 \quad (IV.14)$$

Avec

x_i représente les différents éléments du vecteur x , et l'indice i indique l'index.

Les étapes utilisées pour mettre en œuvre l'OMA dans l'optimisation numérique

Étape 1 : Paramètres OMA :

Les paramètres d'optimisation pris en compte pour les fonctions de sphère incluent le nombre d'objets cibles qui doivent être agrandis (NP)= 10 et le nombre maximal d'itérations (max_iter) = 30. Les critères d'arrêt comprennent l'atteinte du nombre maximal de itérations et trouver un optimum global inférieur à 1E-06.

Étape 2 : Identifier les objets cibles

L'objet cible initial est produit en générant un nombre aléatoire uniforme à partir de l'intervalle de la fonction de référence et dimension (D). Les objets cibles sont exprimés comme suit :

$$\text{Target objects} = \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \\ M_7 \\ M_8 \\ M_9 \\ M_{10} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 40.8932 & 89.1521 \\ 33.4127 & 64.5785 \\ 6.5864 & -32.5616 \\ -29.6397 & 33.8342 \\ 94.9544 & -79.6972 \\ -68.4413 & 76.3690 \\ -11.8065 & 97.6836 \\ -70.8200 & -7.9964 \\ 30.4242 & -41.3835 \\ 10.7947 & -99.8983 \end{bmatrix} \quad (\text{IV.15})$$

IV.4 Résultats d'optimisation

IV.4.1 Structure poutre sur deux appuis simples

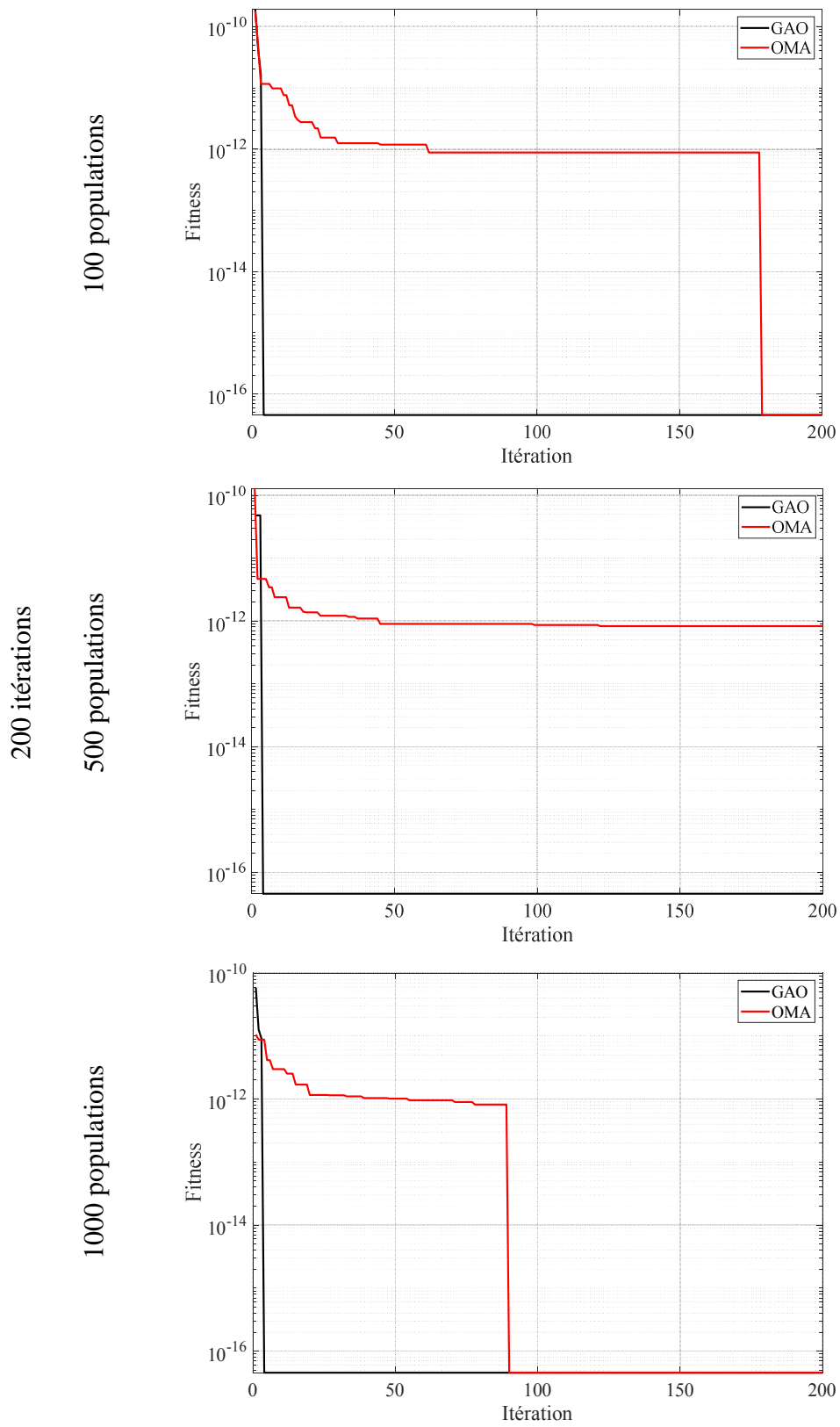


Figure IV.3. Convergence– M.H.F. Dado *et al* 1 endommagement– Poutre sur Appui Simple

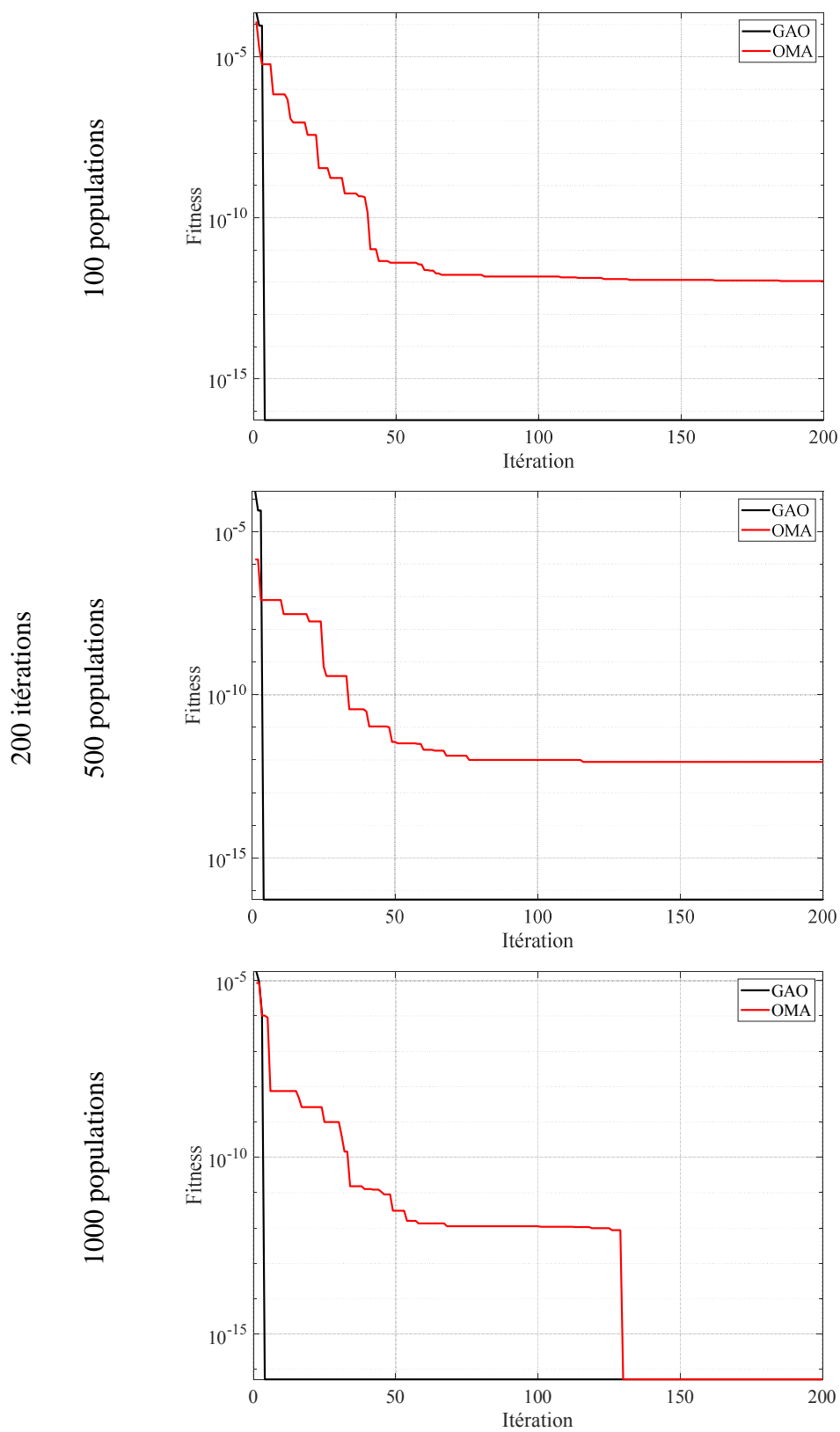


Figure IV.4. Convergence–Réduction de rigidité E 1 endommagement– Poutre sur Appui Simple

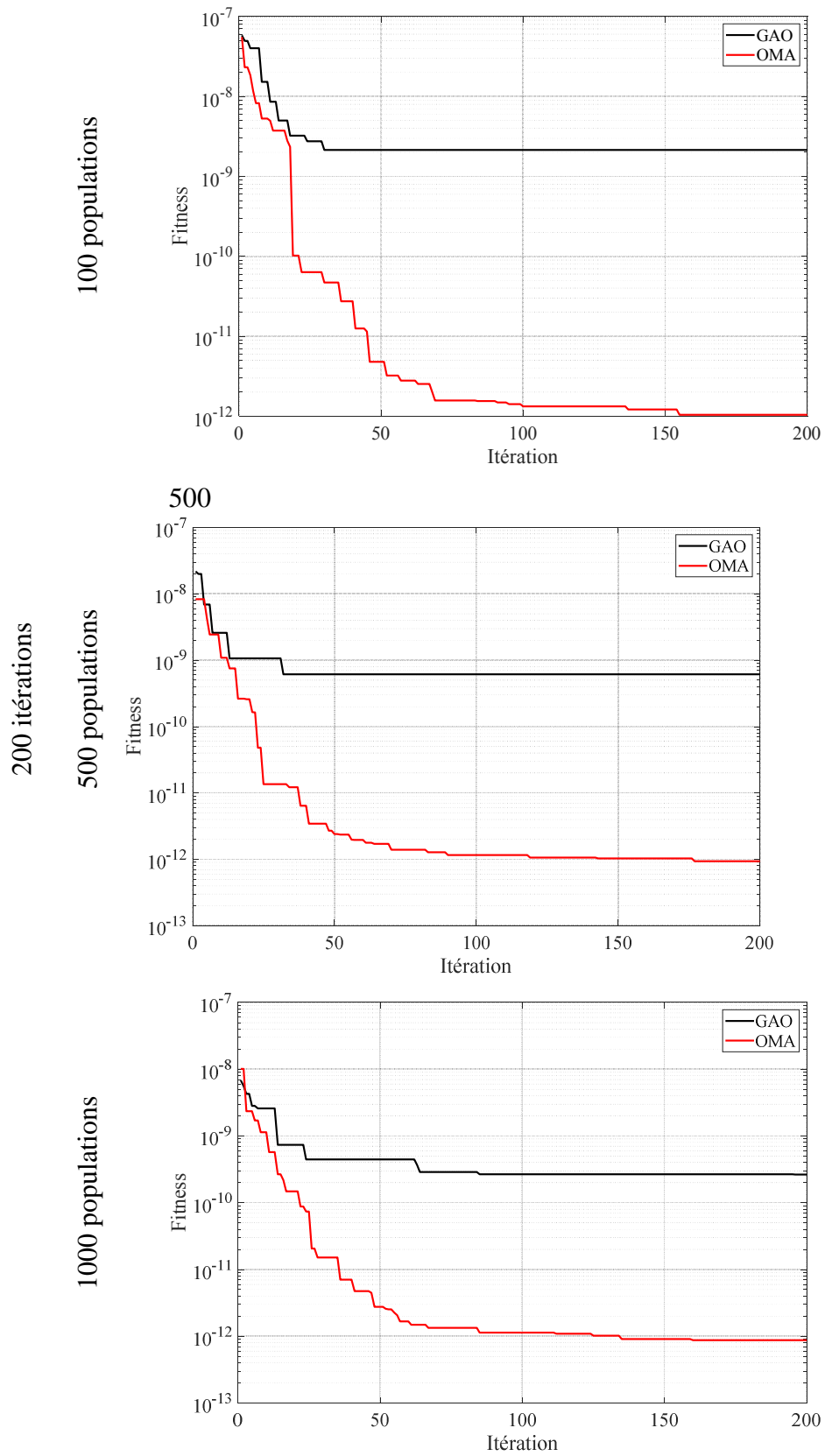


Figure IV.5. Convergence– M.H.F. Dado *et al* 2 endommagements– Poutre sur Appui Simple

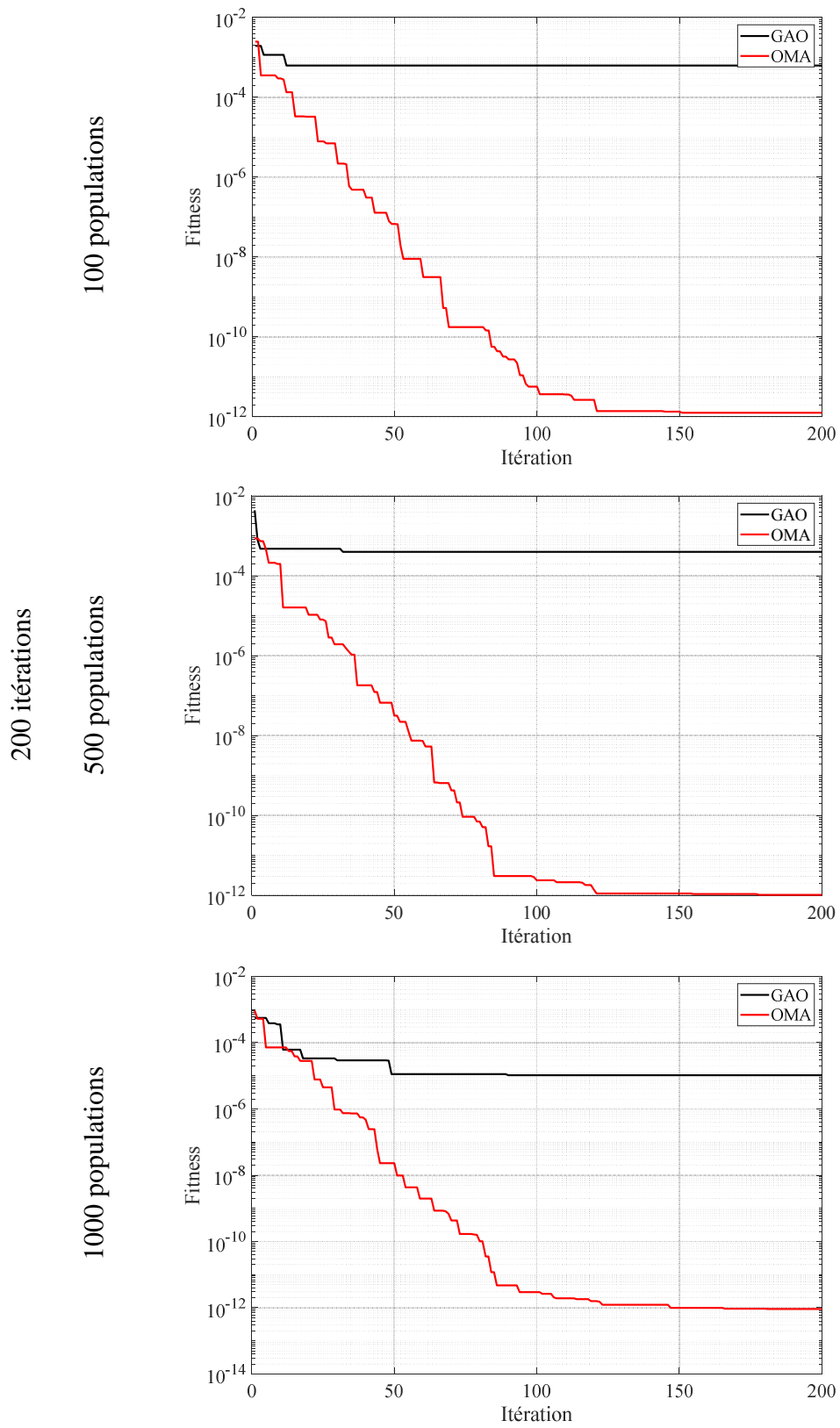


Figure IV.6. Convergence–Réduction de rigidité E 2 endommagements– Poutre sur Appui Simple

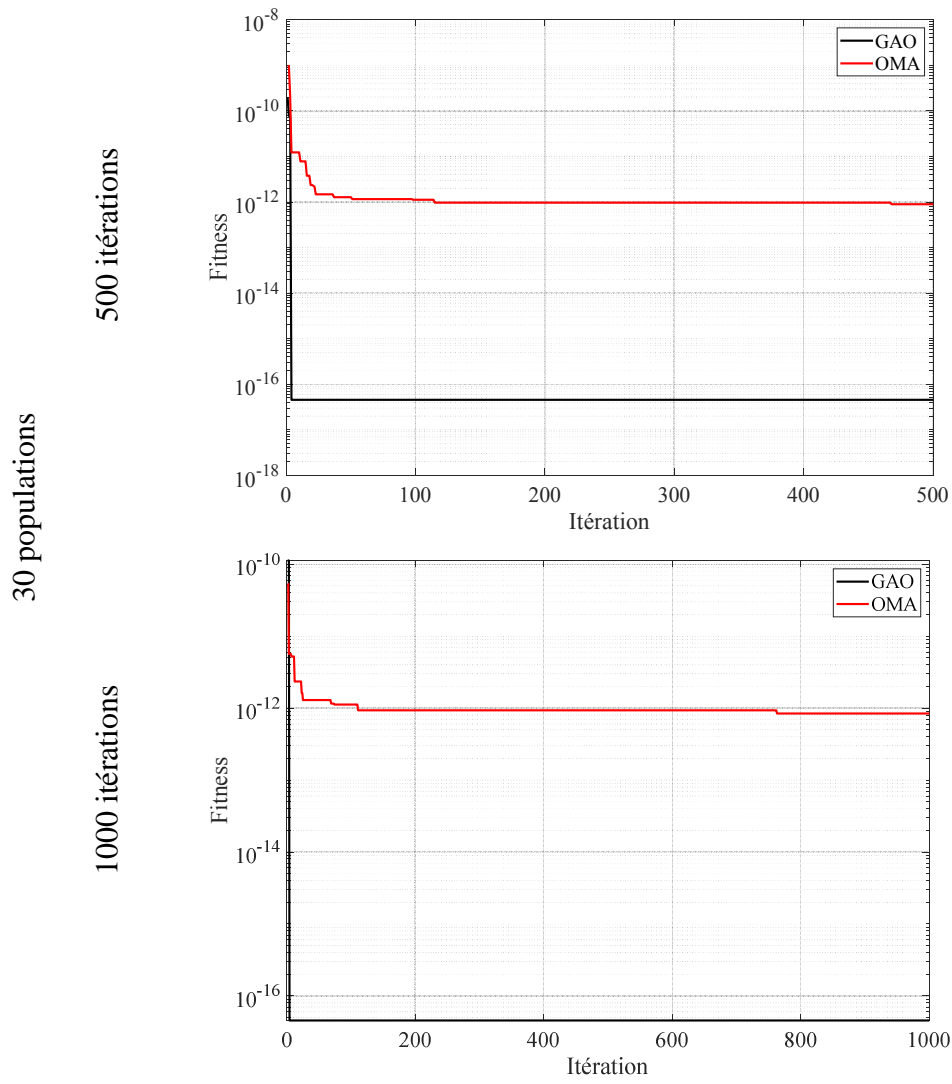
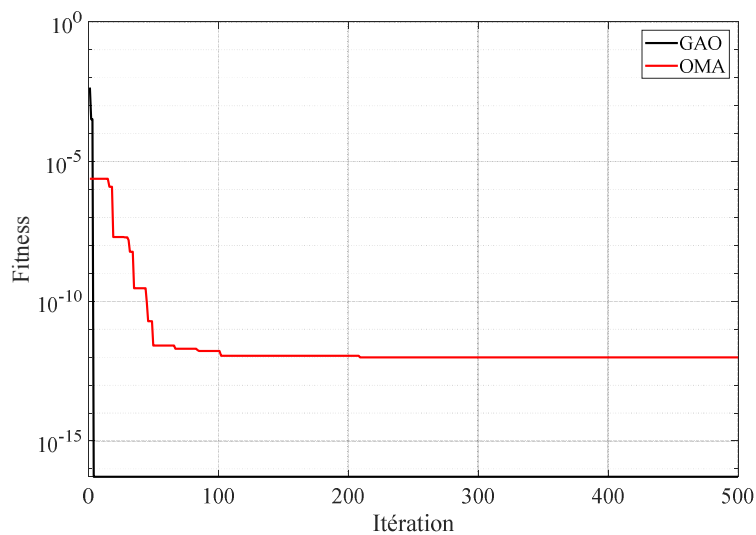


Figure IV.7. Convergence– M.H.F. Dado *et al* 1 endommagement– Poutre sur Appui Simple

30 populations

500 itérations



1000 itérations

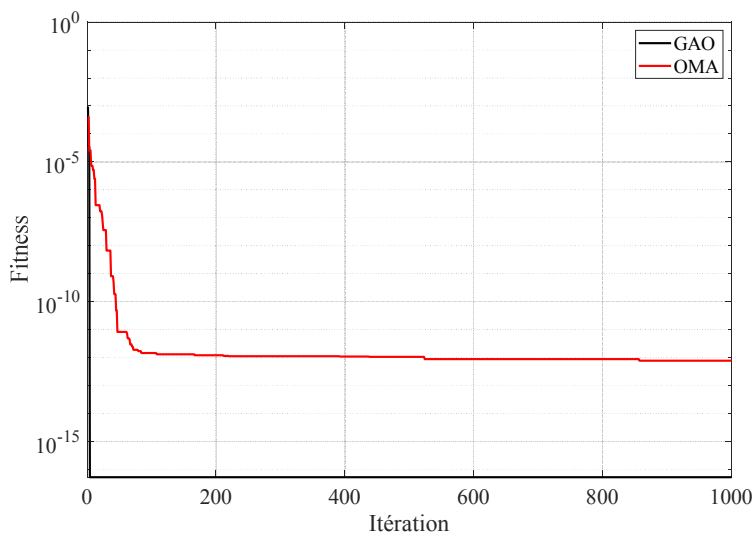


Figure IV.8. Convergence–Réduction de rigidité E 1 endommagement– Poutre sur Appui Simple

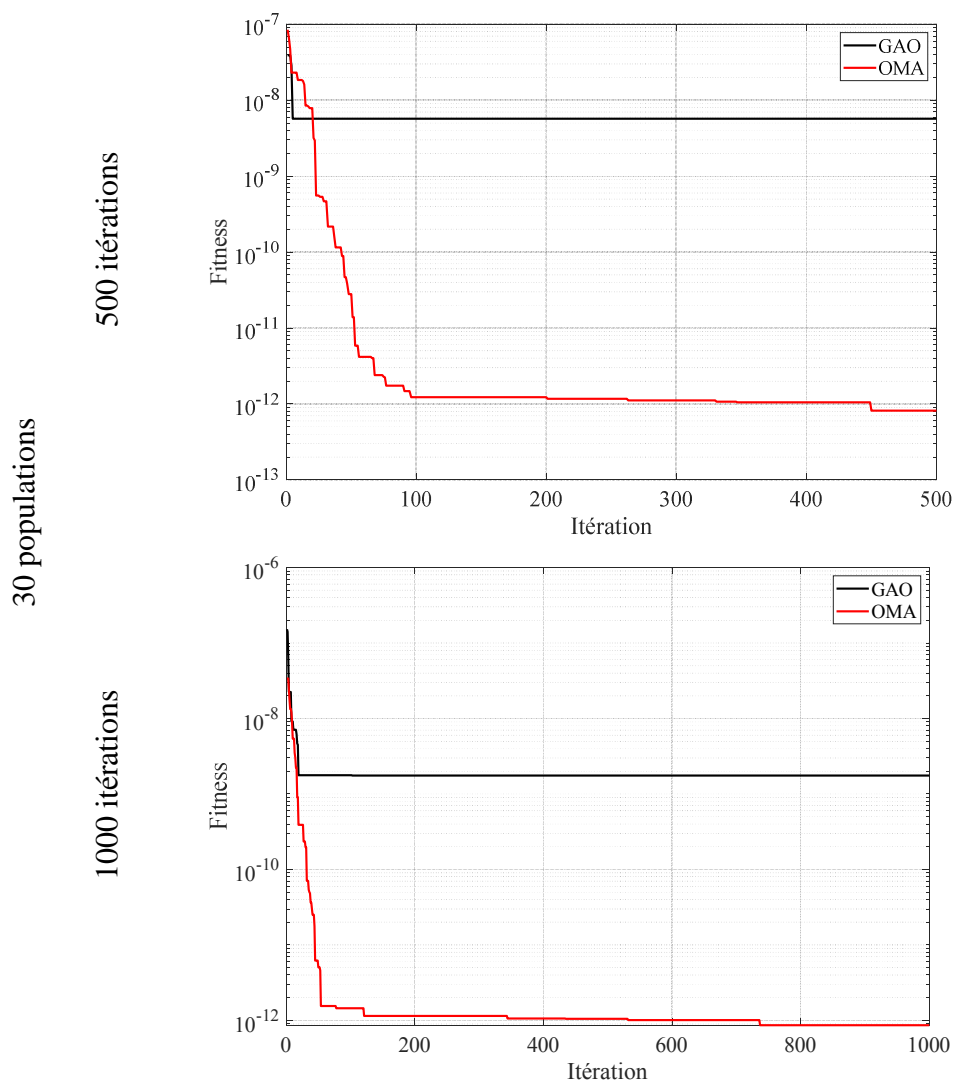


Figure IV.9. Convergence– M.H.F. Dado *et al* 1 endommagement– Poutre sur Appui Simple

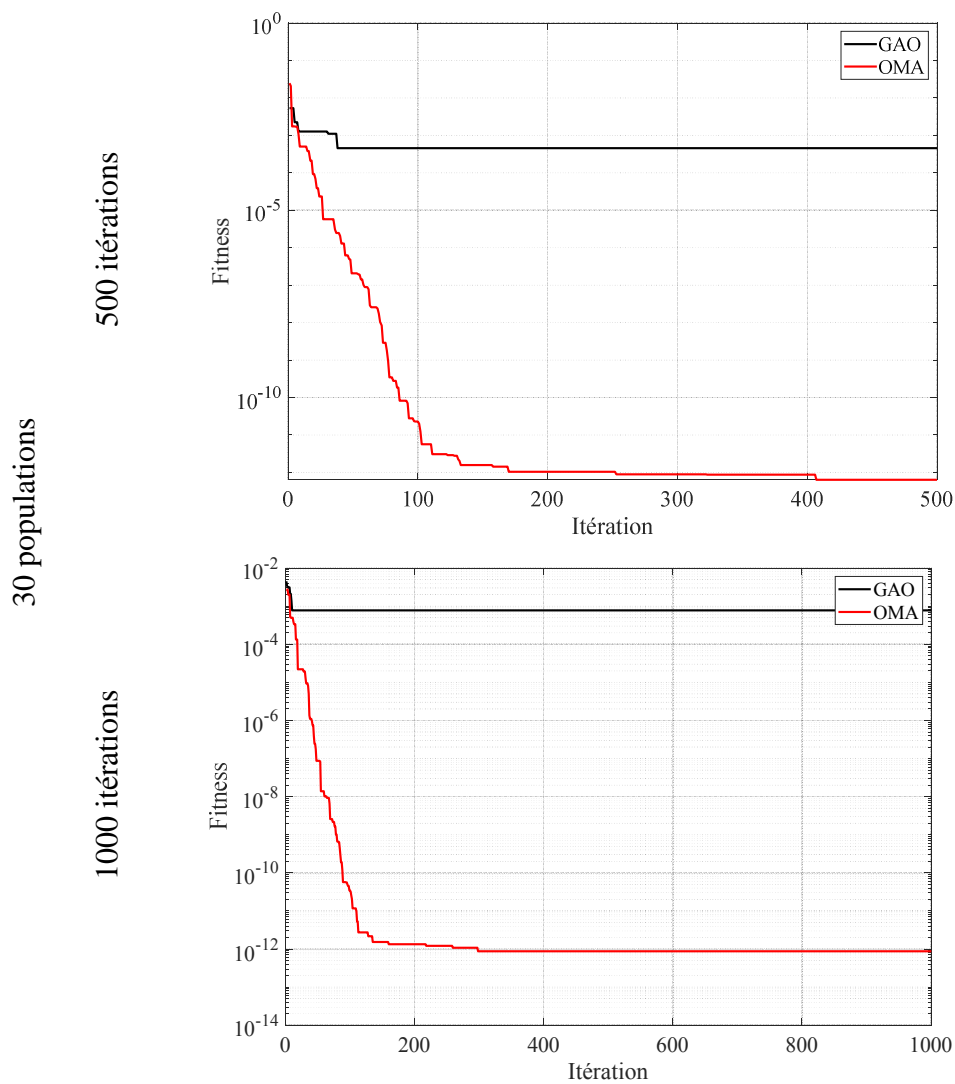


Figure IV.10. Convergence–Réduction de rigidité E 2 endommagement– Poutre sur Appui Simple

IV.5 Structure poutre encasté-libre

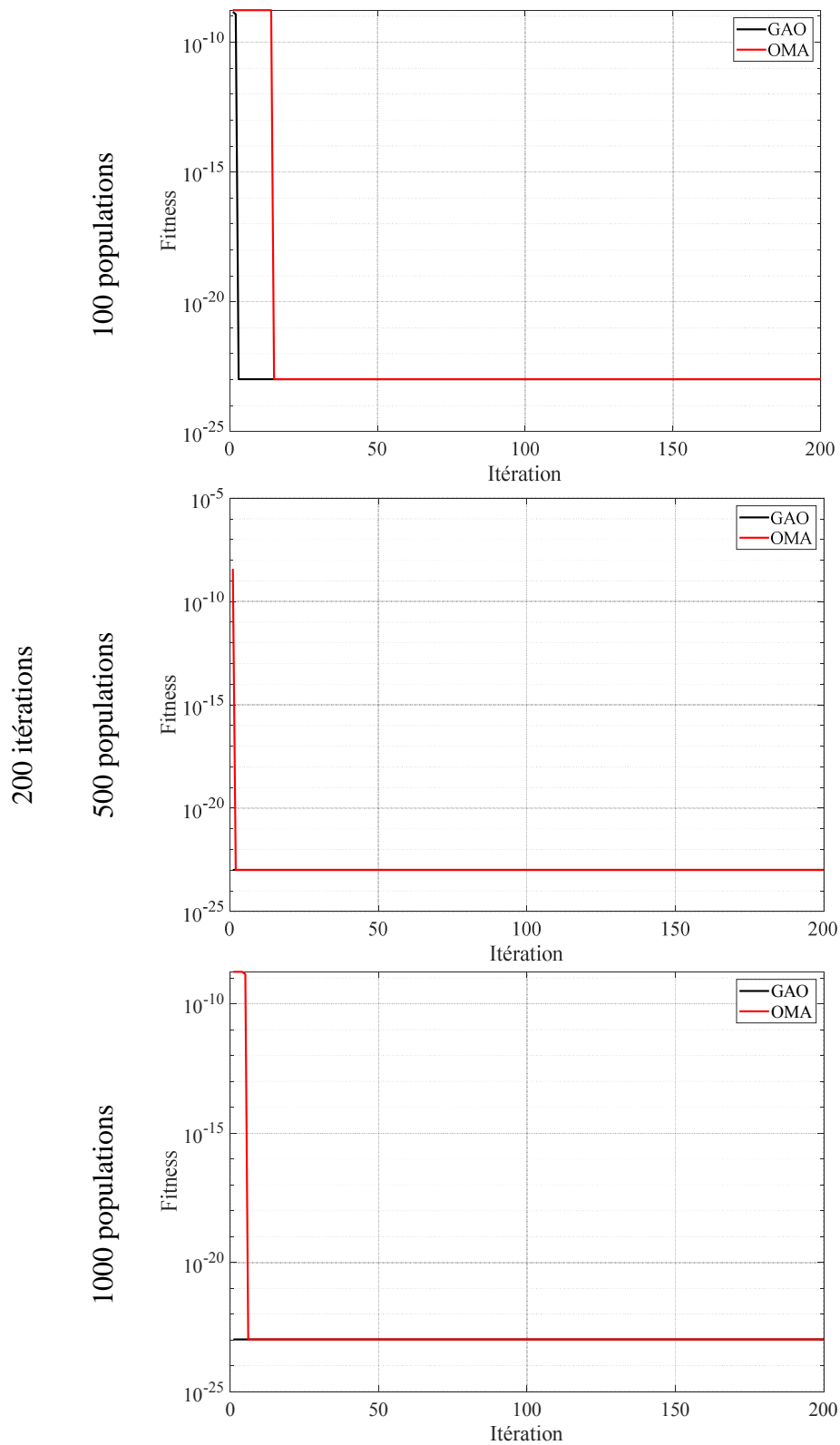


Figure IV.11. Convergence– M.H.F. Dado *et al* 1 endommagement– Poutre Encastée-Libre

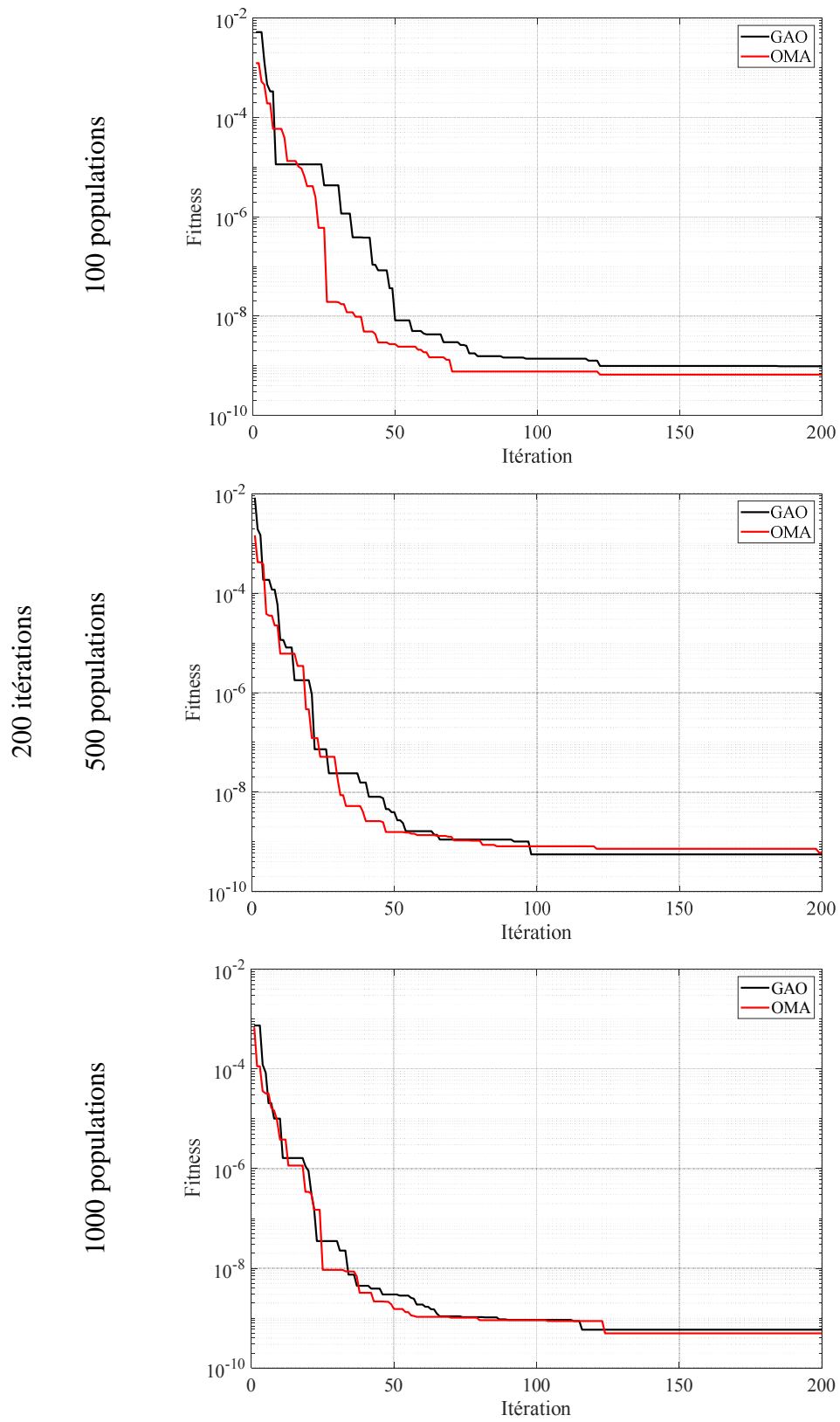


Figure IV.12. Convergence–Réduction de rigidité E 1 endommagement– Poutre Encastree- Libre

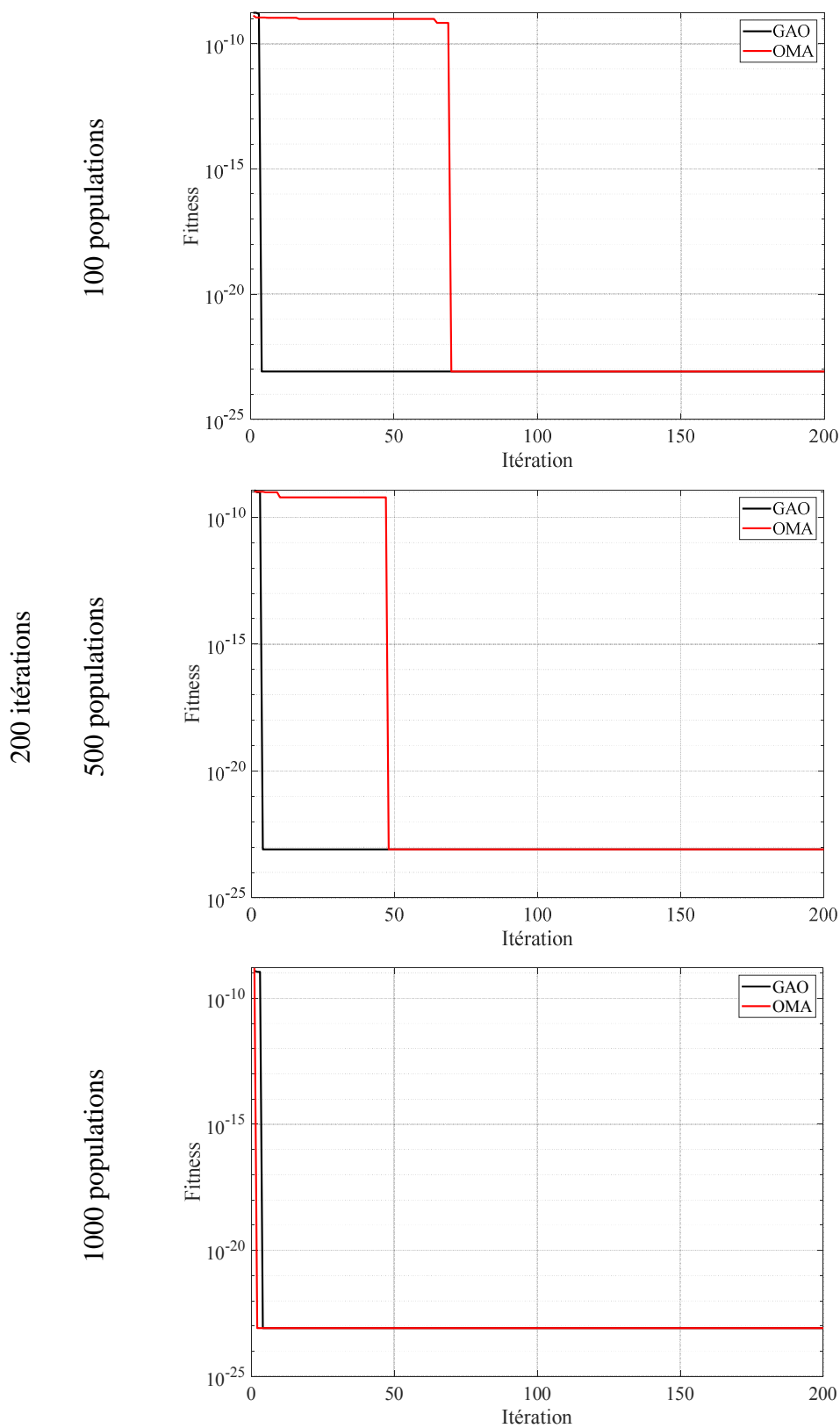


Figure IV.13. Convergence– M.H.F. Dado *et al* 2 endommagements– Poutre Encastree- Libre

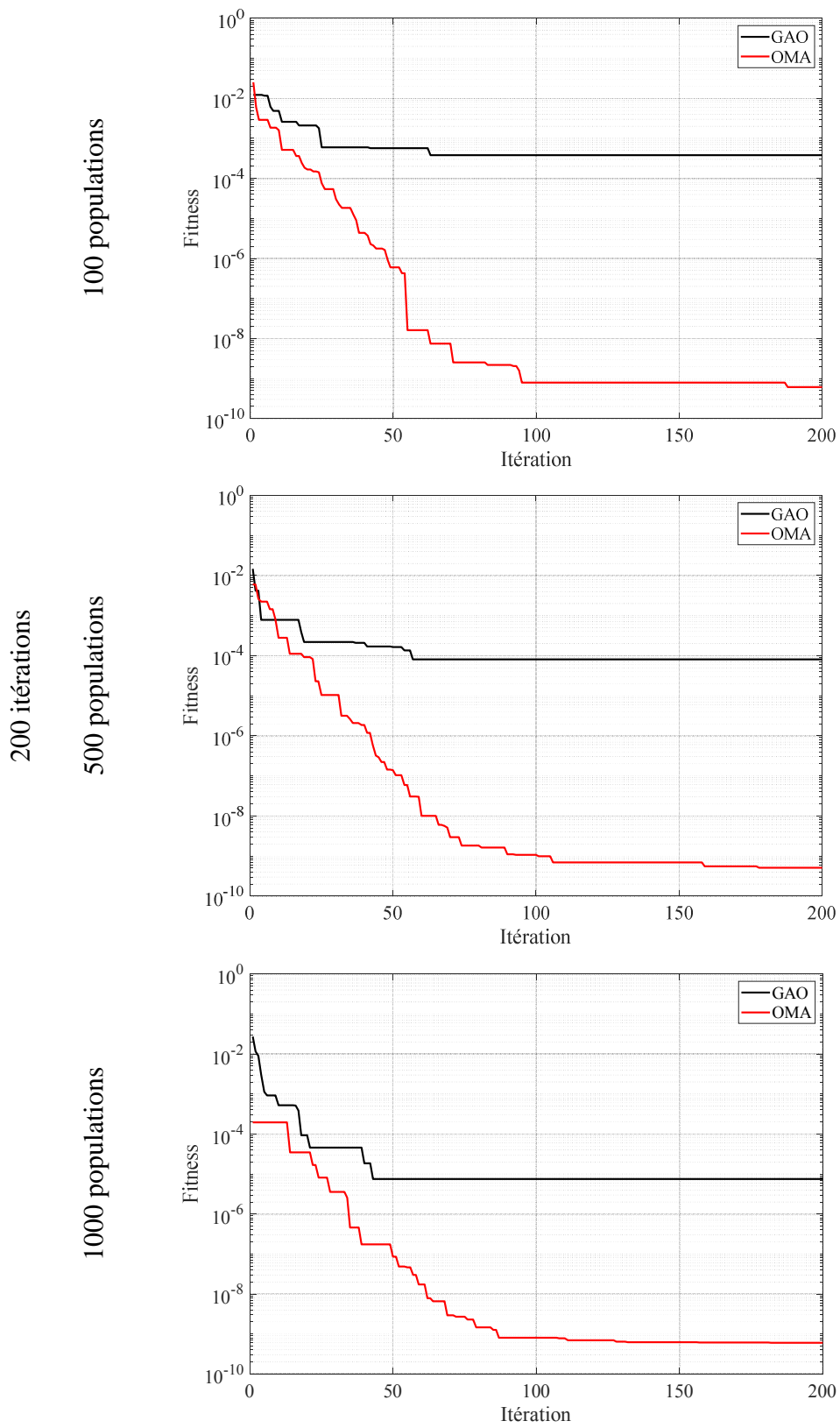


Figure IV.14. Convergence–Réduction de rigidité E 2 endommagements– Poutre Encastree- Libre

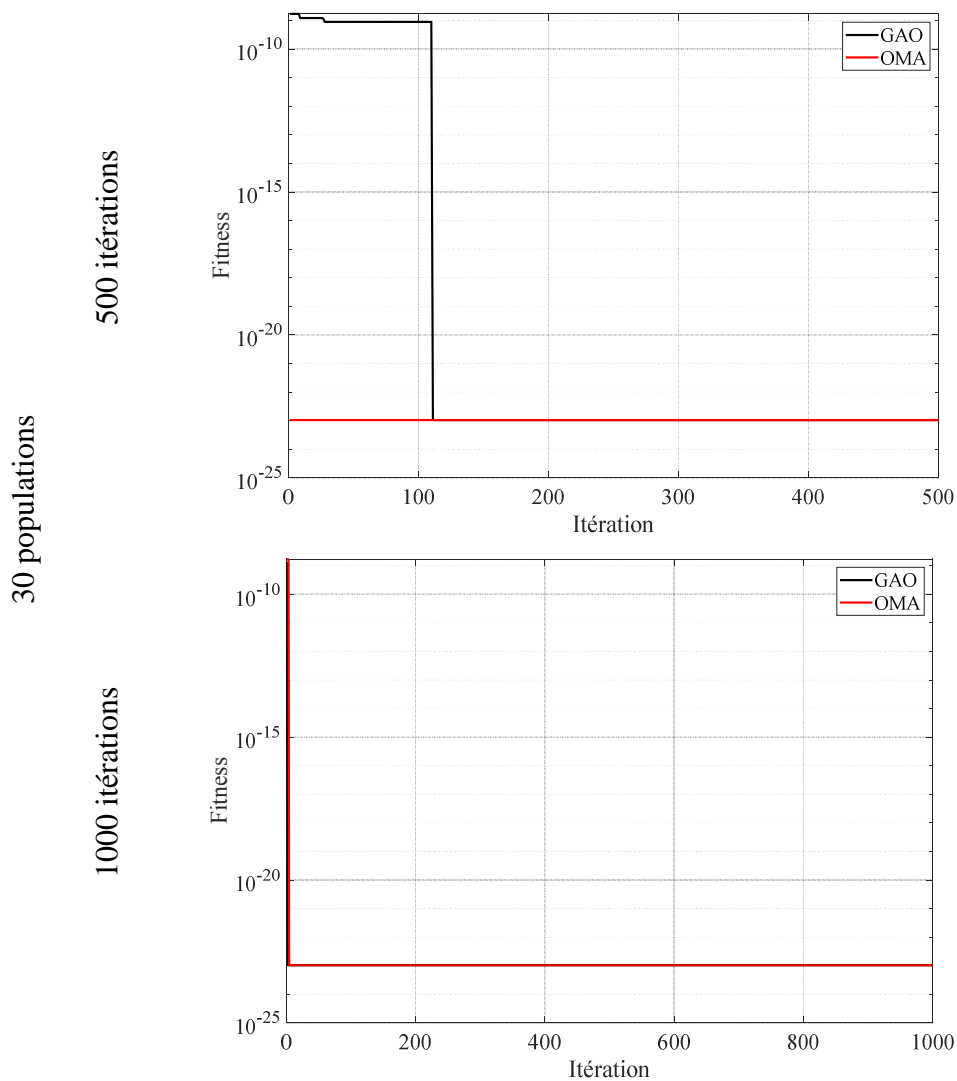


Figure IV.15. Convergence– M.H.F. Dado *et al* 1 endommagements– Poutre Encastree- Libre

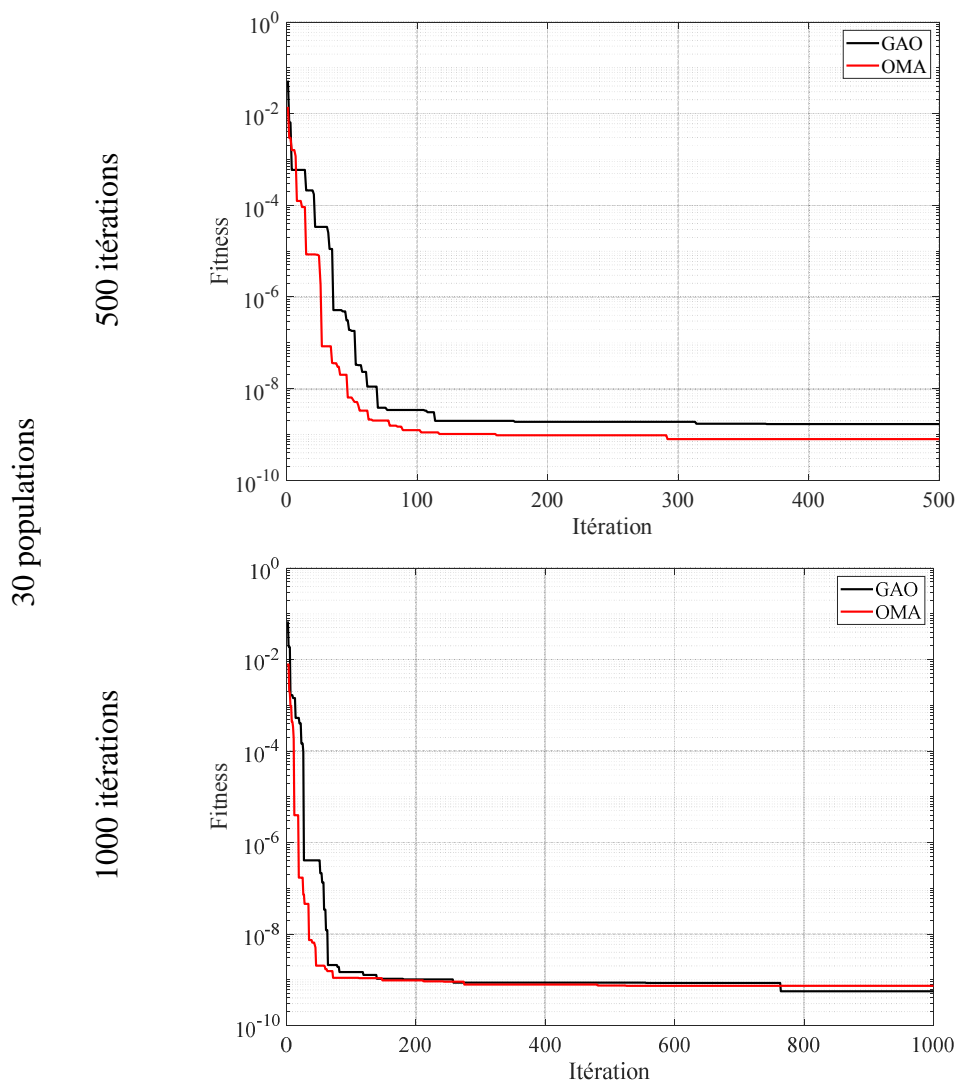


Figure IV.16. Convergence–Réduction de rigidité E 1 endommagement– Poutre Encastree- Libre

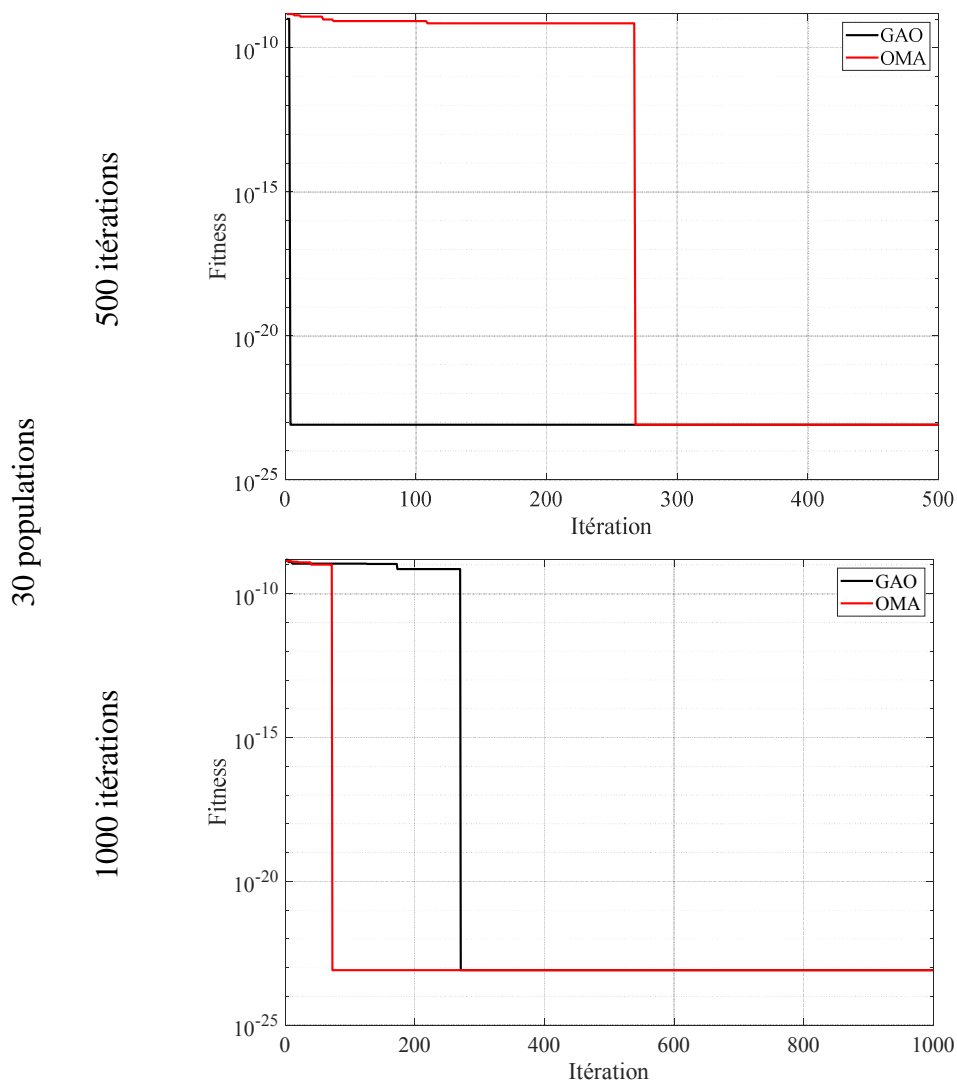


Figure IV.17. Convergence– M.H.F. Dado *et al* 2 endommagements– Poutre Encastrée- Libre

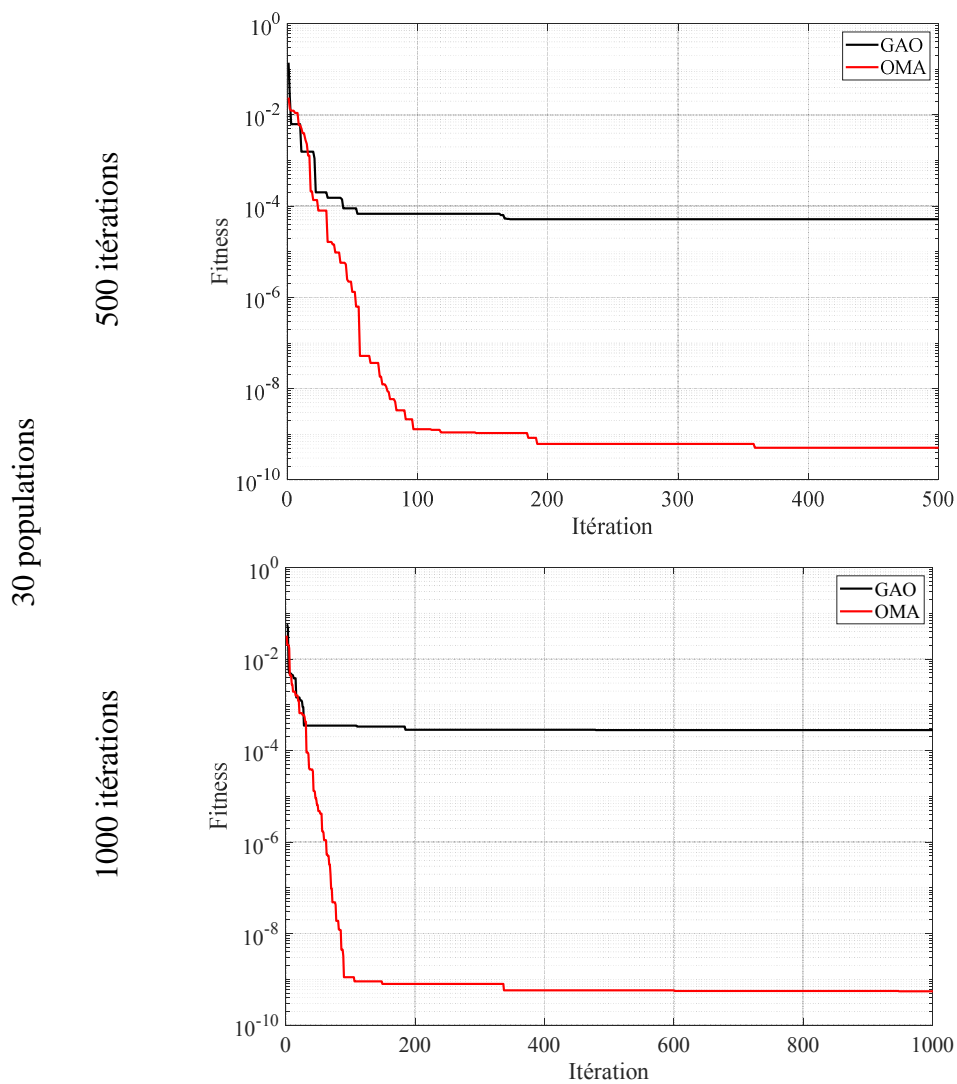


Figure IV.18. Convergence–Réduction de rigidité E 2 endommagements– Poutre Encastree- Libre

IV.6 Structure poutre encastree-encastree

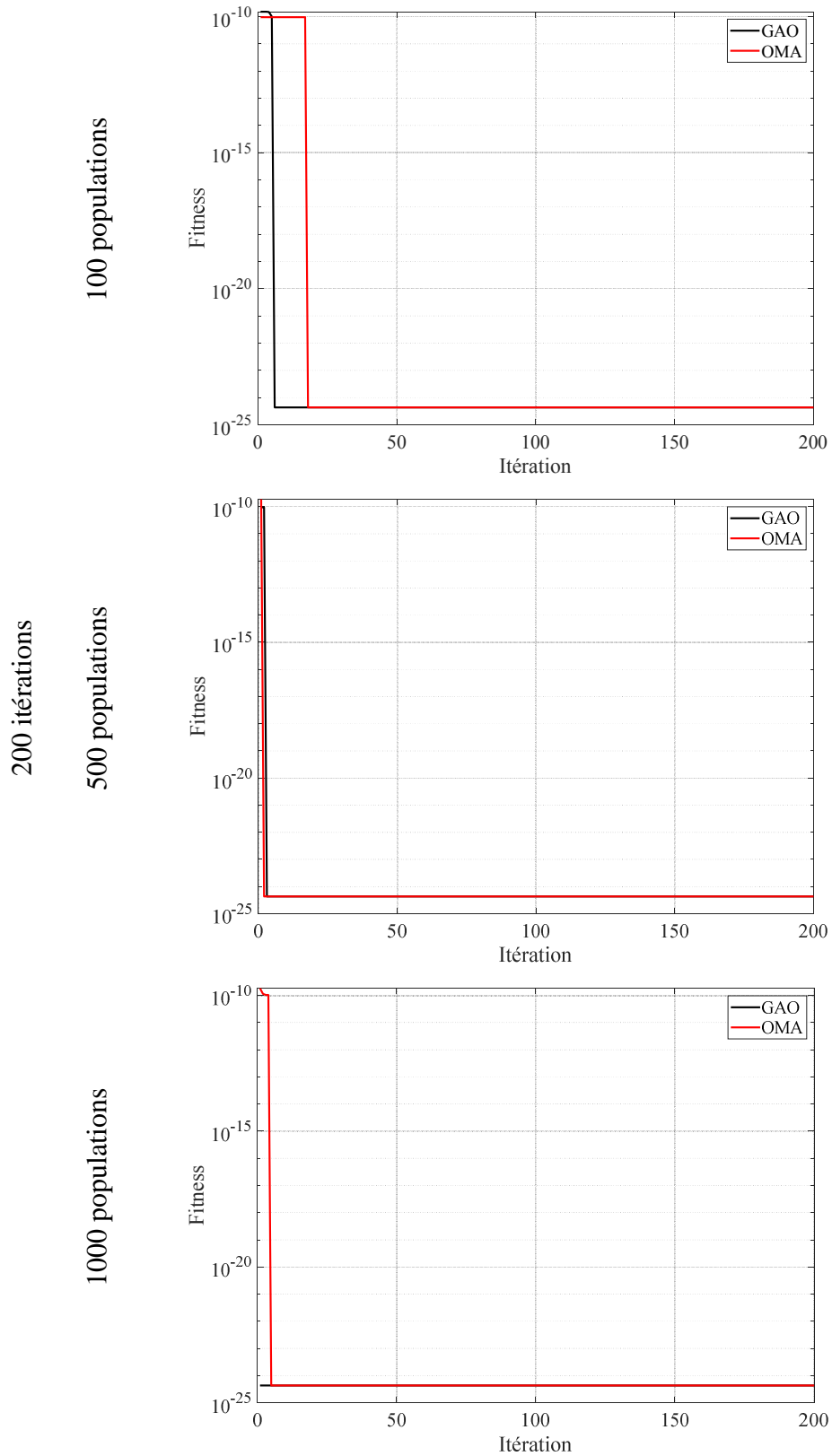


Figure IV.19. Convergence– M.H.F. Dado *et al* 1 endommagements – Poutre Encastree-Encastree

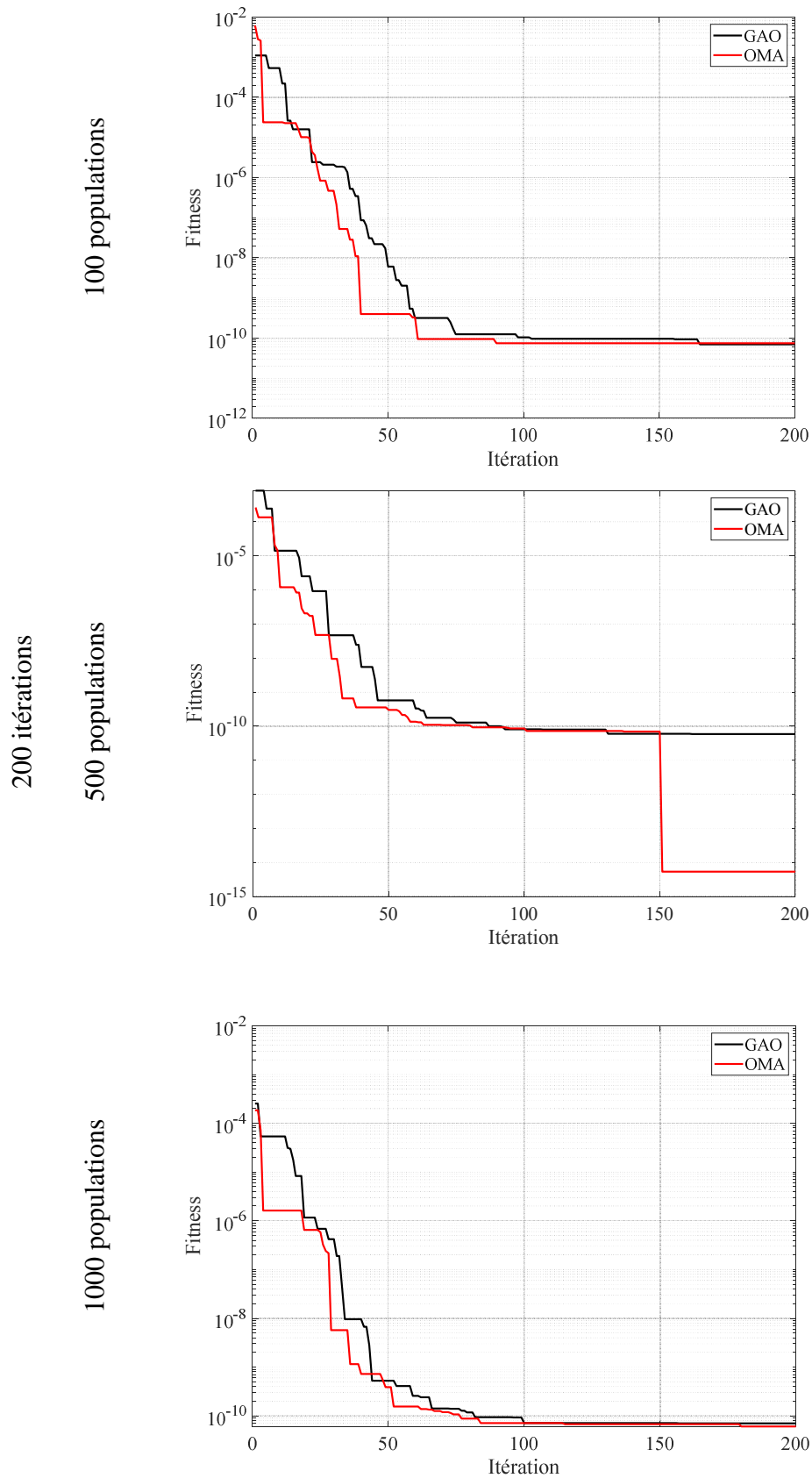


Figure IV.20. Convergence–Réduction de rigidité E 1 endommagement– Poutre Encastrée-Encastrée

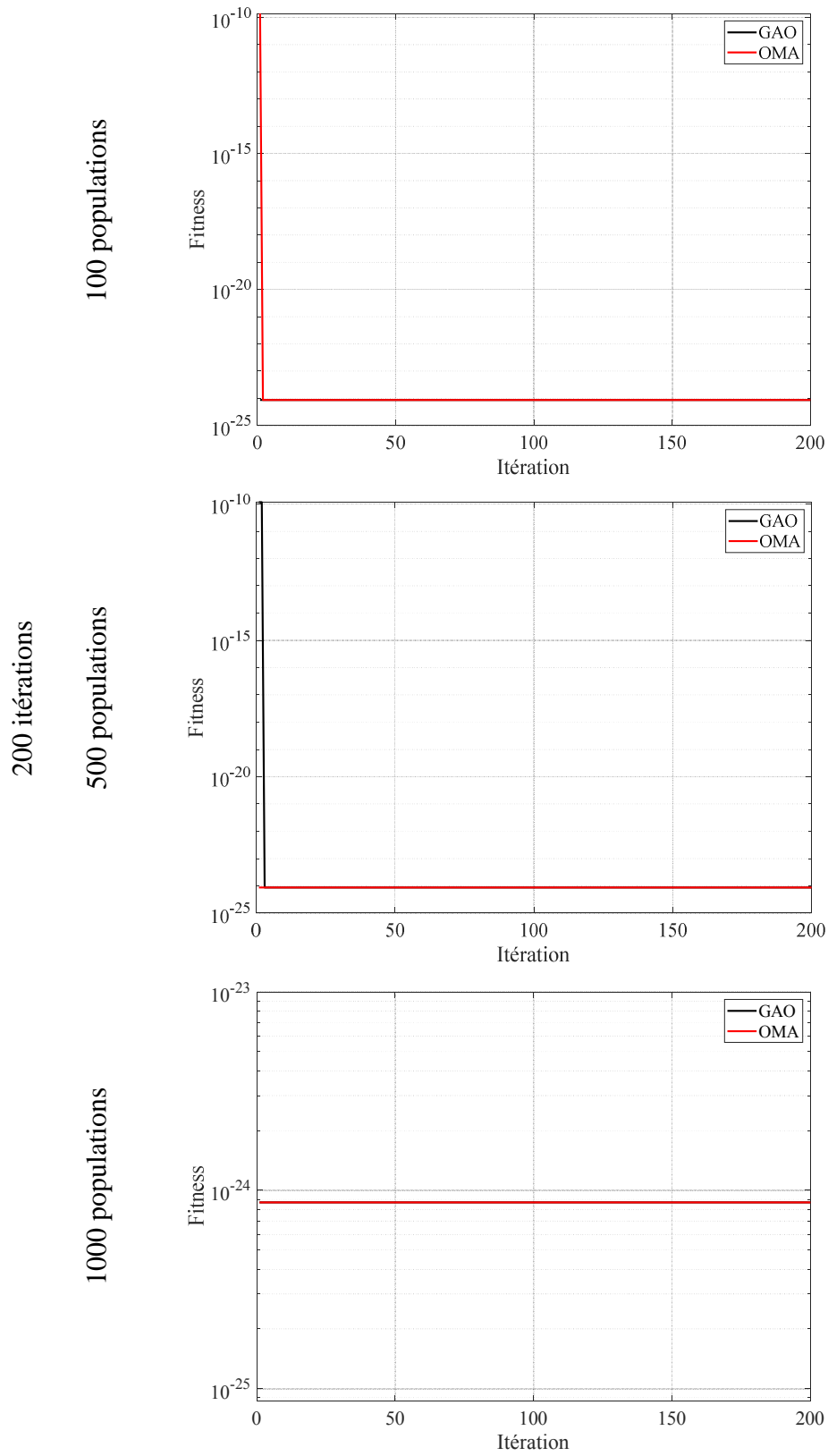


Figure IV.21. Convergence– M.H.F. Dado *et al* 2 endommagements– Poutre Encastree-Encastree

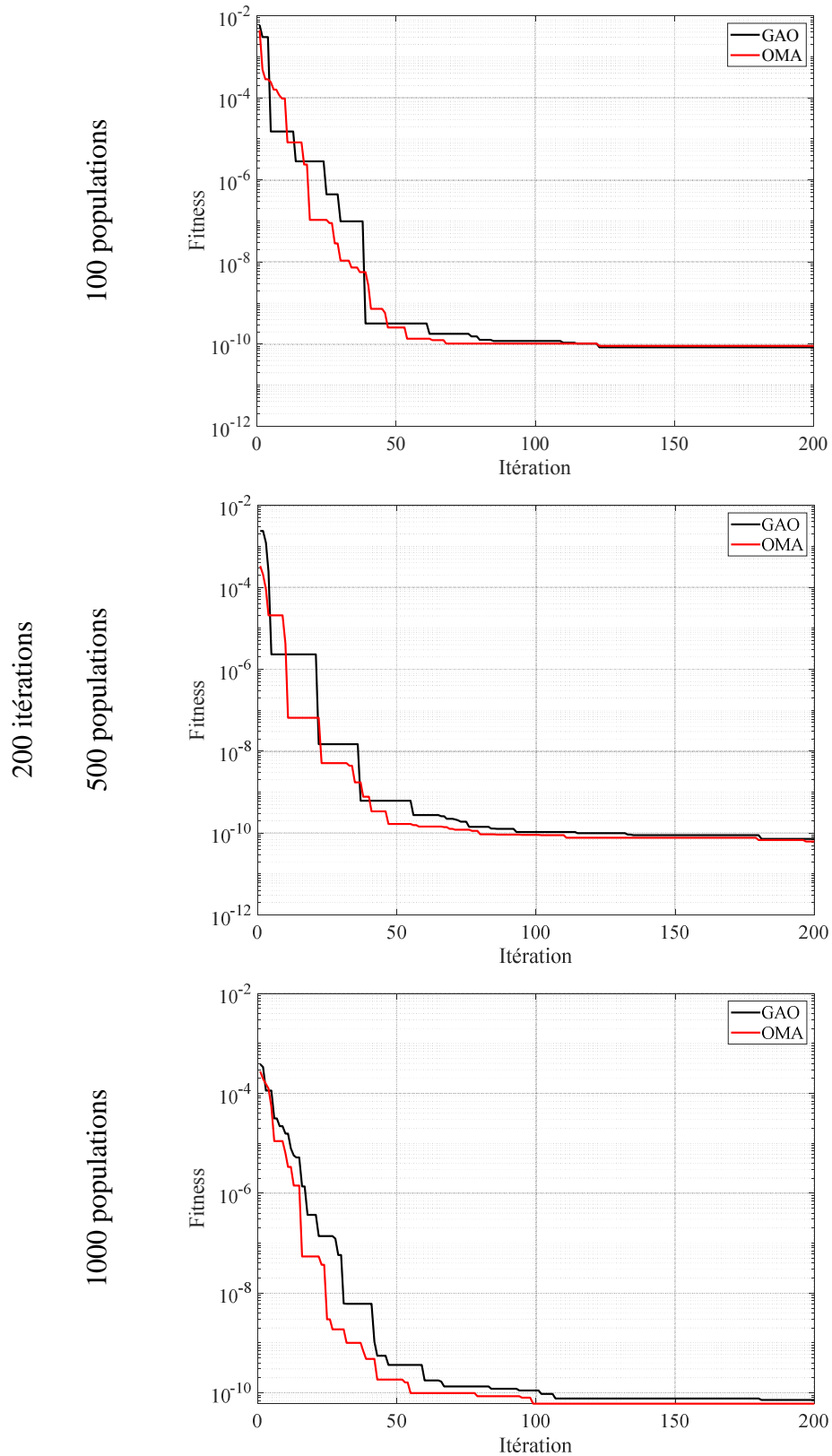


Figure IV.22. Convergence–Réduction de rigidité E 2 endommagements– Poutre Encastrée-Encastrée

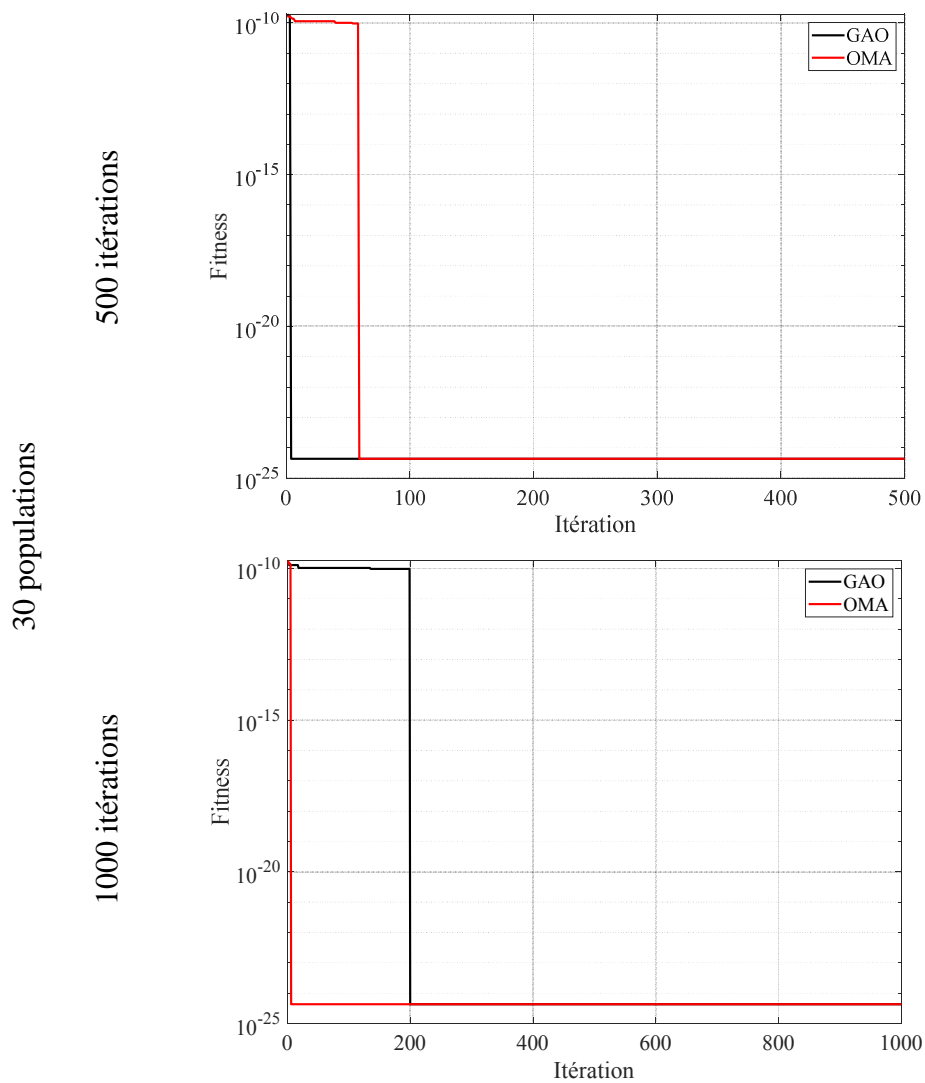


Figure IV.23. Convergence– M.H.F. Dado *et al* 1 endommagement– Poutre Encastrée-Encastrée

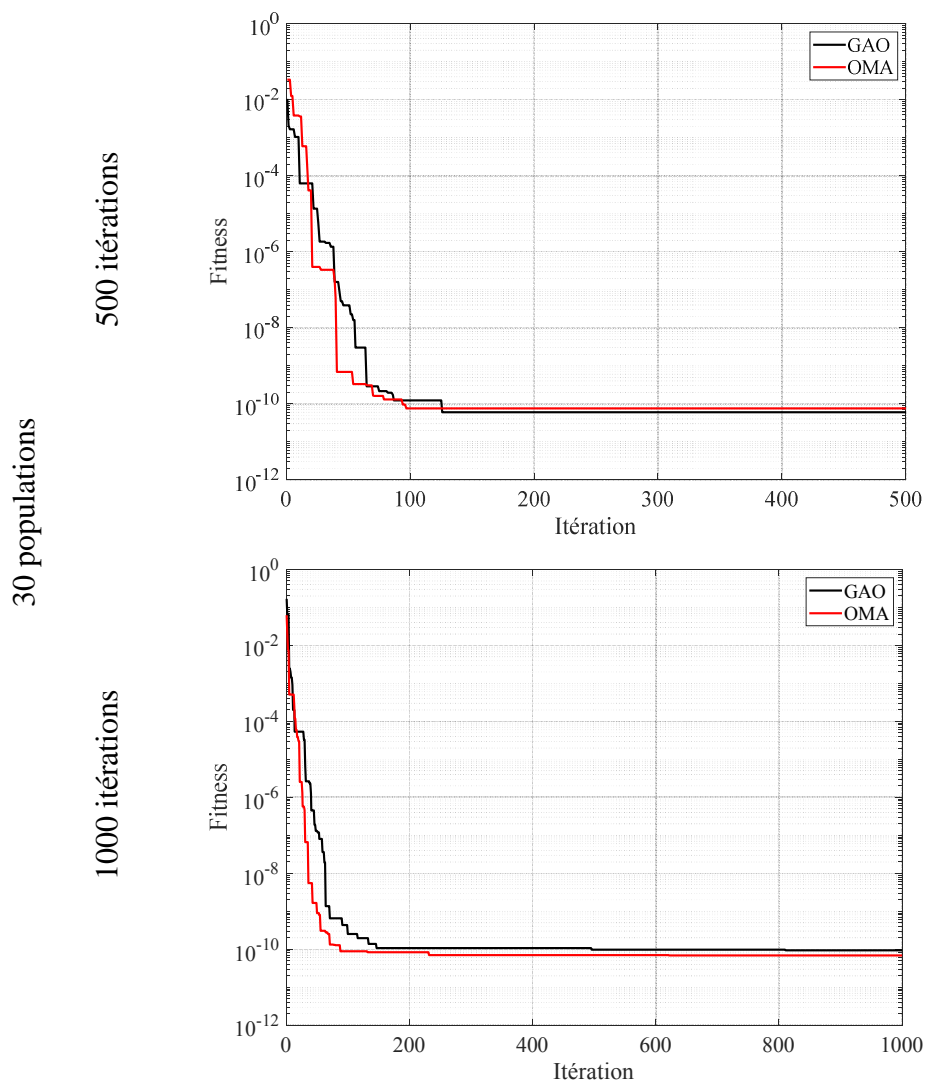


Figure IV.24. Convergence–Réduction de rigidité E 1 endommagement– Poutre Encastrée-Encastrée

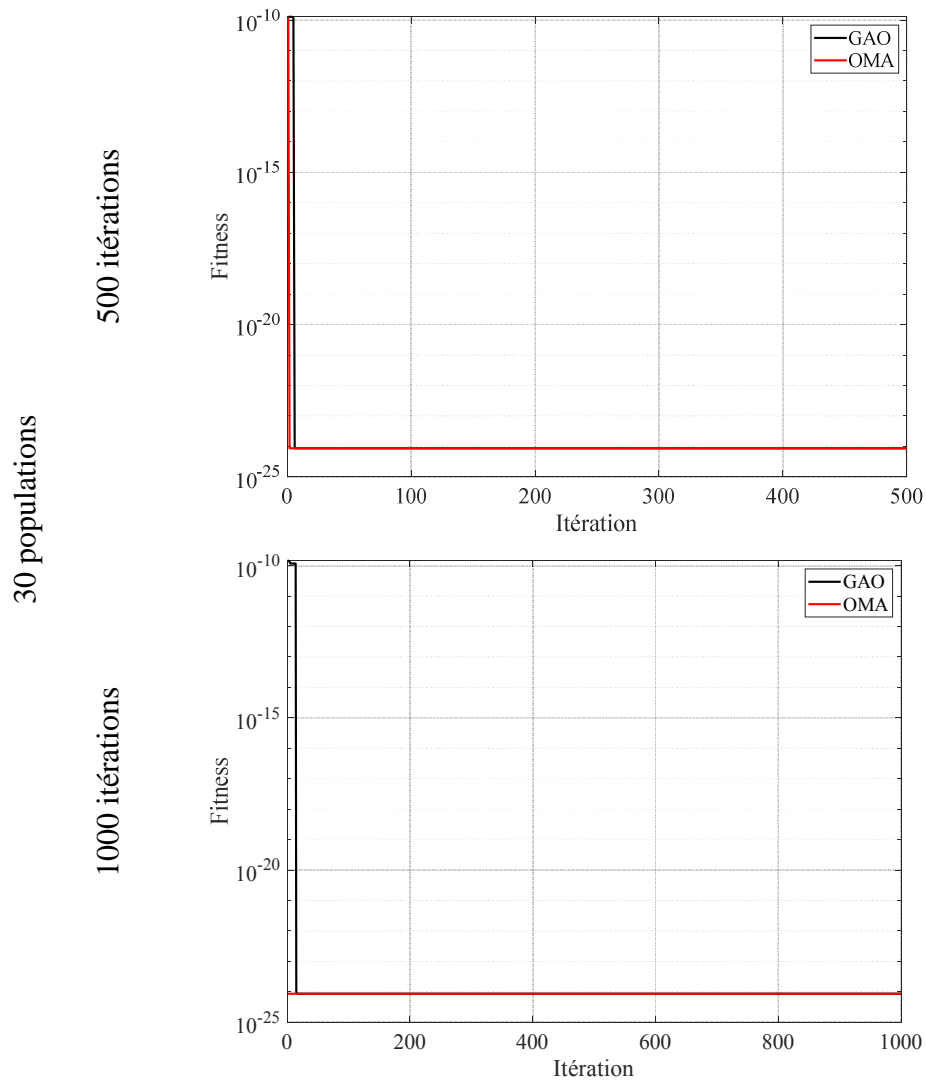


Figure IV.25. Convergence— M.H.F. Dado *et al* 2 endommagements— Poutre Encastree-Encastree

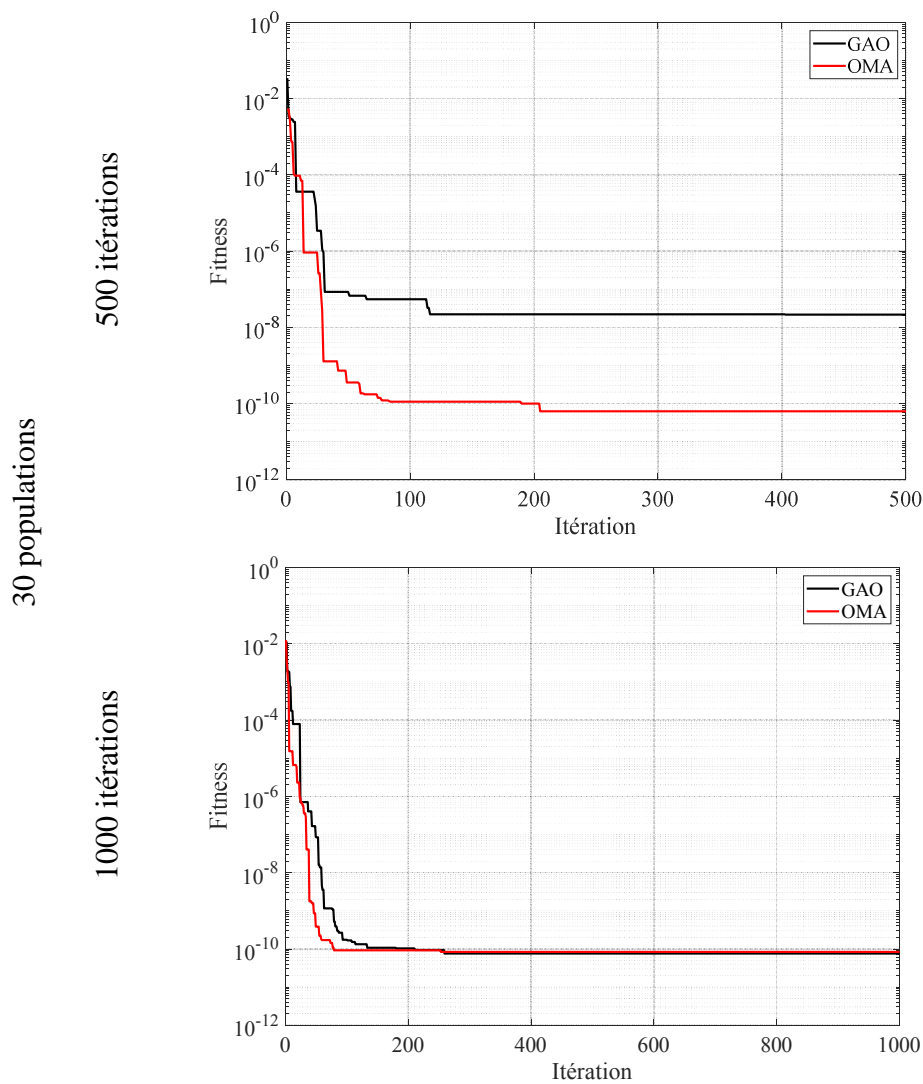


Figure IV.26. Convergence–Réduction de rigidité E 2 endommagements– Poutre Encastree-Encastree

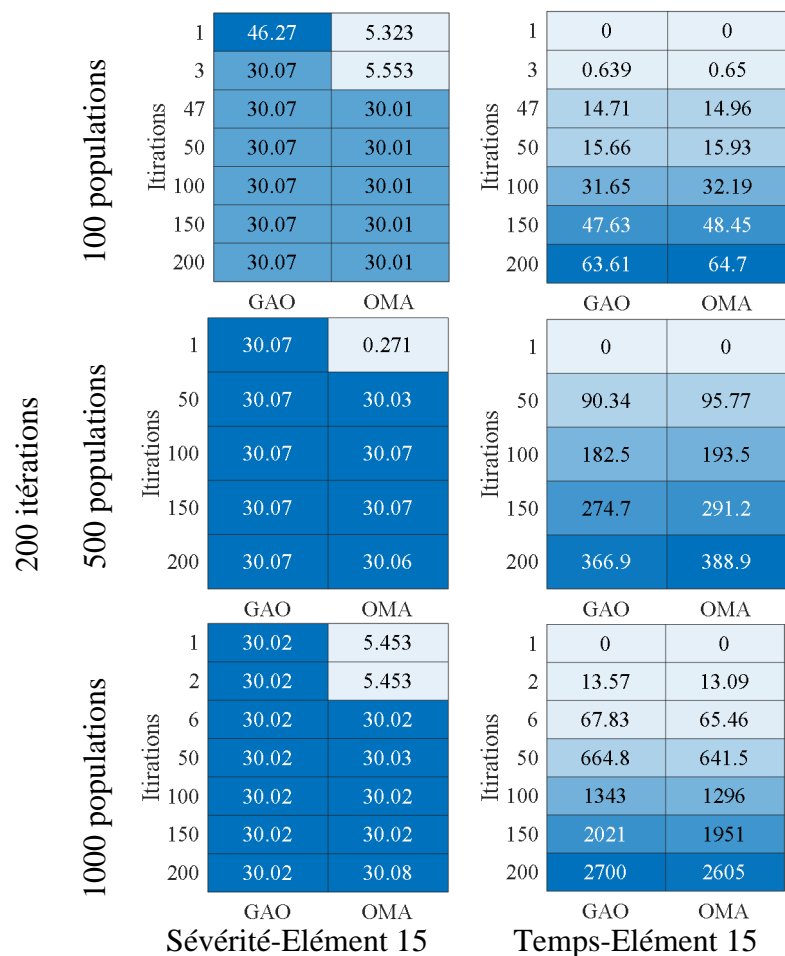


Figure IV.27. Localisation et quantification des éléments endommagés -
Variation des populations

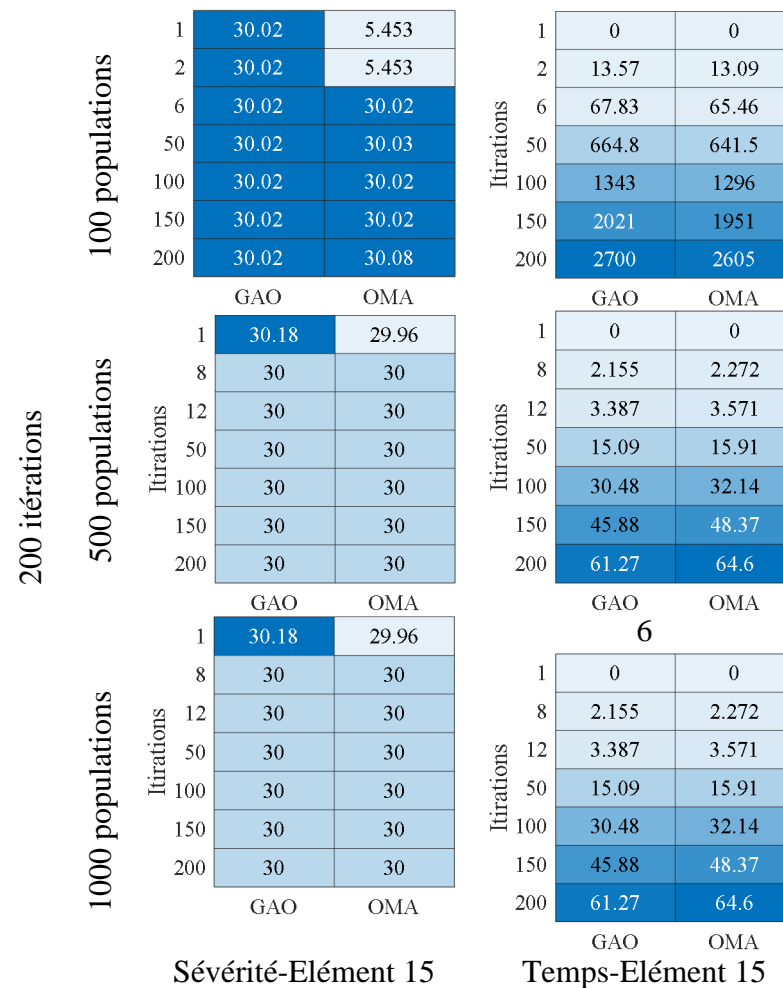


Figure IV.28. Localisation et quantification des éléments endommagés –
Variation des populations

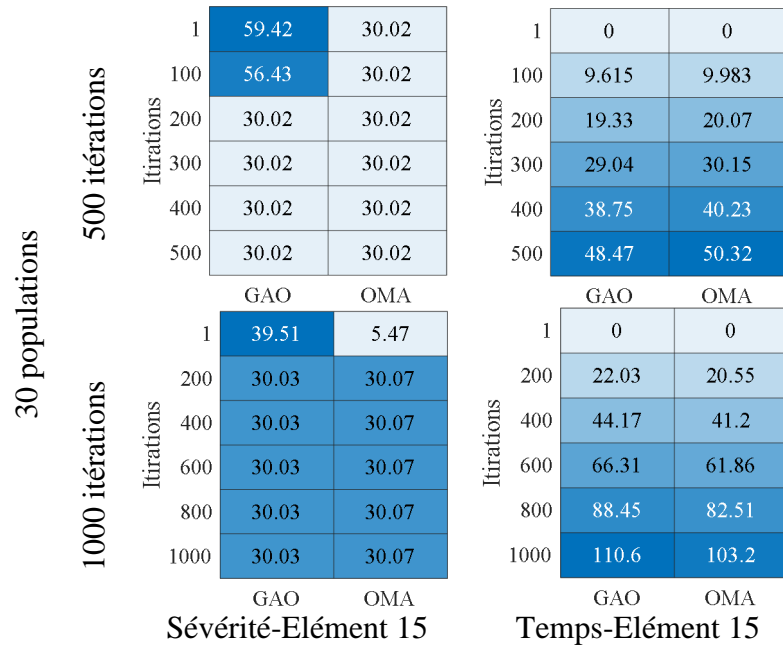


Figure IV.29. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations

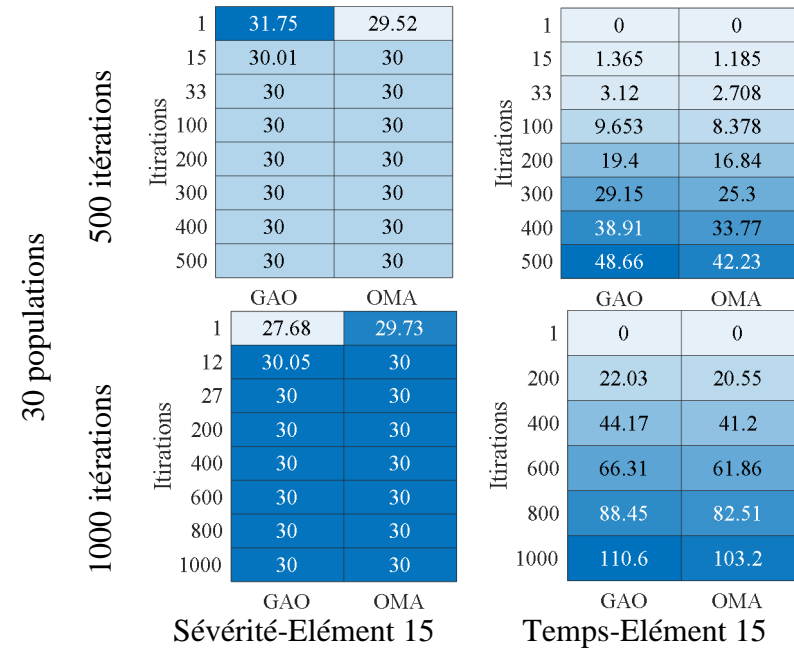


Figure IV.30. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations

Dans cette étude, nous avons d'abord fixé le nombre d'itérations à 200 et varié le nombre de populations à 100, 500 et 1000 (voir figure 28). Pour le modèle de réduction de la raideur E d'un élément de poutre, nous avons constaté que la méthode GAO a présenté un taux d'endommagement de 30% après 200 itérations avec 500 populations pour l'élément 15, atteint en 61.27 secondes, ce qui correspond au taux d'endommagement réel. De même, un taux d'endommagement de 30% a été observé après 200 itérations avec 1000 populations, également en 61.27 secondes.

En revanche, la méthode OMA a montré un taux d'endommagement de 30% après 200 itérations avec 500 populations en 64.6 secondes, ainsi qu'après 200 itérations avec 1000 populations, toujours en 64.6 secondes.

Ensuite, nous avons fixé le nombre d'itérations à 30 et varié le nombre de populations à 500 et 1000 (voir figure 30). Pour le même modèle de réduction de la raideur E d'un élément de poutre, la méthode OMA a atteint un taux d'endommagement de 30% à la 15ème itération avec 30 populations pour l'élément 15, en 1.185 secondes, correspondant au taux d'endommagement réel. En outre, un taux d'endommagement de 30% a été atteint à la 12ème itération avec 30 populations, en 20.55 secondes.

D'un autre côté, la méthode GAO a montré un taux d'endommagement de 30% à la 33ème itération avec 30 populations, en 3.12 secondes, ainsi qu'à la 27ème itération avec 30 populations, en 44.17 secondes.

Pour le modèle de M.H.F. Dado et al., les résultats obtenus ne sont pas satisfaisants. Nous avons configuré le nombre d'itérations à 200 et fait varier le nombre de populations entre 100, 500 et 1000 (voir figure 27). Dans cette configuration, la méthode GAO a présenté un taux d'endommagement de 30.07% après 200 itérations avec 100 populations pour l'élément 15, atteint en 63.61 secondes, correspondant au taux d'endommagement réel. Les résultats montrent également un taux d'endommagement de 30.07% avec 500 populations en 366.9 secondes, et de 30.02% avec 1000 populations en 2700 secondes.

En parallèle, la méthode OMA a atteint un taux d'endommagement de 30.01% après 200 itérations avec 100 populations, en 64.7 secondes, ainsi qu'un taux de 30.06% avec 500 populations en 388.9 secondes, et de 30.08% avec 1000 populations en 2605 secondes.

Lorsque le nombre d'itérations a été fixé à 30 et que le nombre de populations a été varié entre 500 et 1000 (voir figure 29), les résultats ont montré que la méthode OMA a obtenu un taux d'endommagement de 30.02% après 500 itérations avec 30 populations pour l'élément 15, enregistré en 50.32 secondes, correspondant au taux d'endommagement réel. De plus, un taux d'endommagement de 30.07% a été observé après 1000 itérations avec 30 populations, en 103.2 secondes.

En comparaison, la méthode GAO a présenté un taux d'endommagement de 30.02% après 500 itérations avec 30 populations, en 48.47 secondes, et de 30.03% après 1000 itérations avec 30 populations, en 110.06 secondes.

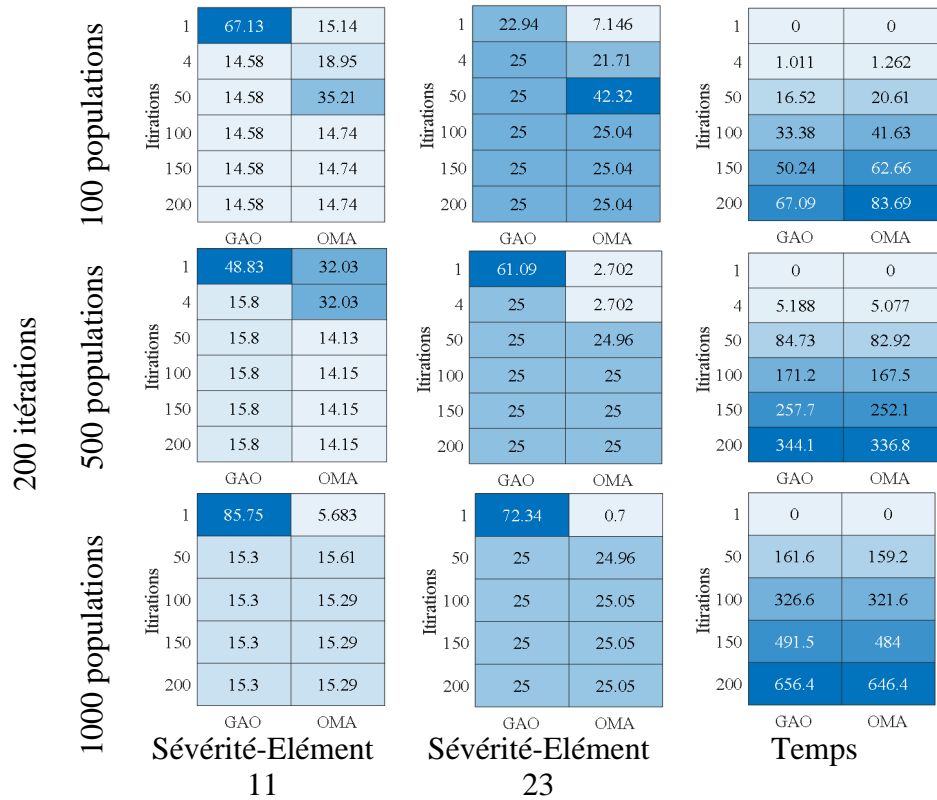


Figure IV.31. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations

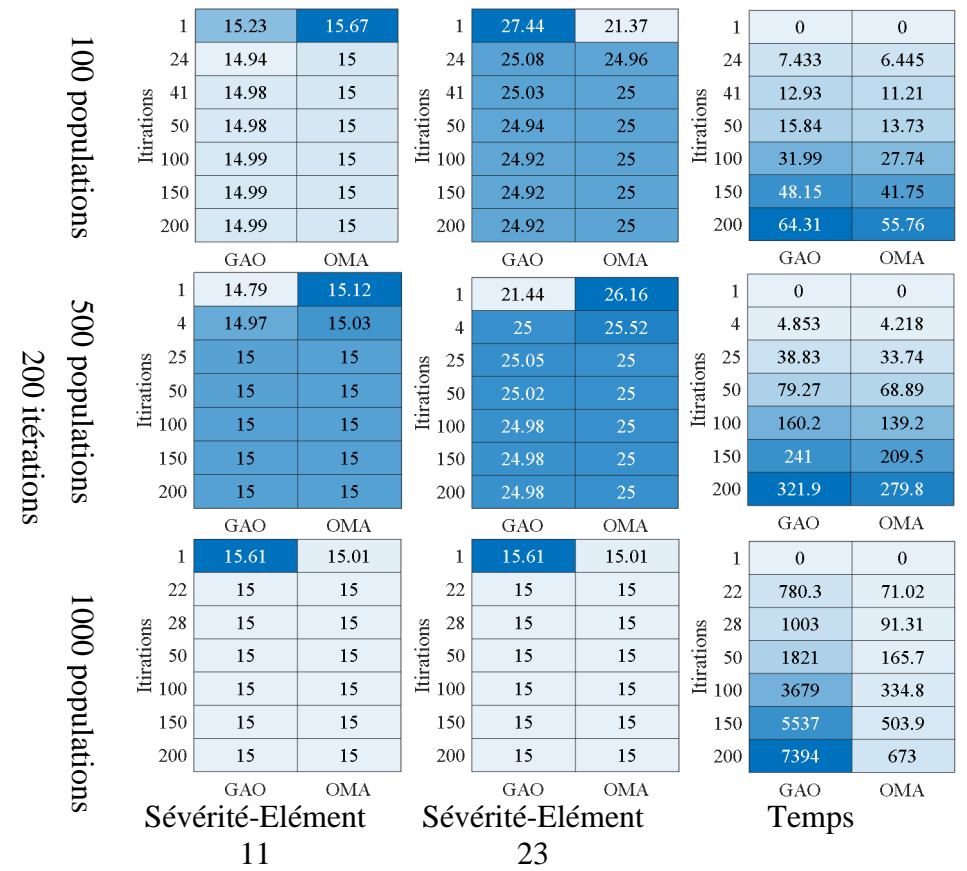


Figure IV.32. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations

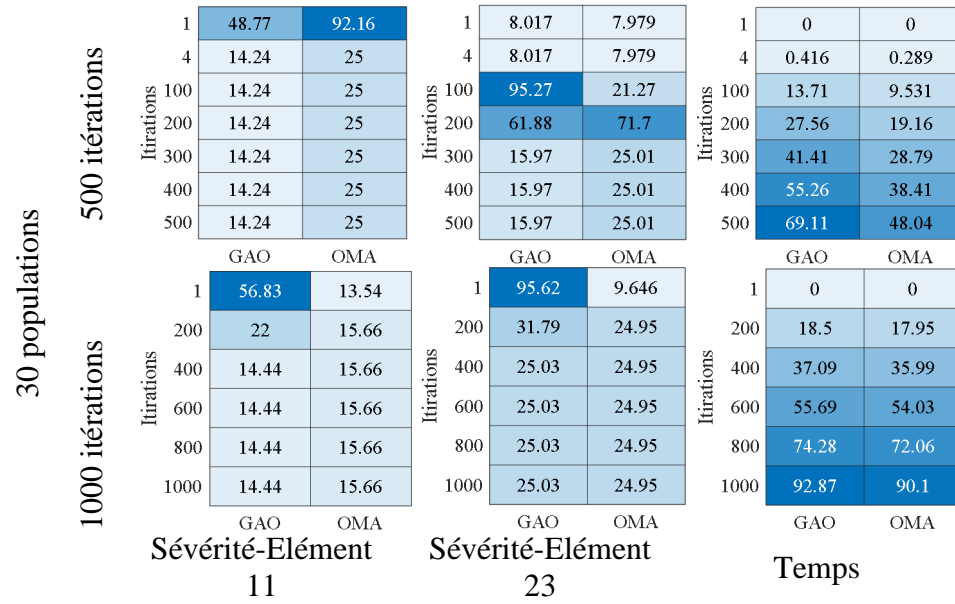


Figure IV.33. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations

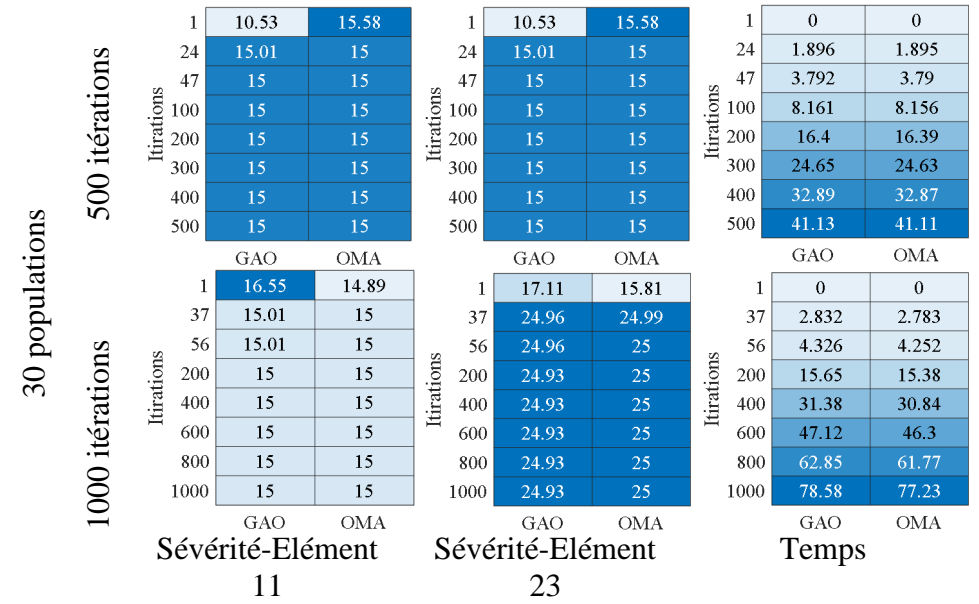


Figure IV.34. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations

Pour évaluer deux types d'endommagements, nous avons fixé le nombre d'itérations à 200 et modifié le nombre de populations à 100, 500 et 1000 (voir figure 31). Dans le cadre du modèle de M.H.F. Dado et al., la méthode GAO a présenté un taux d'endommagement de 25% à la 4^{ème} itération avec 100 populations pour l'élément 23, enregistré en 1.011 secondes, correspondant au taux d'endommagement réel. Ce taux est également observé avec 500 populations en 5.188 secondes à la même itération, et avec 1000 populations en 161.6 secondes à la 50^{ème} itération.

En comparaison, la méthode OMA a atteint un taux d'endommagement de 25% après 200 itérations avec 500 populations, en 167.5 secondes.

Concernant le modèle de réduction de la raideur E d'un élément de poutre (voir figure 32), la méthode OMA a montré un taux d'endommagement de 15% à la 24^{ème} itération avec 100 populations pour l'élément 11, enregistré en 6.445 secondes, correspondant au taux d'endommagement réel. Ce taux est également observé à la 41^{ème} itération avec 100 populations, en 11.21 secondes, et à la 25^{ème} itération avec 500 populations, en 33.74 secondes. En revanche, la méthode GAO a présenté un taux d'endommagement de 14.99% après 200 itérations avec 100 populations, en 64.31 secondes, et de 15% avec 500 populations, en 38.83 secondes.

Ensuite, en fixant le nombre d'itérations à 30 et en variant le nombre de populations à 500 et 1000 pour le modèle de M.H.F. Dado et al. (Voir figure 33), la méthode OMA a manifesté un taux d'endommagement de 25% à la 4^{ème} itération avec 30 populations pour l'élément 23, enregistré en 0.289 secondes, correspondant au taux d'endommagement réel.

En comparaison, la méthode GAO a atteint un taux d'endommagement de 14.24% après 500 itérations avec 30 populations, en 69.11 secondes.

Pour le modèle de réduction de la raideur E d'un élément de poutre (voir figure 34), la méthode OMA a montré un taux d'endommagement de 15% à la 24^{ème} itération avec 500 populations pour l'élément 11, enregistré en 1.895 secondes, et un taux d'endommagement de 15% observé à la 37^{ème} itération avec 1000 populations, en 2.783 secondes et 25% à la 56^{ème} itération pour l'élément 23 enregistré en 4.252 secondes.

En revanche, la méthode GAO a présenté un taux d'endommagement de 15% à la 47^{ème} itération avec 500 populations pour l'élément 11, en 3.792 secondes, et de 15% après 200 itérations avec 1000 populations, en 15.65 secondes.

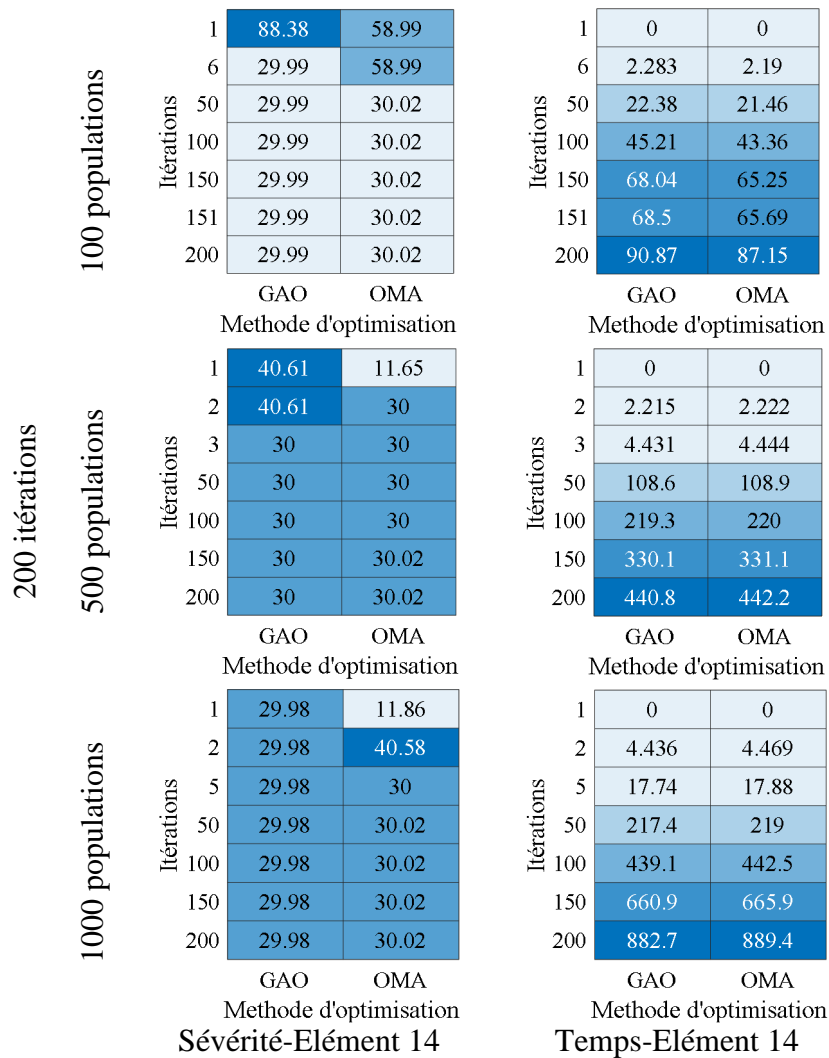


Figure IV.35. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations - M.H.F Dado et al.

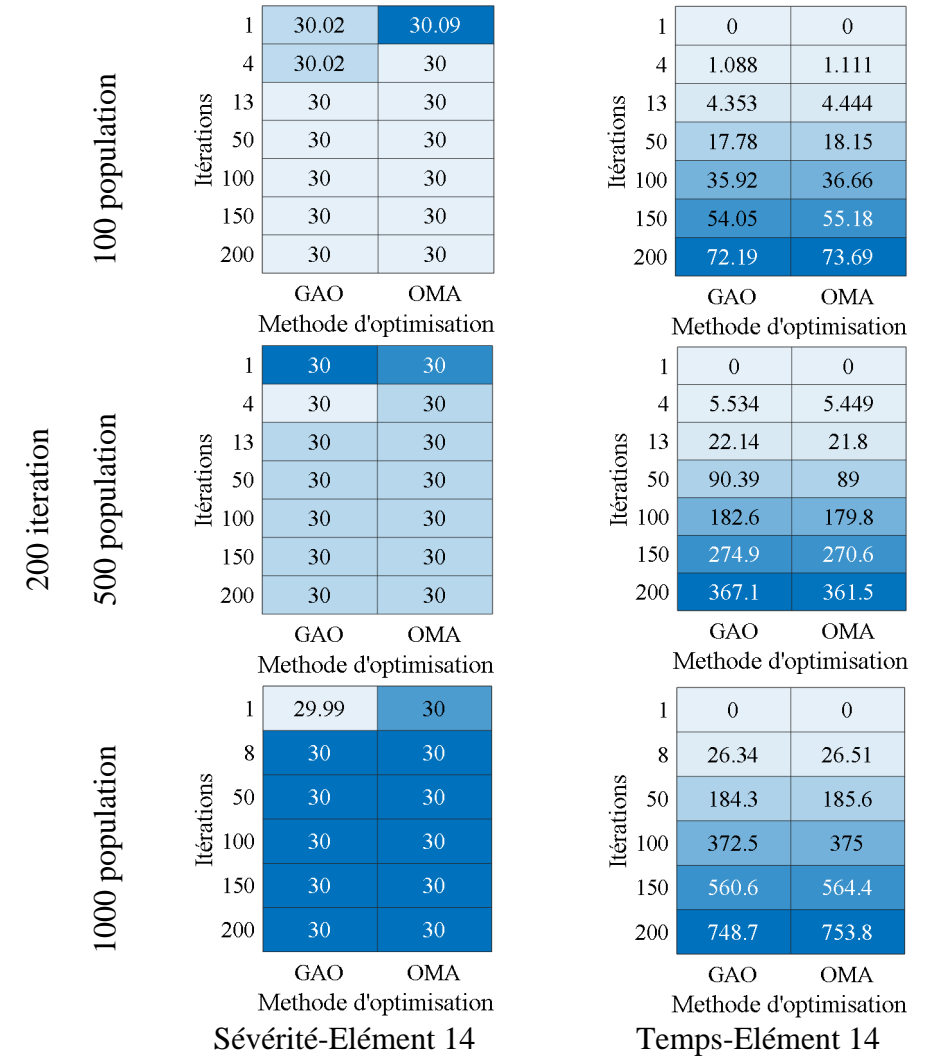


Figure IV.36. Localisation et quantification des éléments endommagés -
Variation des populations – Réduction de rigidité E

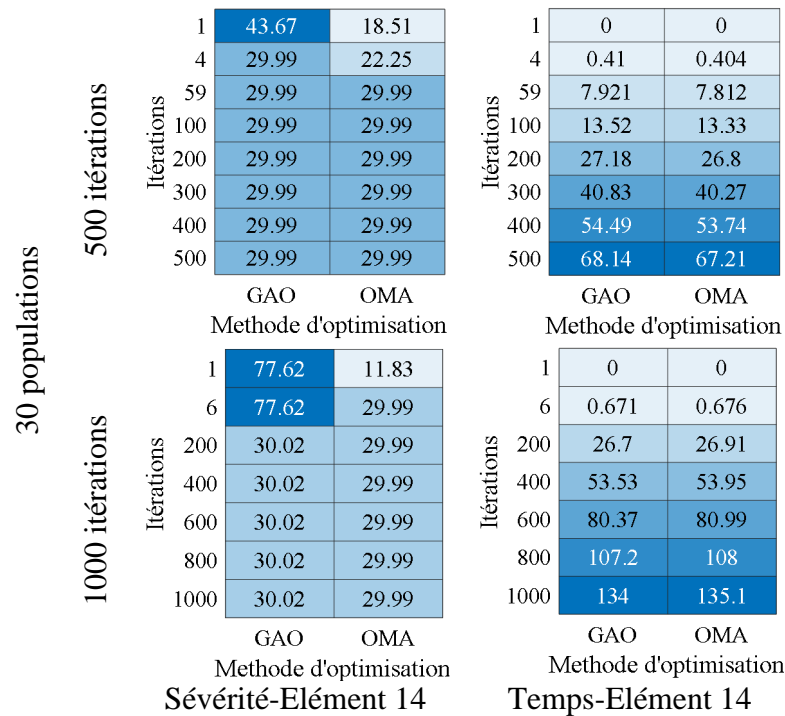


Figure IV.37. Localisation et quantification des éléments endommagés -
Variation des itérations - M.H.F Dado et al.

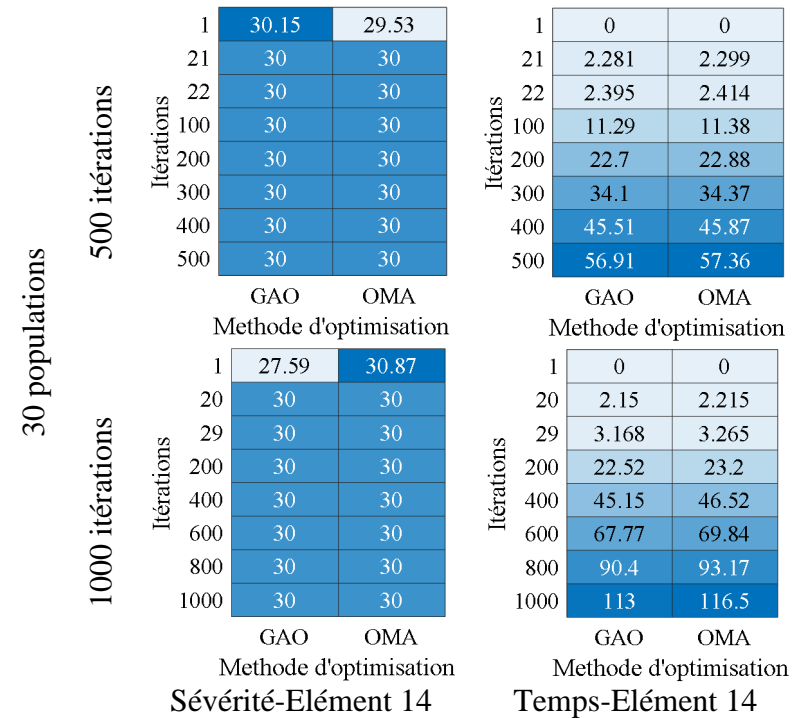


Figure IV.38. Localisation et quantification des éléments endommagés -
Variation des itérations - Réduction de rigidité E

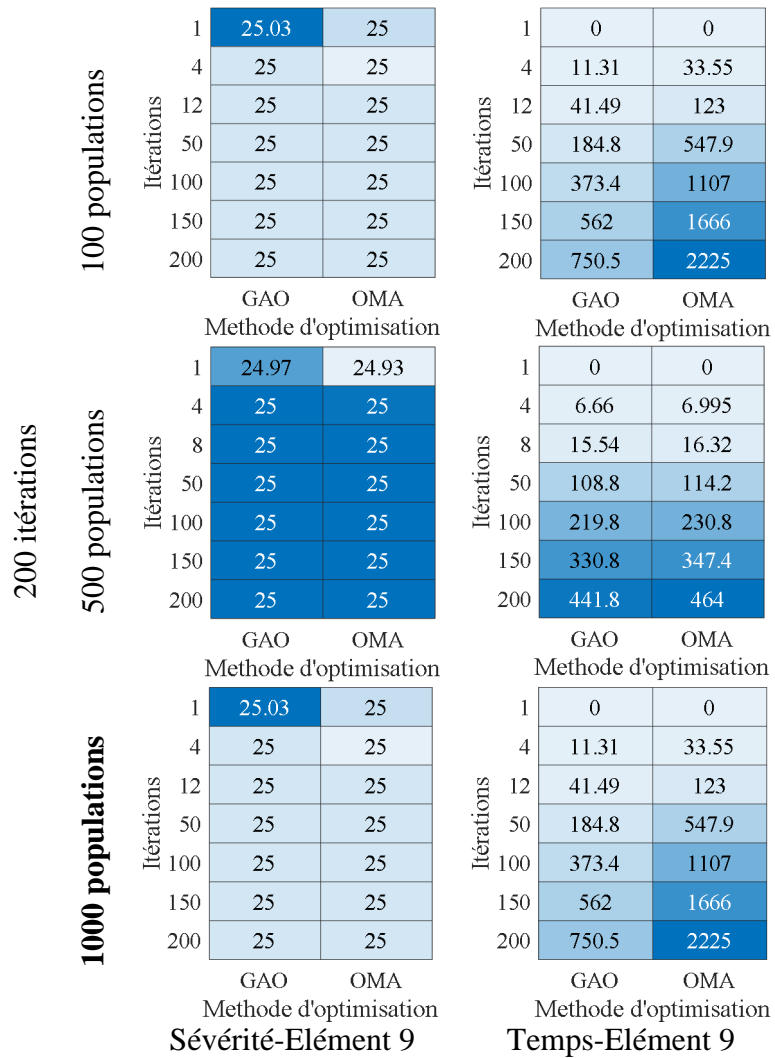


Figure IV.39. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations

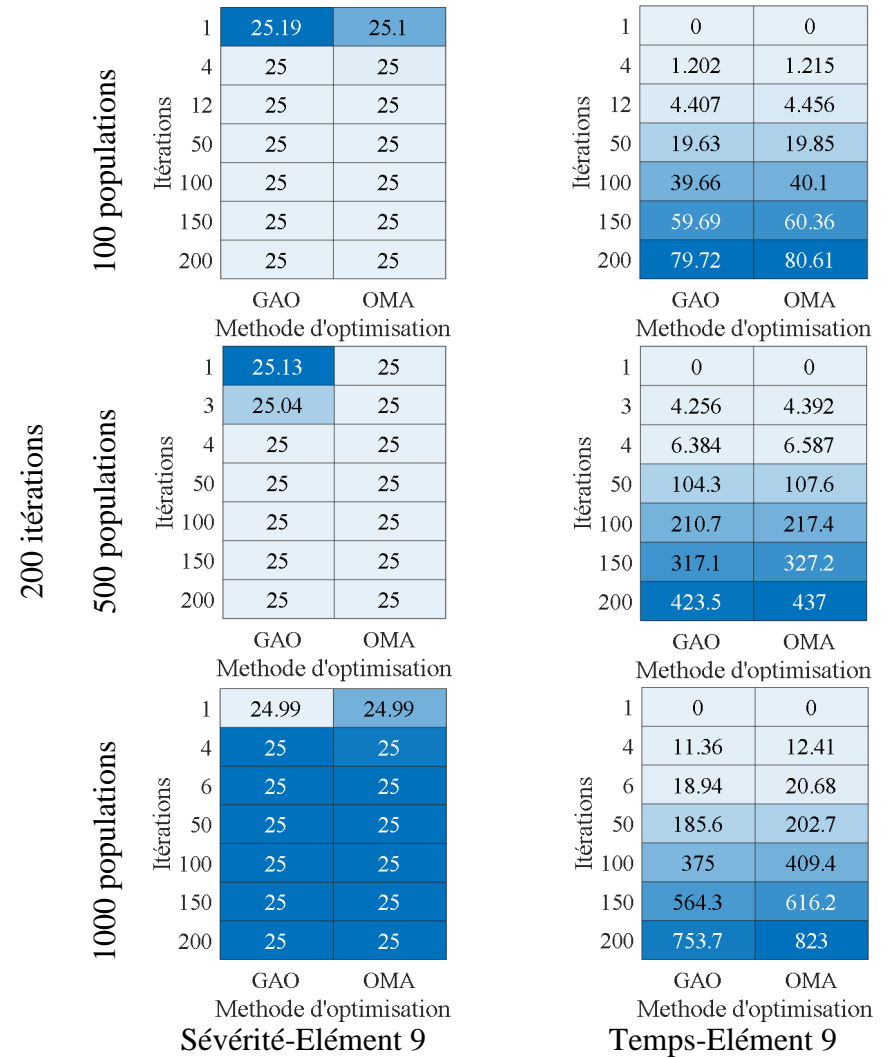


Figure IV.40. Localisation et quantification des éléments endommagés -
Variation des populations

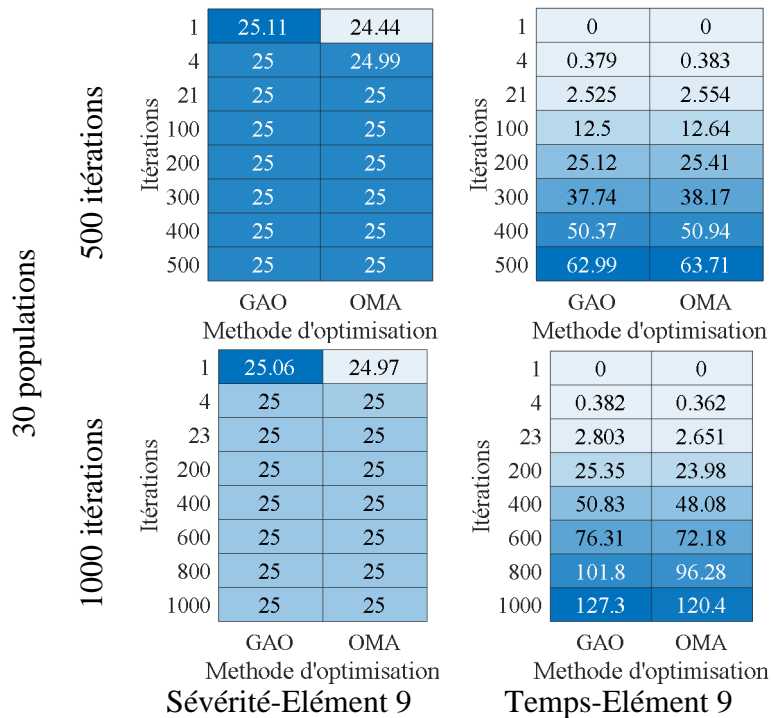


Figure IV.41. Localisation et quantification des éléments endommagés -
Variation des populations

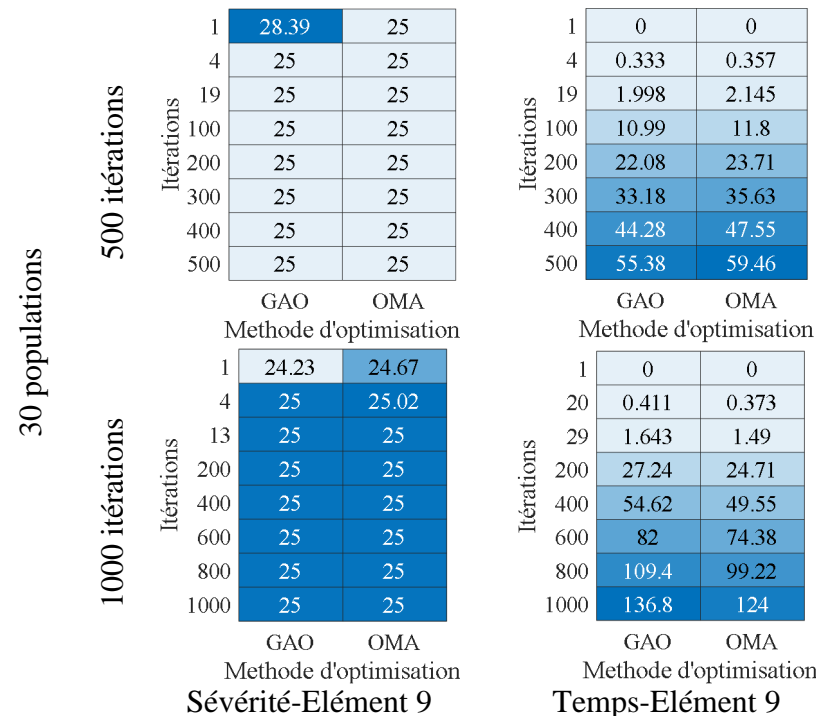


Figure IV.42. Localisation et quantification des éléments endommagés -
Variation des populations

Figure IV.43. Localisation et quantification des éléments endommagés - Variation des populations

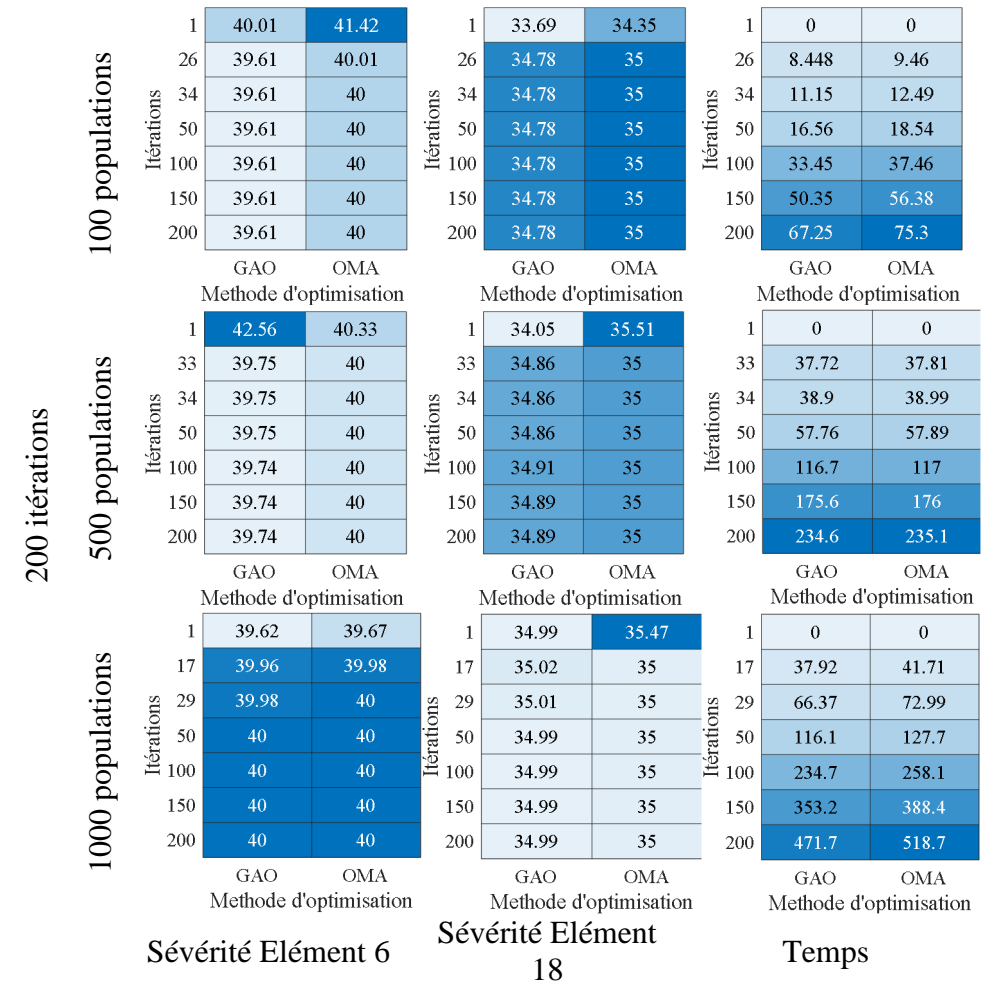
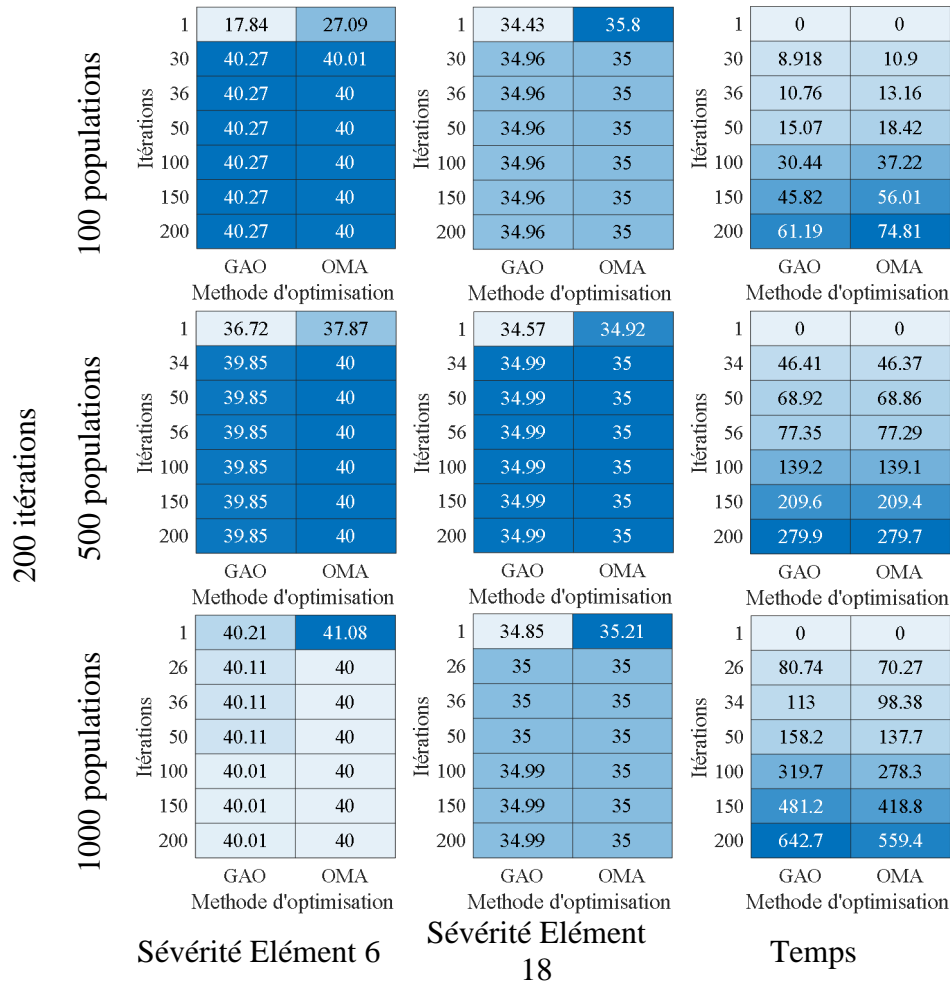


Figure IV.44. Localisation et quantification des éléments endommagés -
Variation des populations

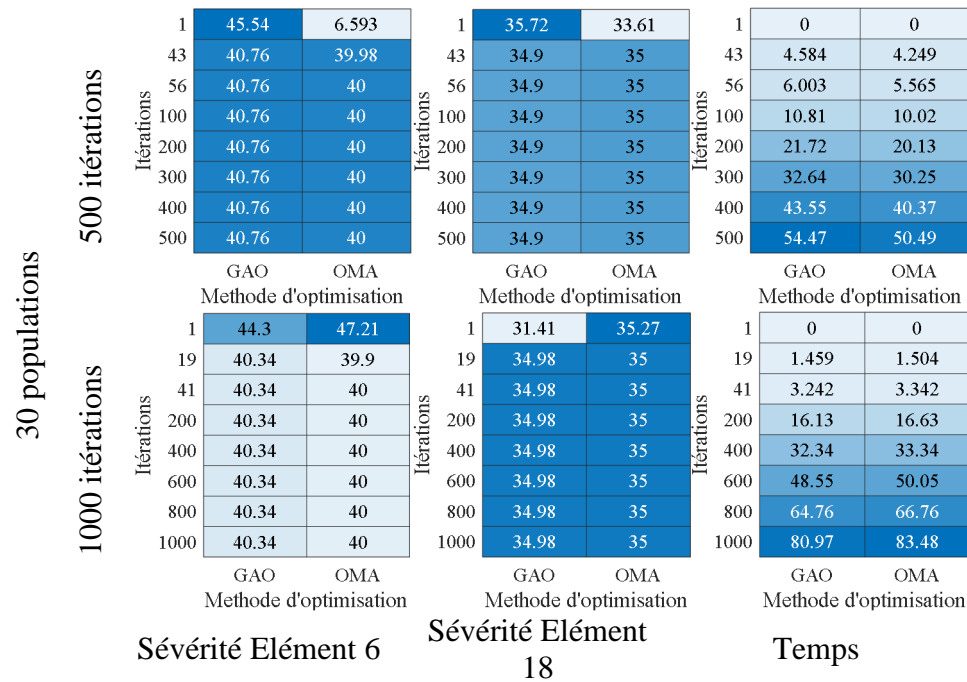


Figure IV.45. Localisation et quantification des éléments endommagés -
Variation des populations

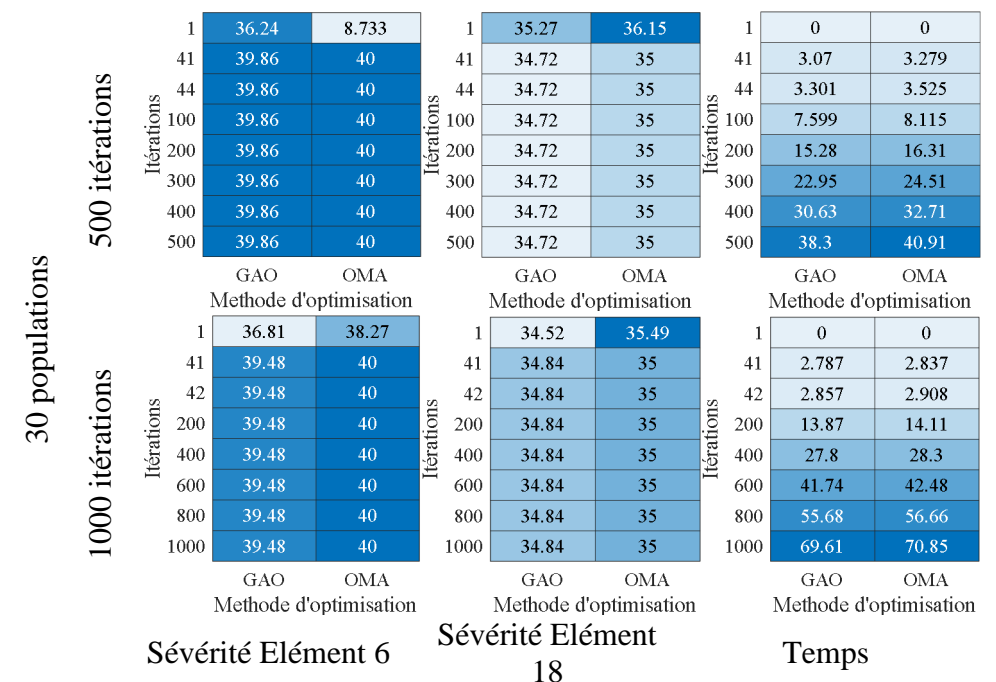


Figure IV.46. Localisation et quantification des éléments endommagés -
Variation des populations

Les algorithmes antérieurs (GAO et OMA) mentionnés dans l'étude ont été utilisés pour évaluer l'efficacité de ces deux techniques dans la quantification des endommagements présents dans des poutres soumises à des conditions d'encastrement, d'encastrement libre et d'appui simple, en se basant sur trois modes. Les résultats obtenus par ces méthodes ont démontré une précision convergente dans l'estimation des endommagements pour ce type de modèle de structure mécanique.

Conclusion

Dans ce troisième chapitre, nous avons introduit deux méthodes d'optimisation : GAO (GeneticAlgorithmOptimization) et OMA (Optical Modal Analysis). Ces techniques sont caractérisées par des formulations mathématiques détaillées visant à optimiser des structures affectées par des endommagements, mettant en évidence l'importance cruciale de la fonction objective pour leur efficacité.

L'objectif principal de ces méthodes est de quantifier les endommagements présents dans les structures. À la suite de divers calculs, il est notable que les approches GAO et OMA ont démontré leur efficacité dans la quantification des endommagements pour le modèle de poutre étudié, convergeant de manière fiable vers une estimation précise des endommagements structuraux.

Conclusion générale

Ce travail s'attache à répondre à l'impératif crucial de détecter et évaluer les endommagements dans les structures mécaniques vibrantes, essentiels pour assurer leur intégrité et fiabilité dans des domaines aussi variés que le génie civil, l'aérospatial et la mécanique. L'importance de cette étude découle de l'évolution rapide des technologies et de l'usage accru de structures avancées, ainsi que du vieillissement des infrastructures existantes. Nous avons examiné la modélisation des poutres endommagées, Cette étude a porté sur deux modèles de poutres endommagées, à savoir ceux proposés par M.H.F. Dado et un modèle basé sur la réduction de la raideur E d'un élément de poutre, La combinaison de méthodes d'identification locale et globale permet une surveillance complète et efficace de l'état des structures, en utilisant des techniques allant du contrôle par rayons X et les ultrasons à l'analyse modale avancée. Cette approche permet de mieux comprendre les effets des dommages sur les propriétés dynamiques des structures, en particulier en ce qui concerne la flexibilité et les fréquences naturelles. À travers l'étude comparative des modèles de fissuration et l'application d'une méthode d'identification des endommagements dans le chapitre IV, cette recherche vise à apporter des contributions significatives à la gestion et à la maintenance préventive des infrastructures, visant à prolonger leur durée de vie opérationnelle et à garantir leur sécurité continue.

En fin, nous pouvons conclure que tous ces modèles peuvent être appliqués sur toutes les méthodes basées sur la réponse fréquentielle, par contre certains d'entre eux ne sont pas convaincants sur les méthodes qui utilisent les déformées modales. On peut dire aussi que les modèles présentés par M.H.F. Dado et al et le modèle basé sur la réduction de la raideur sont pratiquement convaincants pour simuler une fissure dans le cas de l'identification des structures endommagées.

Références bibliographiques

1. Ruotolo, R. and C. Surace, *DAMAGE ASSESSMENT OF MULTIPLE CRACKED BEAMS: NUMERICAL RESULTS AND EXPERIMENTAL VALIDATION*. Journal of Sound and Vibration, 1997. **206**(4): p. 567-588.
2. Mehrjoo, M., N. Khaji, and M. Ghafory-Ashtiany, *Application of genetic algorithm in crack detection of beam-like structures using a new cracked Euler–Bernoulli beam element*. Applied Soft Computing, 2013. **13**(2): p. 867-880.
3. Sinha, J.K., M.I. Friswell, and S. Edwards, *SIMPLIFIED MODELS FOR THE LOCATION OF CRACKS IN BEAM STRUCTURES USING MEASURED VIBRATION DATA*. Journal of Sound and Vibration, 2002. **251**(1): p. 13-38.
4. Ren, W.-X. and G.D. Roeck, *Structural Damage Identification using Modal Data. II: Test Verification*. Journal of Structural Engineering, 2002. **128**(1): p. 96-104.
1. Coppolino, R. and S. Rubin. *Detectability of structural failures in offshore platforms by ambient vibration monitoring*. in *Offshore Technology Conference*. 1980. OTC.
2. Rytter, A., *Vibrational based inspection of civil engineering structures*. 1993: Dept. of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University.
3. Sohn, H., et al., *A review of structural health monitoring literature: 1996–2001*. Los Alamos National Laboratory, USA, 2003. **1**: p. 16.
4. 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.
5. Adams, R., J. Brownjohn, and P. Cawley, *The detection of defects in GRP lattice structures by vibration measurements*. NDT & E International, 1991. **24**(3): p. 123-134.
6. 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.
7. Doebling, S.W., et al., *Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: a literature review*. 1996.
8. Stubbs, N. and R. Osegueda, *Global damage detection in solids- Experimental verification*. International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis, 1990. **5**: p. 81-97.
9. Friswell, M., J. Penny, and D. Wilson, *Using vibration data and statistical measures to locate damage in structures*. Modal Analysis: The International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis, 1994. **9**(4): p. 239-254.
10. Palacz, M. and M. Krawczuk, *Vibration parameters for damage detection in structures*. Journal of Sound and vibration, 2002. **249**(5): p. 999-1010.
11. Farrar, C.R. and D. Jauregui, *Damage detection algorithms applied to experimental and numerical modal data from the I-40 bridge*. 1996: Los Alamos National Laboratory.
12. Güemes, A., et al., *Structural health monitoring for advanced composite structures: a review*. Journal of Composites Science, 2020. **4**(1): p. 13.
13. Allemang, R. and D. Brown. *A Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis, 1st Int. in Modal Analysis Conference*. 1983.
14. Doebling, S.W., C.R. Farrar, and M.B. Prime, *A summary review of vibration-based damage identification methods*. Shock and vibration digest, 1998. **30**(2): p. 91-105.

15. Lieven, N. and D. Ewins. *Spatial correlation of mode shapes, the coordinate modal assurance criterion (COMAC)*. in *Proceedings of the 6th international modal analysis conference*. 1988. Kissimmee Florida, USA.
16. Ratcliffe, C.P., *A frequency and curvature based experimental method for locating damage in structures*. *J. Vib. Acoust.*, 2000. **122**(3): p. 324-329.
17. 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.
18. Mottershead, J.E., A. Kyprianou, and H.J. Ouyang, *Estimation of rotational frequency responses*. *Key Engineering Materials*, 2003. **245**: p. 157-166.
19. Salawu, O. and C. Williams, *Damage location using vibration mode shapes*. *Proceedings of the 12th International Modal Analysis*, 1994. **2251**: p. 933.
20. Chondros, T.G., A.D. Dimarogonas, and J. Yao. *Lateral Vibration of a Consistent Continuous Beam With a Crack*. in *International Design Engineering Technical Conferences and Computers and Information in Engineering Conference*. 1997. American Society of Mechanical Engineers.
21. 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.
22. Mohan, S., D.K. Maiti, and D. Maity, *Structural damage assessment using FRF employing particle swarm optimization*. *Applied Mathematics and Computation*, 2013. **219**(20): p. 10387-10400.
23. He-zhen, Y., L. Hua-jun, and W.S.-q. Eff, *Damage Localization of Offshore Platforms Under Ambient Excitation" YANG He-zhen (ffili)", LI Hua-jun (% 43) and WANG Shu-qing (Eff)*. *China Ocean Engineering*, 2003. **17**(4): p. 495-504.
24. Brehm, M., V. Zabel, and C. Bucher, *An automatic mode pairing strategy using an enhanced modal assurance criterion based on modal strain energies*. *Journal of Sound and Vibration*, 2010. **329**(25): p. 5375-5392.
25. Dixit, A. and S. Hanagud, *Single beam analysis of damaged beams verified using a strain energy based damage measure*. *International Journal of Solids and Structures*, 2011. **48**(3-4): p. 592-602.
26. Tiachacht, S., *Méthodes d'identification d'endommagements dans les structures mécaniques par mesures vibratoires*. 2007, Tizi-Ouzou.
27. 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.
28. Zang, C. and M. Imregun, *Structural damage detection and localization using FRF-based model updating approach*. *Key Engineering Materials*, 2003. **245**: p. 191-202.
29. Hemez, F. and C. Farhat, *Structural damage detection via a finite-element model updating methodology*. *Modal Analysis-the International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis*, 1995. **10**(3): p. 152-166.
30. Min, C.-H., et al., *Sensitivity-based finite element model updating with natural frequencies and zero frequencies for damped beam structures*. *International Journal of Naval Architecture and Ocean Engineering*, 2014. **6**(4): p. 904-921.
31. Frizzarin, M., et al., *Damage detection based on damping analysis of ambient vibration data*. *Structural Control and Health Monitoring: The Official Journal of the International Association for Structural Control and Monitoring and of the European Association for the Control of Structures*, 2010. **17**(4): p. 368-385.
32. Kawiecki, G., *Modal damping measurement for damage detection*. *Smart Materials and Structures*, 2001. **10**(3): p. 466.

33. Modena, C., D. Sonda, and D. Zonta, *Damage localization in reinforced concrete structures by using damping measurements*. Key engineering materials, 1999. **167**: p. 132-141.
34. Kyriazoglou, C., B. Le Page, and F. Guild, *Vibration damping for crack detection in composite laminates*. Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, 2004. **35**(7-8): p. 945-953.
35. Pandey, A., M. Biswas, and M. Samman, *Damage detection from changes in curvature mode shapes*. Journal of sound and vibration, 1991. **145**(2): p. 321-332.
36. Qiao, P., et al., *Curvature mode shape-based damage detection in composite laminated plates*. Composite Structures, 2007. **80**(3): p. 409-428.
37. Ciambella, J. and F. Vestroni, *The use of modal curvatures for damage localization in beam-type structures*. Journal of Sound and Vibration, 2015. **340**: p. 126-137.
38. Actis, R. and A. Dimarogonas, *Non-linear effects due to closing cracks in vibrating beams*. ASME Design Engineering division publication DE-Structural vibration and acoustics, 1989. **18**(3): p. 99-104.
39. Lin, R. and D. Ewins. *On the location of structural nonlinearity from modal testing-a feasibility study*. in *Proc. of the 8th International Modal Analysis Conference*. 1990.
40. Sinou, J.-J. and A. Lees, *The influence of cracks in rotating shafts*. Journal of sound and vibration, 2005. **285**(4-5): p. 1015-1037.
41. Chou, J.-H. and J. Ghaboussi, *Genetic algorithm in structural damage detection*. Computers & structures, 2001. **79**(14): p. 1335-1353.
42. Hao, H. and Y. Xia, *Vibration-based damage detection of structures by genetic algorithm*. Journal of computing in civil engineering, 2002. **16**(3): p. 222-229.
43. Perera, R. and R. Torres, *Structural damage detection via modal data with genetic algorithms*. Journal of Structural Engineering, 2006. **132**(9): p. 1491-1501.
44. Nanda, B., D. Maity, and D.K. Maiti, *Vibration based structural damage detection technique using particle swarm optimization with incremental swarm size*. International Journal of Aeronautical and Space Sciences, 2012. **13**(3): p. 323-331.
45. Sun, H., H. Waisman, and R. Betti, *Nondestructive identification of multiple flaws using XFEM and a topologically adapting artificial bee colony algorithm*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2013. **95**(10): p. 871-900.
46. 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.
47. Kaur, S., et al., *Tunicate Swarm Algorithm: A new bio-inspired based metaheuristic paradigm for global optimization*. Engineering Applications of Artificial Intelligence, 2020. **90**: p. 103541.
48. Ruotolo, R. and C. Surace, *DAMAGE ASSESSMENT OF MULTIPLE CRACKED BEAMS: NUMERICAL RESULTS AND EXPERIMENTAL VALIDATION*. Journal of Sound and Vibration, 1997. **206**(4): p. 567-588.
49. Mehrjoo, M., N. Khaji, and M. Ghafory-Ashtiany, *Application of genetic algorithm in crack detection of beam-like structures using a new cracked Euler–Bernoulli beam element*. Applied Soft Computing, 2013. **13**(2): p. 867-880.
50. Sinha, J.K., M.I. Friswell, and S. Edwards, *Simplified models for the location of cracks in beam structures using measured vibration data*. Journal of Sound and Vibration, 2002. **251**(1): p. 13-38.
51. Ren, W.-X. and G.D. Roeck, *Structural Damage Identification using Modal Data. II: Test Verification*. Journal of Structural Engineering, 2002. **128**(1): p. 96-104.