



Université  
de Toulouse

# THÈSE

En vue de l'obtention du

## DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE

**Délivré par :**

Institut National Polytechnique de Toulouse (Toulouse INP)

**Discipline ou spécialité :**

Génie Mécanique, Mécanique des Matériaux

---

**Présentée et soutenue par :**

M. FAROUK OMAR FRIGUI

le vendredi 13 juillet 2018

**Titre :**

Contribution au développement d'un système de surveillance des structures en génie civil

---

**Ecole doctorale :**

Mécanique, Energétique, Génie civil, Procédés (MEGeP)

**Unité de recherche :**

Laboratoire de Génie de Productions de l'ENIT (E.N.I.T-L.G.P.)

**Directeur(s) de Thèse :**

M. OLIVIER DALVERNY

MME CARMEN MARTIN LOREN

**Rapporteurs :**

M. CLAUDE BOUTIN, UNIVERSITE LYON 1

M. ETIENNE BERTRAND, CEREMA

**Membre(s) du jury :**

M. PANAGIOTIS KOTRONIS, ECOLE CENTRALE NANTES, Président

M. JEAN-PIERRE FAYE, ECOLE NATIONALE D'INGENIEUR DE TARBES, Membre

Mme CARMEN MARTIN LOREN, ECOLE NATIONALE D'INGENIEUR DE TARBES, Membre

M. OLIVIER DALVERNY, ECOLE NATIONALE D'INGENIEUR DE TARBES, Membre

---

---

À mes parents,  
Mes frères Achraf, Amir et Ahmed  
Et bien évidemment  
à toi, Sarah.

« Une confrontation permanente entre théorie et expérience  
est une condition nécessaire à l'expression de la créativité »  
Pierre Joliot Curie - 1932

---

# Remerciements

À l'issue de ces trois années de thèse, je souhaiterais adresser mes remerciements aux différentes personnes qui m'ont entouré et apporté leur soutien durant la réalisation de ce doctorat.

Ainsi, je remercie en premier lieu mes directeurs de thèse M. Olivier DALVERNY, professeur à l'ENI de Tarbes, ainsi que Mme. Carmen MARTIN, maître de conférences à l'ENI de Tarbes. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma sincère reconnaissance pour leurs soutiens et leurs encouragements, exprimés avec une grande sagesse.

Je tiens également à témoigner ma reconnaissance à M. Jean-Pierre FAYE, maître de conférences à l'ENI de Tarbes, pour son soutien, son aide, ses conseils, son amitié, et sans qui je n'aurais pas eu les mêmes résultats.

Également, je voudrais remercier M. Sébastien JUDENHERC, président de l'entreprise STANEO, d'avoir encadré mes travaux et de m'avoir aidé à approfondir mes recherches, à progresser dans ces dernières et permis de mener à terme l'ensemble de mes travaux.

Je souhaite aussi remercier M. François PERES, professeur à l'ENI de Tarbes, pour avoir cru en moi et m'avoir guidé.

Je souhaite que l'ensemble de ma direction et de mon encadrement trouve et croit en la sincérité de mon amitié à leur égard. Que nos futures conversations restent chaleureuses.

Je tenais de même à remercier M. Panagiotis KOTRONIS, professeur à l'École Centrale de Nantes, pour avoir présidé le jury de ma thèse. Mes remerciements s'adressent aussi à M. Claude BOUTIN, professeur à l'École Nationale des Travaux Publics de l'État et M. Étienne BERTRAND, directeur de recherche à CEREMA, pour m'avoir fait l'honneur de rapporter ma thèse, permis d'améliorer mon analyse et d'étoffer mes travaux.

Une thèse c'est aussi l'occasion de rencontrer de nombreuses personnes extraordinaires qui, avec cette question récurrente, « quand est-ce que tu la soutiens cette thèse ? », bien qu'angoissante en période fréquente de doutes, m'ont permis de ne jamais dévier de mon objectif final, et à qui j'adresse mes remerciements : Corentin, Karima, Floran, Matthias, Guillaume, Maël, Marie, Camille, Pauline, Clémence, Ayoub, Hedi, Baptiste, Tiphaine et Maher.

Je remercie Quentin LAGARDE qui a su me soutenir, me supporter, m'encourager pendant toute la durée de ma thèse et plus particulièrement durant les derniers mois de rédaction qui n'ont pas toujours été des plus agréables.

Je ne saurais terminer ces remerciements sans citer mes proches. Je ne remercierai jamais assez mes très chers parents, la prunelle de mes yeux, pour leurs soutiens, leurs encouragements, leurs conseils et leur confiance et grâce à qui j'ai atteint mon objectif aujourd'hui. Merci de m'avoir donné une éducation sans pareil. Ma profonde gratitude va aussi à mes beaux-parents, merci pour toute votre aide durant ce parcours et votre présence sans faille.

Un grand merci à Michèle POUQUET qui m'a beaucoup aidé, accompagné durant les moments difficiles et qui a toujours été là pour moi.

Mes derniers remerciements et non les moindres, s'adressent à mon épouse Sarah, qui, pour mon plus grand bonheur, partage ma vie et mes expériences professionnelles depuis longtemps. Elle est simplement le pilier de toutes mes constructions et la base de tous mes projets. Elle a su, tout au long de cette thèse, réfréner mes « ras le bol ». Aucune dédicace, aussi expressive qu'elle soit, ne saurait exprimer la profondeur de mes sentiments

---

et l'amour que j'ai pour toi. Je te serai éternellement reconnaissant.

# Table des matières

<b>Introduction</b>	<b>1</b>
<b>1 Méthodes de détection et de localisation</b>	<b>5</b>
1.1 Introduction	7
1.2 Méthodes de détection et de localisation des endommagements	8
1.2.1 Méthodes de détection d'endommagement	8
1.2.1.1 Variations des fréquences propres ( $\Delta f$ )	8
1.2.1.2 Méthode MAC	10
1.2.2 Méthodes de localisation d'endommagement	11
1.2.2.1 Méthode des déformées modales (MDM)	12
1.2.2.2 Méthode de courbure des déformées modales (MCD) - le facteur d'endommagement (CDF)	12
1.2.2.3 Méthode de flexibilité ( $\Delta F$ ) et de courbure de flexibilité (CF)	13
1.2.2.4 Autres méthodes de détection et de localisation	15
1.3 Application sur un modèle numérique d'un bâtiment	17
1.3.1 Modèle numérique	18
1.3.2 Détection et localisation de l'endommagement	18
1.3.2.1 Sensibilité par rapport à la direction de mesure	19
1.3.2.2 Sensibilité par rapport à la sévérité de l'endommagement	27
1.3.2.3 Sensibilité par rapport à la position des points de mesure	30
1.4 Synthèse bibliographique	35
<b>2 Chaîne automatisée de détection et de localisation</b>	<b>37</b>
2.1 Algorithme de détection et de localisation (ADL)	39
2.2 Analyse Modale Opérationnelle (AMO)	41
2.2.1 Méthode stochastique par sous ensemble (SSI-COV)	43
2.2.1.1 Calculs des covariances	45
2.2.1.2 Algorithme d'identification des fréquences propres (SSI-COV)	46
2.2.1.3 Méthodes pour l'estimation de l'ordre $n$ d'un processus stochastique	47
2.2.2 Méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel (FDD)	49
2.2.2.1 Algorithme d'identification des déformées modales FDD	49
2.3 chaîne complète et automatisée de surveillance	50
2.4 Applications de la chaîne complète de surveillance	53
2.4.1 Surveillance du modèle numérique de la tour de l'Ophite	53
2.4.1.1 Identification des fréquences propres	59
2.4.1.2 Identification des déformées modales	60
2.4.1.3 Détection de l'endommagement	61
2.4.1.4 Localisation de l'endommagement	61
2.4.1.5 Résultats issus de la chaîne automatisée de surveillance	63
2.4.1.6 Conclusion partielle	63

2.4.2	Surveillance du modèle numérique du pont sud de la Rivière-Aux-Mulets . . . . .	64
2.4.2.1	Identification des fréquences propres . . . . .	67
2.4.2.2	Identification des déformées modales . . . . .	67
2.4.2.3	Détection de l'endommagement . . . . .	68
2.4.2.4	Localisation de l'endommagement . . . . .	69
2.4.2.5	Résultats issus de la chaîne automatisée de surveillance . . . . .	70
2.4.2.6	Conclusion partielle . . . . .	71
2.5	Synthèse . . . . .	72
<b>3</b>	<b>Validation expérimentale</b>	<b>73</b>
3.1	Validation expérimentale sur une maquette en béton . . . . .	75
3.1.1	Les moyens de mesures . . . . .	75
3.1.2	Identification des fréquences parasites . . . . .	76
3.1.3	Mesures sur la structure saine . . . . .	81
3.1.3.1	Identification des fréquences propres de la structure saine . . . . .	82
3.1.3.2	Identification des déformées modales de la structure saine . . . . .	86
3.1.4	Mesures sur la structure endommagée . . . . .	88
3.1.4.1	Identification des fréquences propres de la structure endommagée . . . . .	89
3.1.4.2	Identification des déformées modales de la structure endommagée . . . . .	91
3.1.4.3	Détection de l'endommagement . . . . .	93
3.1.4.4	Localisation de l'endommagement . . . . .	95
3.1.4.5	Résultats issus de la chaîne de surveillance . . . . .	96
3.1.5	Conclusion partielle . . . . .	97
3.2	Surveillance de la tour de l'Ophite . . . . .	97
3.2.1	Schéma d'instrumentation de la Tour de l'Ophite . . . . .	97
3.2.2	Surveillance de la Tour de l'Ophite . . . . .	97
3.2.2.1	Identification et variations des fréquences propres et des déformées modales . . . . .	102
3.2.2.2	Application de la chaîne complète . . . . .	105
3.2.2.3	Conclusion partielle . . . . .	106
3.2.3	Synthèse . . . . .	106
<b>4</b>	<b>Vers une nouvelle architecture</b>	<b>109</b>
4.1	Introduction . . . . .	110
4.2	La désynchronisation des capteurs . . . . .	112
4.2.1	Impact de la « désynchronisation » des capteurs sur l'identification des fréquences propres . . . . .	113
4.2.1.1	Contexte théorique . . . . .	113
4.2.1.2	Application sur la Tour de l'Ophite . . . . .	116
4.2.2	Impacts sur l'identification des déformées modales . . . . .	118
4.2.2.1	Contexte théorique . . . . .	118
4.2.2.2	Application sur la Tour de l'Ophite . . . . .	120
4.2.2.2.a	Application sur des données expérimentales . . . . .	120



4.2.2.2.b Cas particulier . . . . .	126
4.2.2.2.c Application sur des données numériques . . . . .	128
4.2.3 Conclusion partielle . . . . .	132
4.3 La transmission des données . . . . .	133
4.3.1 Choix de l'information à transmettre et compression des données . . . . .	133
4.3.2 Application : Le barrage de Ribou . . . . .	138
4.4 L'instrument de mesure . . . . .	143
4.5 Synthèse . . . . .	144
<b>Conclusions et perspectives</b>	<b>147</b>
<b>Bibliographie</b>	<b>159</b>
<b>A Accélérogrammes synchrones/asynchrones avant et après l'endommagement du modèle numérique de la tour de l'Ophite</b>	<b>161</b>
A.1 Accélérogrammes synchrones/asynchrones avant l'endommagement du modèle numérique de la tour de l'Ophite . . . . .	162
A.2 Accélérogrammes synchrones/asynchrones après l'endommagement du modèle numérique de la tour de l'Ophite . . . . .	164
<b>B Annexe B</b>	<b>167</b>



# Table des figures

1	<i>Schéma descriptif de la démarche employée dans la thèse : (a) Chapitre 1 : Recherche bibliographique, (b) Chapitre 2 : Chaîne automatisée de détection et de localisation, (c) Chapitre 3 : Validation expérimentale, (d) Chapitre 4 : Vers une nouvelle architecture</i>	2
1.1	<i>Variations de la fréquence du premier mode propre du 1<sup>er</sup> janvier 2009 au 28 février 2010, composante longitudinale du bâtiment de l'Ophite [Mikael 2011]</i>	9
1.2	<i>Variations des six premiers modes identifiés en fonction de la température sur une période de dix-sept semaines (de janvier à Mai 2010) [Moser 2011]</i>	9
1.3	<i>Structure en béton armé excitée par un signal sismique issu du séisme de Loma Prieta 1989, enregistré à la station Gilroy 3 à 31 km de l'épicentre [Moaveni 2011]</i>	11
1.4	<i>Apparition des fissures après le scénario S3 [Moaveni 2011]</i>	12
1.5	<i>Variation de flexibilité : (a) poutre sur appuis simple endommagée, (b) poutre en porte-à-faux endommagée. [Pandey 1994]</i>	14
1.6	<i>Modèle numérique du bâtiment à six étages réalisé sur Abaqus et surveillé par le biais de huit points de mesure : (a) modèle complet, (b) plan d'un étage</i>	18
1.7	<i>Visualisation des déformées modales sur Abaqus : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode, (c) 3<sup>ème</sup> mode, (d) 4<sup>ème</sup> mode</i>	19
1.8	<i>Variations des déformées modales dans la direction longitudinale <math>\mathbf{L}</math> : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode, (c) 3<sup>ème</sup> mode, (d) 4<sup>ème</sup> mode</i>	21
1.9	<i>Variations des déformées modales dans la direction transversale <math>\mathbf{T}</math> : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode, (c) 3<sup>ème</sup> mode, (d) 4<sup>ème</sup> mode</i>	22
1.10	<i>Variations de courbure des déformées modales dans la direction longitudinale <math>\mathbf{L}</math> : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode, (c) 3<sup>ème</sup> mode, (d) 4<sup>ème</sup> mode</i>	23
1.11	<i>Variations de courbure des déformées modales dans la direction transversale <math>\mathbf{T}</math> : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode, (c) 3<sup>ème</sup> mode, (d) 4<sup>ème</sup> mode</i>	24
1.12	<i>Facteur d'endommagement CDF appliqué aux quatre premiers modes : (a) CDF dans la direction longitudinale <math>\mathbf{L}</math>, (b) CDF dans la direction transversale <math>\mathbf{T}</math></i>	25
1.13	<i>Variation de la flexibilité le long du bâtiment : (a) variation dans la direction longitudinale, (b) variation dans la direction transversale</i>	25
1.14	<i>Méthode de courbure de flexibilité : (a) direction longitudinale, (b) direction transversale</i>	26
1.15	<i>Comparaison des variations des fréquences propres en fonction de la sévérité de l'endommagement</i>	28
1.16	<i>Sensibilité de la méthode des déformées modales, appliquée dans la direction longitudinale, par rapport au degré d'endommagement : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode</i>	29
1.17	<i>Sensibilité de la méthode de courbure des déformées modales, appliquée dans la direction longitudinale, par rapport au degré d'endommagement : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode</i>	29

1.18	<i>Sensibilité des méthodes de localisation, appliquées dans le direction longitudinale en utilisant les deux premiers modes, par rapport au degré d'endommagement : (a) facteur d'endommagement CDF, (b) méthode de variation de flexibilité, (c) méthode de courbure de flexibilité . . . . .</i>	30
1.19	<i>Positionnements des capteurs : (a) Capteurs P sur la façade endommagée, (b) Capteurs D sur la face opposée à la façade endommagée . . . . .</i>	31
1.20	<i>Comparaison entre les variations des déformées modales dans le direction L mesurées par les capteurs P et les capteurs D : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode . . . . .</i>	32
1.21	<i>Comparaison entre les variations des déformées modales dans le direction T mesurées par les capteurs P et les capteurs D : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode . . . . .</i>	32
1.22	<i>Comparaison entre les variations de courbure des déformées modales dans le direction L mesurées par les capteurs P et les capteurs D : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode . . . . .</i>	32
1.23	<i>Comparaison entre les variations de courbure des déformées modales dans le direction T mesurées par les capteurs P et les capteurs D : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode . . . . .</i>	33
1.24	<i>Comparaison des résultats de localisation issues de la méthode CDF appliquée aux capteurs P et aux capteurs D en utilisant les deux premiers modes : (a) direction longitudinale, (b) direction transversale . . . . .</i>	33
1.25	<i>Comparaison des résultats de localisation issues de la méthode de flexibilité mesurée par les capteurs P et les capteurs D en utilisant les deux premiers modes : (a) direction longitudinale, (b) direction transversale . . . . .</i>	34
1.26	<i>Comparaison des résultats de localisation issues de courbure de flexibilité mesurée par les capteurs P et les capteurs D en utilisant les deux premiers modes : (a) direction longitudinale, (b) direction transversale . . . . .</i>	34
2.1	<i>Algorithme de détection et de localisation « ADL » de l'endommagement des structures . . . . .</i>	41
2.2	<i>Comparaison des principales techniques d'identification utilisées en Analyse Modale Opérationnelle (AMO) . . . . .</i>	42
2.3	<i>Hypothèses nécessaires à l'établissement de la relation entre la sortie <math>y(t)</math> et le vecteur d'état <math>x(t)</math> . . . . .</i>	46
2.4	<i>Algorithme stochastique par sous ensemble SSI-COV . . . . .</i>	48
2.5	<i>Algorithme de décomposition dans le domaine fréquentiel FDD . . . . .</i>	50
2.6	<i>Processus de surveillance . . . . .</i>	51
2.7	<i>chaîne complète de surveillance . . . . .</i>	52
2.8	<i>la Tour de l'Ophite : (a) Vu de coté, (b) Modèle numérique . . . . .</i>	53
2.9	<i>Séisme de l'Aquila enregistré à la station « L'Aquila - V. Aterno - Centro Valle » à 4,9 km de l'épicentre : (a) accélération horizontale, (b) spectre de l'excitation à la base . . . . .</i>	54
2.10	<i>Organigramme des différents traitements et analyses de la structure . . . . .</i>	55
2.11	<i>(a) comportement du béton en compression uniaxiale, (b) comportement du béton en traction uniaxiale . . . . .</i>	56
2.12	<i>Endommagement du modèle numérique de la tour de l'Ophite après l'évènement sismique . . . . .</i>	59

2.13	<i>Identification des déformées modales : (a) Avant l'endommagement, (b) Après l'endommagement</i> . . . . .	60
2.14	<i>Comparaison entre les résultats d'Abaqus et ceux de l'algorithme SSI en terme de variations des fréquences propres</i> . . . . .	61
2.15	<i>Variations des courbures des déformées modales : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode</i> . . . . .	62
2.16	<i>Facteur d'endommagement CDF appliqué aux deux premiers modes</i> . . . . .	62
2.17	<i>Variation des courbures de flexibilité</i> . . . . .	62
2.18	<i>Flexibilité à l'état initial le long du bâtiment</i> . . . . .	63
2.19	<i>Pont sud de la Rivière-Aux-Mulets (Vu de coté)</i> . . . . .	64
2.20	<i>Pont sud de la Rivière-Aux-Mulets : (a) Dessin 3D numérisé dans Autocad en entité solide en semi transparence et sa coupe transversale [Talbot 2005], (b) Modèle numérique Abaqus</i> . . . . .	65
2.21	<i>Endommagement du modèle numérique du pont sud de de la Rivière-Aux-Mulets après sollicitation sismique</i> . . . . .	66
2.22	<i>Visualisation des déformées modales sur Abaqus : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>ème</sup> mode de flexion</i> . . . . .	67
2.23	<i>Identification des déformées modales : (a) avant endommagement, (b) après endommagement</i> . . . . .	68
2.24	<i>Comparaison des variations des fréquences propres entre les résultats d'Abaqus et ceux de l'algorithme SSI</i> . . . . .	68
2.25	<i>Modal Assurance Criterion (MAC) : (a) appliqué aux 2 premiers modes, (b) appliquée aux 11 premiers modes</i> . . . . .	69
2.26	<i>Variations des courbures des déformées modales : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode</i> . . . . .	69
2.27	<i>Facteur d'endommagement CDF appliqué aux deux premiers modes</i> . . . . .	70
2.28	<i>Variations des courbures de flexibilité le long des points de mesure</i> . . . . .	70
2.29	<i>Identification des déformées modales : (a) pont Övik avant l'endommagement, (b) endommagement de la poutre latérale sud</i> . . . . .	71
3.1	<i>Vue d'ensemble de la maquette construite à partir de quatre bloc en béton (regards)</i> . . . . .	75
3.2	<i>Capteurs utilisés lors des essais sur la maquette en béton : (a) capteur PCB, (b) capteur B &amp;K, (c) Géophone DWS</i> . . . . .	76
3.3	<i>Première mesure sur la structure saine - identification d'une fréquences stable à 100 Hz : (a) décomposition en valeurs singulières de la matrice <math>G_{yy}</math>, (b) diagramme de stabilisation</i> . . . . .	77
3.4	<i>Analyse temps-fréquence lors de la première mesures sur la structure saine-identification d'une fréquences stable à 100 Hz</i> . . . . .	78
3.5	<i>Positionnement des capteurs pour l'identification des fréquences propres de la structure et des fréquences « parasites »</i> . . . . .	78
3.6	<i>Spectres de la première configuration, mesures dans les directions Nord et Est : (a) et (b) capteur posé sur la structure, (c) et (d) capteur posé au sol à coté de la structure</i> . . . . .	79
3.7	<i>Spectre de la deuxième configuration, mesures dans les directions Nord et Est : (a) et (b) capteur à droite, (c) et (d) capteur à gauche</i> . . . . .	80

3.8	<i>Spectre typique d'un transformateur d'énergie électrique [Hong 2016]</i> . . . . .	81
3.9	<i>Positionnement des capteurs pour les mesures sur la structure saine : configuration <math>\mathbf{C}</math> dans la direction <math>\vec{x}</math> et configuration <math>\mathbf{C}'</math> dans la direction <math>\vec{y}</math></i> . . . . .	81
3.10	<i>Identification des fréquences propres de la structure saine - mesure M1 - direction <math>\vec{x}</math> : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation</i> . . . . .	83
3.11	<i>Identification des fréquences propres de la structure saine - mesure M2 - direction <math>\vec{x}</math> : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation</i> . . . . .	83
3.12	<i>Identification des fréquences propres de la structure saine - mesure M3 - direction <math>\vec{y}</math> : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation</i> . . . . .	83
3.13	<i>Identification des fréquences propres de la structure saine - mesure M4 - direction <math>\vec{y}</math> : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation</i> . . . . .	84
3.14	<i>Synthèse des fréquences identifiées lors des mesures à l'état sain de la maquette</i> . . . . .	85
3.15	<i>spectre des mesures sous faibles chocs</i> . . . . .	85
3.16	<i>Identification des déformées modales dans la direction <math>\vec{x}</math>- Mesure M1 : (a) mode 1, (b) mode 2, (c) mode 3</i> . . . . .	86
3.17	<i>Identification des déformées modales dans la direction <math>\vec{x}</math>- Mesure M2 : (a) mode 1, (b) mode 2, (c) mode 3</i> . . . . .	87
3.18	<i>Identification des déformées modales dans la direction <math>\vec{y}</math>- Mesure M3 : (a) mode 1, (b) mode 2</i> . . . . .	87
3.19	<i>Identification des déformées modales dans la direction <math>\vec{y}</math>- Mesure M4 : (a) mode 1, (b) mode 2, (c) mode 3</i> . . . . .	88
3.20	<i>Position et détails de l'endommagement infligé à la maquette en béton</i> . . . . .	88
3.21	<i>Identification des fréquences propres de la structure endommagée : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation - mesure M1 - direction <math>\vec{x}</math></i> . . . . .	89
3.22	<i>Identification des fréquences propres de la structure endommagée : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation - mesure M2 - direction <math>\vec{x}</math></i> . . . . .	89
3.23	<i>Identification des fréquences propres de la structure endommagée : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation - mesure M3 - direction <math>\vec{y}</math></i> . . . . .	90
3.24	<i>Identification des fréquences propres de la structure endommagée : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation - mesure M4 - direction <math>\vec{y}</math></i> . . . . .	90
3.25	<i>Synthèse des fréquences identifiées lors des mesures à l'état endommagé de la maquette</i> . . . . .	92
3.26	<i>Identification des déformées modales dans la direction <math>\vec{x}</math>- Mesure M1 : (a) mode 1, (b) mode 2, (c) mode 3</i> . . . . .	93
3.27	<i>Identification des déformées modales dans la direction <math>\vec{x}</math>- Mesure M2 : (a) mode 1, (b) mode 2, (c) mode 3</i> . . . . .	93
3.28	<i>Identification des déformées modales dans la direction <math>\vec{y}</math>- Mesure M3 : (a) mode 1, (b) mode 2</i> . . . . .	94
3.29	<i>Identification des déformées modales dans la direction <math>\vec{y}</math>- Mesure M4 : (a) mode 1, (b) mode 3</i> . . . . .	94
3.30	<i>Variations des courbures des déformées modales : (a) direction <math>\vec{x}</math> - 1<sup>er</sup> mode, (b) direction <math>\vec{x}</math> - 2<sup>ème</sup> mode, (c) direction <math>\vec{y}</math> - 1<sup>er</sup> mode, (d) direction <math>\vec{y}</math> - 2<sup>ème</sup> mode</i> . . . . .	95
3.31	<i>Facteur d'endommagement CDF appliqué aux deux premiers modes : (a) direction <math>\vec{x}</math>, (b) direction <math>\vec{y}</math></i> . . . . .	96

---

3.32	<i>Variations des courbures de flexibilité aux deux premiers modes : (a) direction <math>\vec{x}</math>, (b) direction <math>\vec{y}</math></i> . . . . .	96
3.33	<i>Schéma d'instrumentation de la tour de l'Ophite</i> . . . . .	98
3.34	<i>Accélérogrammes issus des capteurs 3, 5, 7, 9, 13 et 15 dans la direction L enregistrés une semaine avant (29 janvier 2017, début de l'enregistrement à 14h) et une semaine après la tempête Marcel (11 février 2017 début de l'enregistrement à 14h)</i> . . . . .	100
3.35	<i>Accélérogrammes issus des capteurs 4, 6, 8, 10, 14 et 16 dans la direction T enregistrés une semaine avant (29 janvier 2017, début de l'enregistrement à 14h) et une semaine après la tempête Marcel (11 février 2017 début de l'enregistrement à 14h)</i> . . . . .	102
3.36	<i>Identification des fréquences propres de la tour de l'Ophite par décomposition en valeurs singulières de la matrice <math>G_{yy}</math> dans la direction L, (a) avant la tempête Marcel, (b) après la tempête Marcel</i> . . . . .	103
3.37	<i>Identification des fréquences propres de la tour de l'Ophite par décomposition en valeurs singulières de la matrice <math>G_{yy}</math> dans la direction T, (a) avant la tempête Marcel, (b) après la tempête Marcel</i> . . . . .	103
3.38	<i>Identification des déformées modales par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel : (a) composante L 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) composante L 2<sup>ème</sup> mode de flexion, (c) composante T 1<sup>er</sup> mode de flexion, (d) composante T 2<sup>ème</sup> mode de flexion</i> . . . . .	104
3.39	<i>Identification des fréquences propres de la tour de l'Ophite par décomposition en valeurs singulières de la matrice <math>G_{yy}</math> dans la direction T : (a) avant la tempête Marcel, (b) après la tempête Marcel</i> . . . . .	105
3.40	<i>Corrélation des déformées modales avec une déformée de référence avec les dates des événements ayant eu lieu entre le premier janvier 2009 et le 28 février 2010 : (a) composante transversale, (b) composante longitudinale - bâtiment de l'Ophite, Lourdes. [Mikael 2011]</i> . . . . .	105
4.1	<i>Triangle des contraintes liées aux frais d'instrumentation</i> . . . . .	110
4.2	<i>Processus de surveillance</i> . . . . .	111
4.3	<i>Installation des capteurs pour la surveillance de la tour de l'Ophite [Gueguen 2008]</i> . . . . .	112
4.4	<i>Portions d'accélération décalées dans le temps issus des capteurs 3, 5, 7, 9, 13 et 15 dans la direction L - Début de l'enregistrement : le 29 janvier 2017, à 14h)</i> . . . . .	116
4.5	<i>Portions d'accélération décalées dans le temps issus des capteurs 6, 10, 14 et 16 dans la direction T - Début de l'enregistrement : le 29 janvier 2017, à 14h</i> . . . . .	117
4.6	<i>Identification des déformées modales par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones - composante L : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>ème</sup> mode de flexion</i> . . . . .	121
4.7	<i>Identification des déformées modales par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones - composante T : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>ème</sup> mode de flexion</i> . . . . .	121
4.8	<i>Effet du décalage temporel entre les capteurs sur la phase</i> . . . . .	122

4.9	<i>Valeurs absolues des déformées modales identifiées par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones - composante L : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>eme</sup> mode de flexion</i> . . . . .	123
4.10	<i>Valeurs absolues des déformées modales identifiées par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones - composante T : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>eme</sup> mode de flexion</i> . . . . .	123
4.11	<i>Portions d'accélération décalées dans le temps issus des capteurs 3, 5, 7, 9, 13 et 15 dans la direction L - Début de l'enregistrement : le 29 janvier 2017, à 14h)</i> . . . . .	124
4.12	<i>Portions d'accélération décalées dans le temps, issus des capteurs 6, 10, 14 et 16 dans la direction T - Début de l'enregistrement : le 29 janvier 2017, à 14h</i> . . . . .	125
4.13	<i>Valeurs absolues des déformées modales identifiées par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones - composante L : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>eme</sup> mode de flexion</i> . . . . .	125
4.14	<i>Valeurs absolues des déformées modales identifiées par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones - composante T : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>eme</sup> mode de flexion</i> . . . . .	126
4.15	<i>Déformées modales identifiées par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones avec ajustement de la phase - composante L : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>eme</sup> mode de flexion</i> . . . . .	128
4.16	<i>Déformées modales identifiées par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones avec ajustement de la phase - composante T : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>eme</sup> mode de flexion</i> . . . . .	128
4.17	<i>Modèle numérique de la tour de l'Ophite - étage 8 endommagé artificiellement</i>	129
4.18	<i>Comparaison des déformées modales identifiées par des données synchrones et des données asynchrones : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion à l'état sain, (b) 2<sup>eme</sup> mode de flexion à l'état sain, (c) 1<sup>er</sup> mode de flexion à l'état endommagé, (d) 2<sup>eme</sup> mode de flexion à l'état endommagé.</i> . . . . .	131
4.19	<i>Les différents moyens de transmission des données</i> . . . . .	134
4.20	<i>Représentation du spectre par des gaussiennes</i> . . . . .	135
4.21	<i>Processus de compression, transmission et reconstruction de l'information</i> .	137
4.22	<i>Barrage de Ribou en surverse</i> . . . . .	138
4.23	<i>Installation du matériel de surveillance</i> . . . . .	139
4.24	<i>Spectre des premières mesures sur le barrage - Capteur 1, direction R</i> . . .	139
4.25	<i>Analyse temps-fréquences du barrage de Ribou</i> . . . . .	140
4.26	<i>Plan de situation - barrage de Ribou</i> . . . . .	141
4.27	<i>Superposition des débits de l'usine de production avec les diagrammes temps-fréquences du barrage de Ribou</i> . . . . .	141



4.28 *Superposition des débits de l'usine de production avec les diagrammes temps-  
fréquences du barrage de Ribou - 06 Mars 2018* . . . . . 142



# Liste des tableaux

1.1	<i>Sensibilité du critère MAC au degré d'endommagement</i>	11
1.2	<i>Caractéristiques des sections du modèle numérique du bâtiment à six étages</i>	18
1.3	<i>Variation des quatre premières fréquences propres</i>	20
1.4	<i>Sensibilité du critère MAC par rapport à la direction de mesure</i>	20
1.5	<i>Positions d'endommagement identifiées par les différentes méthodes de localisation - l'endommagement est introduit entre le capteur 5 et le capteur 6</i>	27
1.6	<i>Comparaison des variations des valeurs de la diagonale du critère MAC en fonction de la sévérité de l'endommagement. S1 : 80% de réduction de E, S2 : 50% de réduction de E, S3 : 20% de réduction de E.</i>	28
1.7	<i>Comparaison des corrélations entre les déformées modales mesurées avec les capteurs <b>P</b> à proximité et les capteurs <b>D</b> à distance de l'endommagement</i>	31
1.8	<i>Avantages et inconvénients des méthode de détection et de localisation</i>	36
2.1	<i>Identification des modes propres de la Tour de l'Ophite [Mikael 2011]</i>	54
2.2	<i>Paramètres constitutifs du modèle d'endommagement plastique du béton B50 [Jankowiak 2005]</i>	58
2.3	<i>Identification des modes propres du modèle numérique de la Tour de l'Ophite et comparaison aux résultats expérimentaux issus des travaux de thèse d'Ali MIKAEL [Mikael 2011]</i>	60
2.4	<i>Propriétés mécaniques et physiques pour les différentes parties du modèle numérique du pont sud de la Rivière-Aux-Mulets</i>	66
2.5	<i>Identification des modes propres du modèle numérique du pont sud de la Rivière-Aux-Mulets. Comparaison entre résultats numériques et résultats expérimentaux des mesures de vibrations sous le trafic ambiant réalisées entre le 24 et le 28 novembre 2003 par le ministère des transports du Québec [Talbot 2005]</i>	67
3.1	<i>Caractéristiques des accéléromètres</i>	76
3.2	<i>Identification des fréquences propres lors des premières mesures sur la structure saine (excitation bruit ambiant)</i>	77
3.3	<i>Moyens et conditions de mesure sur la structure saine</i>	82
3.4	<i>Identification des fréquences propres de la structure saine en utilisant la méthode SSI-COV, la méthode DVS et le diagramme de stabilisation</i>	82
3.5	<i>Identification des fréquences propres de la structure saine dans la direction <math>\vec{x}</math> et <math>\vec{y}</math> - intervalle de confiance à 95 %</i>	84
3.6	<i>Contribution des déformées modales identifiées aux modes propres correspondant</i>	86
3.7	<i>Identification des fréquences propres de la structure endommagée en utilisant la méthode SSI-COV, la décomposition en valeurs singulières de <math>G_{yy}</math> (DVS) et le diagramme de stabilisation</i>	91
3.8	<i>Identification des fréquences propres de la structure endommagée dans la direction <math>\vec{x}</math> et <math>\vec{y}</math> - intervalle de confiance à 95 %</i>	91

3.9	<i>Contribution des déformées modales aux modes propres correspondant selon le critère MAC</i>	92
3.10	<i>Variations des fréquences propres</i>	94
3.11	<i>Variations des fréquences propres de la tour de l'Ophite après la tempête Marcel - Comparaison avec les résultats issus des travaux de thèse d'Ali MIKAEL [Mikael 2011]</i>	102
4.1	<i>Identification des fréquences propres de la tour de l'Ophite avant la tempête Marcel - Comparaison entre les résultats issus de capteurs synchrones, asynchrones et les résultats issus des travaux de thèse d'Ali MIKAEL [Mikael 2011]</i>	117
4.2	<i>Identification des retards entre les signaux</i>	127
4.3	<i>Identification des fréquences propres à partir de réponses synchrones et asynchrone - Comparaison avec les résultats issus de l'analyse modale sur le logiciel Abaqus</i>	129
4.4	<i>Identification des retards entre les signaux</i>	130
4.5	<i>Identification des fréquences propres de la tour de l'Ophite avant la tempête Marcel - Comparaison entre les résultats issus de capteurs synchronisés et désynchronisés après le processus de compression, avec les résultats issus des travaux de thèse d'Ali MIKAEL [Mikael 2011]</i>	136
4.6	<i>Identification des fréquences propres du barrage de Ribou - Comparaison entre les résultats obtenus en présence d'évènements singuliers et en absence d'évènements singuliers, capteur 1</i>	142
4.7	<i>Identification des fréquences propres du barrage de Ribou après sélection des densités spectrales de puissance, capteur 1</i>	143

# Liste des abréviations

<i>ADSL</i> :	<b>A</b> symmetric <b>D</b> igital <b>S</b> ubscriber <b>L</b> ine
<i>ADL</i> :	<b>A</b> lgorithme de <b>D</b> étection et de <b>L</b> ocalisation
<i>AMO</i> :	<b>A</b> nalyse <b>M</b> odale <b>O</b> pérationnelle
<i>Capteur P</i> :	Capteur placé à <b>P</b> roximité de l'endommagement
<i>Capteur D</i> :	Capteur placé à <b>D</b> istance de l'endommagement
<i>CDF</i> :	<b>C</b> urvature <b>D</b> amage <b>F</b> actor
<i>CDP</i> :	<b>C</b> oncrete <b>D</b> amage <b>P</b> lasticity
<i>CF</i> :	méthode de <b>C</b> ourbure de <b>F</b> lexibilité
<i>DVS</i> :	<b>D</b> écomposition en <b>V</b> aleurs <b>S</b> ingulières
<i>DSP</i> :	<b>D</b> ensité <b>S</b> pectrale de <b>P</b> uissance
<i>EF</i> :	<b>É</b> léments <b>F</b> inis
<i>FBA</i> :	<b>F</b> orce <b>B</b> alance <b>A</b> ccelerometer
<i>FRAC</i> :	<b>F</b> requency <b>R</b> esponse <b>A</b> ssurance <b>C</b> riterion
<i>FRF</i> :	<b>F</b> onction de <b>R</b> éponse en <b>F</b> réquence
<i>FDD</i> :	Méthode de <b>D</b> écomposition dans le <b>D</b> omaine <b>F</b> réquentiel
<i>ERA</i> :	<b>E</b> igensystem <b>R</b> ealization <b>A</b> lgorithm
<i>GPS</i> :	<b>G</b> lobal <b>P</b> ositioning <b>S</b> ystem
<i>HHT</i> :	<b>T</b> ransformée d' <b>H</b> ilbert- <b>H</b> uang
<i>ITD</i> :	<b>I</b> brahim <b>T</b> ime <b>D</b> omain
<i>IoT</i> :	<b>I</b> nternet of <b>T</b> hings
<i>MAC</i> :	<b>M</b> odal <b>A</b> ssurance <b>C</b> riterion
<i>MEMS</i> :	<b>M</b> icro <b>E</b> lectro- <b>M</b> echanical <b>S</b> ystems
<i>MDM</i> :	Méthode directe des <b>D</b> éformées <b>M</b> odales
<i>MCD</i> :	Méthode des <b>C</b> ourbures des <b>D</b> éformées modales
<i>NBAP</i> :	<b>N</b> ational <b>B</b> uilding <b>A</b> rray <b>P</b> rogram
<i>PP</i> :	Méthode <b>P</b> eak- <b>P</b> icking
<i>RAP</i> :	<b>R</b> éseau <b>A</b> ccélérométrique <b>P</b> ermanent
<i>RFV</i> :	<b>V</b> ecteur <b>R</b> ésidu en <b>F</b> orce
<i>SSI-COV</i> :	<b>C</b> ovariance-driven <b>S</b> tochastic <b>S</b> ubspace <b>I</b> dentification method
<i>SHM</i> :	<b>S</b> tructural <b>H</b> ealth <b>M</b> onitoring
<i>TF</i> :	<b>T</b> ransformée de <b>F</b> ourier
<i>TO</i> :	<b>T</b> ransformée en <b>O</b> ndelettes
$\Delta F$ :	Méthode de variations de flexibilité
$\Delta f$ :	Méthode de variations des fréquences



# INTRODUCTION

Les structures de génie civil sont confrontées à plusieurs aléas susceptibles de provoquer la dégradation de leur comportement physique tels que les catastrophes naturelles, le vieillissement des matériaux ou tout simplement les conditions d'exploitation. Dans le but de prolonger leur durée de vie, d'anticiper leurs défaillances, de renforcer leurs performances et de garantir la pérennité des biens et la sécurité des personnes, la surveillance en temps réel ou à intervalles réguliers de l'intégrité des structures est devenue essentielle. Pour ces raisons, la surveillance de la santé des structures (SHM) a attiré beaucoup d'attention et a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche au cours des dernières décennies.

Jusqu'à présent, le suivi de l'intégrité des structures a été largement basé sur des inspections visuelles, effectuées par des techniciens qualifiés, ou réalisés à l'aide de moyens de surveillance d'une façon ponctuelle. Ces moyens de surveillance n'offrent généralement qu'une vision limitée et partielle de l'état de dégradation des ouvrages et permettent difficilement d'apprécier le système dans son intégralité.

Au cours des dernières années, les avancées technologiques dans le génie civil et dans les disciplines connexes ont favorisé l'émergence de la surveillance continue comme outil d'aide à la gestion des infrastructures civiles. Bien que relativement limitée, la surveillance en continue des structures intéresse de plus en plus les organismes gestionnaires.

Aujourd'hui, il existe en France quelques bâtiments instrumentés et surveillés d'une façon permanente. Leurs schémas d'instrumentation est basée sur un schéma traditionnel composé de capteurs (accéléromètres, vélocimètre ou capteurs de déplacement), d'un système d'acquisition, d'un GPS, de câbles pour assurer la synchronisation des capteurs et d'un moyen de transfert des données (ligne ADSL). Le nombre très réduit de bâtiments instrumentés est lié essentiellement à la composition de ce schéma. En effet trois grandes problématiques y sont identifiées : (i) le prix de l'instrument de mesure, (ii) le câblage des capteurs, (iii) la transmission des données. Ces moyens déployés augmentent considérablement les frais alloués à l'instrumentation. Pour certains ouvrages, tel que les ouvrages historiques, le câblage peut devenir un problème gênant, voir rédhibitoire.

On comprend aisément l'émergence d'un besoin fort d'une nouvelle architecture de surveillance pour assurer par exemple une mise en place efficace de secours en cas de séismes. Le verrou majeur dans l'optimisation des frais alloués à l'instrumentation réside dans l'identification des liens entre les moyens de surveillance (les mesures *in-situ* : instruments de mesure, câblage et transmission des données) et les techniques de surveillances (le traitement *ex-situ* : traitements de signal et méthodes de détection et/ou de localisation d'endommagement).

Ces travaux de thèse, ont pour objectif de définir une méthodologie performante et automatisable de détection et de localisation d'endommagement à travers l'utilisation des données accélérométriques ou vélocimétrique prises *in-situ*. Dans un deuxième temps, il s'agit de développer une nouvelle architecture de surveillance permettant de faciliter le processus de surveillance et d'optimiser les frais qui y sont alloués en répondant aux problèmes de synchronisation et de transmission des données. La stratégie globale employée dans ce travail est résumée en figure 1.

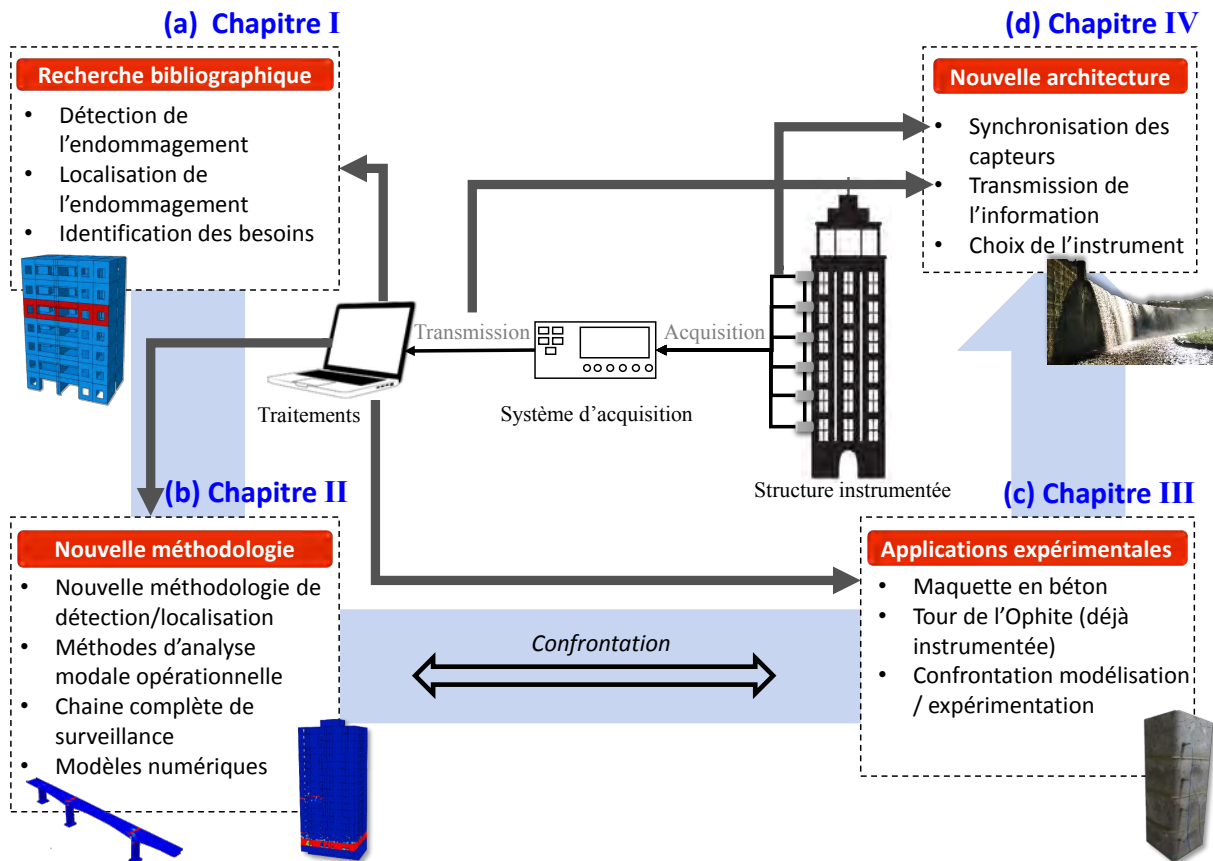


FIGURE 1: Schéma descriptif de la démarche employée dans la thèse : (a) Chapitre 1 : Recherche bibliographique, (b) Chapitre 2 : Chaîne automatisée de détection et de localisation, (c) Chapitre 3 : Validation expérimentale, (d) Chapitre 4 : Vers une nouvelle architecture

### Organisation du manuscrit

Ce travail s'articule autour de quatre chapitres qui sont organisés de la manière suivante :

**Le chapitre 1** passe en revue un ensemble représentatif des travaux qui se sont intéressés à la surveillance des structures en génie civil. L'objectif de cette recherche bibliographique est de parcourir les différentes méthodes de détection et de localisation d'endommagements communément utilisées et d'identifier leurs avantages et leurs inconvénients par la mise en œuvre d'applications sur modèle numérique. Il ressort de cet état de l'art un manque réel de technique de surveillance traitant à la fois de détection et de localisation et tout autant précise qu'automatisable.

**Le chapitre 2** décrit, dans un premier temps, une nouvelle méthodologie de détection et de localisation composée d'algorithmes d'analyse modale opérationnelle et d'un nouvel algorithme de détection et de localisation. Cette nouvelle démarche permet à la fois la définition de l'état de santé structurale et l'automatisation du processus de surveillance. Dans un deuxième temps, les résultats de la nouvelle méthodologie appliquée sur le modèle EF de la tour de l'Ophite et sur le modèle EF du pont de la Rivière-aux-mulets, sont présentés et discutés.



**Le chapitre 3** vise à évaluer expérimentalement la chaîne complète de surveillance. En premier lieu, la détection et la localisation d'un endommagement infligé à une maquette en béton sont présentées et les résultats sont discutés. En second lieu, l'application de la chaîne pour la surveillance du bâtiment de l'Ophite après la tempête Marcel, est détaillée.

**Le chapitre 4** aborde trois problématiques essentielles liées aux mesures *in-situ* et en particulier au schéma d'instrumentation des structures en génie civil : le choix de l'instrument de mesure, la synchronisation des capteurs et la transmission des données. Après un état de l'art sur les effets de la désynchronisation des capteurs sur l'identification des caractéristiques dynamiques, le traitement *in-situ* adopté pour la compression des informations et le transfert des données ainsi que le choix de l'instrument de mesure adapté à nos besoins, sont développés et détaillés. L'application de cette nouvelle architecture sur le barrage de Ribou est finalement présentée.



# Méthodes de détection et de localisation de l'endommagement des structures

*Ce chapitre est consacré à une revue de la littérature des techniques usuelles pour la surveillance des structures en génie civil. Les méthodes présentées satisfont le premier niveau de surveillance (la détection) et/ou le deuxième niveau de surveillance (la localisation). Ces techniques se basent essentiellement sur le suivi de l'évolution des paramètres modaux d'une structure entre l'état initial (l'état sain ou l'état de référence) et l'état final (l'état endommagé). Dans un premier temps, le principe puis les avantages et les inconvénients de chaque méthode sont présentés tel qu'ils ont été reportés dans la bibliographie. Dans un second temps, la sensibilité de ces méthodes par rapport au degré de l'endommagement, la direction de mesure et au positionnement des capteurs, est mise à l'épreuve sur un modèle numérique d'un bâtiment de six étages endommagé artificiellement.*

## Sommaire

<b>1.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>7</b>
<b>1.2</b>	<b>Méthodes de détection et de localisation des endommagements</b>	<b>8</b>
1.2.1	Méthodes de détection d'endommagement	8
1.2.1.1	Variations des fréquences propres ( $\Delta f$ )	8
1.2.1.2	Méthode MAC	10
1.2.2	Méthodes de localisation d'endommagement	11
1.2.2.1	Méthode des déformées modales (MDM)	12
1.2.2.2	Méthode de courbure des déformées modales (MCD) - le facteur d'endommagement (CDF)	12
1.2.2.3	Méthode de flexibilité ( $\Delta F$ ) et de courbure de flexibilité (CF)	13
1.2.2.4	Autres méthodes de détection et de localisation	15
<b>1.3</b>	<b>Application sur un modèle numérique d'un bâtiment</b>	<b>17</b>
1.3.1	Modèle numérique	18
1.3.2	Détection et localisation de l'endommagement	18
1.3.2.1	Sensibilité par rapport à la direction de mesure	19
1.3.2.2	Sensibilité par rapport à la sévérité de l'endommagement	27
1.3.2.3	Sensibilité par rapport à la position des points de mesure	30

**1.4 Synthèse bibliographique . . . . . 35**

---

## 1.1 Introduction

Le contrôle et le suivi de l'évolution de l'état de santé des structures gagnent de plus en plus d'importance, en particulier dans le domaine du génie civil [Brownjohn 2007]. En effet, le contrôle des structures, souvent appelé SHM (Structural Health Monitoring), permet non seulement la détection des endommagements, mais aussi leur localisation et la définition de leurs degrés de sévérité, dans le but de définir leurs impacts sur les performances des structures. Le SHM s'inscrit donc dans une stratégie à la fois économique, commerciale et sécuritaire puisqu'il intervient dans la définition des actions de maintenance préventives et participe à l'optimisation des frais alloués à la maintenance [Ren 2017]. On distingue cinq niveaux de surveillance de l'état de santé des structures [Rytter 1993] :

- Niveau 1 : Détection de l'endommagement,
- Niveau 2 : Localisation de l'endommagement,
- Niveau 3 : Définition de la typologie de l'endommagement,
- Niveau 4 : Dimensionnement de l'endommagement,
- Niveau 5 : Définition du degré de sévérité de l'endommagement et de son impact sur le bon fonctionnement de la structure.

De nos jours, on distingue plusieurs méthodes d'évaluation de l'endommagement qui permettent de satisfaire un ou plusieurs niveau SHM. Ces méthodes peuvent être classées en deux groupes : méthodes locales et méthodes globales [Sohn 2002] qui diffèrent par l'étendue de la structure inspectée. Les méthodes locales sont utilisées d'une manière très large dans le domaine aéronautique, nucléaire et automobile. En effet, la sensibilité de ces domaines et les conditions de fonctionnement des structures exigent un contrôle minutieux afin de garantir un bon fonctionnement et assurer en même temps la sécurité humaine et environnementale. Les différentes méthodes locales permettent de détecter et localiser un endommagement structural local, et certaines méthodes répondent aux cinq niveaux SHM. Parmi ces méthodes on peut citer : les ultrasons, le ressuage, la radiographie numérique et argentique, etc. Dans le cas des structures de grande envergure et de niveau important de complexité, comme pour les structures de génie civil, ces moyens de contrôle, très coûteux, ne peuvent refléter leur état de santé global car ils n'observent qu'une petite partie de la structure. Les méthodes globales sont basées sur l'étude des vibrations des structures et sont classées par Yan et al. [Yan 2007] selon deux catégories : méthodes de détection des endommagements de type traditionnel, et méthodes de détection des endommagements de type moderne.

Dans ces travaux de thèse, nous nous intéressons aux méthodes traditionnelles qui traitent les paramètres modaux. Ces techniques sont généralement utilisées pour la surveillance des structures en génie civil [Carden 2004] et satisfont les deux premiers niveaux SHM. Le principe de ces méthodes est basé sur la relation qui existe entre le changement des propriétés physiques d'une structure tel que la réduction du module d'Young ( $E$ ) et la variation de la masse volumique ( $\rho$ ) lors de l'apparition d'un défaut, et les variations des caractéristiques dynamiques induites (fréquences propres, déformées modales et amortissement). Grâce à ce lien de causalité, le suivi de l'évolution des caractéristiques dynamiques représente un moyen d'évaluation de la santé des structures [Auweraer 2003]. Ces méthodes ont reçu une attention considérable durant les deux dernières décennies. La

problématique réside dans l'établissement d'une corrélation correcte entre les variations des caractéristiques dynamiques, l'apparition de l'endommagement et sa localisation.

## 1.2 Méthodes de détection et de localisation des endommagements

Une revue de la littérature se rapportant aux différentes méthodes d'identification des endommagements et de surveillance de la santé des structures en fonction des changements de leurs propriétés dynamiques est présentée dans cette section. Ces méthodes font appel directement aux paramètres modaux et sont caractérisées par leur aspect automatisable. Elles peuvent être classifiées principalement comme des méthodes de Niveau 1 SHM ou de Niveau 2 SHM et sont le plus souvent directement liées aux essais dynamiques et aux problèmes de modélisation. Les méthodes qui satisfont les niveaux SHM supérieurs sont généralement classées dans les domaines de la mécanique de la rupture ou de l'analyse de la résistance à la fatigue et par conséquent ne sont pas abordées [Doebling 1996].

### 1.2.1 Méthodes de détection d'endommagement

#### 1.2.1.1 Variations des fréquences propres ( $\Delta f$ )

Les fréquences propres, considérées comme un indicateur très sensible à l'endommagement, ont été utilisées dans plusieurs applications, notamment pour la surveillance des structures de type ponts et bâtiments. Le principe repose sur le fait que l'endommagement, selon sa position et sa taille, induit une perturbation du comportement global de la structure, traduite par une réduction des fréquences propres [Salawu 1997, Lee 2000]. Cette réduction, exprimée le plus souvent en pourcentage, est calculée via l'équation suivante :

$$\Delta f = \frac{f_i^u - f_i^d}{f_i^u} \quad (1.1)$$

Les termes ( $f_i^u$ ) et ( $f_i^d$ ) représentent respectivement la  $i^{\text{ème}}$  fréquence propres à l'état initiale et la  $i^{\text{ème}}$  fréquence propre à l'état final.

Cette méthode, simple de mise en œuvre, présente plusieurs limitations. En effet, en pratique plusieurs facteurs, autre qu'une anomalie structurale, participent à la réduction des fréquences propres, tel qu'un changement de température, un fort niveau de précipitation, etc. Ces causes sont souvent appelées « les effets hygrothermiques ». Dans ce contexte, plusieurs études ont été réalisées afin d'identifier l'évolution du comportement vibratoire des structures en fonction des changements climatiques. Ces études ont montré que les variations des fréquences peuvent atteindre 5% sans pour autant que la structure ne soit endommagée. De ce fait, une variation faible des fréquences propres ne permet pas de dissocier des phénomènes globaux, dus à des variations climatiques et des phénomènes locaux dus à l'apparition d'endommagements. Dans les travaux de thèse d'Ali Mikael [Mikael 2011], un suivi de l'évolution de la fréquence fondamentale du bâtiment de la tour de l'Ophite à Lourdes a été réalisé sur une durée de soixante semaines (de janvier 2009 à février 2010). Les enregistrements, illustrés figure 1.1, montrent une variation de la fréquence fondamentale pouvant atteindre 4,8%.

## 1.2 MÉTHODES DE DÉTECTION ET DE LOCALISATION DES ENDOMMAGEMENTS

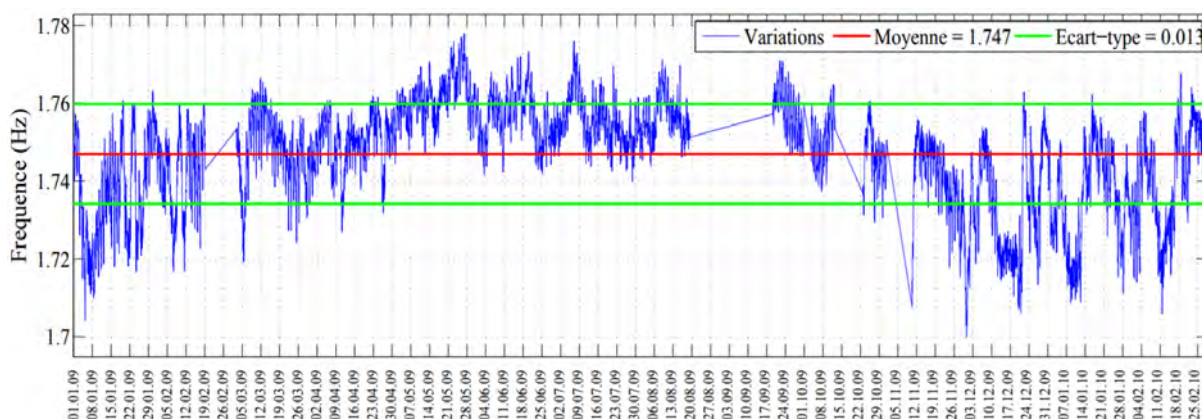


FIGURE 1.1: Variations de la fréquence du premier mode propre du 1<sup>er</sup> janvier 2009 au 28 février 2010, composante longitudinale du bâtiment de l’Ophite [Mikael 2011]

Dans le même contexte, Peter Moser [Moser 2011] a démontré que la variation de la fréquence fondamentale du pont « the Dowling Hall Footbridge », situé sur le campus de l’université Tufts à Medford aux États-Unis, est de l’ordre de 4%, et peut atteindre 8% pour les modes supérieurs, avec une variation de température allant de  $-14$  à  $39^{\circ}\text{C}$  (Figure 1.2).

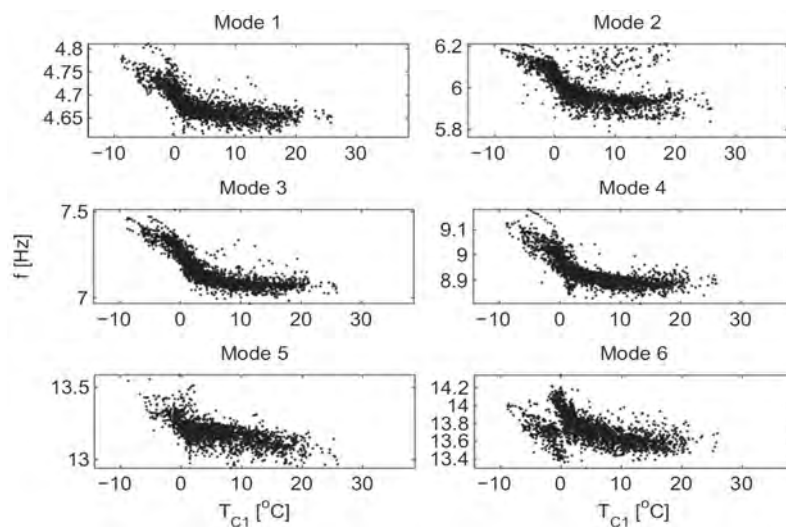


FIGURE 1.2: Variations des six premiers modes identifiés en fonction de la température sur une période de dix-sept semaines (de janvier à Mai 2010) [Moser 2011]

D’autres études ont montré qu’une variation supérieur à 5% est nécessaire pour que l’endommagement soit détecté avec certitude et que la variation des fréquences n’est pas assez sensible à la sévérité de l’endommagement [Salawu 1997, Alvandi 2003, Clinton 2006] (une variation importante des fréquences ne reflète pas forcément un endommagement important et vice versa [Creed 1987]). Finalement, étant donné que la fréquence propre est une propriété intrinsèque de la structure et qu’aucune information spatiale n’est requise lors de son application, cette technique traite la structure dans son intégralité et permet, de ce fait, de répondre qu’au premier niveau SHM : la détection globale de l’endommagement [Farrar 2001].

### 1.2.1.2 Méthode MAC

La méthode MAC (Modal Assurance Criterion) consiste en un critère de comparaison entre deux séries de mesure qui permet de définir les corrélations qui existent entre elles [Allemang 1982]. Le critère s'écrit sous forme matricielle et est défini par l'équation 1.2 pour les deux séries de déformées modales  $\psi_u = [\psi_{u1}, \psi_{u2} \dots \psi_{uj}]$  et  $\psi_d = [\psi_{d1}, \psi_{d2} \dots \psi_{dk}]$ , qui correspondent respectivement aux déformées modales de la structure à l'état initial et aux déformées modales de la structure à l'état endommagé.

$$MAC_{j,k} = \frac{(\sum_{i=1}^n [\psi_u]_i^j [\psi_d]_i^k)^2}{\sum_{i=1}^n ([\psi_u]_i^j)^2 ([\psi_d]_i^k)^2} \quad (1.2)$$

Les valeurs des composantes  $MAC_{j,k}$  varient entre 0 et 1. Toute valeur nulle reflète une absence de corrélation entre la série  $j$  et la série  $k$ , et toute valeur égale à 1 reflète une corrélation complète entre les deux séries [Pastor 2012]. Les valeurs intermédiaires indiquent une corrélation incomplète. Étant donné que la présence d'une anomalie structurale peut modifier les déformées modales, ce critère est appliqué pour détecter la présence d'un endommagement en comparant les déformées modales de la structure à l'état initial et celles de la structure endommagée d'un même mode vibratoire [Prado 2016].

Généralement, le nombre de modes utilisés pour les deux séries de mesure est identique ( $j = k$ ). Les valeurs significatives de cette matrice sont celles de la diagonale puisqu'elles correspondent à la corrélation entre les déformées modales d'un même mode vibratoire.

L'avantage de cette méthode c'est qu'elle compare les déformées modales qui sont moins sensibles aux effets hygrothermiques, précédemment évoquée dans la méthode de variations des fréquences propres. Cependant, plusieurs inconvénients de cette technique ont été reportés dans la littérature et se résument en deux points essentiels :

- La sévérité et la position de l'endommagement : pour un endommagement de faible sévérité, selon sa position, il pourra être détecté par la méthode MAC à des modes vibratoires d'ordre supérieur qui sont plus sensibles à l'endommagement. Ces modes sont malheureusement difficilement identifiables expérimentalement [Lam 1998].
- La valeur limite de détection : l'identification expérimentale des déformées modales d'une structure, à un même état, peut varier selon les conditions de mesure. De ce fait, il est peu probable de retrouver exactement les mêmes valeurs des déformées et d'avoir une corrélation totale [Rainieri 2014, Pioldi 2016]. Plus de détails sur la valeur limite seront présentés dans la section § 2.2.2.

Dans ses travaux de recherche, Babak Moaveni [Moaveni 2011] a illustré ces inconvénients dans le cas d'une structure en béton armé (Figure 1.3). L'endommagement a été obtenu par l'utilisation du signal sismique du tremblement de terre « Loma Prieta », de magnitude 6,9 et qui a eu lieu en Californie en 1989. Les accélérations, enregistrées à la station Gilroy 3 à 31km de l'épicentre du séisme, ont été réduites en temps et en amplitude et appliquées selon sept scénarios successifs :

- S0 : 5 min d'excitation , 20% du signal sismique,
- S1 : 5 min d'excitation , 40% du signal sismique,
- S2 : 5 min d'excitation , 67% du signal sismique,
- S3 : 5 min d'excitation , 67% du signal sismique,



- S4 : 5 min d'excitation , 83% du signal sismique,
- S5 : 5 min d'excitation , 91% du signal sismique,
- S6 : 5 min d'excitation , 100% du signal sismique,
- S7 : 5 min d'excitation , 120% du signal sismique.

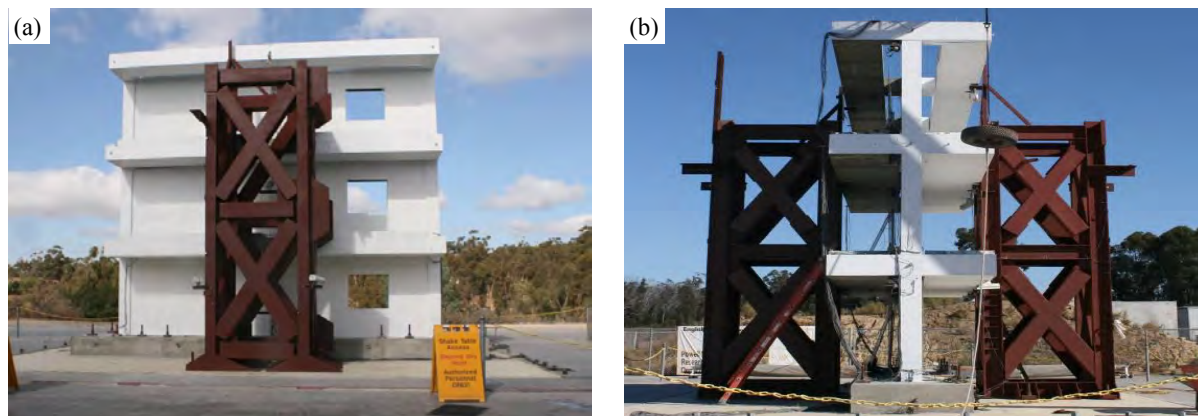


FIGURE 1.3: *Structure en béton armé excitée par un signal sismique issu du séisme de Loma Prieta 1989, enregistré à la station Gilroy 3 à 31 km de l'épicentre [Moaveni 2011]*

Le critère MAC a été ensuite utilisé pour comparer, à chaque scénario, les déformées modales des quatre premiers modes, dans la direction longitudinale (L) et transversale (T) avec les déformées modales à l'état initial. Les résultats sont illustrés dans le tableau 1.1.

Scénario :	S0	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
Mode 1 - L	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,98	0,80	0,71
Mode 2 - T	1,00	1,00	1,00	0,99	0,98	0,99	0,95	0,68
Mode 2 - L	1,00	1,00	1,00	0,99	0,96	0,92	0,74	0,67
Mode 2 - LT	1,00	1,00	1,00	0,97	0,92	0,87	0,54	0,29

Tableau 1.1: *Sensibilité du critère MAC au degré d'endommagement*

Les résultats montrent bien que le critère MAC est sensible aux endommagements en utilisant des modes d'ordre supérieurs. Il est aussi sensible au degré d'endommagement puisqu'on constate une réduction de plus en plus importante en augmentant la sévérité de l'endommagement. Finalement, pour les quatre premiers scénarios, les valeurs MAC restent relativement proches de 1 alors que les premières fissurations ont été constatées au scénario S3 (Figure 1.4).

### 1.2.2 Méthodes de localisation d'endommagement

La localisation d'un endommagement nécessite de disposer d'une information spatiale. Cette information est apportée par les déformées modales. Plusieurs méthodes de localisation ont été développées à partir des déformées modales telles que la variation



FIGURE 1.4: *Apparition des fissures après le scénario S3 [Moaveni 2011]*

des déformées elles-mêmes, les courbures des déformées modales, le facteur d'endommagement, la méthode de flexibilité, etc. Ces méthodes seront détaillées dans les sections suivantes.

### 1.2.2.1 Méthode des déformées modales (MDM)

Un endommagement structural induit une modification des déformées modales, et est localisé suite à une variation de cette dernière. Le changement des déformées modales est donné par l'expression suivante :

$$\Delta\psi_i = |\psi_{i,d} - \psi_{i,u}| \quad (1.3)$$

Avec  $\psi_i$  la déformée modale du  $i^{\text{ème}}$  mode et les indices  $u$  et  $d$  désignant respectivement l'état initial et l'état final de la structure.

Plusieurs études ont démontré la sensibilité des déformées modales par rapport à la sévérité de l'endommagement [Salane 1990]. En d'autres termes, plus l'endommagement est important plus la variation locales des déformées est importante. D'autres études ont rapporté, dans certains cas, plus de sensibilité de la méthode des fréquences propres par rapport à la méthode des déformées modales en termes de détection d'endommagement (niveau 1 SHM) [Alampalli 1995, Salawu 1995]. L'inconvénient majeur de cette méthode est la nécessité de la description complète des déformées modales. Pour localiser avec précision l'endommagement, il est nécessaire d'utiliser un nombre important de points de mesure (ou de capteurs) pour décrire de la façon la plus fidèle possible la forme précise de chaque mode.

### 1.2.2.2 Méthode de courbure des déformées modales (MCD) - le facteur d'endommagement (CDF)

Pandey et al. [Pandey 1991] se sont intéressés à l'étude de la variation de courbure des déformées modales, appelée aussi variation de la flèche, pour évaluer l'état d'une structure et répondre aux deux premiers niveaux SHM. Des études ultérieures ont montré que le suivi de l'évolution de la flèche est plus précis que le suivi direct de l'évolution des déformées modales. Cette méthode est basée sur la relation entre rigidité et déformée

modale, exprimée par l'équation suivante :

$$\psi''(x) = \frac{M(x)}{EI} \quad (1.4)$$

Où  $M$  est le moment fléchissant,  $E$  le module d'Young,  $I$  le moment d'inertie de la section et  $\psi''$  la flèche de la structure à la position  $x$ .

L'équation 1.4 traduit la relation qui existe entre endommagement et courbure des déformées. En effet, l'endommagement est exprimé par la réduction de la rigidité en flexion ( $EI$ ) induisant une augmentation de la flèche. Ainsi, l'endommagement est localisé dans les zones où la variation de la flèche est importante et la quantification de l'endommagement est déduite de l'amplitude de cette variation.

Le changement de courbure des déformées modales est donné par l'expression suivante :

$$\Delta\psi''_i = |\psi''_{i,u} - \psi''_{i,d}| \quad (1.5)$$

Où les indices  $u$  et  $d$  désignent respectivement l'état initial (état sain) et l'état final de la structure (état endommagé).

Les courbures des déformées modales sont obtenues à partir de l'approximation de différence finie :

$$\psi''_{i,j} = \frac{\psi_{i+1,j} - 2\psi_{i,j} + \psi_{i-1,j}}{h^2} \quad (1.6)$$

Où les indices  $i$  et  $j$  représentent respectivement le  $i^{\text{ème}}$  mode vibratoire et le  $j^{\text{ème}}$  point de mesure.  $h$  désigne la distance qui sépare deux points de mesure consécutifs.

Foti [Foti 2013] a travaillé sur l'importance du choix du mode vibratoire. En effet, certains modes sont plus sensibles que d'autres modes à l'endommagement, selon sa position et sa sévérité. L'auteur a démontré sur un modèle numérique d'une poutre en acier sur deux appuis simples et endommagée en son milieu, que les variations importantes de courbure au 4<sup>ème</sup> mode vibratoire ne permettaient pas de localiser l'endommagement avec précision. Wahab et al. [Wahab 1999] ont introduit le facteur d'endommagement (CDF), dérivé de la méthode MCD, et qui a pour expression :

$$CDF = \frac{\sum_{i=1}^N |\psi''_{i,j}^u - \psi''_{i,j}^d|}{N} \quad (1.7)$$

Où  $N$  est le nombre de modes utilisés.

Cette méthode permet de réduire « les fausses indications » lors de l'application de la méthode MCD et de résumer les résultats pour tous les modes considérés pour améliorer la précision de la localisation.

### 1.2.2.3 Méthode de flexibilité ( $\Delta F$ ) et de courbure de flexibilité (CF)

La méthode de flexibilité est basée sur l'étude des variations de la souplesse d'une structure induites par une baisse de propriété d'un de ses constituants. Pandey et Biswas [Pandey 1994, Pandey 1995] ont utilisé ce principe afin de détecter et localiser un défaut structural. En effet, la présence de l'endommagement fait décroître la rigidité  $K$  de la structure et accroître sa souplesse. La matrice de flexibilité, appelée aussi matrice de souplesse  $[F]$ , est affectée par la présence de l'endommagement et présente ainsi un paramètre à surveiller. Le principe de cette méthode repose sur la comparaison de deux matrices de

souplesse : la matrice de souplesse de la structure à l'état initial  $[F_u]$  et celle à l'état final  $[F_d]$  :

$$[\Delta F] = [F_u] - [F_d] \quad (1.8)$$

La localisation de l'endommagement est déduite à partir de la valeur maximale  $\gamma_j$  à chaque colonne de la matrice de variation de souplesse  $[\Delta F]$  [Ndambi 2002].

$$\bar{\gamma}_j = \max_i |\Delta F_{ij}| \quad (1.9)$$

La matrice de flexibilité peut être calculée à partir des fréquences propres et des déformées modales en utilisant l'équation suivante [Hosseinzadeh 2016] :

$$[F] = \psi \Omega^{-1} \psi^t \simeq \sum_{i=1}^N \frac{1}{\omega_i^2} \psi_i \psi_i^t \quad (1.10)$$

Où  $\Omega = \text{diag}[\frac{1}{\omega_i^2}]$  est une matrice diagonale et  $\omega_i$  la  $i^{\text{ème}}$  pulsation propre,  $\psi$  est la matrice des déformées modales normalisées par rapport à la masse ( $\psi M \psi^t = 1$ ). L'exposant  $t$  désigne l'opération matricielle de transposition.

La matrice de flexibilité est inversement proportionnelle à la pulsation propre. De ce fait, elle converge rapidement avec les modes d'ordre inférieur [Yang 2011, Wickramasinghe 2016]. Ainsi, un nombre réduit de modes mène à une bonne estimation de cette matrice. Ceci représente le point fort de cette méthode.

La localisation de l'endommagement est liée à l'interprétation des valeurs de  $\bar{\gamma}_j$ . Celles-ci dépendent des conditions aux limites [Pandey 1994, Fan 2011]. En effet, pour une poutre sur appuis simples, la valeur maximale de  $\bar{\gamma}_j$  correspond au degré de liberté endommagé (Figure 1.5.a) alors que pour une poutre en porte-à-faux, l'endommagement est localisé au niveau de l'élément à partir duquel la flexibilité commence à croître (Figure 1.5.b).

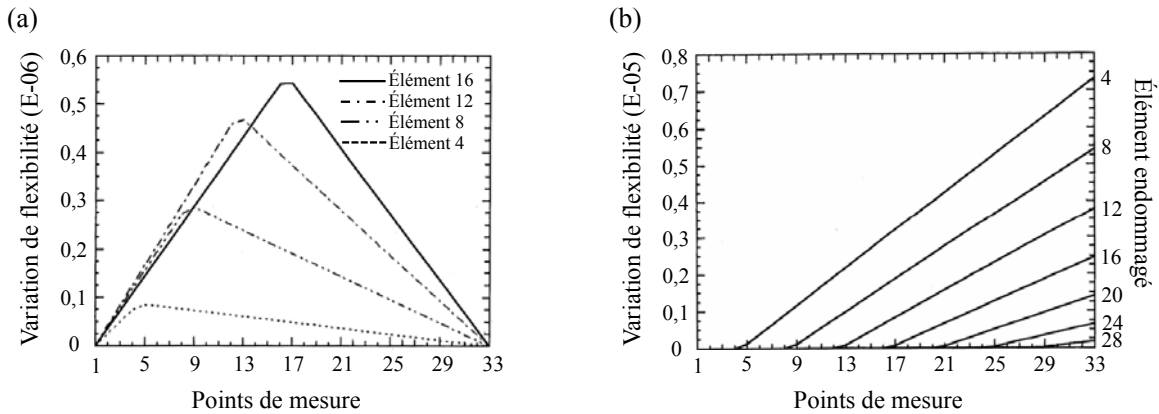


FIGURE 1.5: Variation de flexibilité : (a) poutre sur appuis simple endommagée, (b) poutre en porte-à-faux endommagée. [Pandey 1994]

Dans le paragraphe précédent, nous avons vu que les courbures des déformées modales sont des indicateurs plus sensibles que la méthode directe des déformées modales. D'une façon analogue, certains auteurs se sont intéressés aux variations de courbure de flexibilité et ont démontré une plus grande sensibilité de cette méthode de courbure de flexibilité par rapport à la méthode directe [Zhang 1995, Jassim 2013]. L'indicateur est calculé à partir de l'approximation de différence finie suivante :

$$\overline{\gamma_j}'' = \frac{\overline{\gamma_{j-1}} + \overline{\gamma_{j+1}} - 2\overline{\gamma_j}}{h^2} \quad (1.11)$$

Où  $h$  désigne la distance qui sépare deux points de mesure consécutifs.

En dépit de sa sensibilité à la présence de l'endommagement, Lu et al. [Lu 2002] ont démontré que cette méthode est incapable de fournir des indications précises lorsque deux endommagements se trouvent à proximité.

#### 1.2.2.4 Autres méthodes de détection et de localisation

Les méthodes que nous avons vues précédemment sont basées sur un suivi de l'évolution des caractéristiques dynamiques et sont applicables sur plusieurs types de structures. Dans le cas des structures en génie civil l'identification de ces paramètres dynamiques peut être effectuée à partir de la réponse seule de la structure à une excitation non mesurable. Dans cette section, nous présentons d'autres méthodes, dont le champ d'application est plus restreint ou dont la connaissance de l'excitation est nécessaire.

##### — Méthode de l'énergie de déformation

La méthode énergétique a pour but de détecter l'élément de structure ayant l'énergie de déformation la plus importante [Kim 2003]. Dans la littérature, cette méthode a été principalement appliquée sur des structures unidimensionnelles de type poutre, bien qu'elle soit applicable aussi sur des modèles bidimensionnels (composées de poutres ou de plaques) ou tridimensionnels (composées de poutres) [Carden 2004]. Pour une poutre unidimensionnelle de longueur  $L$ , l'énergie de déformation  $U$  est calculée à partir des déformées modales  $\psi$  et de la rigidité en flexion ( $EI$ ). Elle a pour expression respective :

$$U = \frac{1}{2} \int_0^L EI \left( \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} \right)^2 dx \quad (1.12)$$

En considérant un mode vibratoire  $i$  associé à une déformée modale  $\psi_i(x)$ , l'énergie de déformation  $U_i$  de la poutre et l'énergie de déformation  $U_{ij}$  d'un élément  $j$  de longueur  $(a_{j+1}-a_j)$  de la poutre, ont pour expression :

$$U_i = \frac{1}{2} \int_0^L EI \left( \frac{\partial^2 \psi_i}{\partial x^2} \right)^2 dx \quad (1.13)$$

$$U_{ij} = \frac{1}{2} \int_{a_j}^{a_{j+1}} (EI)_j \left( \frac{\partial^2 \psi_i}{\partial x^2} \right)^2 dx \quad (1.14)$$

Si on considère  $EI_k^u$  et  $EI_k^d$ , respectivement la rigidité en flexion d'un élément  $k$  de la poutre à l'état sain et à l'état endommagé, le rapport des énergies de déformation,

à un mode vibratoire  $i$ , est déduit à partir de l'équation 1.14, et a pour expression :

$$\frac{EI_k^u}{EI_k^d} = \frac{\int_{a_j}^{a_{j+1}} (\frac{\partial^2 \psi_i^d}{\partial x^2})^2 dx}{\int_0^L (\frac{\partial^2 \psi_i^d}{\partial x^2})^2 dx} = \frac{f_{ik}^d}{f_{ik}^u} \quad (1.15)$$

Afin d'utiliser toutes les déformées modales associées aux  $m$  modes considérés, l'indice d'endommagement  $\beta_k$  est introduit :

$$\beta_k = \frac{\sum_{i=1}^m f_{ik}^d}{\sum_{i=1}^m f_{ik}^u} \quad (1.16)$$

Cet indice d'endommagement exprime la dégradation de la rigidité en flexion par le biais de l'énergie de déformation dans les éléments de la poutre [Ndambi 2002, Eraky 2015, Tan 2017]. A partir de  $\beta_k$ , l'indice d'endommagement normalisée  $z_k$  est défini comme suit :

$$z_k = \frac{\beta_k - \bar{\beta}_k}{\sigma_k} \quad (1.17)$$

Où  $\bar{\beta}_k$  est la valeur moyenne de  $\beta_k$  et  $\sigma_k$  est son écart type pour  $m$  modes de vibration.

Les éléments  $k$  de la poutre ayant des valeurs  $z_k$  supérieurs à 1 correspondent aux éléments endommagés. Ainsi, une localisation précise nécessite un nombre important de points de mesures (un nombre important de capteurs).

#### — Méthode basée sur la Fonction de Réponse en Fréquence (FRF)

Contrairement aux autres méthodes de détection et de localisation qui font appel aux caractéristiques dynamiques de la structure, cette méthode repose sur la Fonction de Réponse en Fréquence (FRF). Cette fonction nécessite la connaissance de l'excitation, et permet de lier le vecteur de déplacement  $X(t)$ , qui est sensible à l'endommagement, à la force appliquée [Sampaio 1999]. Le principe est le suivant : Pour un élément  $j$  d'une structure, soumis à une excitation harmonique connue  $F_j(w)$ , la FRF  $H_{ij}(w)$  mesurée à un élément  $i$  de la structure s'écrit :

$$H_{ij} = \frac{X_i(w)}{F_j(w)} \quad (1.18)$$

L'endommagement peut être détecté grâce au critère *FRAC* (Frequency Response Assurance Criterion) semblable au critère MAC précédemment présenté [Allemang 2003]. Ce critère est donné par :

$$FRAC_{ij}(w) = \frac{|H_{ij}^u(w) - \bar{H}_{ij}^d(w)|^2}{H_{ij}^u(w) \cdot H_{ij}^d(w) \cdot \bar{H}_{ij}^u(w) \cdot \bar{H}_{ij}^d(w)} \quad (1.19)$$

Où  $\bar{H}_{ij}(w)$  désigne le conjugué de  $H_{ij}(w)$  et les indices  $u$  et  $d$  désignent respectivement l'état sain et l'état endommagé.

Les valeurs inférieures à 1 du critère *FRAC* sont considérées comme des indicateurs d'endommagement. La localisation de l'endommagement est déduite à partir des

variations de courbure de la Fonction de Réponse en Fréquence  $\Delta H''_{ij}(w)$ , et qui sont calculées à partir de l'approximation de différence finie [Kumar 2016]

$$H''_{i,j}(w) = \frac{H_{i+1,j}(w) - 2H_{i,j}(w) + H_{i-1,j}(w)}{h^2} \quad (1.20)$$

$$\Delta H''_{ij}(w) = \sum_w |H''_{i,j}^d(w) - H''_{i,j}^u(w)| \quad (1.21)$$

Où  $h$  est la distance qui sépare deux points de mesure consécutifs.

Plusieurs études ont été menées sur cette méthode et ont démontré le manque de précision dans le cas d'endommagements faibles, et la dépendance au nombre de capteurs (plus le nombre de capteurs est important, plus la localisation est précise) [Sampaio 1999, Palacz 2002]

— **Autres méthodes**

Dans la littérature, d'autres méthodes ou d'autres indices d'endommagement ont été introduits et/ou développés à partir des techniques présentées précédemment. Ces méthodes présentent aussi les mêmes inconvénients : la dépendance à la précision des mesures expérimentales et au nombre de capteurs, la sensibilité à la sévérité de l'endommagement, etc. Parmi ces méthodes on peut citer : les méthodes dans le domaine temps-fréquence (La transformée en ondelettes, les transformées de Hilbert-Huang), les méthodes basées sur le recalage de modèle, le Vecteur Résidu en Force (RFV), la méthode basée sur la Décomposition en Valeurs Singulières (DVS) développée dans le cadre des travaux de thèse de Thi Thu Ha Le [Le 2014], etc.

### 1.3 Application sur un modèle numérique d'un bâtiment à six étages

Dans cette section, nous nous intéresserons à la mise en œuvre de quelques méthodes de détection et de localisation d'endommagement sur un modèle éléments finis d'un bâtiment à six étages mis en œuvre avec le logiciel de modélisation par éléments finis *Abaqus*. Le but ici est de mener une étude de sensibilité de chaque méthode par rapport à la direction de mesure, la sévérité de l'endommagement et la position des points de mesure.

Étant donné que les mesures expérimentales se font ponctuellement avec des capteurs, généralement des accéléromètres, ceux-ci sont modélisés par des nœuds du maillage sélectionnés dans le modèle. Les méthodes appliquées sont :

- la variation des fréquences propres ( $\Delta f$ )
- la méthode *MAC*
- la variation des déformées modales (MDM)
- la variation de courbure des déformées modales (MCD)
- la variation de flexibilité ( $\Delta F$ )
- la variations de courbure de flexibilité (CF).

### 1.3.1 Modèle numérique

Le modèle d'application choisi est un bâtiment en béton, composé de six étages identiques et d'un rez-de-chaussée. Le modèle est conçu à partir d'éléments de type *coques* à 4 nœuds et à intégration réduite (S4R). Il présente 3 sections distinctes : Dalles, murs et contreventements. Les caractéristiques sont répertoriées dans le tableau (1.2).

Section	Épaisseur ( <i>cm</i> )	Module d'Young ( <i>GPa</i> )	Coefficient de Poisson	Masse volumique ( $\frac{Kg}{m^3}$ )
Murs	15	12	0,2	2540
Dalles	18	12	0,2	2540
Contreventement	20	12	0,2	2540

Tableau 1.2: Caractéristiques des sections du modèle numérique du bâtiment à six étages

Le bâtiment est de longueur 18 *m* (direction longitudinale **L**), de largeur 11 *m* (direction transversale **T**) et de hauteur 24,5 *m* (direction *z*). Les étages sont identiques et ont une hauteur *h* de 3,5 *m* chacun. Pour simplifier le modèle, nous avons considéré le même matériau pour les trois sections et le module d'Young associé correspond à celui du béton vieilli [Levtchitch 2004].

L'endommagement est introduit localement, dans le modèle, par réduction du module d'Young au niveau de la façade du 4<sup>ème</sup> étage (Figure 1.6). La structure est surveillée par 8 nœuds de mesures répartis le long d'une arête du bâtiment et équidistants pour avoir une description suffisante des déformées modales.

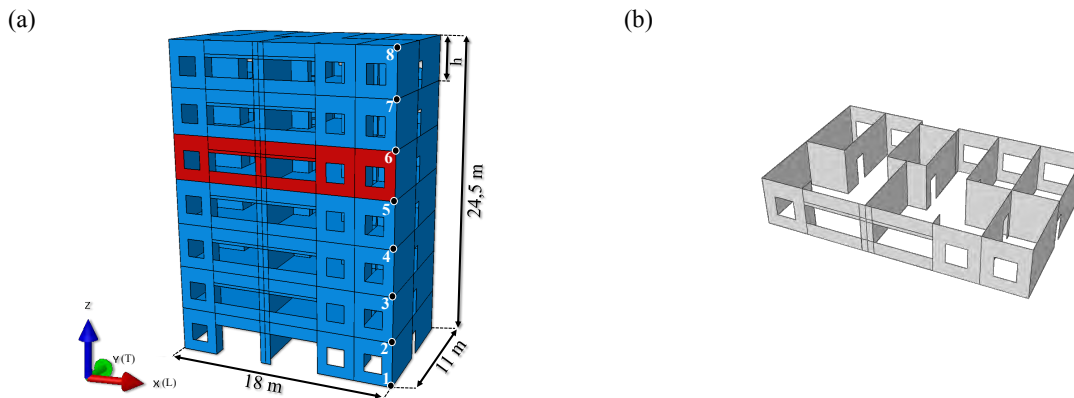


FIGURE 1.6: Modèle numérique du bâtiment à six étages réalisé sur Abaqus et surveillé par le biais de huit points de mesure : (a) modèle complet, (b) plan d'un étage

### 1.3.2 Détection et localisation de l'endommagement

Nous allons étudier dans cette section la sensibilité des méthodes de détection et de localisation par rapport à la direction de mesure, la sévérité de l'endommagement et la position des points de mesure. Pour cela, nous nous intéressons essentiellement aux 4 premiers modes vibratoires pour la détection de l'endommagement étant donné qu'en



pratique les modes d'ordre supérieur sont difficiles à identifier. Nous étudierons aussi les déformées modales associées à ces modes dans la direction longitudinale  $\mathbf{L}$  et transversale  $\mathbf{T}$  séparément pour mettre l'accent sur l'effet de la direction de mesure sur la précision de localisation.

### 1.3.2.1 Sensibilité par rapport à la direction de mesure

Dans le premier test, nous avons introduit un endommagement pour la façade du 4<sup>ème</sup> étage équivalent à une réduction de 80% du module d'Young, et nous nous sommes intéressés aux deux directions de mesure  $\mathbf{L}$  et  $\mathbf{T}$  séparément. Les fréquences propres et les déformées modales des 4 premiers modes, illustrées sur la figure 1.7, sont extraites du modèle numérique développé avec *Abaqus*. Le 1<sup>er</sup> mode correspond au 1<sup>er</sup> mode de flexion dans la direction  $\mathbf{L}$ , le 2<sup>ème</sup> mode correspond au 1<sup>er</sup> mode de flexion dans la direction  $\mathbf{T}$ , le 3<sup>ème</sup> mode correspond au mode de torsion et le 4<sup>ème</sup> mode correspond au 2<sup>ème</sup> mode de flexion dans la direction  $\mathbf{L}$ .

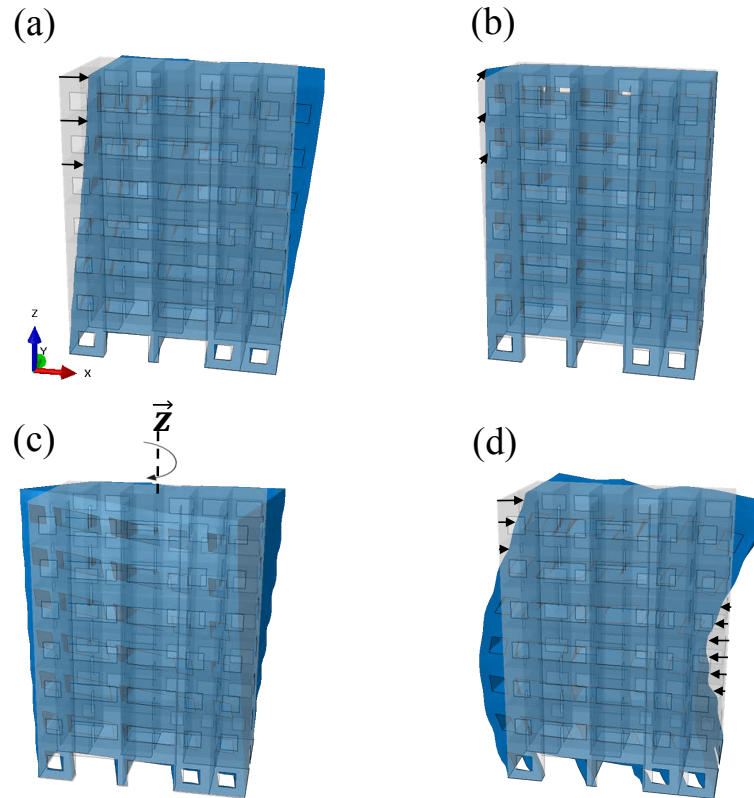


FIGURE 1.7: Visualisation des déformées modales sur Abaqus : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode, (c) 3<sup>ème</sup> mode, (d) 4<sup>ème</sup> mode

#### — Variation des fréquences propres $\Delta f$

Dans le but d'étudier l'effet de l'endommagement sur les fréquences propres, nous avons utilisé l'équation 1.1 pour le calcul des variations relatives des fréquences propres par rapport à l'état initial de la structure. Les résultats, résumés dans le tableau 1.3, montrent que les variations des fréquences propres des quatre premiers

modes sont assez faibles. En effet, la variation maximale est de 2,33% et est atteinte pour le 4<sup>ème</sup> mode. Ces variations ne sont pas suffisantes pour refléter le degré d'endommagement de la structure ni sa position. Expérimentalement, on ne peut

Mode	Fréquence initiale (Hz)	Fréquence finale (Hz)	Variation (%)
1	3,22	3,16	1,86
2	4,05	4,03	0,49
3	5,7	5,58	2,11
4	10,3	10,06	2,33

Tableau 1.3: *Variation des quatre premières fréquences propres*

pas détecter avec certitude la présence de l'endommagement car cette variation n'excède pas le niveau de variation saisonnière que peut subir un structure réelle [Salawu 1997, Alvandi 2003]. Nous observons aussi que l'endommagement n'a pas provoqué la même variation pour tous les modes considérés.

— **Critère d'assurance modale MAC**

Le critère *MAC*, défini par l'équation 1.2, est appliqué pour comparer les déformées modales qui sont généralement de meilleurs indicateurs d'endommagement.

Le tableau 1.4, indique le degré de corrélation entre les déformées modales avant et après endommagement dans la direction **L** et dans la direction **T** séparément.

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
MAC - direction <b>L</b>	1,00	1,00	0,99	0,99
MAC - direction <b>T</b>	1,00	1,00	0,99	0,91

Tableau 1.4: *Sensibilité du critère MAC par rapport à la direction de mesure*

Nous constatons que dans la direction **L**, la corrélation est complète et est presque égale à 1 pour toutes les déformées modales considérées. Cependant, dans la direction **T** au 4<sup>ème</sup> mode vibratoire, nous observons une faible chute de la corrélation indiquant la présence d'un endommagement. Cette observation vient confirmer la plus forte sensibilité du critère MAC aux modes d'ordre supérieurs.

En pratique, ces résultats ne peuvent pas indiquer avec certitude la présence de l'endommagement puisque les corrélations supérieures à 0,8 sont considérées comme des corrélations complètes [Rainieri 2014].

— **Méthode des déformées modales (MDM)**

*En appliquant la méthode des déformées modales, l'endommagement est localisé au niveau des variations les plus importantes.*

Dans la direction longitudinale **L** :

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire est un mode de flexion dans la direction **L**. Celui-ci est touché par l'endommagement et est le meilleur indicateur de l'endommagement. En

effet, la variation maximale des déformées est notée au niveau du capteur 5, là où la structure est endommagée (Figure 1.8.a).

Au 2<sup>ème</sup> mode, les variations sont plus faibles en comparaison avec le 1<sup>er</sup> mode. Ce mode correspond au mode de flexion dans la direction **T**. L'endommagement est localisé au niveau du capteur 6 qui est positionné au niveau de l'étage endommagé. Cependant, les variations de la déformée modale présentent un maximum local au niveau du capteur 4 induisant une fausse indication quant à la position exacte de l'endommagement (Figure 1.8.b).

En utilisant les déformées modales du 3<sup>ème</sup> et du 4<sup>ème</sup> mode (mode de torsion et mode de flexion dans la direction **L**), l'endommagement n'est pas correctement localisé (Figure 1.8.c et 1.8.d).

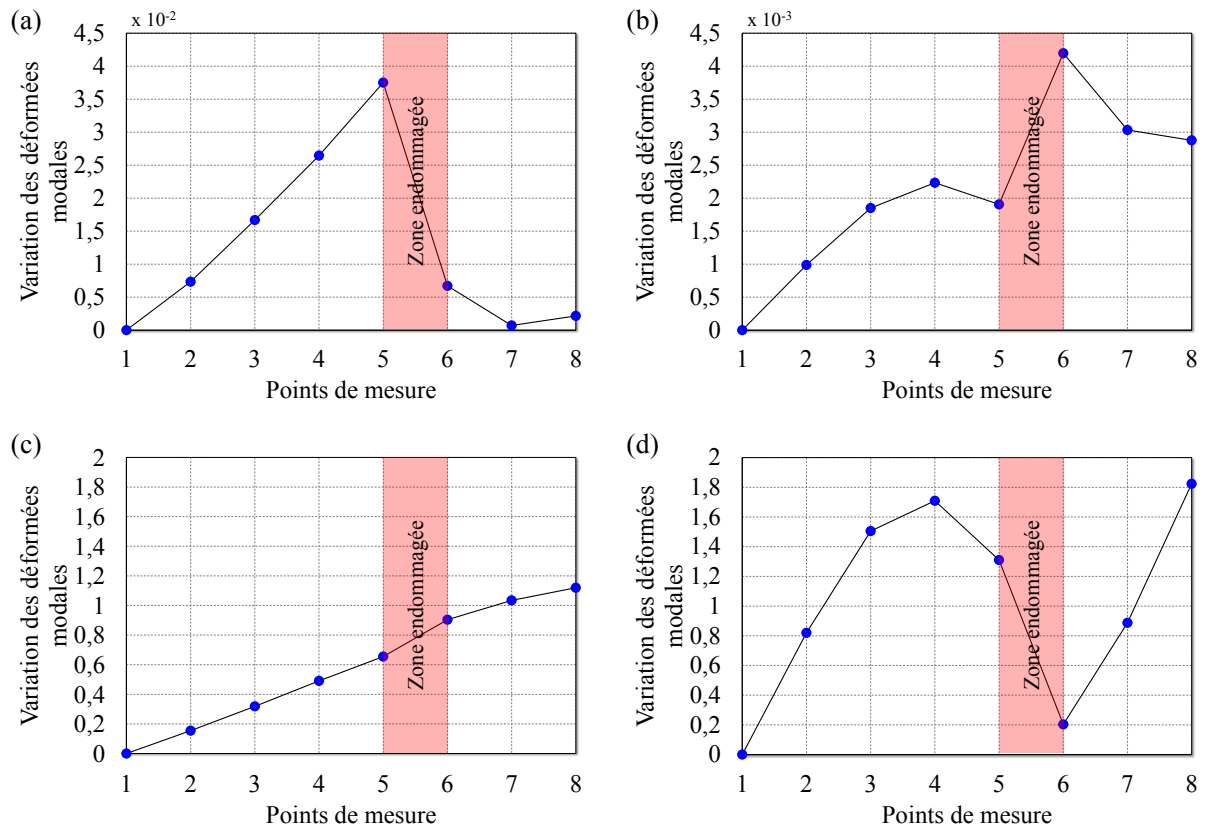


FIGURE 1.8: Variations des déformées modales dans la direction longitudinale **L** : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode, (c) 3<sup>ème</sup> mode, (d) 4<sup>ème</sup> mode

Dans la direction transversale **T** :

La localisation la plus précise de l'endommagement correspond aux variations au 2<sup>ème</sup> mode. Ce dernier correspond au 1<sup>er</sup> mode de flexion dans la direction **T** (Figure 1.9.b).

Les formes du 1<sup>er</sup> mode (mode de flexion dans la direction **L**) et du 3<sup>ème</sup> mode (mode de torsion) n'ont pas permis de localiser correctement l'endommagement. Concernant le 4<sup>ème</sup> mode, qui correspond au 2<sup>ème</sup> mode de flexion dans la direction **T**, des variations importantes sont notées au niveau du capteur 4 et du capteur 8. Ces deux capteurs sont placés loin de l'étage endommagé. Par conséquent, l'endommagement

n'est pas correctement localisé.

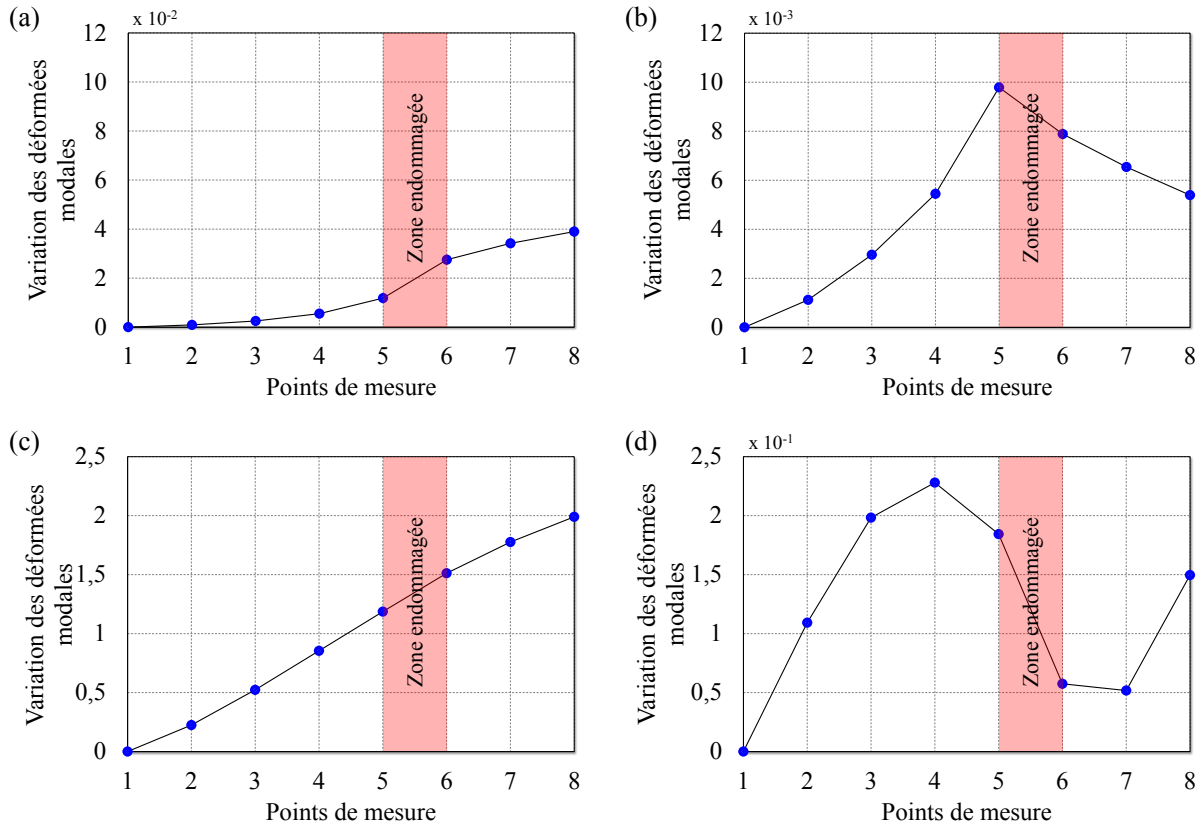


FIGURE 1.9: Variations des déformées modales dans la direction transversale  $\mathbf{T}$  : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode, (c) 3<sup>ème</sup> mode, (d) 4<sup>ème</sup> mode

— **Méthode de courbure des déformées modales (MCD)**

*En appliquant la méthode de courbure des déformées modales, l'endommagement est localisé au niveau des variations les plus importantes.*

Dans la direction longitudinale **L** :

Les variations maximales des courbures des déformées modales sont localisées au niveau du capteur 6 en utilisant les déformées du 3<sup>ème</sup> mode (Figure 1.10.c) et sont localisées au niveau du capteur 5 en utilisant le 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> mode (Figure 1.10.a, 1.10.b et 1.10.c). En comparant ces résultats aux indications retrouvées par la méthode directe, la méthode des courbures présente une meilleure précision puisque les capteurs 5 et 6 identifiés se trouvent effectivement au niveau de la zone endommagée.

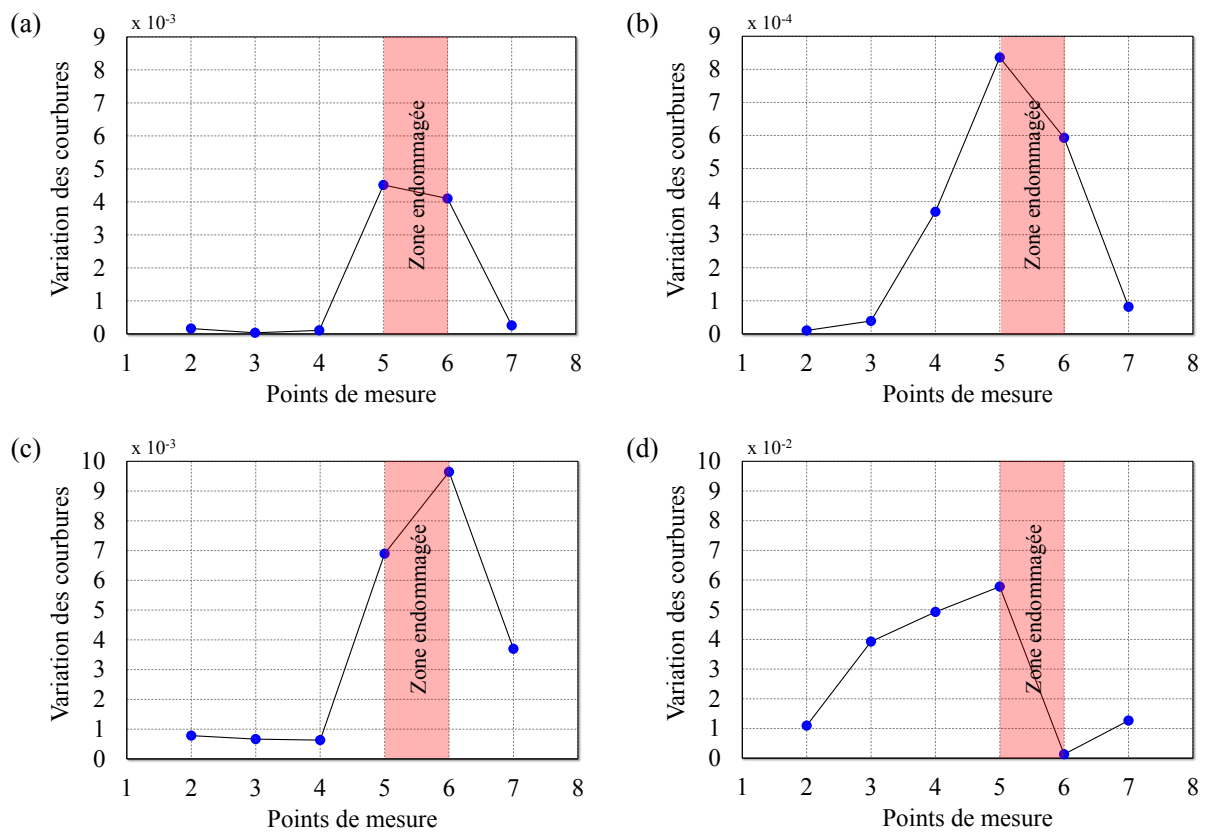


FIGURE 1.10: Variations de courbure des déformées modales dans la direction longitudinale **L** : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode, (c) 3<sup>ème</sup> mode, (d) 4<sup>ème</sup> mode

Dans la direction transversale  $\mathbf{T}$  :

L'endommagement est localisé avec précision en utilisant le 1<sup>er</sup>le 2<sup>ème</sup> mode (Figure 1.11.a et 1.11.b). Une variation maximale est observé aussi au niveau de la zone endommagée (capteur 5) au 4<sup>ème</sup> mode. Cependant, de fausses indications apparaissent au 3<sup>ème</sup> mode correspondant au mode de torsion (Figure 1.11.c).

À l'instar des résultats retrouvés dans la direction longitudinale, la méthode des courbures des déformées modales dans la direction transversale a fourni des indications plus précises de la zone endommagée en comparaison avec la méthode directe dans la même direction.

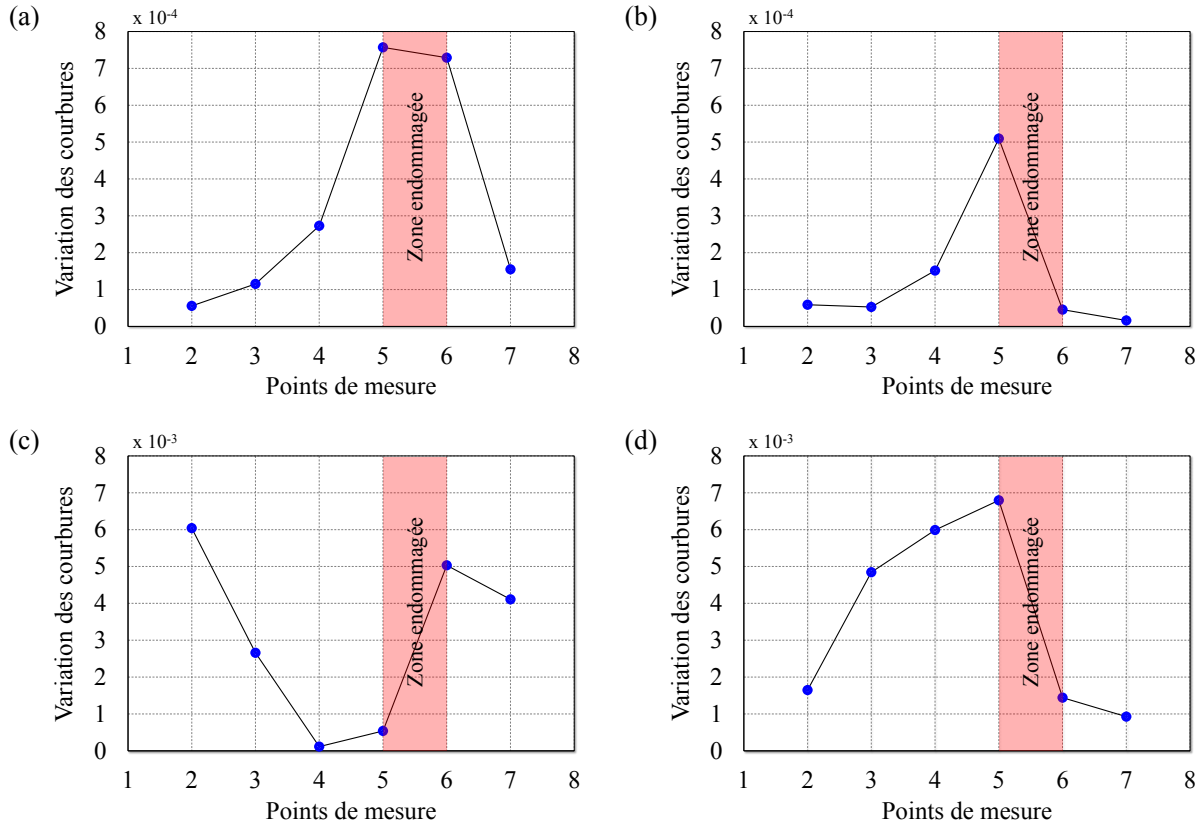


FIGURE 1.11: Variations de courbure des déformées modales dans la direction transversale  $\mathbf{T}$  : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode, (c) 3<sup>ème</sup> mode, (d) 4<sup>ème</sup> mode

#### — Méthode CDF

En appliquant le facteur d'endommagement CDF, l'endommagement est localisé au niveau des variations les plus importantes.

Le facteur CDF nous permet d'avoir une idée globale sur la position de l'endommagement en faisant la moyenne des variations des courbures des déformées modales pour les modes considérés. Celui-ci est calculé via l'équation 1.7.

En appliquant cette technique, l'endommagement est localisé au niveau du 5<sup>ème</sup> capteur (Figure 1.12). Dans la direction  $\mathbf{L}$  ce facteur est gouverné par les variations de courbure au 4<sup>ème</sup> mode donnant une bonne indication de la position de l'endommagement. Cependant, dans la direction  $\mathbf{T}$ , ce facteur est gouverné par les

variations de courbure au 4<sup>ème</sup> et au 3<sup>ème</sup> mode (donnant de fausses indications). Par conséquent, la localisation est nettement meilleure dans la direction **L**.

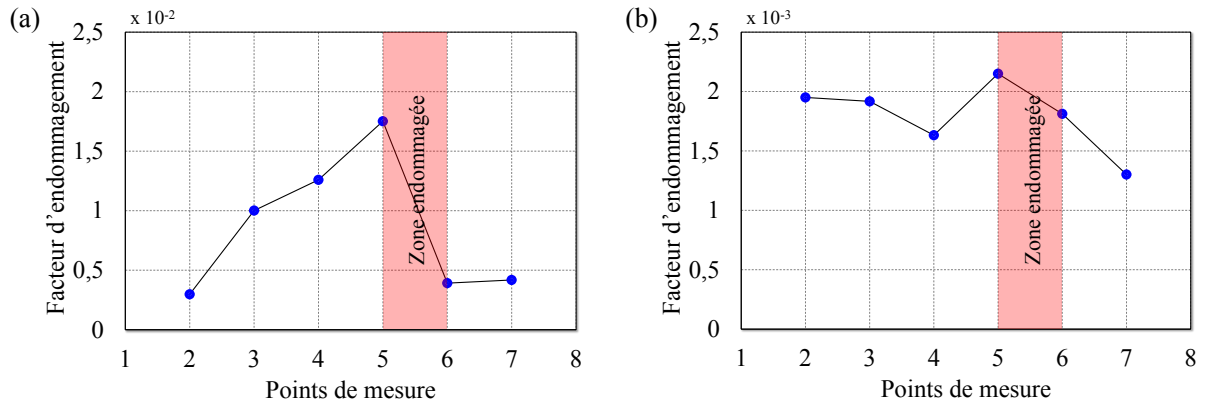


FIGURE 1.12: *Facteur d'endommagement CDF appliqué aux quatre premiers modes : (a) CDF dans la direction longitudinale **L**, (b) CDF dans la direction transversale **T***

— **Méthode de flexibilité ( $\Delta F$ )**

Dans la littérature, pour une poutre encastree, l'endommagement est localisé au niveau de l'élément à partir duquel la variation de flexibilité commence à croître [Pandey 1994]

Les matrices de flexibilité à l'état sain et à l'état endommagé sont calculées à partir des 4 modes considérés en utilisant l'équation 1.10. Sur la figure 1.13 sont illustrées les variations de flexibilité le long des points de mesure. Dans notre cas, le bâtiment est encastree à sa base et ressemble à une poutre encastree. Cependant, la variation de flexibilité commence à croître à partir du 2<sup>ème</sup> capteur loin de l'étage endommagé (Figure 1.13). Par contre, entre le capteur 5 et 6 (au niveau de l'étage endommagé) on constate une augmentation brusque de flexibilité dans les deux directions **L** et **T**.

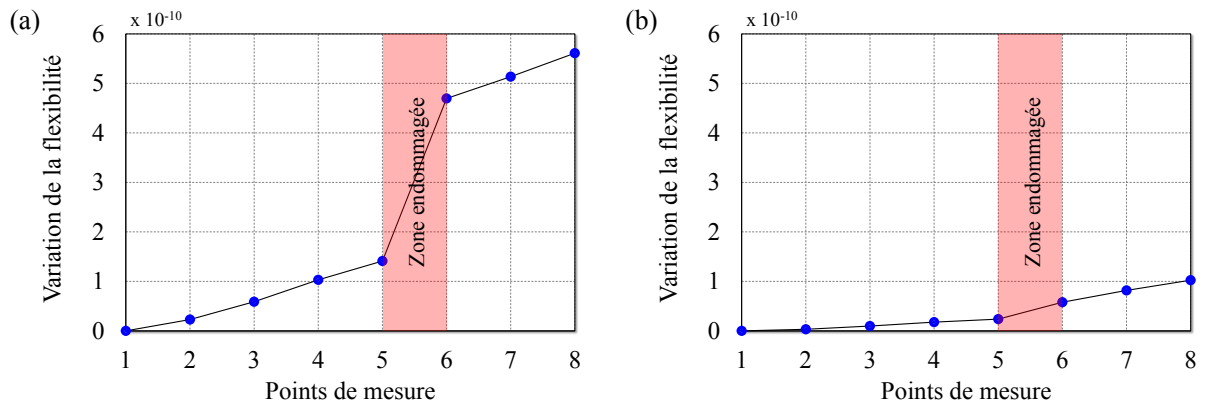


FIGURE 1.13: *Variation de la flexibilité le long du bâtiment : (a) variation dans la direction longitudinale, (b) variation dans la direction transversale*

— **Méthode de courbure de flexibilité (CF)**

*En appliquant la méthode de courbure de flexibilité, l'endommagement est localisé au niveau des variations les plus importantes.*

Par analogie avec la méthode des déformées modales et ses courbures, les variations brusques constatées lors de l'application de la méthode de flexibilité (Figure 1.13), sont mises en évidence en appliquant la méthode de courbure de flexibilité sur notre modèle. Les variations trouvées sont illustrées sur la figure 1.14.

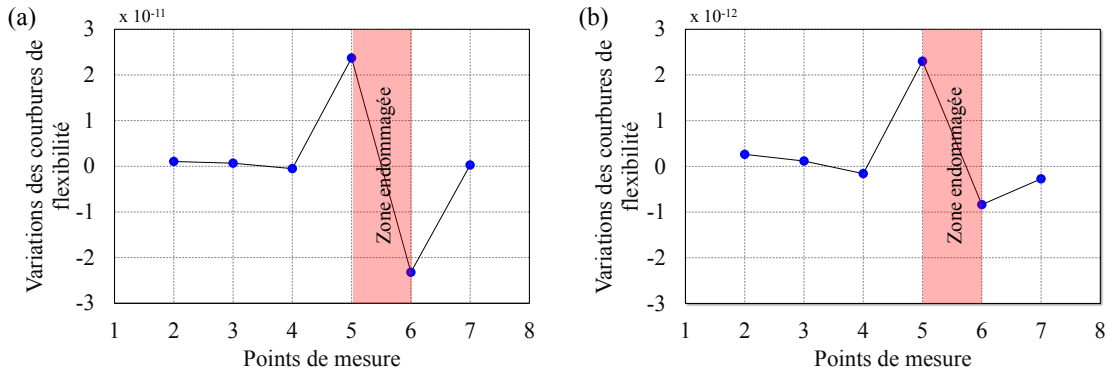


FIGURE 1.14: Méthode de courbure de flexibilité : (a) direction longitudinale, (b) direction transversale

Grâce à cette méthode, la localisation de l'endommagement est rendue plus précise puisque les variations les plus importantes sont localisées au niveau de la zone endommagée.

— **Conclusion partielle :**

Nous avons pu constater, à partir de ces premiers résultats, que les variations les plus significatives des déformées modales dans la direction  $\mathbf{L}$  et dans la direction  $\mathbf{T}$  correspondent aux modes de flexion associés à ces directions. Nous avons constaté aussi, pour chaque mode, une variation brusque des déformées entre d'une part le capteur 4 et 5 et d'autre part le capteur 5 et 6 (une augmentation ou une réduction brusque).

Comme il a été rapporté dans la bibliographie, la méthode des courbures des déformées modales a montré plus de précision en terme de localisation de l'endommagement que la méthode directe. Cela s'explique par le fait que l'endommagement peut faire varier les pentes lors de l'application de la méthode directe, et l'endommagement ne correspond pas forcément à la variation maximale. Les variations maximales des pentes sont généralement localisées au niveau de la zone endommagée [Pandey 1991].

Concernant le facteur CDF, les indications fournies par cette technique dépendent des courbures des déformées modales utilisées. En d'autres termes, si les courbures présentent de fausses indications, cela peut engendrer aussi de fausses indications lors de l'application de cette méthode.

Par analogie à la méthode des courbures des déformées modales, les courbures de flexibilité ont montré de meilleurs résultats que la méthode de flexibilité.



Finalement une seule direction ne permet pas de localiser un endommagement avec précision sans avoir le bon mode vibratoire associé à cette direction.

Les résultats de localisation de l'endommagement de chaque méthode sont résumés dans le tableau 1.5.

Méthode	Mode	Direction L	Direction T
MDM	1	capteur 5	capteur 8
	2	capteur 4 et capteur 6	capteur 5
	3	capteur 8	capteur 8
	4	capteur 4 et capteur 8	capteur 4 et capteur 8
MCD	1	capteur 5 et capteur 6	capteur 5 et capteur 6
	2	capteur 5	capteur 5
	3	capteur 5	capteur 2 et capteur 6
	4	capteur 5	capteur 5
CDF	4 modes	capteur 5	capteur 5
$\Delta F$	4 modes	capteur 2	capteur 2
CF	4 modes	capteur 5	capteur 5

Tableau 1.5: *Positions d'endommagement identifiées par les différentes méthodes de localisation - l'endommagement est introduit entre la capteur 5 et le capteur 6*

### 1.3.2.2 Sensibilité par rapport à la sévérité de l'endommagement

Afin d'étudier la sensibilité des méthodes de détection et de localisation par rapport à la sévérité de l'endommagement, nous allons considérer 3 scénarios d'endommagement au niveau de la façade du 4<sup>ème</sup> étage (Figure 1.7) :

- scénario S1 : Endommagement correspondant à une réduction de 80% du module d'Young.
- scénario S2 : Endommagement correspondant à une réduction de 50% du module d'Young (Cette réduction correspond à la réduction du module d'élasticité du béton exposé à une très haute température (600°C) [Bikhiet 2014]).
- scénario S3 : Endommagement correspondant à une réduction de 20% du module d'Young.

Pour ces 3 scénarios, nous allons considérer les mêmes points de mesure et nous allons nous intéresser qu'aux quatre premiers modes pour la détection de l'endommagement étant donné qu'en pratique les modes d'ordre supérieur sont difficiles à identifier. Pour simplifier cette étude de sensibilité, les deux premiers modes seulement sont considérés pour la localisation de l'endommagement et une seule direction de mesure, la direction longitudinale **L**.

#### — Variation des fréquences propres $\Delta f$

La figure 1.15 présente les variations des fréquences propres en fonction de la sévérité de l'endommagement. Nous constatons que plus l'endommagement est important plus les variations des fréquences propres sont importantes. Cependant, à partir

de ces variations, ni la quantification de l'endommagement ni son impact sur le fonctionnement de la structure ne peuvent être définis.

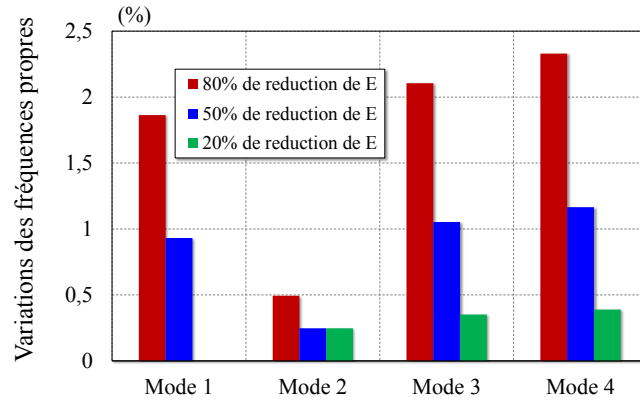


FIGURE 1.15: Comparaison des variations des fréquences propres en fonction de la sévérité de l'endommagement

— **Critère d'assurance modale MAC**

Les valeurs trouvées du critère MAC sont résumées dans le tableau 1.6. Nous constatons que celles-ci se rapprochent de 1, ce qui signifie que les corrélations entre les déformées modales sont presque complètes (inchangées). De ce fait, elles ne permettent pas de traduire la présence de l'endommagement. Néanmoins, les corrélations correspondant à l'endommagement le plus sévère sont légèrement inférieures à celles correspondant aux endommagements les moins sévères. Dans le cas expérimental, plusieurs facteurs interviennent lors de l'identification des déformées modales. Ainsi, de telles valeurs de corrélations ne permettent pas de détecter l'anomalie structurale.

Scénario	S1 (80%)	S2 (50%)	S3(20%)
MAC - Mode1	0,999	0,999	0,999
MAC - Mode2	0,998	0,999	0,999
MAC - Mode3	0,993	0,998	0,999
MAC - Mode4	0,994	0,998	0,999

Tableau 1.6: Comparaison des variations des valeurs de la diagonale du critère MAC en fonction de la sévérité de l'endommagement. S1 : 80% de réduction de E, S2 : 50% de réduction de E, S3 : 20% de réduction de E.

— **Méthode des déformées modales (MDM), de courbure des déformées modales (MCD), le facteur CDF, la méthode de flexibilité ( $\Delta F$ ) et de courbure de flexibilité (CF)**

L'augmentation du degré d'endommagement de la façade du 4<sup>ème</sup> étage a provoqué une variation plus importante des déformées modales (Figure 1.16). Étant donné

que la méthode des courbures des déformées modales (Figure 1.17), le facteur CDF (Figure 1.18.a), la méthode de flexibilité (Figure 1.18.b) et de courbure de flexibilité (Figure 1.18.c) sont établies à partir des déformées modales, les variations notées pour chaque méthodes sont plus importantes pour le scénario d'endommagement le plus sévères. Par conséquent, la comparaison entre deux endommagements en termes de sévérité peut être faite en utilisant ces méthodes mais la quantification de l'endommagement et de son impact sur la structure n'est pas possible.

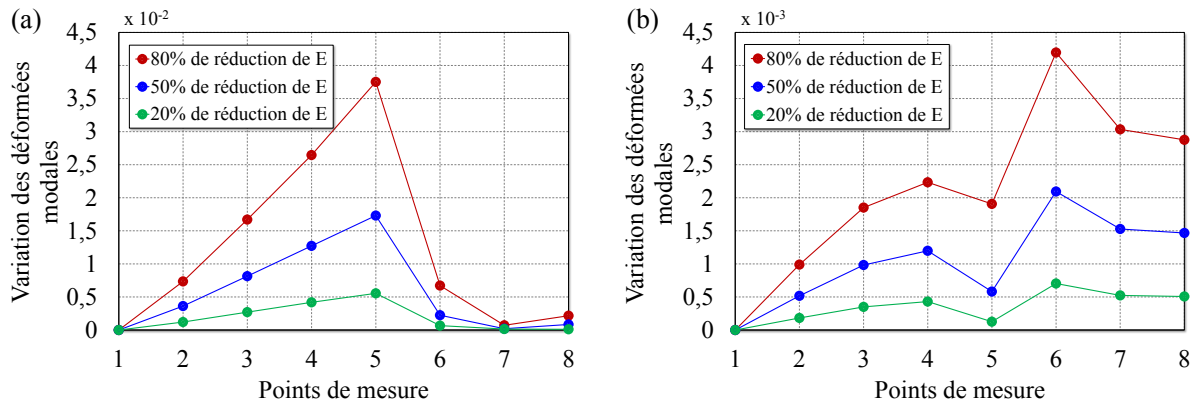


FIGURE 1.16: Sensibilité de la méthode des déformées modales, appliquée dans la direction longitudinale, par rapport au degré d'endommagement : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode

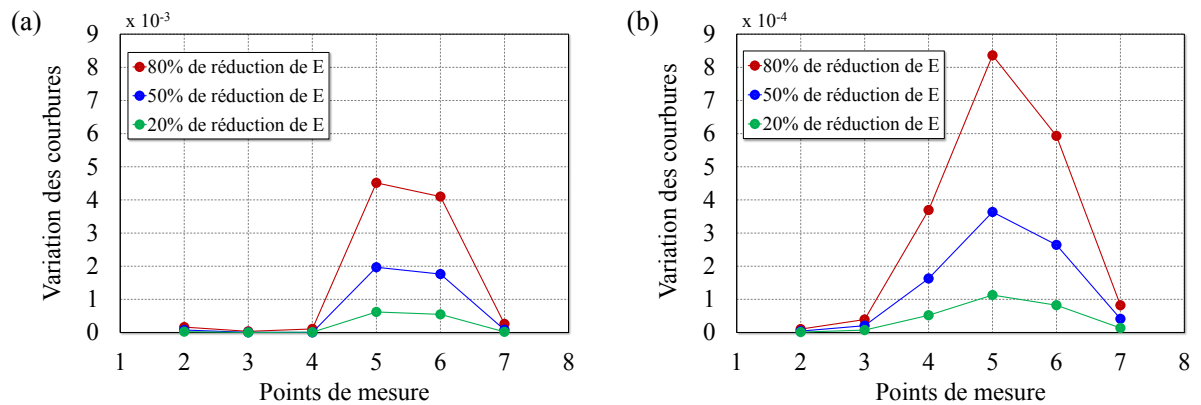


FIGURE 1.17: Sensibilité de la méthode de courbure des déformées modales, appliquée dans la direction longitudinale, par rapport au degré d'endommagement : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode

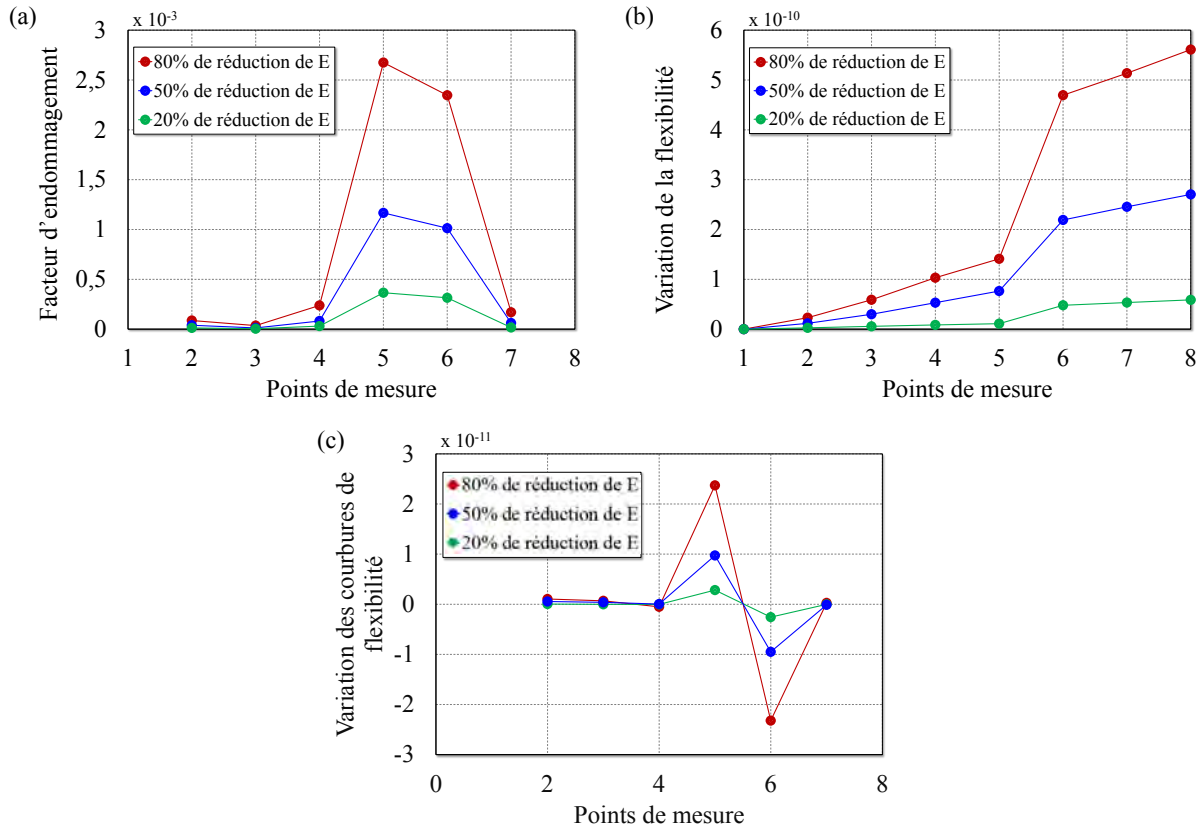


FIGURE 1.18: *Sensibilité des méthodes de localisation, appliquées dans la direction longitudinale en utilisant les deux premiers modes, par rapport au degré d'endommagement : (a) facteur d'endommagement CDF, (b) méthode de variation de flexibilité, (c) méthode de courbure de flexibilité*

### 1.3.2.3 Sensibilité par rapport à la position des points de mesure

Nous avons vu dans les sections précédentes que les méthodes de détection et de localisation présentent une sensibilité à la direction de mesure et à la sévérité de l'endommagement. Les points de mesure dans les tests numériques précédents ont été positionnés à proximité de l'endommagement. Qu'en est-t-il, alors, de la sensibilité des méthodes SHM par rapport à la position des points de mesure ? Pour répondre à cette question, nous avons fait des essais en plaçant les capteurs à distance de l'endommagement, puis avons appliqué les méthodes de détection et de localisation. Les résultats ont été comparés à ceux issus des essais avec des capteurs placés à proximité de l'endommagement. Le nouveau positionnement des capteurs est illustré sur la figure 1.19. Pour ce cas, l'endommagement considéré est équivalent à une réduction de 80% du module d'Young de la façade du 4<sup>ème</sup> étage.

Les capteurs placés à distance et les capteurs placés à proximité de l'étage endommagé seront notés respectivement par la suite « Capteurs D » et « Capteurs P ». Pour simplifier cette étude nous nous intéressons qu'aux quatre premiers modes lors de l'application de la méthode MAC et au deux premiers modes pour la localisation de l'endommagement. La méthode des fréquences propres ne fait partie de cette étude car l'identification de ce

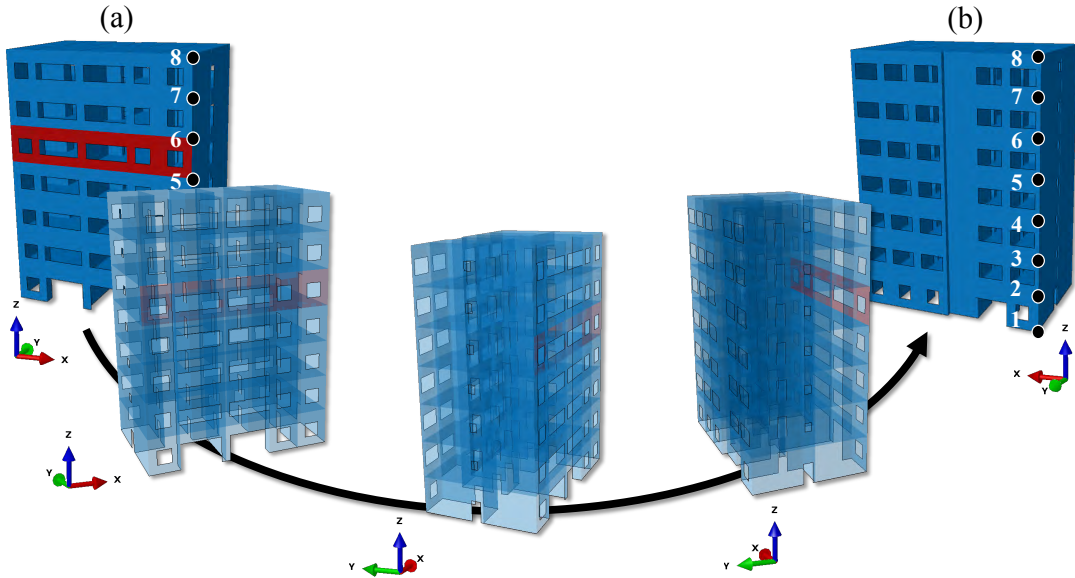


FIGURE 1.19: *Positionnements des capteurs : (a) Capteurs P sur la façade endommagée, (b) Capteurs D sur la face opposée à la façade endommagée*

paramètre modal ne dépend pas de la position des points de mesure.

#### — Critère d'assurance modale MAC

Les corrélations des déformées modales aux niveaux des capteurs D dans les directions  $\mathbf{L}$  et  $\mathbf{T}$  sont comparées aux corrélations des déformées modales aux niveaux des capteurs P et sont résumées dans le tableau 1.7. À l'instar des capteurs P, les déformées identifiées par les capteurs D avant et après l'endommagement sont similaires. En effet, les corrélations trouvées sont très proches de 1 indiquant des corrélations complètes entre les formes modales.

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
MAC - Capteurs P,direction $\mathbf{L}$	1,00	1,00	0,99	0,99
MAC - Capteurs D,direction $\mathbf{L}$	0,99	0,99	0,99	0,99
MAC - Capteurs P,direction $\mathbf{T}$	1,00	1,00	0,99	0,91
MAC - Capteurs D,direction $\mathbf{T}$	0,99	0,99	0,97	0,96

Tableau 1.7: *Comparaison des corrélations entre les déformées modales mesurées avec les capteurs P à proximité et les capteurs D à distance de l'endommagement*

#### — Méthode des déformées modales

En utilisant les capteurs D, la méthode directe a permis de localiser l'endommagement au 2<sup>ème</sup> mode dans la direction  $\mathbf{T}$  (Figure 1.21.b), contrairement aux capteurs P où la localisation a eu lieu au 1<sup>er</sup> mode dans la direction  $\mathbf{L}$  et au 2<sup>ème</sup> mode dans la direction  $\mathbf{T}$  (Figure 1.20.a et 1.21.a). Cependant, nous constatons toujours un changement de pente important au niveau du capteur 5 pour tous les modes. Enfin, nous constatons que les variations dans les deux configurations (capteurs P et capteurs D) ont la même allure dans la direction  $\mathbf{T}$ .

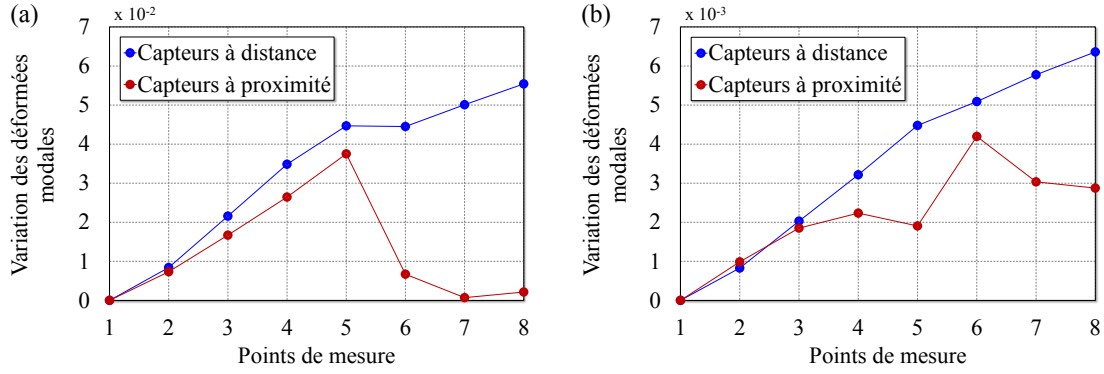


FIGURE 1.20: Comparaison entre les variations des déformées modales dans le direction  $L$  mesurées par les capteurs  $P$  et les capteurs  $D$  : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode

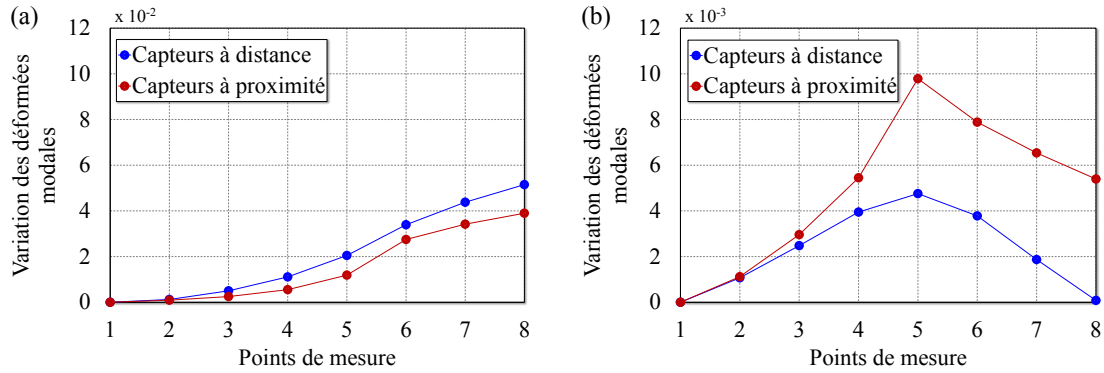


FIGURE 1.21: Comparaison entre les variations des déformées modales dans le direction  $T$  mesurées par les capteurs  $P$  et les capteurs  $D$  : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode

— Méthode de courbure des déformées modales

Les changements de pentes observés avec la méthode directe au niveau du capteur 5, sont exploités par la méthode de courbure.

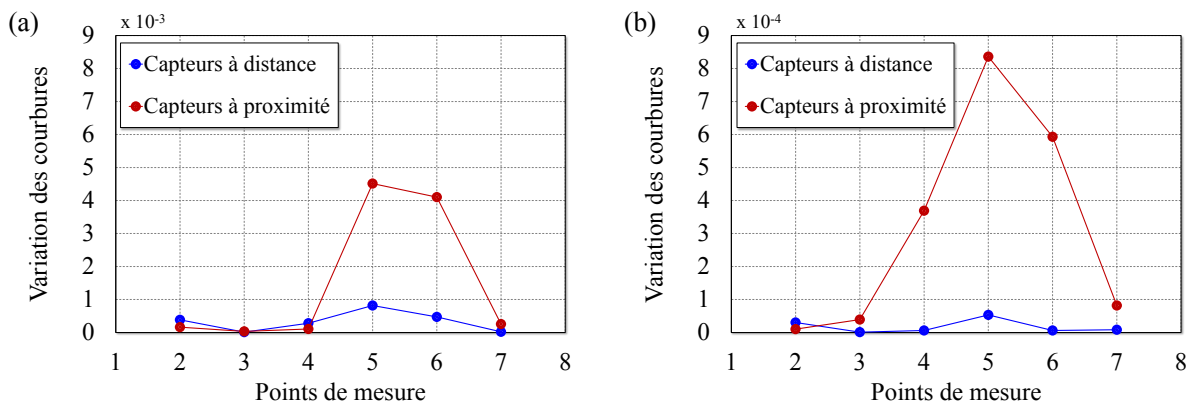


FIGURE 1.22: Comparaison entre les variations de courbure des déformées modales dans le direction  $L$  mesurées par les capteurs  $P$  et les capteurs  $D$  : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode

L'étage endommagé a bien été localisé dans les deux cas de figures (mesures dans la direction  $\mathbf{L}$  et la direction  $\mathbf{T}$ ) (Figure 1.22 et 1.23). Nous constatons aussi que l'amplitude des variations est plus importantes pour les capteurs P se trouvant à proximité de la zone endommagée.

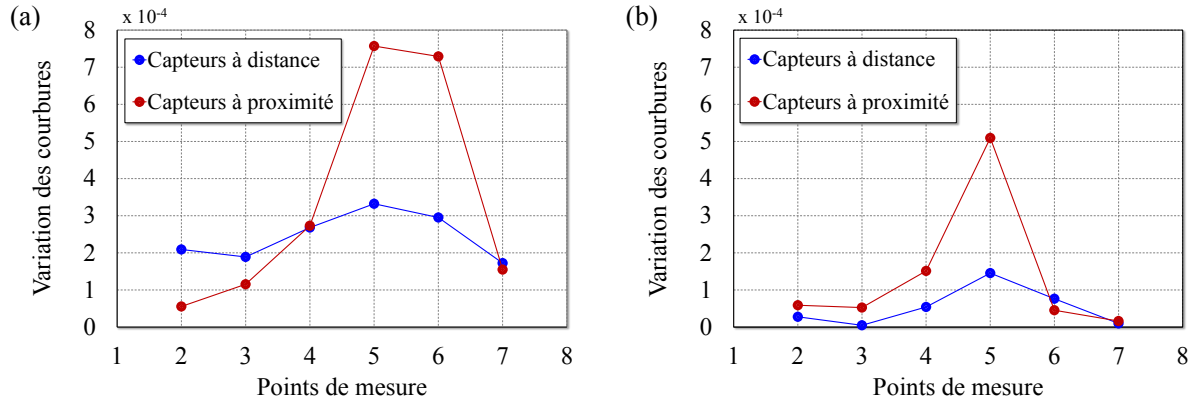


FIGURE 1.23: *Comparaison entre les variations de courbure des déformées modales dans la direction  $\mathbf{T}$  mesurées par les capteurs P et les capteurs D : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode*

#### — Méthode CDF

Par analogie avec la méthode de courbure, le facteur CDF appliqué aux capteurs D a permis de localiser l'étage endommagé. Cependant, les variations trouvées présentent des amplitudes moins importantes que les variations issues des capteurs à proximité de l'endommagement (Figure 1.24).

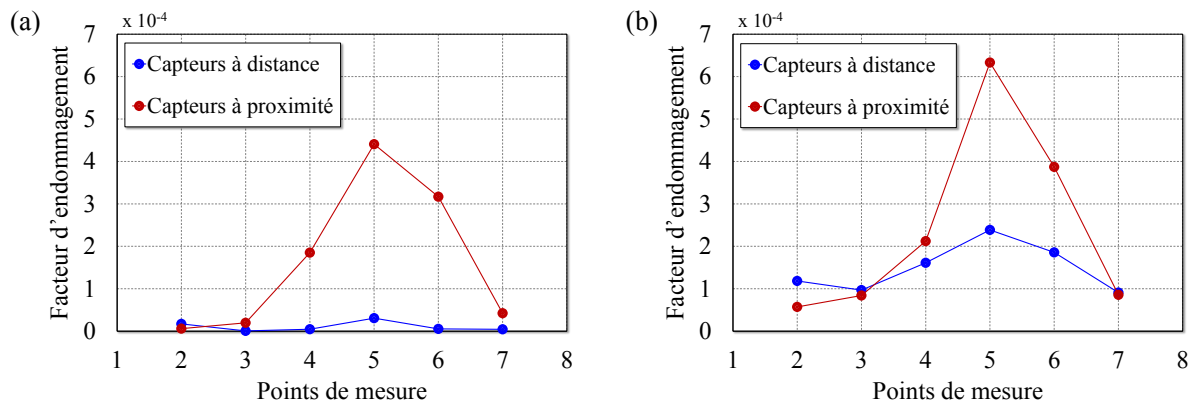


FIGURE 1.24: *Comparaison des résultats de localisation issues de la méthode CDF appliquée aux capteurs P et aux capteurs D en utilisant les deux premiers modes : (a) direction longitudinale, (b) direction transversale*

#### — Méthode de flexibilité

La variation de flexibilité en utilisant les capteurs D ne présente pas la même allure que celle trouvée avec les capteurs P. En effet, pour les capteurs P, au niveau de l'étage endommagé, nous notons une augmentation brusque de flexibilité entre le capteur 5 et le capteur 6. Cependant, pour les capteurs D, on remarque un effet

inverse dans la direction  $\mathbf{L}$  (pente négative à partir du capteur 5) (Figure 1.25.a), et une augmentation presque monotone dans la directions  $\mathbf{T}$  (Figure 1.25.b).

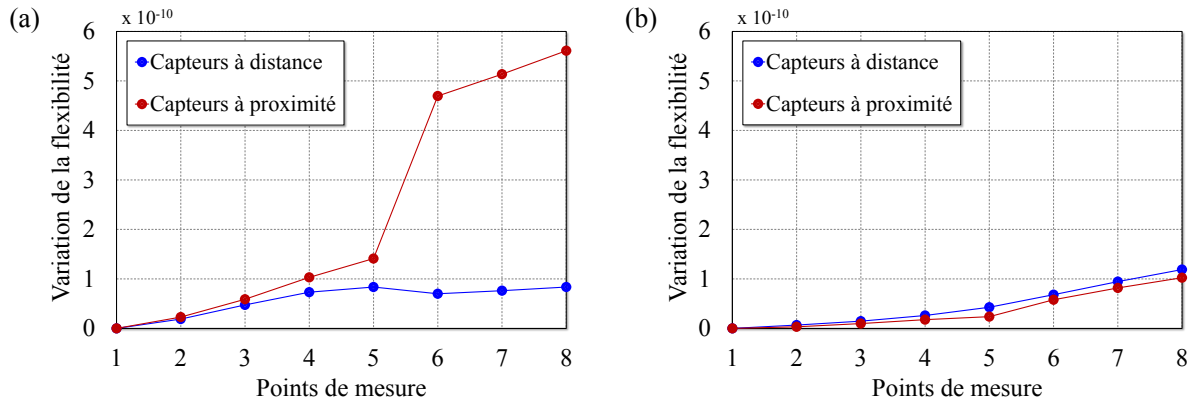


FIGURE 1.25: Comparaison des résultats de localisation issues de la méthode de flexibilité mesurée par les capteurs  $P$  et les capteurs  $D$  en utilisant les deux premiers modes : (a) direction longitudinale, (b) direction transversale

— **Méthode de courbure de flexibilité**

Les courbures de flexibilité pour les deux configurations de positionnement des capteurs sont illustrées sur la figure 1.26. Les variations observées viennent en appuis aux observations lors de l'application de la méthode directe. En effet, nous retrouvons l'effet inverse au niveau de l'étage endommagé dans la direction  $\mathbf{L}$  traduit par une réduction de flexibilité entre le capteur 5 et 6 (Figure 1.26.a). Par contre, l'endommagement est détecté dans la direction  $\mathbf{T}$  au niveau du capteur 5 indiquant un changement de pente très faible dans le cas de la méthode directe (Figure 1.26.b). Les amplitudes des courbures issues des capteurs  $D$  sont quand même cohérentes puisqu'elles restent inférieures à celles issues des capteurs  $P$ .

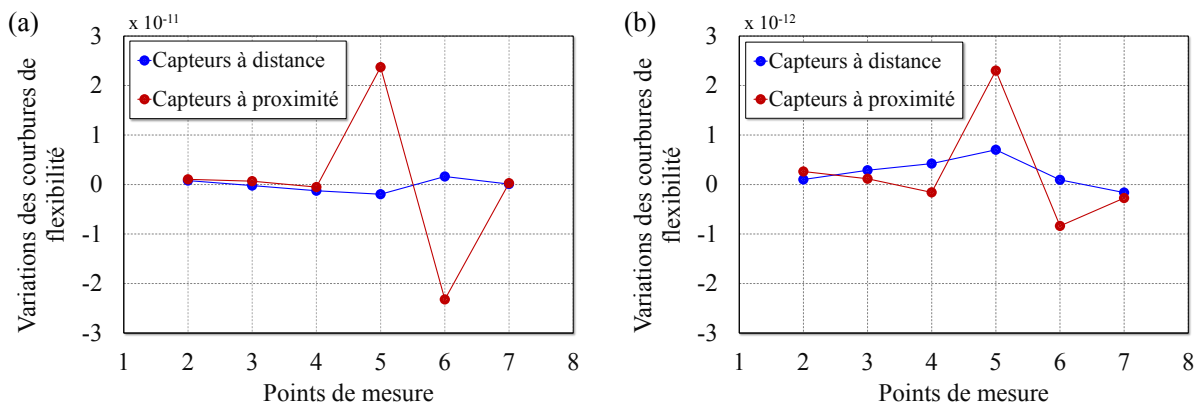


FIGURE 1.26: Comparaison des résultats de localisation issues de courbure de flexibilité mesurée par les capteurs  $P$  et les capteurs  $D$  en utilisant les deux premiers modes : (a) direction longitudinale, (b) direction transversale



## 1.4 Synthèse bibliographique

Au cours de cette revue bibliographique, nous avons étudié les différentes techniques vibratoires de surveillance en génie civil. Nous avons, tout d'abord, présenté les méthodes usuelles, leurs mises en œuvre, leurs avantages et leurs inconvénients, en se basant sur la littérature de référence.

La deuxième partie de ce chapitre s'est focalisée sur l'application de ces méthodes à un modèle numérique d'un bâtiment à six étages afin de comprendre les limites de chaque méthode et mettre l'accent sur d'autres aspects, comme la sensibilité des méthodes par rapport à la sévérité de l'endommagement ou par rapport à la position des points de mesure et à leurs directions.

En ce qui concerne la sensibilité par rapport à la sévérité de l'endommagement, nous avons constaté que toutes les méthodes sont liées au degré d'endommagement puisqu'elles présentent des variations plus importantes lorsque l'endommagement est plus élevé et inversement. Bien que ce lien entre endommagement et variations soit important, il ne permet, en aucun cas de définir l'impact de l'endommagement sur le bon fonctionnement de la structure.

Lors de l'étude de sensibilité par rapport à la direction de mesure, nous avons constaté qu'une seule direction ne permet pas de localiser un endommagement avec précision sans avoir le bon mode vibratoire associé à cette direction. La localisation précise ne peut se faire que si on utilise deux directions de mesure. Nous avons, d'autre part, noté les performances des méthodes de courbure par rapport aux méthodes directes.

Finalement, chaque méthode présente des avantages et des inconvénients qui sont résumés dans le tableau 1.8. Expérimentalement, l'exactitude des résultats dépend non seulement de la bonne identification des fréquences propres et des déformées modales mais aussi du nombre de capteurs et du nombre de composantes par capteur.

Bien que ces techniques de surveillance soient employées depuis longtemps, nous nous apercevons qu'elles n'ont pas été couplées ni automatisées. Dans le domaine SHM et principalement en génie civil, très peu de travaux abordent la question de la surveillance autonome. Ainsi, aujourd'hui il n'existe pas de méthode permettant à la fois une bonne détection et localisation, en étant indépendante de la direction de mesure, de la position des capteurs et de leur nombre.

En dépit de leurs limitations, la richesse des informations délivrées par ces méthodes nous incite à nous pencher sur cette problématique et résoudre cette double difficulté : développer une méthode efficace et automatisable.

Méthode	Équation	Bibliographie		Étude de sensibilité		
		Détection	Localisation	Direction de mesure	Degré d'endommagement	Position de mesure
Fréquences propres	$\Delta f = \frac{f_i^u - f_i^d}{f_i^u} 100$	✓ <b>X</b>	<b>X</b>	-	Oui	-
MAC	$MAC_{j,k} = \frac{(\sum_{i=1}^n  \psi_{u,i}^j   \psi_{d,i}^k )^2}{\sum_{i=1}^n (\psi_{u,i}^j)^2 (\psi_{d,i}^k)^2}$	✓ <b>X</b> <sup>1</sup>	<b>X</b>	Oui	Oui	Oui
Déformées modales	$\Delta \psi_i =  \psi_{i,d} - \psi_{i,u} $	✓	✓ <b>X</b> <sup>2</sup>	Oui	Oui	Oui
Courbure des déf. modales	$\Delta \psi_i'' =  \psi_{i,u}'' - \psi_{i,d}'' $	✓	✓ <b>X</b> <sup>3</sup>	Oui	Oui	Oui
CDF	$\frac{\sum_{i=1}^N  \psi_{i,j}''^{u_i} - \psi_{i,j}''^{d_i} }{N}$	✓	✓ <b>X</b> <sup>3</sup>	Oui	Oui	Oui
Flexibilité	$[\Delta F] = [F_u] - [F_d]$	✓	✓ <b>X</b> <sup>4</sup>	Oui	Oui	Oui
Courbure de flexibilité	$\overline{\gamma}_j'' = \frac{\overline{\gamma}_{j-1} + \overline{\gamma}_{j+1} - 2\overline{\gamma}_j}{h^2}$	✓	✓ <b>X</b> <sup>5</sup>	Oui	Oui	Oui

 Tableau 1.8: *Avantages et inconvénients des méthodes de détection et de localisation*

✓ : Avantages, **X** : Inconvénients

1. La valeur limite de détection n'est pas définie pour le critère MAC.
2. Méthode sensible à la direction de mesure et au mode vibratoire choisi.
3. Méthode qui fournit de meilleurs résultats que la méthode des déformées directes mais sensible à la direction de mesure.
4. Méthode sensible à la position des capteurs, la connaissance des conditions au limites est nécessaire pour la bonne interprétation des résultats.
5. Méthode qui fournit de meilleurs résultats que la méthode de flexibilité mais sensible à la position des capteurs.

# 2

## Développement d'une chaîne automatisée de détection et de localisation

*L'objet de ce chapitre est de proposer une nouvelle méthodologie permettant l'automatisation du processus de surveillance. Un algorithme de détection et de localisation (ADL) est tout d'abord présenté. Les techniques d'identification des caractéristiques dynamiques nécessaires à l'application de l'ADL sont ensuite détaillées. Les deux dernières sections concernent le développement d'une chaîne complète de surveillance et de son application dans le cas de deux modèles de structures endommagées par signal sismique : la tour de l'Ophite et le pont canadien sud de la Rivière-Aux-Mulets.*

### Sommaire

---

<b>2.1</b>	<b>Algorithme de détection et de localisation (ADL)</b>	<b>39</b>
<b>2.2</b>	<b>Analyse Modale Opérationnelle (AMO)</b>	<b>41</b>
2.2.1	Méthode stochastique par sous ensemble (SSI-COV)	43
2.2.1.1	Calculs des covariances	45
2.2.1.2	Algorithme d'identification des fréquences propres (SSI-COV)	46
2.2.1.3	Méthodes pour l'estimation de l'ordre $n$ d'un processus stochastique	47
2.2.2	Méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel (FDD)	49
2.2.2.1	Algorithme d'identification des déformées modales FDD	49
<b>2.3</b>	<b>chaîne complète et automatisée de surveillance</b>	<b>50</b>
<b>2.4</b>	<b>Applications de la chaîne complète de surveillance</b>	<b>53</b>
2.4.1	Surveillance du modèle numérique de la tour de l'Ophite	53
2.4.1.1	Identification des fréquences propres	59
2.4.1.2	Identification des déformées modales	60
2.4.1.3	Détection de l'endommagement	61
2.4.1.4	Localisation de l'endommagement	61
2.4.1.5	Résultats issus de la chaîne automatisée de surveillance	63
2.4.1.6	Conclusion partielle	63
2.4.2	Surveillance du modèle numérique du pont sud de la Rivière-Aux-Mulets	64
2.4.2.1	Identification des fréquences propres	67

2.4.2.2	Identification des déformées modales . . . . .	67
2.4.2.3	Détection de l'endommagement . . . . .	68
2.4.2.4	Localisation de l'endommagement . . . . .	69
2.4.2.5	Résultats issus de la chaîne automatisée de surveillance	70
2.4.2.6	Conclusion partielle . . . . .	71
<b>2.5</b>	<b>Synthèse . . . . .</b>	<b>72</b>

---

## 2.1 Algorithme de détection et de localisation (ADL)

L'un des défis majeurs auxquels la surveillance de la santé des structures fait face concerne la définition d'une méthodologie globale permettant une détection et une localisation précise des endommagements. Aujourd'hui, il n'existe toujours pas de méthode efficace permettant à la fois la détection et la localisation précise des endommagements et ce, quels que soient leurs sévérités et leurs positions, tout en étant facile à mettre en œuvre.

Bien que présentant plusieurs limitations (sensibilité aux effets hygrothermiques, à la direction et à la position de mesure) les méthodes mentionnées dans le chapitre 1 s'avèrent être complémentaires. En effet, la méthode des fréquences propres ne permet pas de détecter avec certitude un endommagement lorsque ce dernier provoque une variation inférieur à 5% des fréquences propres, alors que la méthode MAC est moins sensible aux effets hygrothermiques. Ce critère permet de détecter un endommagement faible en utilisant des modes d'ordre supérieur. Cependant ces modes sont difficiles à identifier expérimentalement. D'autre part, la méthode des courbures des déformées modales permet de localiser un endommagement en choisissant le mode vibratoire convenable alors que le facteur CDF traite la moyenne des courbures des déformées modales pour tous les modes considérés et par conséquent, il est sensible aux fausses indications. Contrairement, aux méthodes des courbures des déformées modales et au facteur CDF, la méthode des courbures de flexibilité est moins sensible au choix et au nombre de modes considérés car l'estimation de la matrice de souplesse converge rapidement en utilisant les modes d'ordre inférieur (généralement les deux premiers modes [Yang 2011, Wickramasinghe 2016]). Cependant, l'interprétation des variations issues de cette méthode dépend des conditions aux limites et de la position de l'endommagement.

En organisant ces méthodes de façon judicieuse et tenant comptes du niveau SHM auquel répond chacune d'elle, de la complexité du calcul et des conditions de détection et de localisation, il est possible de détecter et localiser avec précision les endommagements. C'est sur ce principe de complémentarité que nous proposons un nouvel algorithme de détection et de localisation (ADL) que nous allons présenter dans ce chapitre.

L'algorithme ADL, présenté figure 2.1, est divisé en deux parties : la première partie traite la détection de l'endommagement (Niveau 1 SHM) tandis que la deuxième partie concerne sa localisation (Niveau 2 SHM) [Rytter 1993].

- Première partie

- La méthode de variations des fréquences propres ( $\Delta f$ ) sera appliquée en premier en raison de sa sensibilité à la présence de l'endommagement. Ce dernier est détecté pour toute variation de fréquences supérieure à 5%. Cette valeur limite est fixée en se basant sur la littérature et ce qui est communément admis par les règles de l'art [Salawu 1997, Alvandi 2003, Clinton 2006]. Dans le cas où  $\Delta f > 5\%$ , la phase de localisation est lancée. Dans le cas contraire ( $\Delta f < 5\%$ ), l'évaluation de l'état de santé de la structure devient difficile et l'utilisation d'une autre méthode plus adapté est nécessaire.
- La deuxième méthode de détection choisie est la méthode MAC. Celle ci est placée en deuxième lieu car elle nécessite l'identification des déformées modales. Nous avons vu dans le paragraphe §1.4 que toute valeur inférieure à 1 sur la diagonale de

la matrice MAC peut indiquer la présence de l'endommagement. Cependant, dans une situation réelle, pour deux séries de mesures de déformées modales d'une structure à un même état de santé, l'estimation des déformées modales n'est souvent pas précise et leurs corrélations n'est pas totale. Il est admis que les déformées ayant une corrélation supérieur à 0,8 correspondent au même mode vibratoire. Cette valeur limite est appelée niveau de rejet MAC [Rainieri 2014]. Par conséquent, il est nécessaire que les valeurs diagonales soient inférieures à 0,8 pour que l'endommagement soit détecté avec certitude.

Si les valeurs  $MAC_{ii}$  sont supérieures à 0,8, il faudrait augmenter le nombre de modes. Dans le cas où l'endommagement est détecté ( $MAC_{ii} < 0,8$ ) la phase de localisation est déclenchée. Dans le cas contraire, l'état initial et l'état final de la structure sont identiques.

- Deuxième partie

Dans le deuxième niveau de SHM, la méthode des courbures des déformées modales (MCD), le facteur d'endommagement (CDF), et la méthode des courbures de flexibilité (CF) sont appliquées. En effet, nous avons vu au chapitre 1 que ces méthodes présentent de meilleurs résultats de localisation de l'endommagement que les méthodes directes (la variation des déformées modales et la variation de flexibilité) et sont complémentaires. Chaque méthode étant sensible aux conditions aux limites, à la position de l'endommagement et à sa gravité, l'application de plusieurs méthodes dans la phase de localisation permet d'améliorer la précision des résultats. Si les variations sont nulles, le nombre de modes devra être augmenté.

L'ADL présente donc un double intérêt : l'amélioration de la détection et de la localisation de l'endommagement et l'automatisation du processus de surveillance.

Afin d'appliquer l'ADL, la connaissance de la distance entre les nœuds de mesure, les fréquences propres ainsi que les déformées modales de l'état initial et final sont nécessaires. Le nombre de mode minimal pour appliquer l'algorithme est deux modes, afin d'avoir une bonne estimation de la matrice de flexibilité lors de la phase de localisation [Yang 2011, Wickramasinghe 2016]. Expérimentalement, les paramètres dynamiques peuvent être identifiés en utilisant des techniques d'analyse modale opérationnelle (AMO), sujets des sections suivantes.

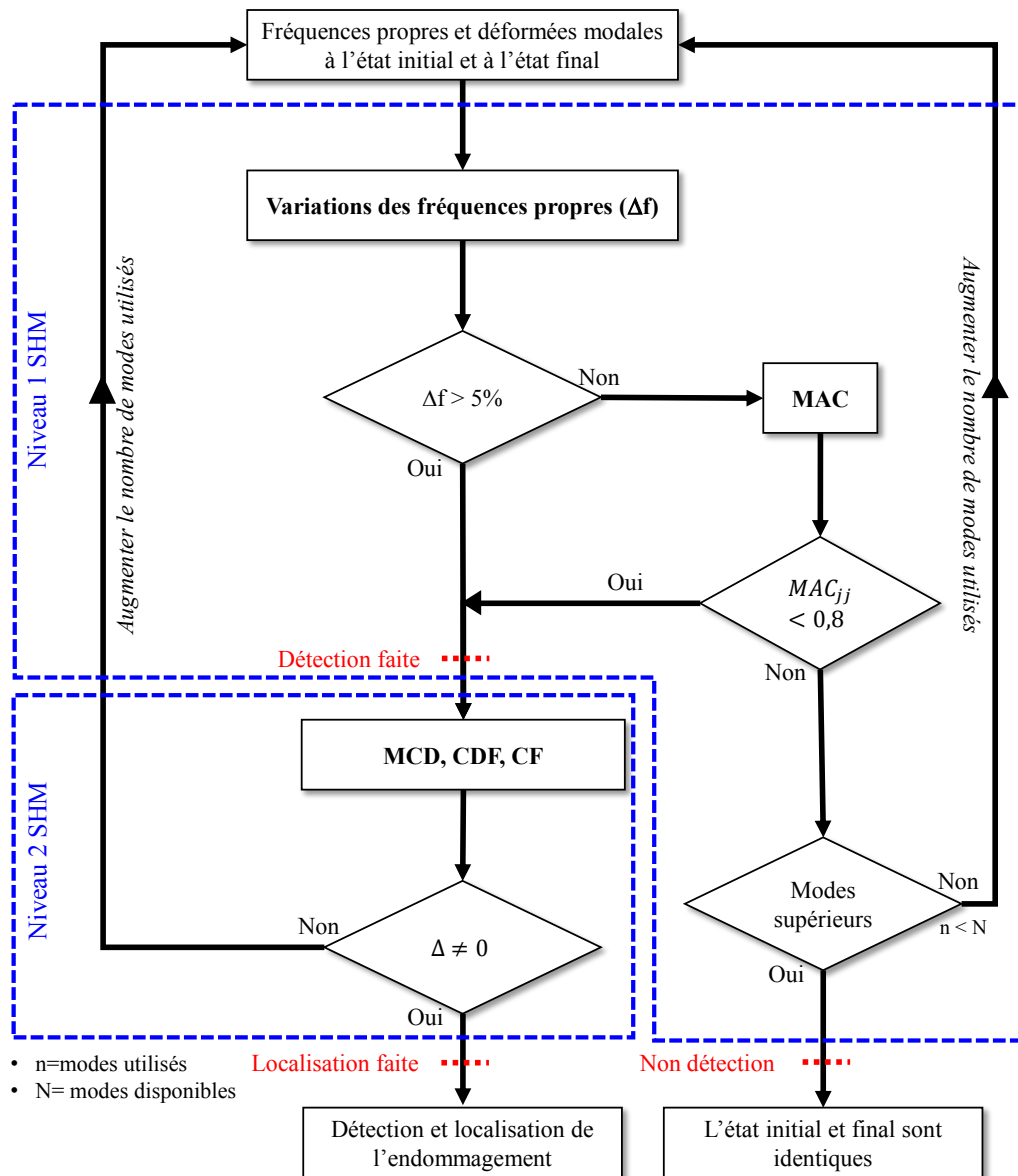


FIGURE 2.1: *Algorithme de détection et de localisation « ADL » de l'endommagement des structures*

## 2.2 Analyse Modale Opérationnelle (AMO)

Nous avons présenté dans le chapitre 1 les méthodes de détection et de localisation d'endommagement. Ces techniques utilisent les paramètres modaux, essentiellement les fréquences propres et les déformées modales servant comme données d'entrées de l'ADL. Il est donc nécessaire d'identifier ces paramètres afin de surveiller les structures. Dans certains cas, et en particulier pour les structures de génie civil, l'excitation est généralement non mesurée et il s'avère nécessaire d'identifier ces paramètres à partir de la réponse seule de la structure [Cunha 2005].

Les méthodes d'AMO permettent de répondre à cette problématique. Ces techniques

présentent un moyen d'investigation relativement récent. Elles ont été développées depuis les années 70 pour établir et améliorer la connaissance du modèle dynamique et surveiller des structures réelles [Fu 2001]. Ces méthodes considèrent une excitation aléatoire en entrée, idéalement un bruit blanc, pour ensuite déterminer les paramètres modaux d'une structure.

Les méthodes d'AMO se divisent en trois grandes familles : les méthodes opérant dans le domaine temporel, les méthodes opérant dans le domaine fréquentiel et les méthodes opérant dans le domaine temps-fréquence (Figure 2.2).

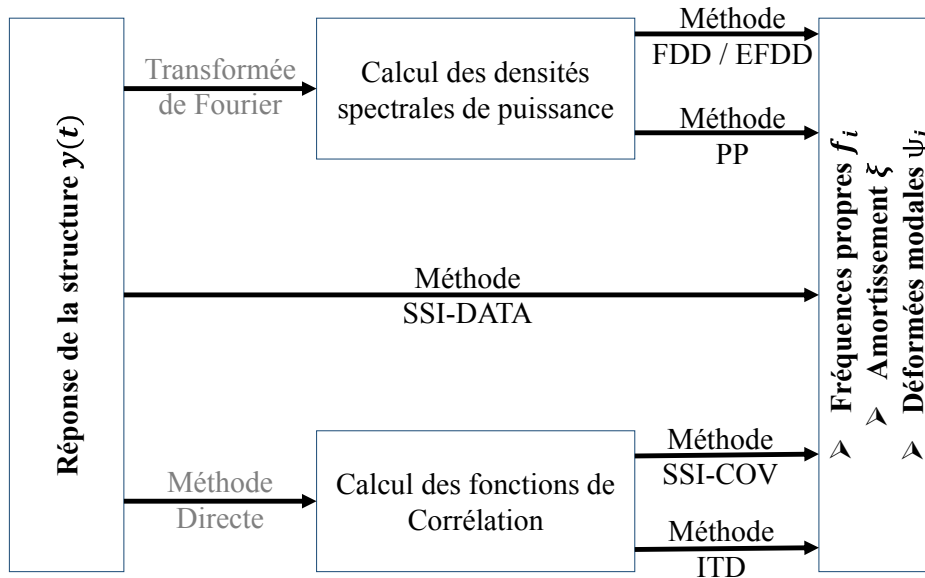


FIGURE 2.2: Comparaison des principales techniques d'identification utilisées en Analyse Modale Opérationnelle (AMO)

Pour une présentation générale de cette classification, le lecteur pourra consulter les références [Peeters 2001, Zhang 2004, Herlufsen 2005, Masjedian 2009, Reynders 2012]. Parmi les techniques les plus populaires nous pouvons citer :

- Méthodes opérant dans le domaine fréquentiel :
  - Méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel (FDD)
  - Méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel renforcée (EFDD)
  - Méthode Peak-Picking (PP)
- Méthodes opérant dans le domaine temporel :
  - Méthode stochastique par sous ensemble avec matrices de covariance (SSI-COV)
  - Eigensystem Realization Algorithm (ERA)
  - Ibrahim Time Domain (ITD)
- Méthodes opérant dans le domaine temps fréquence :
  - Transformée en ondelettes (TO)
  - Transformée d'Hilbert-Huang (HHT)



Chaque technique d'AMO présente des avantages et des limitations qui sont identifiés dans les travaux de Peeters [Peeters 2001, Peeters 2007], Rahman [Rahman 2012] et Ghalishooyan [Ghalishooyan 2015].

Grâce à la rapidité de son algorithme et la précision des résultats sous des conditions bruitées [Karbhari 2009, Greiner 2009, Ghalishooyan 2015], la méthode SSI-COV présente les meilleurs performances pour l'identification des fréquences propres. Nous avons choisi, par conséquent, cette méthode pour l'identification des fréquences propres. Concernant l'identification des déformées modales, la méthode FDD est choisie. Cette technique affiche des limitations lors de l'identification des fréquences propres et l'estimation de l'amortissement, mais présente les meilleurs résultats pour l'estimation des déformées modales, sous l'hypothèse de faible amortissement [Greiner 2009]. Nous allons donc nous intéresser dans les paragraphes suivants à ces deux méthodes.

### 2.2.1 Méthode stochastique par sous ensemble (SSI-COV)

Une des méthodes d'AMO, qui a été développée et appliquée dans les années 90 dans le domaine de l'ingénierie des systèmes et des commandes, est basée sur un sous-espace stochastique en utilisant directement les données mesurées. Sur la base de cette méthode, la technique d'identification stochastique par sous ensemble, utilisant la réponse aléatoire mesurée, a été proposée par Van Overchee et De Moor [Van Overschee 1993]. Peeters et al. [Peeters 1997] ont ensuite décrit la relation qui existe entre le modèle de vibration et le modèle aléatoire d'un système. Ils ont utilisé cette relation comme un outil pour l'analyse modale d'une structure soumise à des excitations ambiantes. Deux hypothèses essentielles sont prises en considération : que les signaux sont ergodiques<sup>1</sup> et que l'excitation est assimilée à un bruit blanc<sup>2</sup> (Figure 2.3)

Pour un modèle dynamique, linéaire, continu et invariant, le comportement est régi par le système d'équations suivant [Basseville 2001]

$$\begin{cases} M\ddot{Z}(t) + C\dot{Z}(t) + KZ(t) = v(t) \\ Y(t) = C_a\ddot{Z}(t) + C_v\dot{Z}(t) + C_dZ(t) \end{cases} \quad (2.1)$$

Où  $Z(t)$ ,  $\dot{Z}(t)$  et  $\ddot{Z}(t)$  sont respectivement les vecteurs de déplacement, vitesse et accélération.  $M$ ,  $C$  et  $K$  désignent respectivement la matrice de masse, la matrice d'amortissement et la matrice de rigidité.  $v(t)$  représente une excitation de type bruit blanc.  $Y(t)$  est la variable de mesure et les matrices  $C_a$ ,  $C_v$  et  $C_d$  sont les matrices de sélection.

En faisant le changement de variable  $X(t) = \begin{pmatrix} Z(t) \\ \dot{Z}(t) \end{pmatrix}$ , le système d'équation 2.1 peut être décrit par le système suivant :

$$\begin{cases} \dot{X}(t) = A_cX(t) + B_c v(t) \\ Y(t) = C_cX(t) + D_c v(t) \end{cases} \quad (2.2)$$

---

1. L'ergodicité assure que les moyennes temporelles sont identiques aux moyennes statistiques, ce qui permet de connaître entièrement la statistique à partir d'une seule réalisation

2. Un bruit blanc est une réalisation d'un processus aléatoire dans lequel la densité spectrale de puissance est la même pour toutes les fréquences de la bande passante.

Où  $A_c = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix}$  est la matrice de transition,  $B_c = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1} \end{bmatrix}$  la matrice de bruit lié au processus,  $C_c = [C_d - C_a M^{-1}K \quad C_v - C_a M^{-1}K]$  la matrice d'observation,  $D_c = C_a M^{-1}$  la matrice de bruit lié à la mesure. L'indice  $c$  désigne le domaine continu.

le système d'équation 2.2, est une façon alternative de décrire une relation entre un signal d'entrée  $v(t)$  et un signal de sortie  $Y(t)$ . Ce type de modèle utilise un signal auxiliaire, qui est l'état du système  $X(t)$ , appelé aussi le vecteur d'état. Ce modèle a été développé dans les années 60 afin d'étudier les systèmes dynamiques de grandes envergures [Fu 2001] (le cas des structures du génie civil).

La matrice de transition  $A_c$  contient l'information modale dont nous avons besoin [Peeters 2000, Zhang 2012]. En effet, ses valeurs propres complexes  $\lambda_{ic}$  sont liées aux fréquences propres via l'équation suivante :

$$f_i = \frac{|\lambda_{ic}|}{2\pi} \quad (2.3)$$

Dans le domaine discrétisé, le modèle d'état s'écrit sous la forme suivante :

$$\begin{cases} x_{k+1} = Ax_k + Bv_k + w_k \\ y_k = Cx_k + Dv_k + p_k \end{cases} \quad (2.4)$$

Où  $x_{k+1}$  est le vecteur d'état et  $y_k$  le vecteur de sortie.  $w_k$  et  $p_k$  sont respectivement les bruits liés au processus et aux moyens de mesure (typiquement les bruits provenant des capteurs).

Cette représentation a un très grand intérêt dans le cas où seules sont disponibles des mesures de la réponse structurelle. En conséquence, une approche plus appropriée à la modélisation des systèmes structuraux soumis à des charges environnementales consiste à modéliser les quantités  $Bv_k$  et  $Dv_k$  par les bruits  $w_k$  et  $p_k$  considérés comme des bruits blancs [Xie 2016]. C'est l'hypothèse majeure dans l'étude des structures de génie civil. Cette approche est appelée « modélisation stochastique d'espace d'état » et s'écrit de la manière suivante :

$$\begin{cases} x_{k+1} = Ax_k + w_k \\ y_k = Cx_k + p_k \end{cases} \quad (2.5)$$

La matrice  $A$  est la matrice de transition dans le domaine discrétisé. Elle est lié à  $A_c$  via l'expression suivante [Reynders 2008] :

$$A = e^{(A_c \Delta t)} \quad (2.6)$$

Où  $\Delta t$  est la période d'échantillonnage.

À partir de l'équation 2.6, les valeurs propres  $\lambda_i$ , de la matrice de transition  $A$  du domaine discrétisé, sont liées à celles du domaine continu via l'équation suivante [Reynders 2008] :

$$\lambda_{ic} = \frac{\ln(\lambda_i)}{\Delta T} \quad (2.7)$$

En remplaçant cette expression dans l'équation 2.2, on retrouve le lien entre les fréquences propres du système et les valeurs propres de la matrice de transition  $A$  :

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} = \frac{\sqrt{\operatorname{Re}\left(\frac{\ln(\lambda_i)}{\Delta T}\right)^2 + \operatorname{Im}\left(\frac{\ln(\lambda_i)}{\Delta T}\right)^2}}{2\pi} \quad (2.8)$$

Donc, en connaissant la matrice de transition  $A$ , il suffirait de calculer ses valeurs propres pour déterminer les fréquences propres du système [Kuts 2017]. Cependant, dans le cas réel, la force excitatrice du système  $v(t)$  n'est pas connue, et on ne dispose souvent que des mesures du vecteur de sortie  $y_k$ . Ainsi, pour calculer la matrice de transition  $A$ , il faut établir une relation entre la seule grandeur mesurable  $y_k$  et le vecteur d'état  $x_{k+1}$  et contourner le manque d'information concernant l'excitation. Une des solutions à ce problème réside dans le calcul des matrices de covariances [Wu 2016].

### 2.2.1.1 Calculs des covariances

La covariance est exprimée par l'opérateur mathématique « Espérance » noté  $E$ . Comme  $w_k$  et  $p_k$  sont assimilés à du bruit blanc, les expressions suivantes sont obtenues [Peeters 1997] :

$$\begin{cases} E(w_k x_k^t) = 0 \\ E(v_k x_k^t) = 0 \end{cases} \quad (2.9)$$

Étant donné que la seule grandeur mesurable est la réponse de la structure  $y_k$ , la matrice de covariance  $\Lambda_0$  de  $y_k$  s'écrit :

$$\Lambda_0 = E(y_k y_k^t) \quad (2.10)$$

en remplaçant  $y_k$  par son expression (Équation 2.5) dans l'équation 2.10 on obtient :

$$\Lambda_0 = CE(x_k x_k^t)C^t + CE(x_k w_k^t) + E(w_k x_k^t)C^t + E(p_k p_k^t) = C\Sigma_{xx}C^t + R \quad (2.11)$$

Où  $\Sigma_{xx} = E(x_k x_k^t)$  est la matrice de covariance du vecteur d'état  $x_k$ .

De la même façon, on définit la matrice de covariance de  $y_{k+i}$  et  $y_k$  comme suit :

$$\Lambda_i = E(y_{k+i} y_k^t) = E[(Cx_{k+i} + p_{k+i})(Cx_k + p_k)^t] \quad (2.12)$$

Par récurrence,  $x_{k+i}$  a pour expression [Xie 2016] :

$$x_{k+i} = A^i x_k + A^{i-1} w_k + A^{i-2} w_{k+1} + \dots + A w_{k+i-2} + w_{k+i-1} \quad (2.13)$$

En remplaçant l'expression 2.13 dans l'équation 2.12 on obtient :

$$\Lambda_i = CA^{i-1}G \quad (2.14)$$

avec  $G = A\Sigma_{xx}C^t + S$  et  $S = CA^{i-1}E(w_k p_k^t)$

Pour le calcul des matrices de covariance, une deuxième hypothèse très importante est considérée. Cette hypothèse postule que les signaux sont ergodiques. Cette propriété est le plus souvent un postulat nécessaire pour travailler. L'ergodicité lie la moyenne statistique à la moyenne temporelle, et se résume par l'équation suivante :

$$\Lambda_i = E(y_{k+i} y_k^t) = \lim_{N \rightarrow +\infty} \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} (y_{k+i} y_k^t) \quad (2.15)$$

Généralement le nombre  $N$  est assez important, et par conséquent la moyenne statistique est égale à la moyenne temporelle.

Les développements de l'équation 2.10 à 2.15 permettent de mettre en évidence la relation qui existe entre le vecteur de sortie  $y_k$  et la matrice de transition  $A$ . Cette relation contient plus qu'une inconnue et est difficile à résoudre. L'algorithme stochastique par sous-ensemble permet d'extraire la matrice de transition  $A$  à partir des matrices de covariance, et ainsi, d'identifier les fréquences propres du système.

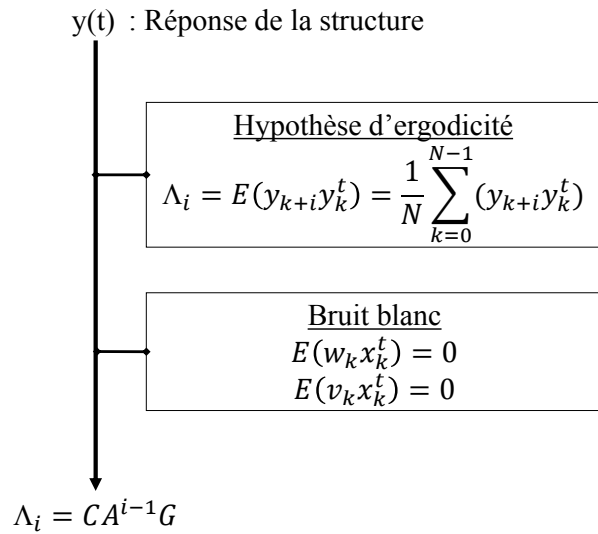


FIGURE 2.3: Hypothèses nécessaires à l'établissement de la relation entre la sortie  $y(t)$  et le vecteur d'état  $x(t)$

### 2.2.1.2 Algorithme d'identification des fréquences propres (SSI-COV)

La première étape dans l'algorithme SSI-COV consiste à calculer les covariances  $\Lambda_i$  via l'équation 2.14 et les regrouper dans une matrice bloc, appelée matrice de Hankel et notée  $H$ . Cette matrice s'écrit sous la forme :

$$H = \begin{bmatrix} \Lambda_1 & \Lambda_2 & \dots & \Lambda_q \\ \Lambda_2 & \Lambda_3 & \dots & \Lambda_{q+1} \\ \dots & \dots & \ddots & \dots \\ \Lambda_{p+1} & \Lambda_{p+2} & \dots & \Lambda_{p+q} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} CA^0G & CA^1G & \dots & CA^{q-1}G \\ CA^1G & CA^2G & \dots & CA^qG \\ \dots & \dots & \ddots & \dots \\ CA^pG & CA^{p+1}G & \dots & CA^{p+q-1}G \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

La matrice  $H$  est décomposée en deux matrices : la matrice d'observabilité  $O$  et la matrice de contrôlabilité  $K$  :

$$H = \begin{bmatrix} C \\ CA \\ CA^2 \\ \vdots \\ CA^p \end{bmatrix} [G \quad GA \quad GA^2 \quad \dots \quad GA^{q-1}] = OK \quad (2.17)$$

La matrice  $O$  et la matrice  $K$  contiennent la matrice de transition  $A$ . Ainsi, l'identification de l'une de ces deux matrices est nécessaire afin d'en déduire la matrice de transition. Pour ce faire, la matrice de Hankel est décomposée en valeur singulières (DVS). Cette décomposition permet de mettre en évidence les deux matrices blocs  $O$  et  $K$  de la façon suivante :

$$H = USV^t = [U_1 \quad U_2] \begin{bmatrix} S_1 & 0 \\ 0 & S_2 \approx 0 \end{bmatrix} [V_1 \quad V_2] = U_1 S_1 V_1^t \quad (2.18)$$

$$H = U_1 S_1 V_1^t = U_1 S_1^{0.5} S_1^{0.5} V_1^t \quad (2.19)$$

Les matrices  $S_1$  et  $S_2$  contiennent les valeurs singulières de  $H$  qui sont arrangées d'une manière décroissante. Ces valeurs sont rapidement décroissantes. En sélectionnant uniquement les premières, on peut construire un modèle simplifié décrivant les données. Ainsi la taille de la matrice  $S_1$  définit l'ordre  $n$  du système [Ghafouri 2012].

En utilisant l'équation 2.17 et l'équation 2.19 la matrice d'observabilité est identifiée :

$$O = U_1 S_1^{0.5} = \begin{bmatrix} C \\ CA \\ CA^2 \\ \vdots \\ CA^p \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

À partir de  $O$ , et en supprimant le dernier bloc et le premier bloc pour former deux matrices décalées  $O^\downarrow$  et  $O^\uparrow$ , la matrice de transition  $A$  peut être identifiée de la manière suivante :

$$O^\uparrow = \begin{bmatrix} C \\ CA \\ \vdots \\ CA^{p-1} \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

$$O^\downarrow = \begin{bmatrix} CA \\ CA^2 \\ \vdots \\ CA^p \end{bmatrix} \quad (2.22)$$

$$A = O^\uparrow O^{\downarrow*} \quad (2.23)$$

Où l'indice \* désigne l'opérateur mathématique pseudo-inverse.

### 2.2.1.3 Méthodes pour l'estimation de l'ordre $n$ d'un processus stochastique

Il est bien évident que dans le cas expérimental, on ne peut qu'estimer la matrice de transition  $A$  à partir d'un nombre fini d'échantillons  $N$ . Ainsi les matrices  $H$ ,  $O$ ,  $O^\uparrow$  et  $O^\downarrow$  ne sont que des estimations. La bonne identification des fréquences propres dépend donc de la bonne estimation de ces matrices et ainsi de l'ordre du système  $n$  [Joseph 2015].

Nous avons vu, dans l'équation 2.19, que l'ordre du système est défini par la taille de la matrice  $S_1$  après décomposition en valeurs singulières de la matrice  $H$  et suppression des valeurs singulières nulles. Ces valeurs sont généralement rapidement décroissantes mais elles tendent seulement vers 0 lorsque le nombre d'échantillons est assez important. Aucun seuil, à partir duquel on peut considérer comme nulles les valeurs singulières, ne peut être défini. L'estimation de l'ordre du système n'est donc pas directe [Joseph 1997].

Dans la littérature il existe plusieurs méthode qui permettent d'estimer l'ordre  $n$  d'un processus stochastique [Dorfman 1995]. Certaines sont basées sur la connaissance de l'excitation ambiante tel que le critère d'Akaike [Akaike 1969], or pour les structures du génie civil l'excitation est souvent inconnue. Dans ces travaux nous allons nous intéresser aux

méthodes basées sur la connaissance de la réponse seule de la structure, et plus particulièrement aux deux méthodes suivantes : la règle d'inclusion à 80% et la spécification du modèle par le conditionnement.

(i) La règle d'inclusion à 80% [Aoki 2012] :

Cette méthode consiste à calculer la matrice de Hankel  $H$  de taille  $(M_f \times M_f)$  avec  $M_f$  assez important de façon à satisfaire  $(M_f \gg n)$  [Mittnik 1987]. Cette procédure inclut les valeurs singulières, de la plus grande à la plus petite, jusqu'à ce que 80% de la somme de toutes les valeurs singulières soit dépassée. L'ordre  $n$  est défini de la manière suivante :

$$S_{n \times n}^{tr} / S_{m_f \times m_f}^{tr} = 0,8 \quad (2.24)$$

Où  $S$  est la matrice des valeurs singulières de  $H$  et  $tr$  est l'opérateur matriciel trace.

(ii) Spécification du modèle par le conditionnement :

Aoki [Aoki 1991], a proposé une autre méthode pour estimer l'ordre d'un système à partir du conditionnement de la matrice  $S$ . En effet, le conditionnement mesure la dépendance de la solution d'un problème numérique par rapport aux données du problème qui dépendent en général de mesures expérimentales. Ceci dans le but de contrôler la validité d'une solution calculée par rapport à ces données. Le critère s'écrit :

$$\frac{S_{n+1,n+1}}{S_{1,1}} \leq \frac{1}{\sqrt{T}} \quad (2.25)$$

Avec  $T = \|S\| \|S^{-1}\|$  le produit des normes matricielles de  $S$  et  $S^{-1}$  est une norme matricielle [Dorfman 1997].

La règle d'inclusion à 80% présente de meilleurs résultats d'identification et limite les fréquences « parasites » qui peuvent être détectées [Aoki 2012]. Cette méthode est appliquée dans ces travaux pour estimer l'ordre d'un système.

La figure 2.4 illustre les étapes principales de l'algorithme stochastique par sous-ensembles pour l'identification des fréquences propres.

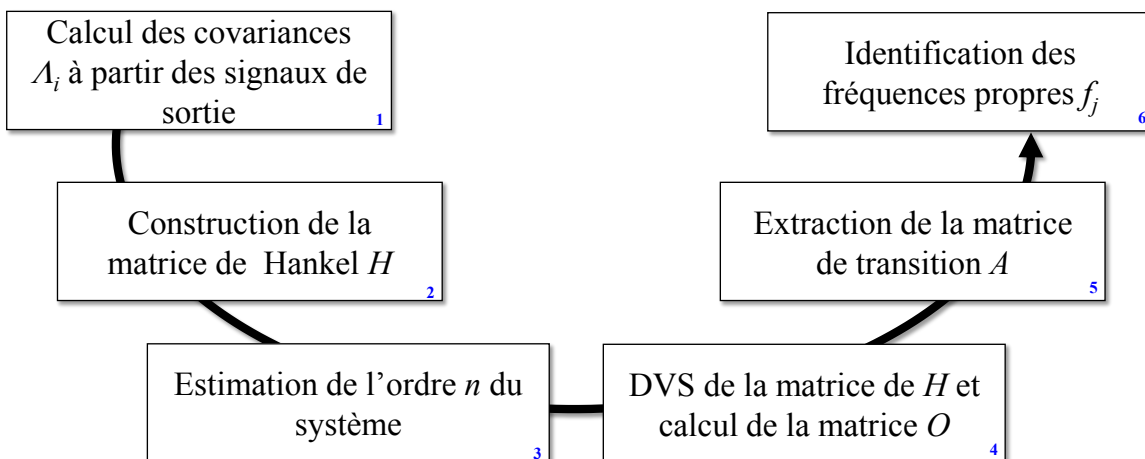


FIGURE 2.4: Algorithme stochastique par sous ensemble SSI-COV

### 2.2.2 Méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel (FDD)

La méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel permet d'estimer les déformées modales à partir de la matrice de densité spectrale de puissance  $G_{yy}$  [Brincker 2000]. En effet,  $G_{yy}$  est liée à la matrice de densité spectrale de puissance de l'excitation  $G_{xx}$  via l'équation suivante :

$$G_{yy}(jw) = [FRF(jw)]^* [G_{xx}(jw)] [FRF(jw)]^t \quad (2.26)$$

Où  $FRF$  est la fonction de réponse en fréquence du système. Cette fonction peut s'écrire en fonction des pôles  $\lambda_k$  et des résidus  $R_k$  en analyse modale traditionnelle :

$$[FRF(jw)] = \sum_{k=1}^m \frac{[R_k]}{jw - \lambda_k} + \frac{[R_k]^*}{jw - \lambda_k^*} \quad (2.27)$$

Où  $\lambda_k = -\sigma_k + jw_{dk}$ ,  $w_{dk}$  est la pulsation propre amortie,  $R_k = \Psi_k \gamma_k^t$ ,  $\Psi_k$  est la déformée modale associée au  $k^{\text{ème}}$  mode et  $\gamma_k$  est le facteur de participation modale. L'indice \* désigne l'opérateur matriciel conjugué complexe.

A l'instar de la méthode SSI-COV, l'excitation est considérée comme un bruit blanc [Brincker 2001]. Ainsi, la matrice de densité spectrale de puissance  $G_{xx}$  est constante. En remplaçant l'expression de la  $FRF$  (Équation 2.27) et de  $G_{xx}$  dans l'équation 2.26, après un développement mathématique et en supposant que la structure est faiblement amortie (cas des structures en génie civil) [Brincker 2007], la relation entre la seule grandeur mesurable  $G_{yy}$  et les déformées modales est établie :

$$G_{yy}(jw) = \sum_{k \in (\text{sub}(N))} \frac{d_k \Psi_k \Psi_k^t}{jw - \lambda_k} + \frac{d_k^* \Psi_k^* \Psi_k^{*t}}{jw - \lambda_k^*} \quad (2.28)$$

où  $N$  est l'ensemble des modes propres.

#### 2.2.2.1 Algorithme d'identification des déformées modales FDD

La première étape consiste à calculer la matrice de densité spectrale de puissance  $G_{yy}$  pour  $w = w_i$  ( $w_i$  est la  $i^{\text{ème}}$  fréquence propre du système qui peut être identifiée par la méthode SSI-COV présentée dans le paragraphe § 2.2.1).

Dans le cas où on dispose de 4 points de mesures (4 capteurs),  $G_{yy}$  s'écrit sous la forme suivante :

$$G_{yy}(jw) = \begin{bmatrix} PSD_{11}(jw) & CSD_{12}(jw) & CSD_{13}(jw) & CSD_{14}(jw) \\ CSD_{21}(jw) & PSD_{22}(jw) & CSD_{23}(jw) & CSD_{24}(jw) \\ CSD_{31}(jw) & CSD_{32}(jw) & PSD_{33}(jw) & CSD_{34}(jw) \\ CSD_{41}(jw) & CSD_{42}(jw) & CSD_{43}(jw) & PSD_{44}(jw) \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

Où  $PSD$  est la densité spectrale de puissance, et  $CSD$  est la densité spectrale croisée.

La matrice  $G_{yy}$  est ensuite décomposée en valeurs singulières :

$$[G_{yy}(jw)] = [U][\Sigma][U]^t \quad (2.30)$$

La matrice  $U_i$  contient les vecteurs propres et  $\Sigma$  contient les valeurs propres de  $G_{yy}$ .

Le nombre de valeurs singulières non nulles correspond au rang de chaque matrice de

densité spectrale [Wang 2016]. Les vecteurs singuliers correspondent à une estimation des déformées modales. Pour  $w \approx w_i$ , cette equation est réduite à un seul terme [Gade 2005], les valeurs singulières décroissent rapidement, et la déformée modale  $\Psi_i$  associée à  $w_i$  correspond au premier vecteur propre :

$$\Psi_i = u_{i1} \tag{2.31}$$

La figure 2.5 illustre les étapes principales dans l’algorithme de décomposition dans le domaine fréquentiel pour l’identification des déformées modales.

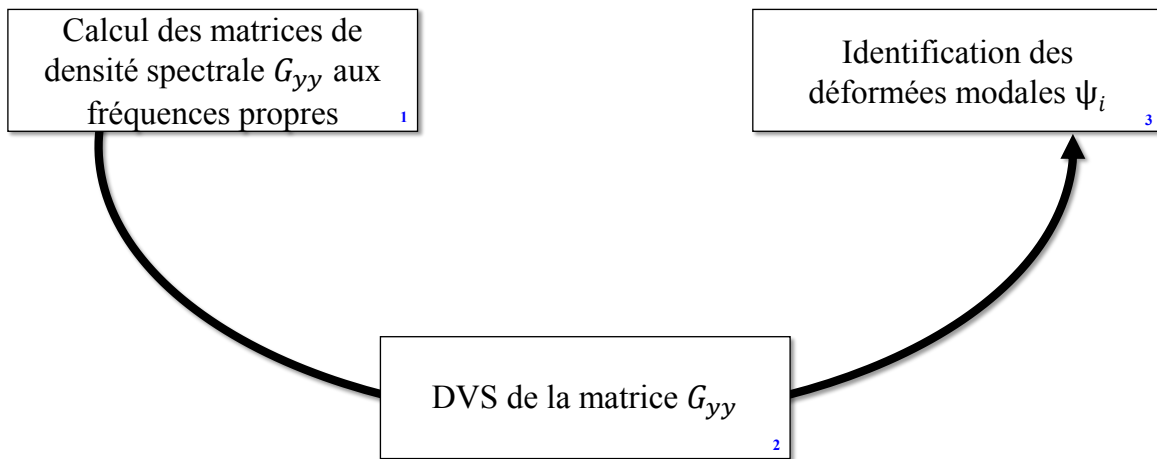


FIGURE 2.5: Algorithme de décomposition dans le domaine fréquentiel FDD

### 2.3 Création d’une chaîne complète et automatisée de surveillance

Le but de l’approche SHM est le développement de systèmes de surveillance automatisés et capables de détecter en temps réel les dégradations d’une structure. Elle consiste à surveiller en continu ou à intervalles réguliers l’intégrité d’une structure par l’utilisation de méthodes d’identification, de détection et de localisation relevant de la statistique et de l’automatique. La figure 2.6 présente les étapes essentielles dans le processus de surveillance. Ce dernier est composé essentiellement de 3 parties : instrumentation, acquisition (en continu) et traitement des données (en continu).

Afin, d’améliorer et automatiser le processus de surveillance, nous avons proposé un algorithme ADL faisant appel aux méthodes basées sur le suivi des caractéristiques dynamiques des structures, en particuliers les fréquences propres et les déformées modales.

Ces deux paramètres, associés à deux états de la structure (un état initial et un état final), peuvent être identifiés par la méthode SSI-COV (Figure 2.4) et la méthode FDD (Figure 2.5).

Ces trois algorithmes (SSI-COV, FDD et ADL) sont connectés entre eux de la façon suivante :

- Les algorithmes SSI-COV et FDD font appel à la réponse de la structure (accélérations).



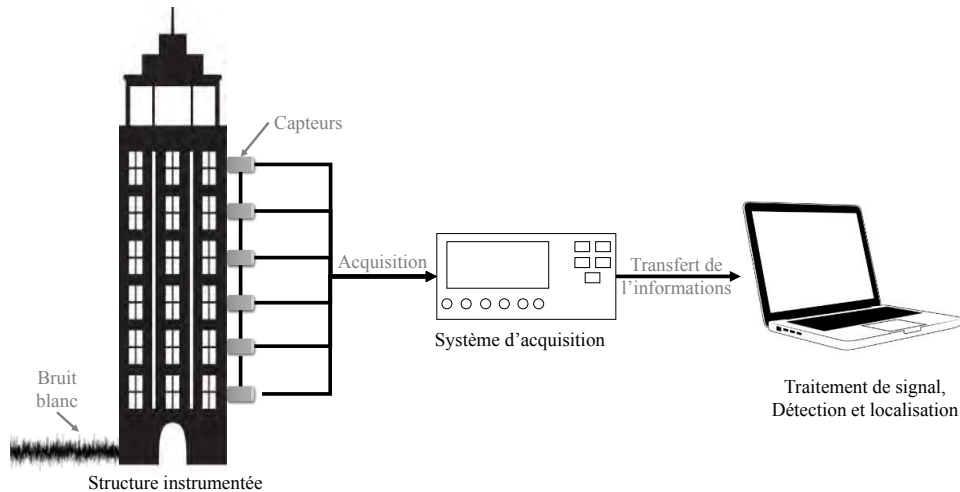


FIGURE 2.6: *Processus de surveillance*

- L'algorithme FDD fait appel aux fréquences propres qui sont identifiées via l'algorithme SSI-COV.
- L'ADL, quant à lui, fait appel aux résultats des deux algorithmes FDD et SSI-COV (les déformées et les fréquences propres) ainsi qu'à la distance qui sépare les points de mesure.

Ainsi, nous avons automatisé et fusionné ces algorithmes pour former une « chaîne complète et automatisée de surveillance » (Figure 2.7). Cette approche, qui consiste à la fois en un ensemble de procédés et une stratégie globale de contrôle, est implémentée dans le logiciel MATLAB.

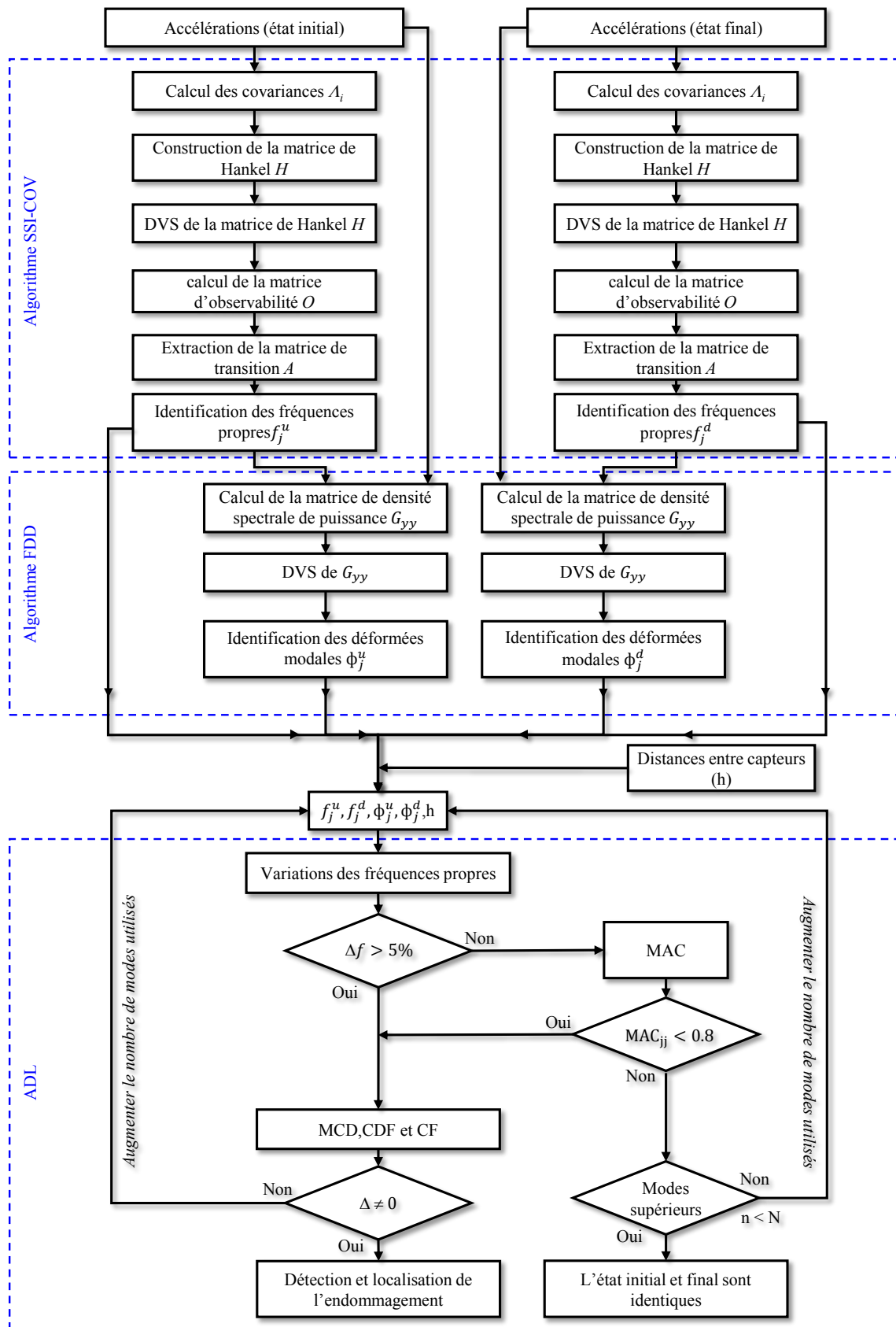


FIGURE 2.7: chaîne complète de surveillance

## 2.4 Applications de la chaîne complète et automatisée de surveillance

Afin d'évaluer la chaîne complète de surveillance, nous allons considérer deux modèles par éléments finis : le modèle numérique du bâtiment de la tour de l'Ophite de Lourdes et le modèle numérique du pont de la Rivière-Aux-Mulets. L'intérêt d'utiliser des modèles de typologie différente est d'une part, la diversité de leurs comportements vibratoires et des conditions aux limites et d'autre part, le fait que ces structures ont déjà été étudiées lors de plusieurs travaux de recherche.

### 2.4.1 Surveillance du modèle numérique de la tour de l'Ophite

Ce premier exemple d'application concerne la tour de l'Ophite (Figure 2.8). Cette tour de 18 étages a été construite en 1972 et est conçue pour une habitation collective. elle est située à Lourdes et est suivie d'une façon permanente par le Réseau Accélérométrique Permanent (RAP). Le bâtiment est de longueur 24 m de largeur 18 m et de hauteur d'environ 50 m. Ses modes propres ont été identifiés et sont résumés dans le tableau 2.1.

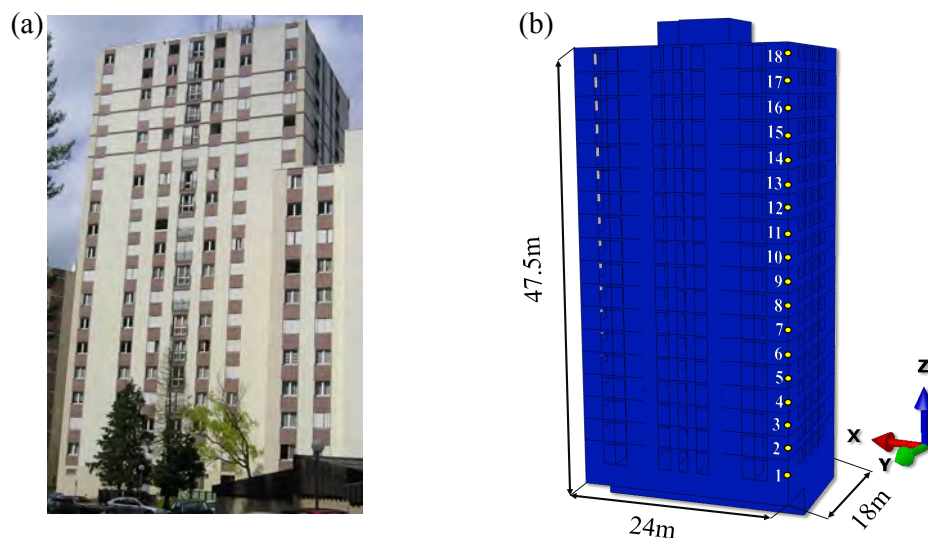


FIGURE 2.8: la Tour de l'Ophite : (a) Vu de côté, (b) Modèle numérique

Le modèle numérique de la tour a été construit avec le logiciel Abaqus dans le cadre des travaux de thèse de Fabien DUCO [Duco 2012]. Il s'agit d'un modèle éléments finis, composé d'éléments de type plaques, prenant en compte les planchers, les murs voiles, les ouvertures et les balcons. La structure est encastree à sa base et l'interaction sol structure n'est pas prise en compte lors de la modélisation. Afin d'avoir un modèle fiable et d'obtenir des résultats cohérents par rapport aux mesures expérimentales (Tableau 2.1), le module d'élasticité utilisé correspond à celui du béton armé vieilli ( $E = 19,7 \text{ GPa}$ ) [Jankowiak 2005].

	Fréquence (Hz)
<b>Mode 1</b>	1,73 - Mode de flexion dans la direction transversale $\mathbf{T}$ ( $\vec{y}$ )
<b>Mode 2</b>	1,74 - Mode de flexion dans la direction longitudinale $\mathbf{L}$ ( $\vec{x}$ )
<b>Mode 3</b>	2,25 - Mode de torsion
<b>Mode 4</b>	5,82 - Mode de flexion dans la direction longitudinale $\mathbf{L}$ ( $\vec{x}$ )
<b>Mode 5</b>	6,13 - Mode de flexion dans la direction transversale $\mathbf{T}$ ( $\vec{y}$ )
<b>Mode 6</b>	7,03 - Mode de torsion

Tableau 2.1: *Identification des modes propres de la Tour de l'Ophite [Mikael 2011]*

En utilisant le code de calcul Abaqus, la chaîne de mesure est reproduite. Ainsi, la structure est excitée par un bruit blanc, et sa réponse à l'état initial (ses accélérations) est enregistrée en quelques points de mesure. Ces points sont modélisés par les nœuds du maillage. À partir de cette réponse, les fréquences propres et les déformées modales sont identifiées via les algorithmes SSI-COV et FDD. La structure est ensuite endommagée par une sollicitation sismique. Enfin la réponse à un bruit blanc est enregistrée, ce qui permettra de caractériser l'état final. En utilisant les mêmes algorithmes, les fréquences propres et les déformées modales sont identifiées. Les résultats d'identification sont comparés avec ceux d'Abaqus.

L'endommagement peut être introduit de deux manières différentes : par réduction locale du module d'Young, comme nous l'avons présenté dans le paragraphe §1.3.1, ou par excitation sismique. Dans cette section, Nous avons choisi d'endommager la structure par un accélérogramme issu d'un vrai tremblement de terre pour son double intérêt : un endommagement à la fois réaliste et multiple.

Trois types d'analyse ont été utilisés sur Abaqus : Dynamic explicit (pour introduire l'excitation sismique), Modal dynamics (pour enregistrer la réponse de la structure) et Frequency (pour l'analyse modale). Les différentes étapes mentionnées ci-dessus sont résumées sur la figure 2.10.

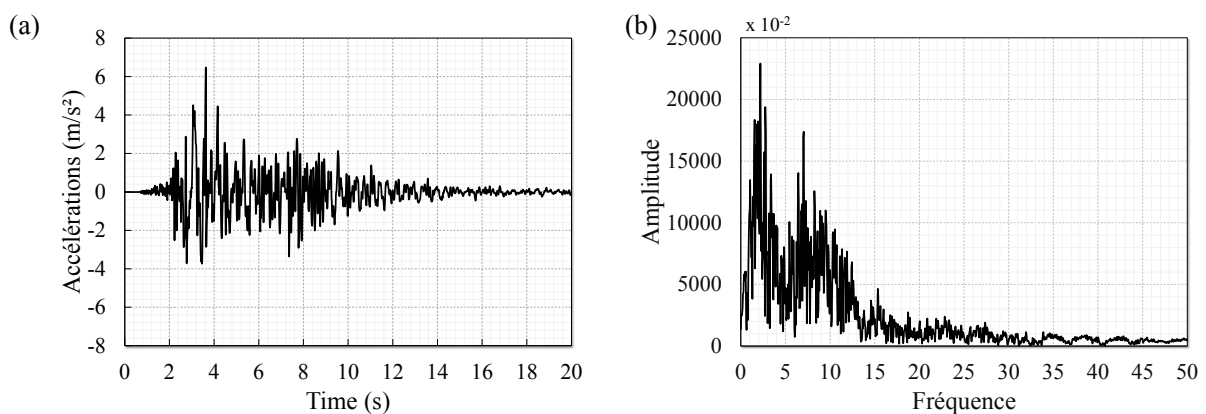


FIGURE 2.9: *Séisme de l'Aquila enregistré à la station « L'Aquila - V. Aterno - Centro Valle » à 4,9 km de l'épicentre : (a) accélération horizontale, (b) spectre de l'excitation à la base*

L'accélérogramme du séisme de L'Aquila est utilisé dans cette étude (Figure 2.9.a). Ce

tremblement de terre s'est produit en 2009 dans la région des Abruzzes en Italie centrale. Sa magnitude s'élève à 6,3 et son épicentre se situait près de la capitale de la région des Abruzzes, L'Aquila. La capitale et les villages environnants ont subi le plus de dégâts. Le tremblement de terre a endommagé environ 10 000 bâtiments et de nombreux bâtiments se sont également effondrés, faisant de ce séisme le plus meurtrier d'Italie. La probabilité qu'un tel tremblement de terre se produise à Lourdes ne fait pas partie du cadre de nos travaux. L'accélérogramme utilisé a été enregistré à la station « L'Aquila - V. Aterno - Centro Valle » à 4,9 km de l'épicentre du séisme. Afin de réduire le temps de calcul et en même temps endommager le modèle, seule l'accélération horizontale, réduite en temps et en amplitude (10% du signal pendant 10 secondes), est introduite dans les 3 directions.

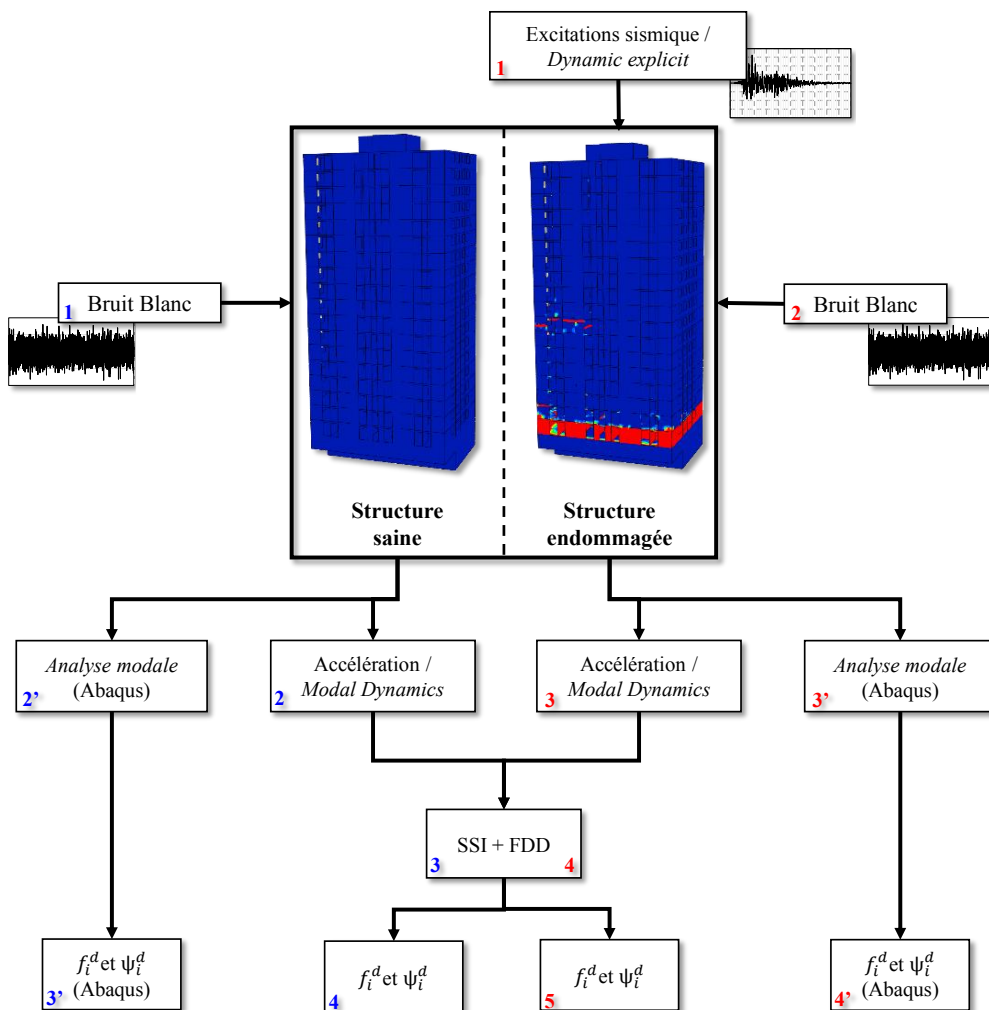


FIGURE 2.10: Organigramme des différents traitements et analyses de la structure

Pour traduire l'endommagement, le comportement complexe et non linéaire du béton est pris en compte dans le modèle numérique. Pour représenter le comportement élasto-plastique sous le choc sismique, le modèle d'endommagement plastique, introduisant des variables d'endommagement scalaire, a été considéré comme modèle constitutif du matériau : Concrete Damage Plasticity (CDP) [Jankowiak 2005]. Ce modèle, implanté dans Abaqus, fonctionne avec des schémas d'intégration implicite (Abaqus standard) et expli-

cite (Abaqus explicit) [Hibbitt 2011], est recommandé pour l'analyse des structures en béton soumises à des chargements cycliques. En effet, il met en œuvre deux mécanismes d'endommagement : la fissuration par traction et l'écrasement par compression [Lubliner 1989]. L'évolution de la surface de charge est contrôlée par les déformations plastiques équivalentes en tension ( $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ ) et en compression ( $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ ).

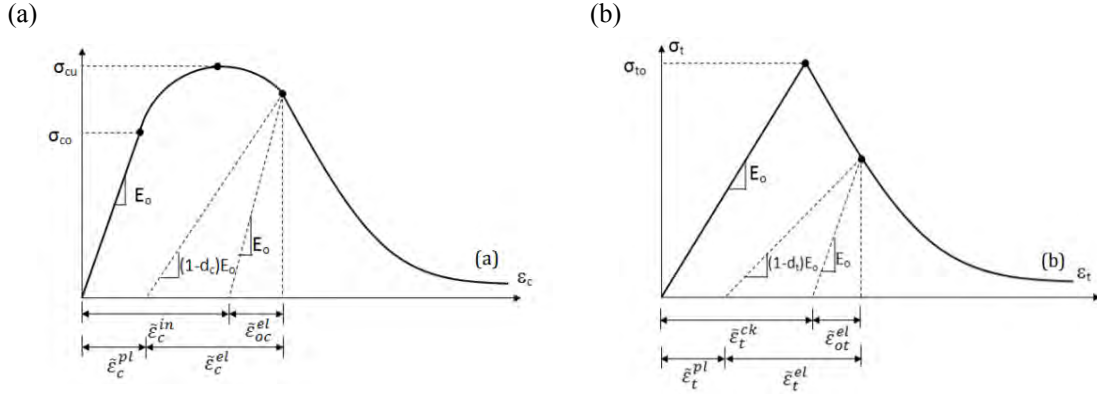


FIGURE 2.11: (a) comportement du béton en compression uniaxiale, (b) comportement du béton en traction uniaxiale

La réponse en compression uniaxiale est représentée sur la figure 2.11.a. Le comportement est linéaire jusqu'à la contrainte limite d'écoulement  $\sigma_{c0}$ . Dans le domaine plastique, la réponse est caractérisée par un écrouissage suivi d'un adoucissement à partir de la contrainte ultime  $\sigma_{cu}$  et est caractérisé par la variable  $d_c$ , comprise entre 0 et 1. Pour le cas de la traction uniaxiale (Figure 2.11.b), le comportement est aussi linéaire jusqu'à ce que la contrainte à rupture  $\sigma_{t0}$  soit atteinte. La formation des micro-fissures est modélisée macroscopiquement par un adoucissement résultant de l'endommagement en traction du béton caractérisé par la variable  $d_t$  comprise entre 0 et 1.

Si l'on désigne par  $E_0$  le module d'élasticité longitudinal du béton avant dégradation, la relation contrainte-déformation s'écrit respectivement en traction et en compression :

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \quad (2.32)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \quad (2.33)$$

et l'on définit classiquement les contraintes effective en traction et en compression par :

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0(\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \quad (2.34)$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0(\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \quad (2.35)$$

En bidimensionnel et tridimensionnel, les relations contraintes-déformations, en endommagement isotrope s'expriment par :

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} : (\epsilon - \epsilon^{pl}) = D^{el} : (\epsilon - \epsilon^{pl}) \quad (2.36)$$

Où  $\sigma$  est le tenseur des contraintes de Cauchy,  $D_0^{el}$  est la rigidité élastique du matériau non endommagé et  $D^{el}$  la rigidité élastique dégradée.

## 2.4 APPLICATIONS DE LA CHAÎNE COMPLÈTE DE SURVEILLANCE

---

Dans cette étude, les paramètres constitutifs du modèle d'endommagement plastique du béton B50 ont été utilisés et sont résumées dans le tableau [2.2](#).

Durcissement par compression		Endommagement par compression		Rigidité en traction		Endommagement par traction	
Contrainte (MPa)	déformation (écrasement)	DamageC	déformation (écrasement)	Contrainte (MPa)	déformation (fissuration)	DamageT	déformation (fissuration)
1,500E+01	0,000	0,000	0,000	1,999	0,000	0,000	0,000
2,020E+01	7,473E-05	0,000	7,473E-05	2,842	3,333E-05	0,000	3,333E-05
3,000E+01	9,885E-05	0,000	9,885E-05	1,870	1,604E-04	4,064E-01	1,604E-04
4,030E+01	1,541E-04	0,000	1,541E-04	8,627E-01	2,798E-04	6,964E-01	2,798E-04
5,001E+01	7,615E-04	0,000	7,615E-04	2,263E-01	6,846E-04	9,204E-01	6,846E-04
4,024E+01	2,558E-03	1,954E-01	2,558E-03	5,658E-02	1,087E-03	9,801E-01	1,087E-03
2,024E+01	5,675E-03	5,964E-01	5,675E-03				
5,258	1,173E-02	8,949E-01	1,173E-02				

Tableau 2.2: Paramètres constitutifs du modèle d'endommagement plastique du béton B50 [Jankowiak 2005]



Comme pour la détermination des modes de la structure, nous avons utilisé un point de mesure par étage. Chaque point de mesure possède une seule composante dans la direction transversale  $\mathbf{T}$  ( $\vec{y}$ ) afin d'identifier les modes propres dans cette direction (Figure 2.8b).

Les points de mesure sont disposés d'une manière équidistante le long d'une arête du bâtiment pour avoir une description suffisante des déformées modales et en même temps avoir une mesure à chaque étage. Cette configuration est différente du schéma d'instrumentation réel de la tour de l'Ophite.

Après l'évènement sismique, le modèle numérique du bâtiment présente des endommagements multiples. le 1<sup>er</sup> étage s'avère l'étage le plus endommagé. Quelques fissures sont également notées au niveau du 2<sup>ème</sup> étage et au niveau du 8<sup>ème</sup> étage. Ces fissures sont apparus à distance des points de mesures (Figure 2.12). Ces endommagements correspondent aux résultats attendu et représentent des endommagements typiques du béton sous sollicitation sismique : défaillance du premier étage et défaillance de l'étage du milieu [Schweier 2006].

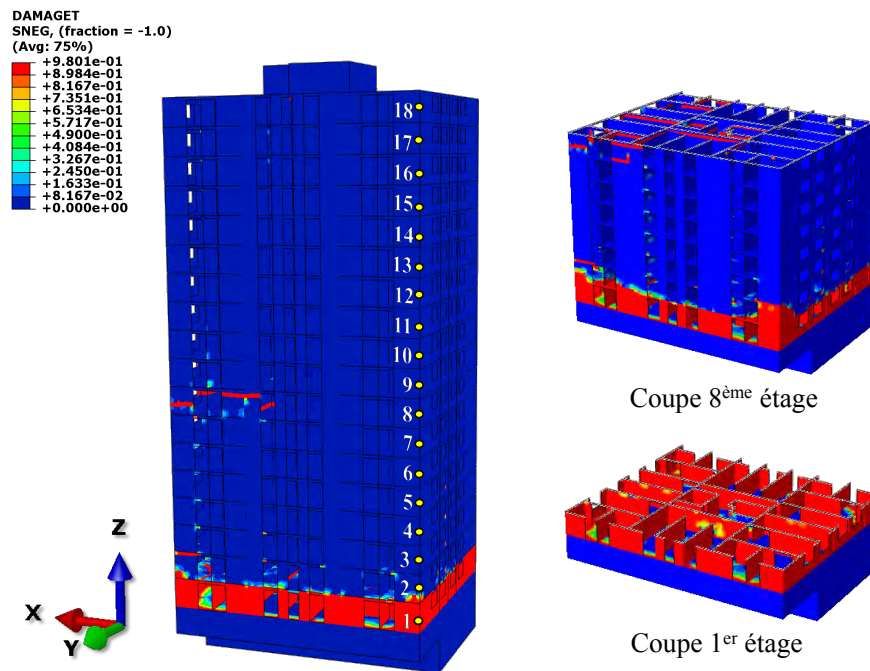


FIGURE 2.12: Endommagement du modèle numérique de la tour de l'Ophite après l'évènement sismique

### 2.4.1.1 Identification des fréquences propres

Dans ce cas test, on ne s'est intéressé qu'à la direction transversale ( $\mathbf{T}$ ). Les accélérations de la structure, enregistrées aux 18 points de mesure pour une durée de 30 s, ont permis d'identifier les deux premiers modes de flexion dans cette direction. Le tableau 2.3 résume les résultats de l'identification expérimentale des modes propres de la structure à l'état initial (sain), les résultats issus d'Abaqus, et ceux des algorithmes d'analyse modale opérationnelle.

Nous pouvons constater, dans un premier temps, que le modèle numérique de la tour à l'état sain est assez représentatif du comportement vibratoire de la structure réelle. En effet les modes propres retrouvés sont très proches des valeurs issues des mesures expérimentales [Mikael 2011].

Dans un second temps, les fréquences identifiées par la méthode stochastique par sous ensemble sont très similaire à celles issue du logiciel Abaqus. En effet, l'erreur maximale est de 1,15% notée au premier mode avant l'excitation sismique.

Mesures expérimentales Hz [Mikael 2011]	Fréquences initiales Hz			Fréquences finales Hz		
	Abaqus	SSI	Erreur %	Abaqus	SSI	Erreur %
1,74	1,74	1,72	1,15	1,64	1,63	0,61
5,82	5,92	5,87	0,84	5,64	5,60	0,71

Tableau 2.3: Identification des modes propres du modèle numérique de la Tour de l'Ophite et comparaison aux résultats expérimentaux issus des travaux de thèse d'Ali MIKAEL [Mikael 2011]

### 2.4.1.2 Identification des déformées modales

À partir des fréquences propres identifiées par l'algorithme SSI-COV et de la réponse de la structure à un bruit blanc, les déformées modales sont estimées par l'algorithme de décomposition dans le domaine fréquentiel (FDD). Celles-ci sont présentées sur la figure 2.13.

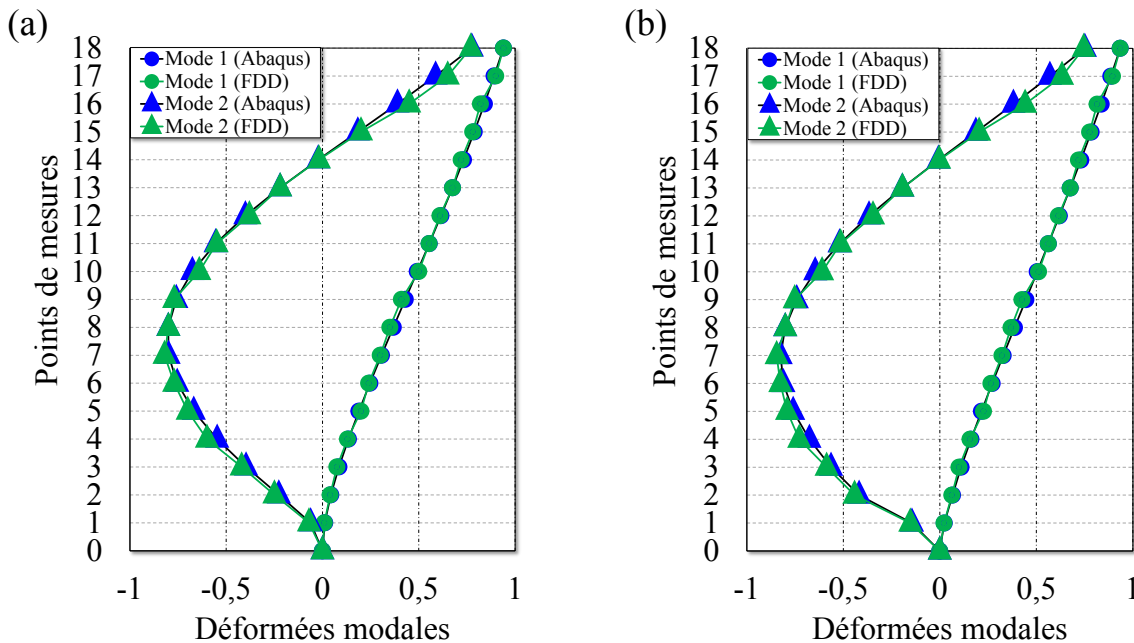


FIGURE 2.13: Identification des déformées modales : (a) Avant l'endommagement, (b) Après l'endommagement

À l'instar des résultats de l'identification des fréquences propres, les résultats de l'estimation des déformées modales s'avèrent en bonne concordance avec celles d'Abaqus. Ces résultats viennent en appui à ce qui a été rapporté dans la littérature quant aux capacités de la méthode FDD à estimer les déformées modales à partir de la réponse de la structure à une excitation de type bruit blanc.

### 2.4.1.3 Détection de l'endommagement

En comparant les fréquences propres à l'état initial et final nous remarquons une variation de celles-ci. En effet, nous observons une réduction de 5,23% au mode fondamental et de 4,60% au deuxième mode, en utilisant les résultats de l'AMO. Des réductions du même ordre de grandeur sont aussi observées en utilisant les résultats d'Abaqus (Figure 2.14).

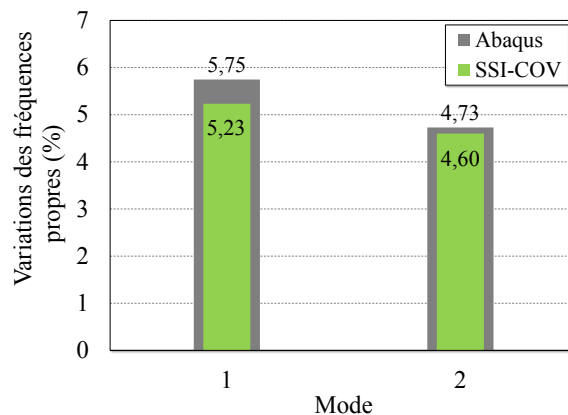


FIGURE 2.14: Comparaison entre les résultats d'Abaqus et ceux de l'algorithme SSI en terme de variations des fréquences propres

Les variations du premier mode dépassent la limite de « non détection » que nous nous sommes fixée (5%). Dans ce cas, la phase de localisation de l'algorithme ADL est déclenchée (Figure 2.1) et la méthode MAC n'est pas appliquée.

### 2.4.1.4 Localisation de l'endommagement

Pour la localisation de l'endommagement, les méthodes choisies pour la chaîne complète de surveillance (la méthode des courbures des déformées modales (MCD), le facteur CDF et la méthode des courbures de flexibilité (CF)) ont été appliqués. La juxtaposition des méthodes de localisation permet de comparer leurs performances de détection dans le cas d'endommagements multiples et de mettre l'accent sur leur complémentarité.

Les endommagements du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>ème</sup> étage ont été localisés par des variations importantes au niveau du 2<sup>ème</sup> point de mesure en appliquant les méthodes MCD et le facteur CDF (Figure 2.15 et figure 2.16).

La fissure qui est apparue au 8<sup>ème</sup> étage après l'évènement sismique n'est pas mise en évidence par ces méthodes en raison de la taille négligeable par rapport à l'endommagement du 1<sup>er</sup> étage. L'effet de celle-ci sur les déformées modales est aussi négligeable.

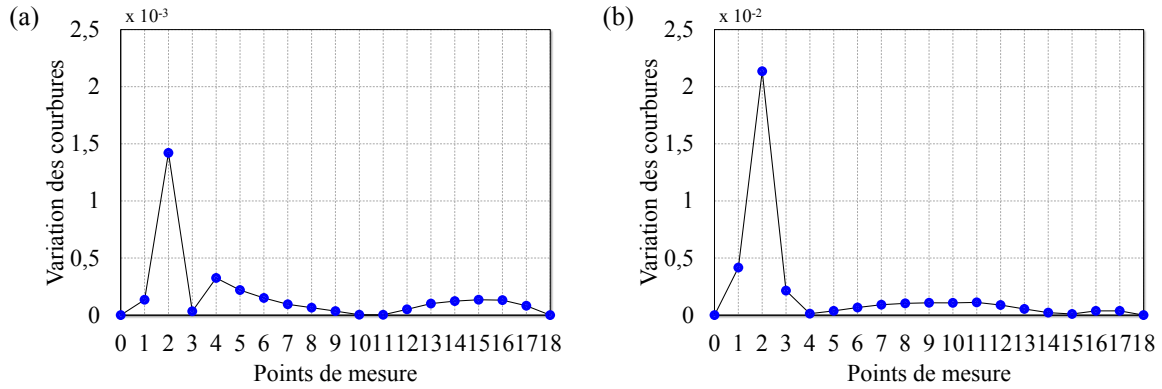


FIGURE 2.15: Variations des courbures des déformées modales : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode

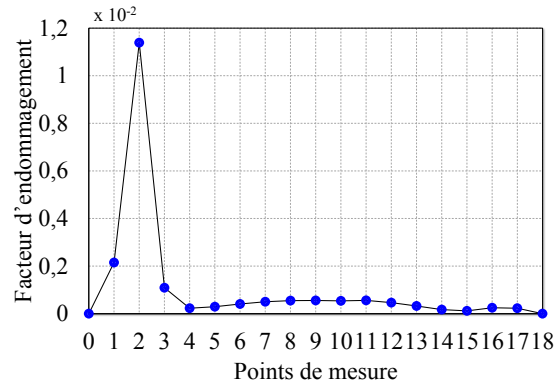


FIGURE 2.16: Facteur d'endommagement CDF appliqué aux deux premiers modes

Concernant la méthode CF, la fissure du 8<sup>ème</sup> étage est mise en évidence et l'endommagement le plus important n'est pas détecté (Figure 2.17).

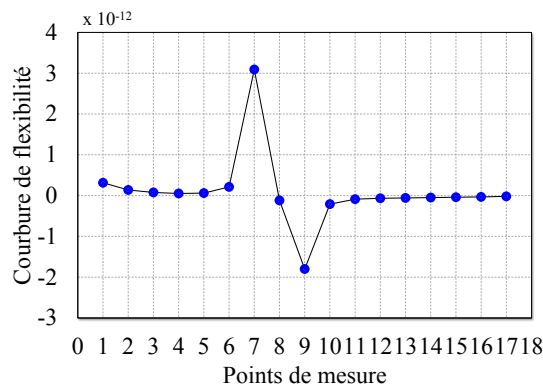


FIGURE 2.17: Variation des courbures de flexibilité

En effet, le 1<sup>er</sup> étage étant proche de la partie encastree du bâtiment, sa flexibilité est assez faible (Figure 2.18), et ainsi, la variation de la matrice de flexibilité est également faible. Il en découle le fait que l'endommagement du 1<sup>er</sup> étage ne soit pas identifié. Ces

résultats viennent conforter l'analyse qui nous a conduit à utiliser plusieurs méthodes pour la localisation exacte des endommagements.

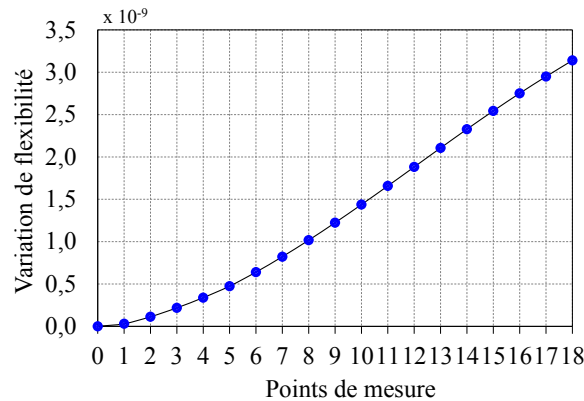


FIGURE 2.18: *Flexibilité à l'état initial le long du bâtiment*

#### 2.4.1.5 Résultats issus de la chaîne automatisée de surveillance

Le but la chaîne de surveillance est de détecter et localiser les endommagements à partir de la réponse de la structure d'une façon automatisée. En introduisant les accélérations enregistrées pour les points de mesure, avant et après l'évènement sismique, les résultats, présentés dans le paragraphe précédent, sont synthétisés de la manière suivante :

- variation de 5,23% au premier mode propre : la structure est endommagée,
- des endommagements sont détectés aux alentours du 2<sup>ème</sup> capteur en utilisant les courbures des déformées modales au mode 1,
- des endommagements sont détectés aux alentours du 2<sup>ème</sup> capteur en utilisant les courbures des déformées modale au mode 2,
- des endommagements sont détectés aux alentours du 2<sup>ème</sup> capteur en utilisant le facteur CDF. Les 2 premiers modes sont utilisés,
- des endommagements sont détectés aux alentours du 7<sup>ème</sup> capteur en utilisant la méthode des courbures de flexibilité.

#### 2.4.1.6 Conclusion partielle

Ce premier test a permis de mettre en avant plusieurs constatations. En effet, le modèle numérique de la tour de l'Ophite est représentatif du comportement vibratoire réel du bâtiment, puisque les modes propres identifiés sont en bon accord avec les résultats expérimentaux.

Après excitation sismique, le bâtiment s'avère endommagé au 1<sup>er</sup> étage et à l'étage du milieu, ce qui présente un endommagement typique des bâtiments après un tremblement de terre.

Les algorithmes d'AMO donnent une faible erreur pour l'estimation des fréquences propres et des déformées modales. Ces constatations sont en accord avec les conclusions

de l'état de l'art quant aux capacités de ces techniques d'analyse à identifier les caractéristiques dynamiques à partir de la réponse de la structure à une excitation de type bruit blanc.

Dans notre cas test, les méthodes de localisation, appliquées séparément, n'ont pas permis de localiser les deux étages endommagés à la fois. Cependant, en organisant ces méthodes de manière judicieuse dans la chaîne de surveillance, les deux étages endommagés ont été localisés avec précision. La chaîne complète de surveillance présente ainsi un moyen à la fois rapide et automatisé pour le SHM.

### 2.4.2 Surveillance du modèle numérique du pont sud de la Rivière-Aux-Mulets

Le pont sud de la Rivière-Aux-Mulets était situé sur l'autoroute 15 à Sainte-Adèle au nord-ouest de Montréal (Figure 2.19). Il a été construit dans les années 60, en béton



FIGURE 2.19: *Pont sud de la Rivière-Aux-Mulets (Vu de coté)*

précontraint coulé sur place. A cette époque, le pont représentait un ouvrage unique en son genre en Amérique du nord. Il était constitué de trois travées continues, une travée centrale de  $80,4\text{ m}$  et deux travées de  $40,8\text{ m}$ . En 2006, l'ouvrage a été démoli compte tenu de l'affaissement permanent de la travée centrale dû à la méthode de construction et à l'âge de la structure [Talbot 2005].

Des mesures de vibrations sous excitations ambiantes ont été réalisées sur la structure en 2003 par le ministère des transports du Québec. Douze accéléromètres uniaxiaux ont été utilisés lors des essais, dont huit pour la mesure des accélérations verticales et quatre pour la mesure des accélérations horizontales.

Le modèle numérique, illustré sur la figure 2.20 est réalisé à partir d'éléments 3D solides. Il est constitué de 3 parties distinctes : Piles, Tablier et Raidisseur. Le choix des propriétés physiques et mécaniques des matériaux est effectué en fonction des plans de construction du pont et en prenant en compte des coefficients de majoration (15% pour prendre en compte les effets dynamiques et 20% compte tenu de l'âge du pont lors des mesures expérimentales [O'Connor 2008]).

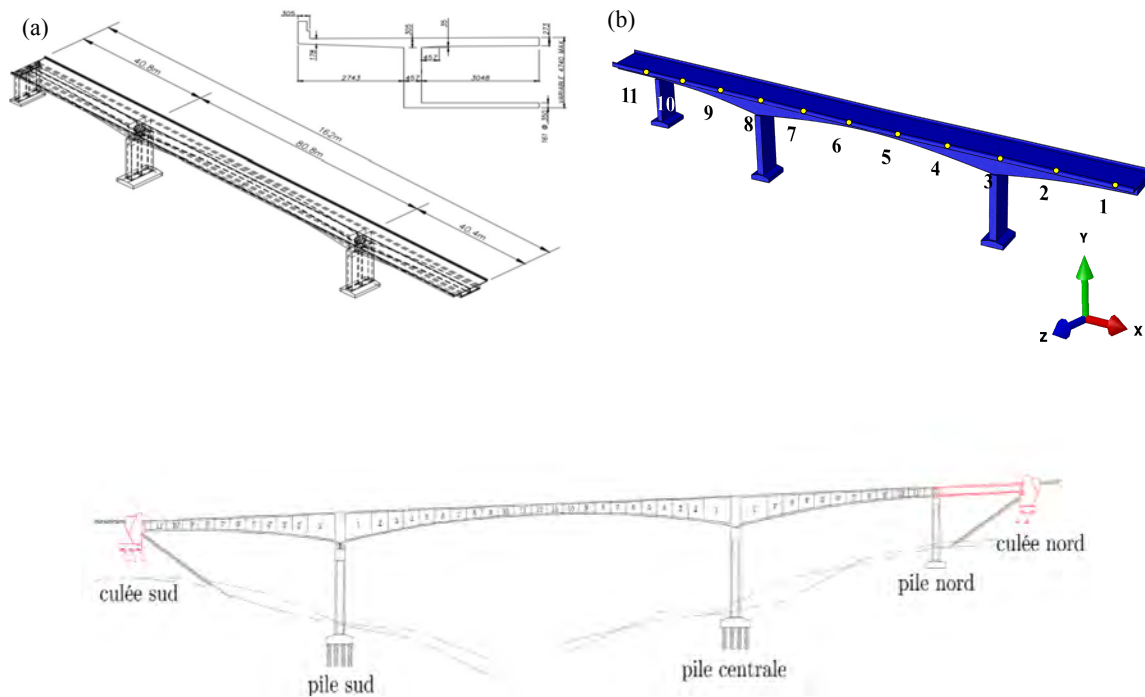


FIGURE 2.20: Pont sud de la Rivière-Aux-Mulets : (a) Dessin 3D numérisé dans Autocad en entité solide en semi transparence et sa coupe transversale [Talbot 2005], (b) Modèle numérique Abaqus

Les culées et la liaison piles-tablier du pont sont modélisées par des connecteurs de type ressort à 6 degrés de liberté. Différents types de connecteurs sont disponibles dans le logiciel abaqus [Hibbitt 2011]. Notre choix s'est orienté sur les connecteurs de type cartésien, qui combinent les connecteurs basiques en translation et en rotation et ne présentent pas de sensibilité à la taille de maille [Berot 2009]. Les connecteurs sont mis en œuvre au travers de corps rigides liés aux sections connectées. Le comportement du connecteur est défini élastique non linéaire par l'intermédiaire d'une matrice de raideur non linéaire  $D_{nl}$  reliant le comportement d'un des nœuds du connecteur à l'autre. Cette matrice a été définie en se basant sur des valeurs usuelles de la littérature [Turcotte 2016].

Les fondations des piles sont considérées comme encastrées et l'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans cette modélisation. Une analyse de convergence de maillage a été réalisée en faisant varier le nombre total d'élément de 14855 à 32664. Sur cet intervalle, sur les 4 premières fréquences propres, la variation maximale constatée est de 0,4%, et par conséquent, nous avons conservé le maillage le plus grossier pour limiter le temps de calcul en gardant tout de même une bonne précision des résultats. Le tableau 2.4 résume les caractéristiques du pont. Pour plus de détails, le lecteur pourra consulter la référence ci-après [Talbot 2005].

Section	Module d'Young (GPa)	Coefficient de Poisson	Masse volumique ( $\frac{Kg}{m^3}$ )
Tablier	40,1	0,19	2350
Piles	27,4	0,19	2350
Raidisseur	19,7	0,19	2350

Tableau 2.4: Propriétés mécaniques et physiques pour les différentes parties du modèle numérique du pont sud de la Rivière-Aux-Mulets

Afin de surveiller la structure nous avons considéré 11 points de mesure disposés d'une façon équidistante sur un coté du tablier. Nous avons ainsi une description suffisante des déformées modales (Figure 2.20.b). Étant donné que les réponses dynamiques intéressantes du pont sont associées aux mouvements des travées dans la direction verticale [Lu 2006], et que le nombre minimal de mode nécessaire à l'application de la chaîne complète de surveillance est de deux, nous allons nous intéresser aux deux premiers modes de flexion dans la direction verticale ( $\vec{z}$ ) pour la surveillance du pont.

Le même organigramme (Figure 2.10) est mis en place avec l'utilisation du logiciel Abaqus et du signal sismique de l'Aquila (Figure 2.9) pour endommager le pont. Celui-ci est réduit en temps et en amplitude (50% du signal pendant 10 secondes) afin d'éviter un effondrement total de la structure. Le signal est introduit dans le modèle dans les deux directions  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$ .

Ici aussi, le comportement complexe et non linéaire du béton est pris en compte dans le modèle numérique à travers la mise en œuvre du modèle d'endommagement CDP. La figure 2.21 présente les endommagements engendrés par la sollicitation sismique. La travée centrale du pont s'avère la plus endommagée. Trois endommagement sont localisés au niveau des points de mesure 3, 6 et 8.

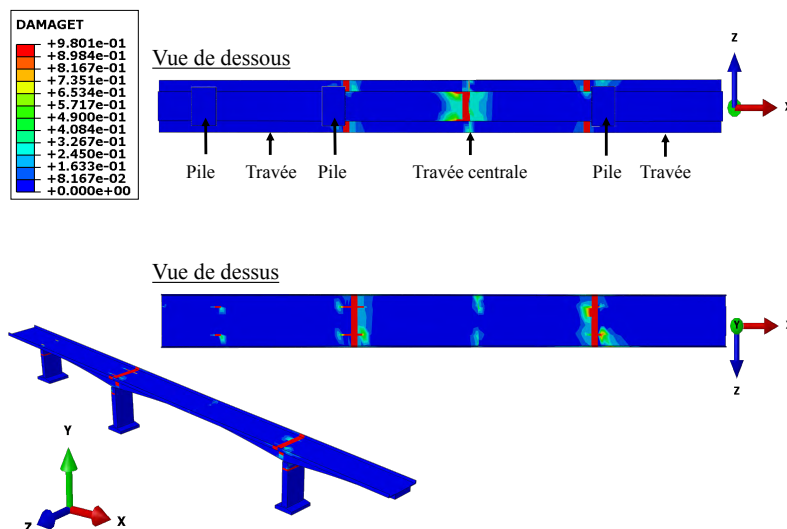


FIGURE 2.21: Endommagement du modèle numérique du pont sud de de la Rivière-Aux-Mulets après sollicitation sismique



### 2.4.2.1 Identification des fréquences propres

Les fréquences propres calculées sont du même ordre de grandeurs que celles issues des résultats expérimentaux (Tableau 2.5). Le modèle numérique semble donc bien être représentatif du comportement vibratoire de la structure. Des variations dans l'estimation restent tout de même visible (6% au premier mode et 17% au deuxième mode). Ces écarts peuvent être imputés au fait que l'identification expérimentale a été réalisée après renforcements et réparations du pont, chose qui ne sont pas pris en compte dans le modèle.

Mesures expérimentales [Talbot 2005]	Fréquences initiales (Hz)		Erreur	Fréquences finales (Hz)		Erreur
	Abaqus	SSI		Abaqus	SSI	
1,42	1,52	1,52	0,22%	1,49	1,48	0,5%
3,10	2,57	2,59	-0,62%	2,56	2,54	0,7%

Tableau 2.5: *Identification des modes propres du modèle numérique du pont sud de la Rivière-Aux-Mulets. Comparaison entre résultats numériques et résultats expérimentaux des mesures de vibrations sous le trafic ambiant réalisées entre le 24 et le 28 novembre 2003 par le ministère des transports du Québec [Talbot 2005]*

À partir des accélérations de la structure, l'algorithme SSI-COV a permis d'identifier les fréquences propres des deux premiers modes de flexion avec précision, en effet, les erreurs d'identification ne dépassent pas 1%.

### 2.4.2.2 Identification des déformées modales

L'algorithme FDD est ensuite mis en place pour identifier les déformées modales. Les deux modes identifiés par la technique SSI-COV correspondent au premier et au deuxième modes de flexion dans la direction  $\vec{y}$ . La figure 2.22 présente une première visualisation des déformées modales.

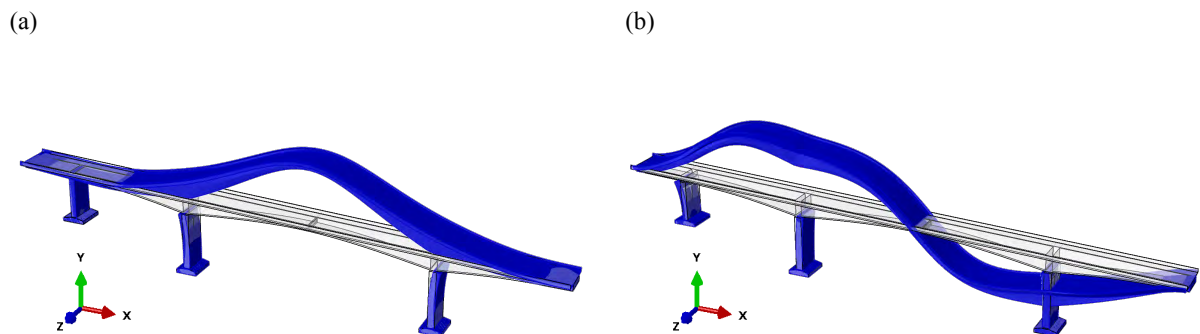


FIGURE 2.22: *Visualisation des déformées modales sur Abaqus : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>ème</sup> mode de flexion*

Les résultats de l'identification par la technique FDD sont présentés sur la figure 2.23. Les formes modales identifiées reproduisent bien les formes retrouvées avec le logiciel Abaqus. Étant donné que la précision de l'algorithme FDD est liée à la précision des résultats de l'algorithme SSI-COV, les performances de ces deux techniques à identifier les paramètres modaux à partir de la réponse seule de la structure à un bruit blanc est vérifiée.

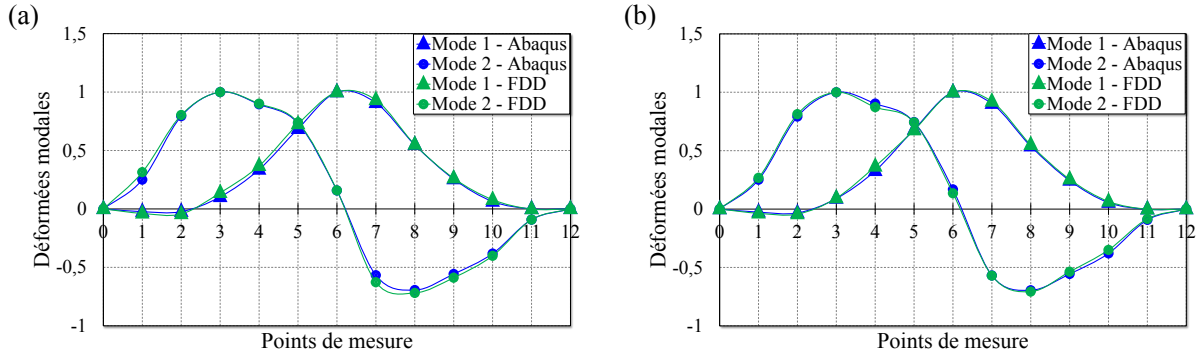


FIGURE 2.23: Identification des déformées modales : (a) avant endommagement, (b) après endommagement

### 2.4.2.3 Détection de l'endommagement

En utilisant les deux premiers mode de flexion dans la direction  $\vec{y}$  les variations des fréquences propres s'avèrent très faibles. La valeur limite de « non détection » que nous avons fixée (5%) n'est pas atteinte en utilisant ces deux modes.

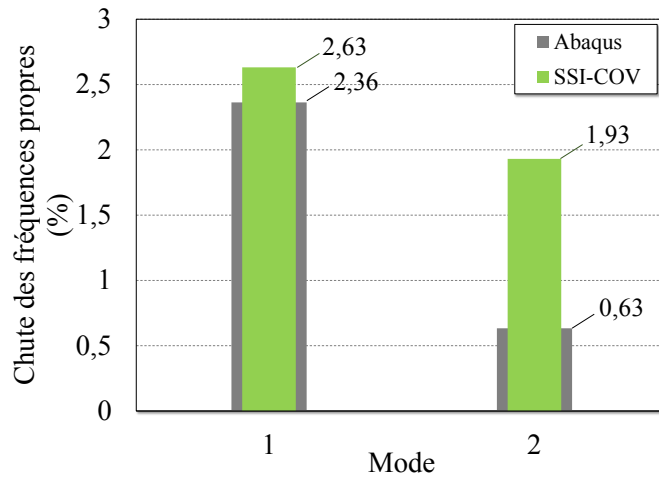


FIGURE 2.24: Comparaison des variations des fréquences propres entre les résultats d'Abaqus et ceux de l'algorithme SSI

En utilisant le critère MAC appliqué aux deux premières déformées modales, les endommagements ne sont toujours pas détectés puisque les valeurs de la diagonale restent

relativement proches de 1 (Figure 2.25.a).

En utilisant les résultats du modèle numérique seul, les endommagements sont détectés par la méthode MAC indiqués par la valeur 0,7 à la diagonale au 11<sup>ème</sup> mode. Ainsi nous observons que ce critère pourrait permettre la détection de l'endommagement, à condition de pouvoir identifier des modes supérieurs. ici le 11<sup>ème</sup> mode n'est pas identifié par les méthode d'analyse modale opérationnelle. (Figure 2.25.b).

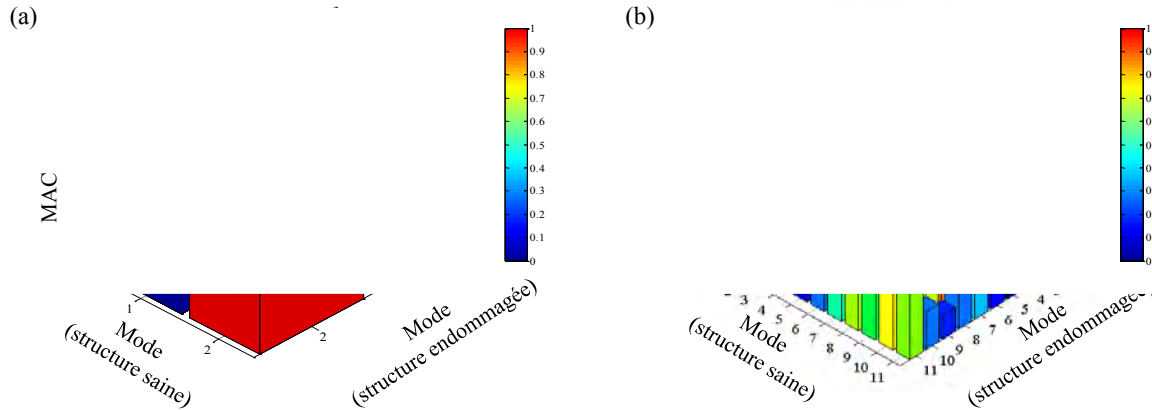


FIGURE 2.25: Modal Assurance Criterion (MAC) : (a) appliqué aux 2 premiers modes, (b) appliquée aux 11 premiers modes

#### 2.4.2.4 Localisation de l'endommagement

En appliquant les techniques de localisation, nous avons constaté des variations engendrées par les endommagements. En effet, pour la méthode MCD, des indications aux nœuds 6 et 8 au premier mode et aux nœuds 4,6 et 8 au deuxième mode (Figure 2.26) sont notées. Ces capteurs se trouvent au niveau des parties endommagées du pont. Au niveau des mêmes nœuds 6 et 8, le facteur d'endommagement CDF présente des indications de défauts (Figure 2.27).

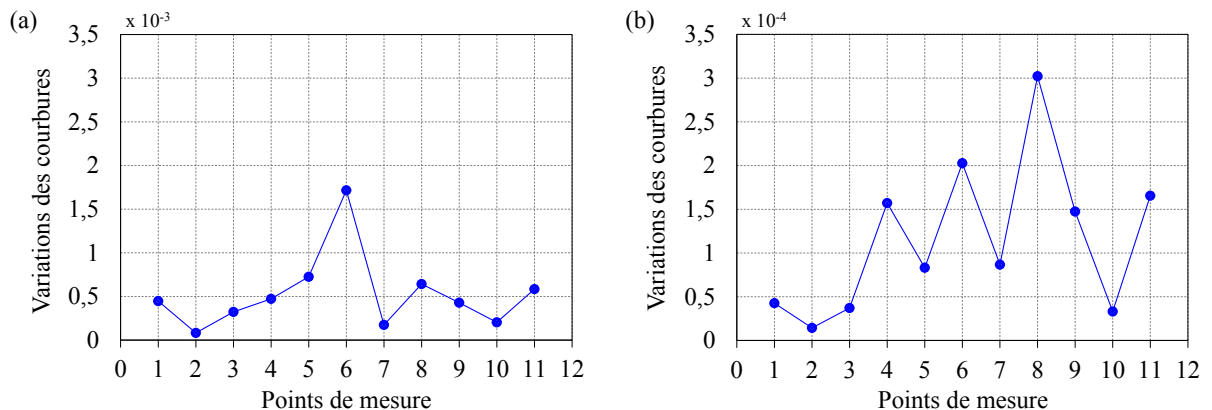


FIGURE 2.26: Variations des courbures des déformées modales : (a) 1<sup>er</sup> mode, (b) 2<sup>ème</sup> mode

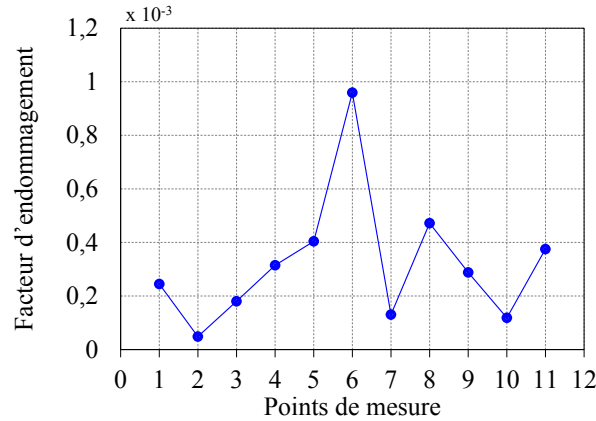


FIGURE 2.27: *Facteur d'endommagement CDF appliqué aux deux premiers modes*

La figure 2.28 présente les variations des courbures de flexibilité. Des extrema locaux sont notés aux nœuds 3 et 8 et un extremum global est noté au nœud 6.

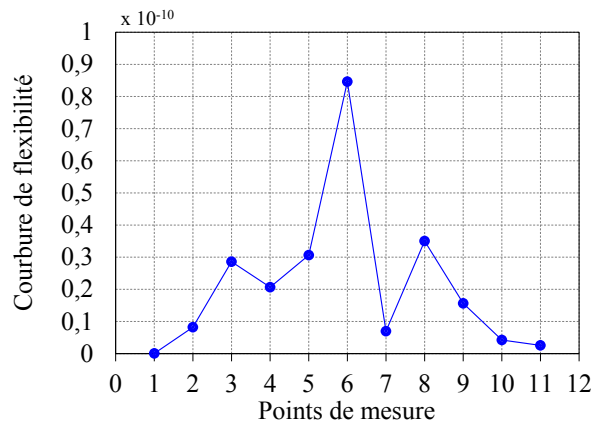


FIGURE 2.28: *Variations des courbures de flexibilité le long des points de mesure*

#### 2.4.2.5 Résultats issus de la chaîne automatisée de surveillance

En appliquant la chaîne complète de surveillance et en n'utilisant que les deux premiers modes de flexion dans la direction  $\vec{y}$ , les résultats suivants sont obtenus :

- variation de moins de 5% au premier mode propre,
- $MAC_{11}$  supérieur à 0,8 ,
- variation de moins de 5% au deuxième mode propre,
- $MAC_{11}$  et  $MAC_{22}$  supérieurs à 0,8 ,
- le nombre de modes maximum est atteint : la structure est saine.

Par conséquent, l'endommagement n'est pas détectée et la structure est considérée comme saine par la chaîne de surveillance ce qui n'est pas le cas.

### 2.4.2.6 Conclusion partielle

Dans ce cas test, nous avons présenté la surveillance du modèle numérique du pont sud de la rivière-aux-Mulets, excité par un signal sismique.

À travers cet exemple, nous avons présenté une limitation de notre méthodologie. En effet, en utilisant les deux premiers modes de flexion dans la direction verticale, les conditions de détection ne sont pas satisfaites et les endommagements ne sont pas identifiés avec certitude. Toutefois, les méthodes de localisation ont permis d'identifier les zones endommagées avec précision.

La chaîne complète de surveillance n'a pas permis de détecter les endommagements et a affiché des résultats erronés. En effet, le nombre de modes utilisés s'avère insuffisant pour satisfaire les conditions de détection puisque l'endommagement a été détecté au 11<sup>ème</sup> mode en utilisant les résultats du modèle numérique. Ce mode d'ordre supérieur, n'a pas été identifié par la méthode stochastique par sous ensemble et est difficilement identifiable expérimentalement.

Dans le cas particulier des ponts, compte tenue de leurs géométries et leurs conditions aux limites, les endommagements peuvent avoir des effets différents sur la fréquences propres. En effet, dans le cadre de ses travaux de thèse, Estrada [Rolando Salgado 2008] a noté une variation très faible des fréquences propres du pont Övik, en béton armé construit en 1955 à Örnköldsvik en Suède. Après endommagement (Figure 2.29), la fréquence fondamentale n'a pas subit qu'une variation de 1,26% passant de 6,33 Hz pour l'état initial à 6,25 Hz pour l'état endommagé.



FIGURE 2.29: *Identification des déformées modales : (a) pont Övik avant l'endommagement, (b) endommagement de la poutre latérale sud*

Breccolotti a étudié aussi l'effet de l'endommagement sur la variation des fréquences d'un pont en béton armé situé près de la ville de Rieti, en Italie [Breccolotti 2004]. En introduisant un endommagement à plusieurs degrés, par diminution du moment d'inertie, les variations de fréquence ont atteint à peine 3%.

Il s'avère par conséquent nécessaire de redéfinir les conditions de détection en fonction de la structure étudiée.

## 2.5 Synthèse

Suite aux difficultés inhérentes au choix d'une méthode de détection et/ou de localisation des endommagements présentées dans le Chapitre 1, nous avons commencé ce chapitre par la présentation d'un Algorithme de Détection et de Localisation (ADL) permettant de répondre à cette problématique. Notre algorithme a été développé en organisant les méthodes de surveillance de façon judicieuse, en tenant comptes du niveau SHM auquel répond chacune d'elle et de la complexité du calcul et des conditions de détection et de localisation.

Afin de mettre en place cet algorithme, les fréquences propres et les déformées modales des structures, associées aux états sain et endommagé sont nécessaires. Expérimentalement, ces caractéristiques dynamiques peuvent être identifiées par des techniques d'Analyse Modale Opérationnelle (AMO). Deux méthodes d'AMO ont été présentées dans une seconde partie : la méthode stochastique par sous ensemble (SSI-COV) pour l'identification des fréquences propres et la méthode de Décomposition dans le Domaine Fréquentiel (FDD) pour l'estimation des déformées modales. Ces deux techniques ont été choisies pour leur capacité à identifier les caractéristiques dynamiques d'une structure à partir de sa réponse seule, et pour leur aspect automatisable.

Les trois algorithmes (SSI-COV, FDD et ADL) peuvent être fusionnés pour former une seule chaîne de surveillance qui permet, à partir de la réponse seule de la structure, de définir son état de santé. Cette chaîne a fait l'objet de la troisième partie de ce chapitre.

La dernière partie s'est focalisée sur l'application de la chaîne complète sur deux modèles numériques : le bâtiment de la tour de l'Ophite et le pont canadien de la Rivière-Aux-Mulets. Ces deux structures présentent des comportements vibratoires et des conditions aux limites différents. La comparaison des résultats par rapport à la base de données expérimentales et aux identifications menées a montré d'une part, la représentativité des modèles numériques du comportement vibratoire réel des structures et d'autre part, l'aptitude des techniques FDD et SSI-COV à identifier les fréquences propres et les déformées modales avec des erreurs d'estimation très faibles.

En appliquant la chaîne complète, dans le cas du modèle numérique de la tour de l'Ophite, les étages endommagés par un signal sismique ont été localisés avec précision. Cependant, dans le cas du pont de la Rivière-Aux-Mulets, les variations des premières fréquences propres étaient très faibles, conduisant à des résultats erronés quant à la définition de l'état de santé de la structure. Malgré la « non détection » des défauts, les méthodes de localisation ont permis de localiser avec précision les endommagements. Des études ultérieures ont démontré que les variations des fréquences propres engendrées par des endommagements, pour les structures de type pont, s'avèrent dans certains cas très faibles. Il est par conséquent important d'adapter les conditions de détection en fonction de la structure étudiée.

Numériquement, les résultats issues de la chaîne complète apparaissent plutôt concluants et semblent capables de fournir des informations fiables quant à l'identification des caractéristiques dynamiques, la détection et la localisation des endommagements. Il est donc très intéressant d'appliquer cette démarche sur une structure réelle.

# 3

## Validation expérimentale de la chaîne automatisée de détection et de localisation

*Ce chapitre concerne l'évaluation expérimentale de la chaîne complète de surveillance. La première partie est consacrée à la surveillance d'une maquette en béton construite à partir de regards et ayant la forme extérieur d'un bâtiment. La structure a été instrumentée par différent type de capteurs et endommagée volontairement. L'application à pleine échelle de la nouvelle méthodologie est présentée dans la deuxième partie du chapitre. L'exemple d'application choisi est celui de la tour de l'Ophite à Lourdes. La tour est instrumentée et surveillée d'une façon permanente depuis 2008. La surveillance du bâtiment est réalisée avant, pendant et après la tempête Marcel qui a eu lieu dans le sud-ouest de la France en février 2017. Les résultats expérimentaux seront détaillés et comparés à des études antérieures.*

### Sommaire

---

<b>3.1</b>	<b>Validation expérimentale sur une maquette en béton . . . . .</b>	<b>75</b>
3.1.1	Les moyens de mesures . . . . .	75
3.1.2	Identification des fréquences parasites . . . . .	76
3.1.3	Mesures sur la structure saine . . . . .	81
3.1.3.1	Identification des fréquences propres de la structure saine	82
3.1.3.2	Identification des déformées modales de la structure saine	86
3.1.4	Mesures sur la structure endommagée . . . . .	88
3.1.4.1	Identification des fréquences propres de la structure endommagée . . . . .	89
3.1.4.2	Identification des déformées modales de la structure endommagée . . . . .	91
3.1.4.3	Détection de l'endommagement . . . . .	93
3.1.4.4	Localisation de l'endommagement . . . . .	95
3.1.4.5	Résultats issus de la chaîne de surveillance . . . . .	96
3.1.5	Conclusion partielle . . . . .	97
<b>3.2</b>	<b>Surveillance de la tour de l'Ophite . . . . .</b>	<b>97</b>
3.2.1	Schéma d'instrumentation de la Tour de l'Ophite . . . . .	97
3.2.2	Surveillance de la Tour de l'Ophite . . . . .	97
3.2.2.1	Identification et variations des fréquences propres et des déformées modales . . . . .	102

3.2.2.2	Application de la chaîne complète . . . . .	105
3.2.2.3	Conclusion partielle . . . . .	106
3.2.3	Synthèse . . . . .	106

---



### 3.1 Validation expérimentale sur une maquette en béton

Dans cette section, nous allons nous intéresser à l'application expérimentale de la chaîne de surveillance sur une structure en béton. Notre maquette est construite à partir de quatre blocs en béton dont la géométrie est illustrée dans la figure 3.1. Chaque bloc a une hauteur de  $27,5\text{ cm}$  et est de base carrée ( $36,2\text{ cm} \times 36,2\text{ cm}$ ). L'empilement des blocs permet d'avoir une structure dont la forme globale s'approche à celle d'un bâtiment à échelle réduite. La hauteur  $110,2\text{ cm}$  et les parois des blocs représentent les murs tandis que le fond représente les dalles. Les blocs sont liés et encastrés au sol avec du mortier pour former le bâtiment miniature. Les mesures sur la structure ont été réalisées au sous-sol du « bâtiment C » de l'École Nationale d'Ingénieurs de Tarbes.

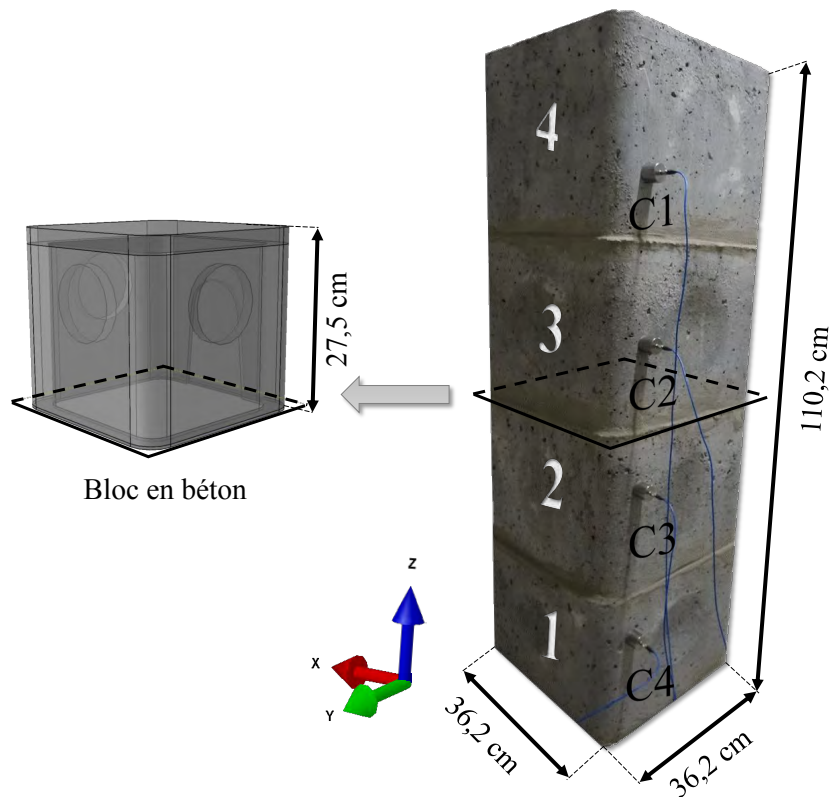


FIGURE 3.1: *Vue d'ensemble de la maquette construite à partir de quatre blocs en béton (regards)*

#### 3.1.1 Les moyens de mesures

Les réponses vibratoires de la structure sont enregistrées à l'aide de différents types de capteur : quatre accéléromètres **PCB** uni-axiaux (Figure 3.2.a), quatre accéléromètres **B&K** uni-axiaux (Figure 3.2.b) et deux sismomètres **DWS** tri-axiaux (Figure 3.2.c). Nous disposons d'un système d'acquisition **LMS** à quatre voies (Figure 3.2) et du logiciel **LMS Test.Lab** avec le module **Modal Analysis**. Ce module fournit les éléments nécessaires à la préparation et à la réalisation des différentes étapes qui conduisent à l'extraction

d'une base modale représentative de la structure étudiée. Il permet aussi de représenter le diagramme de stabilisation. Ce dernier est utilisé pour identifier les modes qui apparaissent lorsque l'ordre  $n$  du système étudié, évoqué dans le chapitre 2, n'est à priori pas connu. Il permet de dissocier les pôles numériques des pôles physiques.

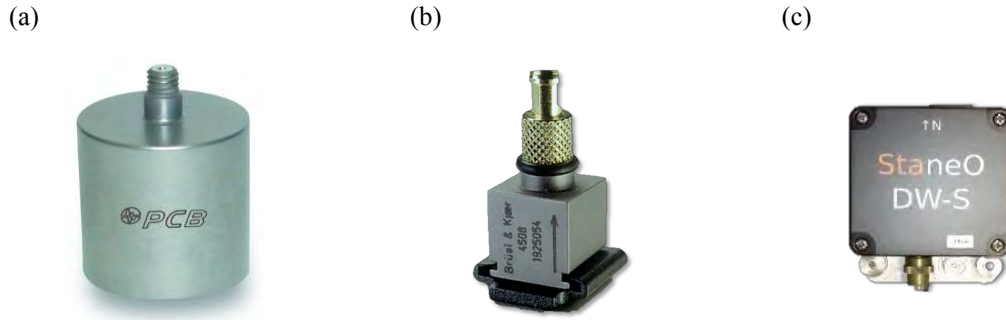


FIGURE 3.2: Capteurs utilisés lors des essais sur la maquette en béton : (a) capteur PCB, (b) capteur B & K, (c) Géophone DWS

Les caractéristiques des différents capteurs sont reportées dans le tableau 3.1.

	PCB	B&K	DWS
<b>Sensibilité nominale</b>	102 ( $\pm 10\%$ ) ( $\frac{mV}{g}$ )	100 ( $\pm 5\%$ ) ( $\frac{mV}{g}$ )	920 ( $\frac{Vs}{m}$ )
<b>Domaine fréquentiel</b>	0,06 à 450 (Hz)	0,3 à 8k (Hz)	0,2 à 130 (Hz)

Tableau 3.1: Caractéristiques des accéléromètres

En premier lieu, nous allons présenter une problématique à laquelle nous avons fait face lors des premières mesures sur la structure saine, excitée par le bruit ambiant. Cette problématique est liée à des fréquences identifiées, très stables au cours du temps, et qui ne sont certainement pas propres à la structure. En second lieu, nous détaillons les essais et les résultats d'identification modale sur la structure à son état initial (saine) et à son état final (après un endommagement infligé). En dernier lieu, nous allons nous intéresser à l'application de la chaîne complète de surveillance pour la détection et la localisation de l'endommagement.

### 3.1.2 Identification des fréquences parasites

Les premières mesures sur la structure saine ont été réalisées en utilisant les capteurs PCB, notés C1, C2, C3 et C4 (Figure 3.1). Les capteurs ont été répartis d'une manière linéaire et équidistante le long d'une arête de la structure afin d'avoir une description suffisante des déformées modales. Les signaux ont été échantillonnés à une fréquence de 2048 Hz pour une durée d'enregistrement de 10 secondes correspondant à 20480 échantillons. L'identification des fréquences propres a été réalisée par la méthode stochastique par sous ensemble (SSI-COV). Les résultats d'identification ont été comparés aux résultats issus de la méthode de décomposition en valeurs singulières de la matrice de densité spectrale

de puissance  $G_{yy}$  (DVS) [Brincker 2001] et aux résultats issus de **Test.Lab** en utilisant le diagramme de stabilisation (Tableau 3.2).

	SSI-COV	DVS	Diagramme de stabilisation
Fréquence 1 (Hz)	85,93	86,3	84,7
Fréquence 2 (Hz)	100	100	100

Tableau 3.2: Identification des fréquences propres lors des premières mesures sur la structure saine (excitation bruit ambiant)

Nous observons dans la figure 3.3.a que les valeurs singulières présentent majoritairement une bande centrée sur 86 Hz, une raie très étroite à 37 Hz et une raie à 100 Hz très étroite et avec une amplitude supérieure à celle de la bande centrée sur 86 Hz. Deux fréquences de même ordre de grandeur que 100 Hz et 86 Hz, ont aussi été identifiées par le diagramme de stabilisation (Figure 3.3.b).

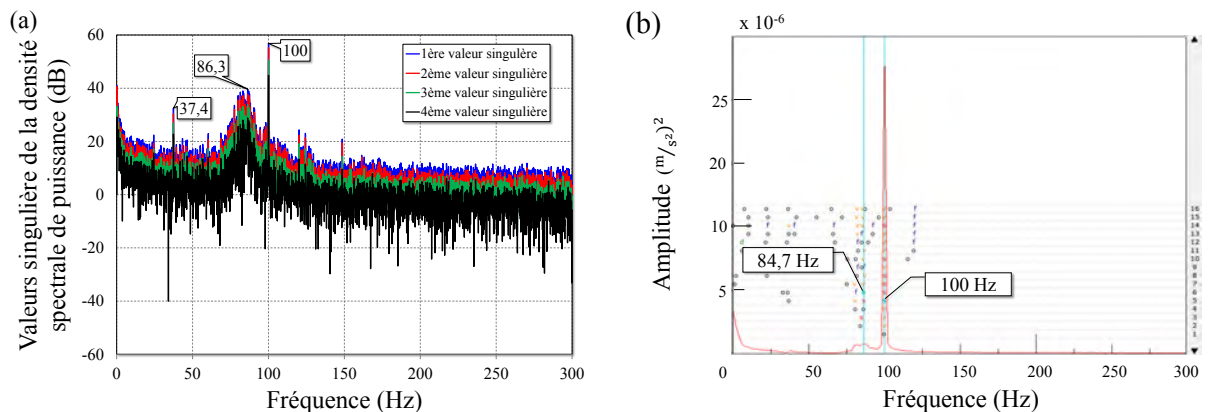


FIGURE 3.3: Première mesure sur la structure saine - identification d'une fréquence stable à 100 Hz : (a) décomposition en valeurs singulières de la matrice  $G_{yy}$ , (b) diagramme de stabilisation

La figure 3.4 présente les diagrammes temps-fréquence des quatre capteurs utilisés. Nous constatons que la bande de fréquence à 100 Hz n'évolue presque pas dans le temps et reste très étroite. Cette fréquence peut avoir plusieurs origines mécaniques ou électriques, telle que les vibrations du système de ventilation, le transformateur d'énergie électrique ou les vibrations internes des capteurs.

Une stratégie a été mise en place dans le but d'identifier l'origine de cette raie et qui consiste en trois étapes :

- réaliser des mesures vibratoires sur la structure,
- réaliser des mesures vibratoires en positionnant un capteur au sol, à côté de la structure,
- réaliser des mesures vibratoires à proximité du transformateur d'énergie électrique se trouvant à une trentaine de mètres de la salle des essais.

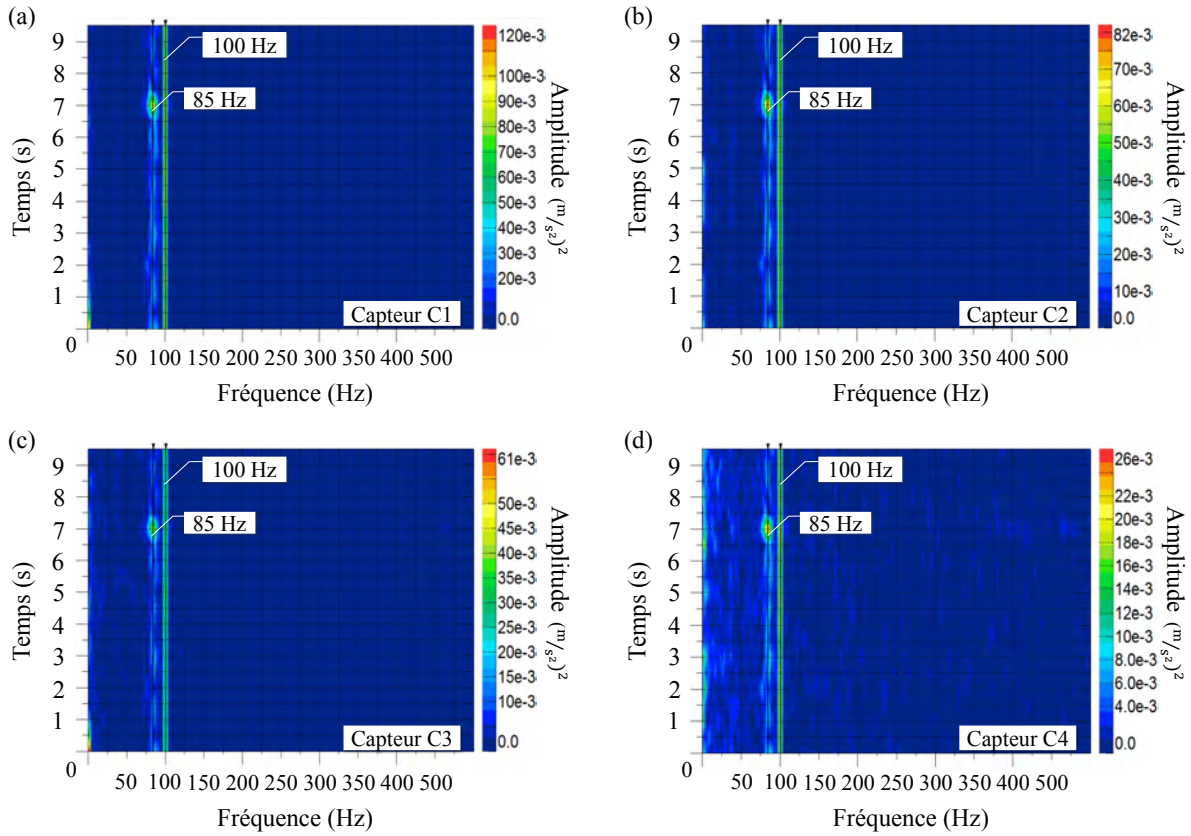


FIGURE 3.4: Analyse temps-fréquence lors de la première mesures sur la structure saine-identification d'une fréquences stable à 100 Hz

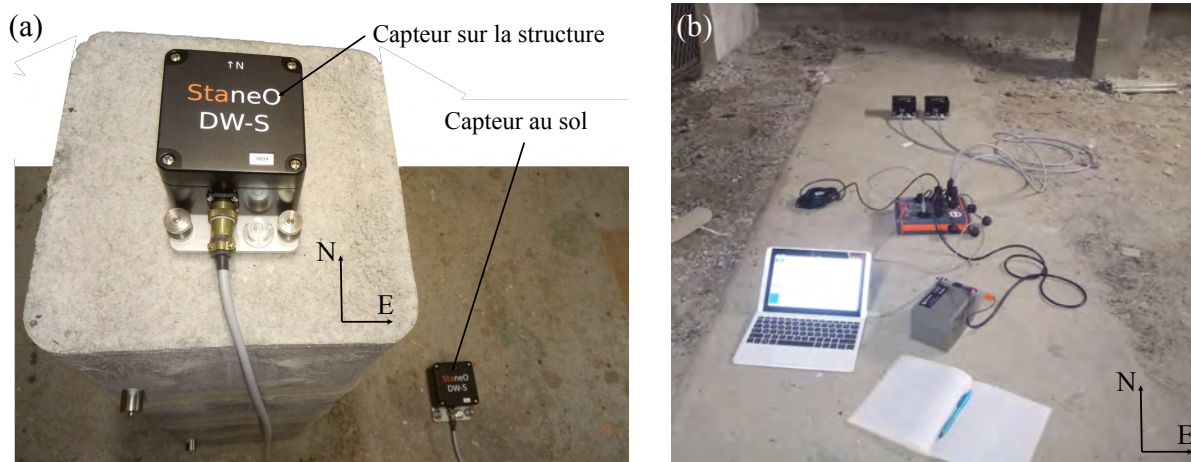


FIGURE 3.5: Positionnement des capteurs pour l'identification des fréquences propres de la structure et des fréquences « parasites »

Les mesures sont réalisées avec deux sismomètres **DWS**. Les directions Nord (N) et Est (E) correspondent respectivement aux directions  $\vec{y}$  et  $\vec{x}$  sur figure 3.1.

Dans la première configuration, le premier capteur est placé sur la structure et le deuxième

### 3.1 VALIDATION EXPÉRIMENTALE SUR UNE MAQUETTE EN BÉTON

est au sol, placé à côté de la structure (Figure 3.5.a). Dans la deuxième configuration, les deux capteurs sont placés côte à côte à proximité du transformateur d'énergie électrique (Figure 3.5.b). Dans les deux cas, la fréquence d'échantillonnage était de 1000 Hz.

Les spectres associés à chaque configuration sont tracés. Sur les figures 3.6.a et 3.6.b, nous constatons que les spectres issus du capteur posé sur le dessus de l'ouvrage, font apparaître une bande d'énergie relativement large centrée sur 83 Hz. La raie à 100 Hz est toujours présente et est très forte par rapport au reste du spectre, notamment sur la composante Est (E). D'autres bandes d'énergie centrées sur 24,3 Hz, 37,5 Hz, 45 Hz et 48 Hz sont identifiées.

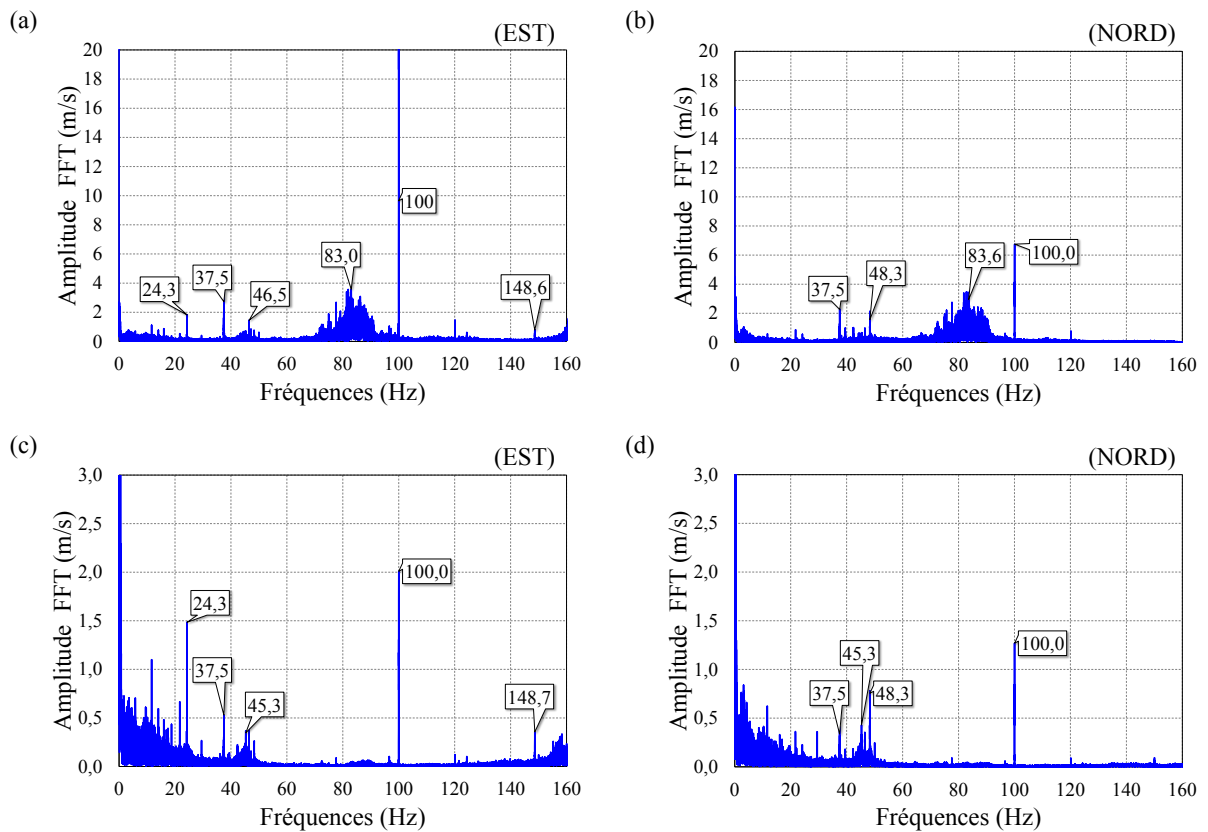


FIGURE 3.6: Spectres de la première configuration, mesures dans les directions Nord et Est : (a) et (b) capteur posé sur la structure, (c) et (d) capteur posé au sol à côté de la structure

Concernant le capteur posé au sol (figure 3.6.c et figure 3.6.d), les amplitudes des signaux sont plus faibles, comparativement à celles du capteur posé sur la structure. La fréquence à 100 Hz est toujours présente, mais la bande d'énergie centrée sur 83 Hz n'est plus détectée. Cette dernière semble donc bien correspondre à une fréquence propre de l'ouvrage, précédemment identifiée avec les accéléromètres **PCB**. Les bandes d'énergie centrées à 24,3 Hz, 37,5 Hz, 45 Hz et 48 Hz sont elles aussi présentes. Nous avons identifié aussi une fréquence entre 148 Hz dans la direction EST pour les mesures sur la structure et au sol. Celle-ci n'a pas été présentée dans le spectre car elle dépasse le domaine fréquentiel du capteur (130 Hz).

En plaçant les capteurs à proximité du transformateur nous observons sur les spectres que la raie à 100 Hz présente l'amplitude la plus importante (Figure 3.7). Cette raie est plus élevée, en se plaçant à proximité du transformateur d'énergie que pour les précédentes mesures, laissant penser que ce dernier est à l'origine de cette fréquence de vibration. Nous pouvons apercevoir également les raie à 37,5 Hz et 46 Hz précédemment identifiée lors des mesure sur la structure et à coté de la structure. Finalement, les spectres de cette configuration présentent d'autre raies dont l'origine est difficile à identifier.

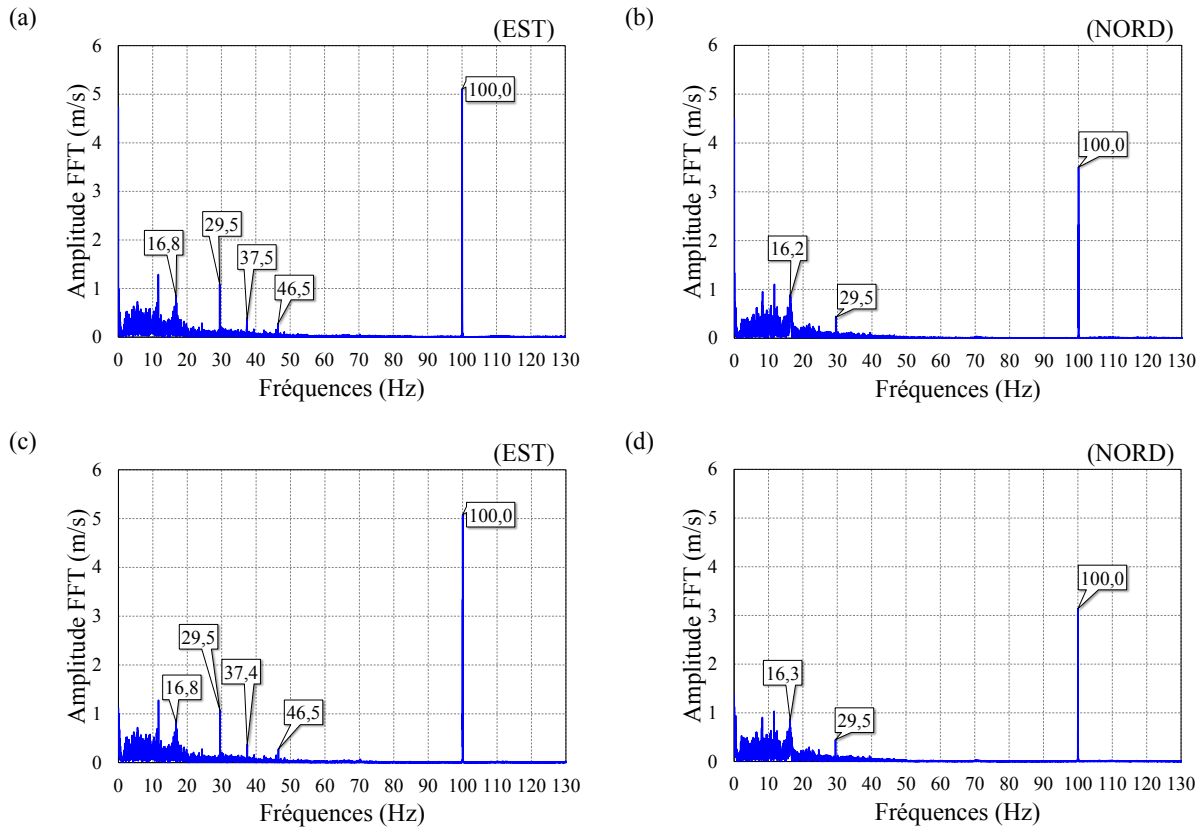


FIGURE 3.7: *Spectre de la deuxième configuration, mesures dans les directions Nord et Est : (a) et (b) capteur à droite, (c) et (d) capteur à gauche*

À travers une étude bibliographique, nous avons appris que la raie étroite et de forte d'amplitude à 100 Hz est engendrée par le phénomène de magnétostriction [García 2006]. En effet, la magnétostriction est une variation de volume liée au champ magnétique. Or le champs magnétique s'inverse deux fois par cycle, donc la fréquence du signal mécanique est double de la fréquence du signal électrique. Ainsi, lorsque les composants du transformateur sont alimentés à une fréquence donnée, ils émettent des vibrations à la fréquence double (par exemple pour une fréquence d'alimentation à 50 Hz les composants émettent des vibrations à 100 Hz). Dans la figure 3.8 nous retrouvons le spectre de vibration d'un transformateur d'énergie électrique dont les raies caractéristiques sont à 50 Hz, 100 Hz et ses multiples (200 Hz, 300 Hz etc...)

L'identification de la fréquence à 50 Hz, à 100 Hz ou à ses harmoniques peut perturber l'évaluation de la santé de la structure. Maintenant que la source de ces fréquences a été

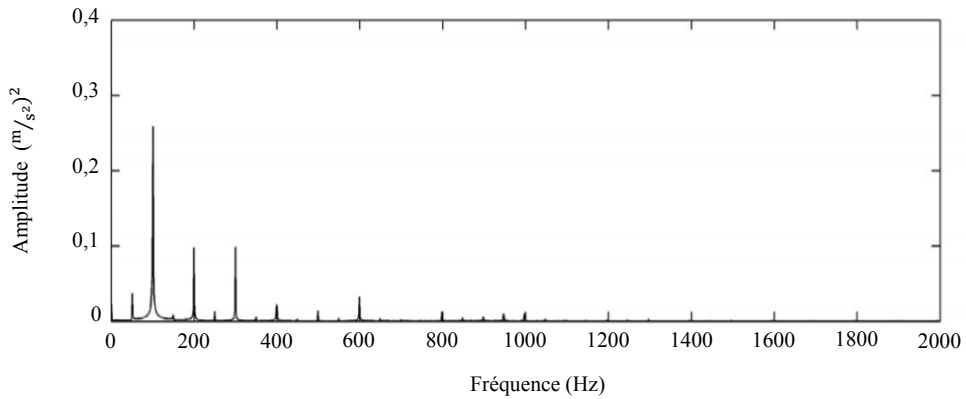


FIGURE 3.8: Spectre typique d'un transformateur d'énergie électrique [Hong 2016]

identifiée, toutes les fréquences caractéristiques du transformateur d'énergie électrique seront supprimées dans la chaîne complète de surveillance (50 Hz, 100 Hz, 200 Hz, 300 Hz etc. . .) ainsi que les fréquences que nous avons identifiées lors des mesures à côté de la structure (24,3 Hz, 37,5 Hz, 46-48 Hz)

#### 3.1.3 Mesures sur la structure saine

Les mesures sur la structure saine ont été réalisées avec quatre accéléromètres **PCB** et quatre accéléromètres **B&K**. Les capteurs sont répartis comme présenté sur la figure 3.9.

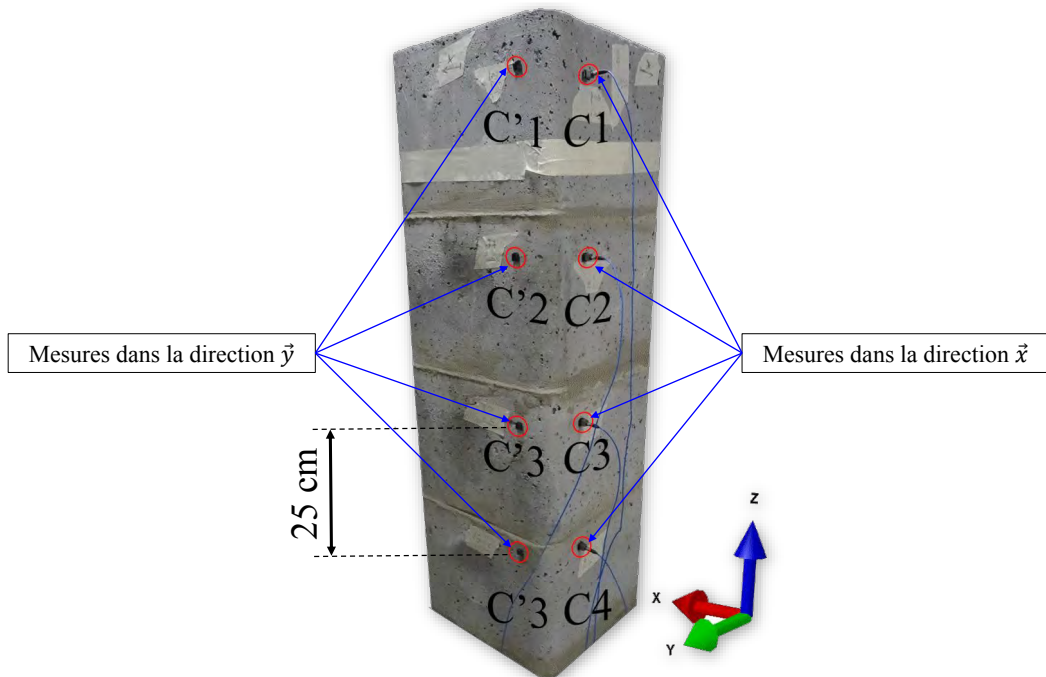


FIGURE 3.9: Positionnement des capteurs pour les mesures sur la structure saine : configuration **C** dans la direction  $\vec{x}$  et configuration **C'** dans la direction  $\vec{y}$

Nous nous sommes intéressés essentiellement aux deux directions  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$  pour l'identification des modes de flexion. Les conditions et les moyens utilisés pour chaque mesure sont résumés dans le tableau 3.3.

Direction de mesure	Mesure	Moyens de mesure	Conditions de mesure	Fréquence d'échantillonnage
Direction $\vec{x}$	M1	4 accéléromètres <b>PCB</b>	Bruit ambiant	2048 Hz
	M2	4 accéléromètres <b>B&amp;K</b>	Bruit ambiant	10240 Hz
Direction $\vec{y}$	M3	4 accéléromètres <b>PCB</b>	Bruit ambiant	2048 Hz
	M4	4 accéléromètres <b>B&amp;K</b>	Bruit ambiant	10240 Hz

Tableau 3.3: *Moyens et conditions de mesure sur la structure saine*

### 3.1.3.1 Identification des fréquences propres de la structure saine

Pour chaque mesure  $M_i$ , la structure était soumise à des excitations ambiantes sur une durée de 10 secondes. L'identification est réalisée en utilisant trois méthodes : (i) la méthode stochastique par sous ensemble (SSI-COV), (ii) la décomposition en valeurs singulières de la matrice de densité spectrale de puissance  $G_{yy}$  (DVS), (iii) le diagramme de stabilisation en utilisant test.Lab. Les résultats d'identification des fréquences sont résumés dans le tableau 3.4.

Scénario	Fréquences identifiées (Hz)				
	SSI-COV	DVS		Diag. de stabilisation	
M1	83,8	86,2	Figure 3.10.a	85,0	Figure 3.10.b
	461,2	464,4		461,8	
	613,0	626,0		613,7	
M2	83,5	84,5	Figure 3.11.a	84,3	Figure 3.11.b
	464,0	465,3		465,4	
	621	624,8		632,2	
M3	85,2	85,6	Figure 3.12.a	85,2	Figure 3.12.b
	-	460,4		462,3	
M4	82,8	83,2	Figure 3.13.a	82,2	Figure 3.13.b
	464,1	465,5		464,6	
	617,8	620,4		621,5	

Tableau 3.4: *Identification des fréquences propres de la structure saine en utilisant la méthode SSI-COV, la méthode DVS et le diagramme de stabilisation*



### 3.1 VALIDATION EXPÉRIMENTALE SUR UNE MAQUETTE EN BÉTON

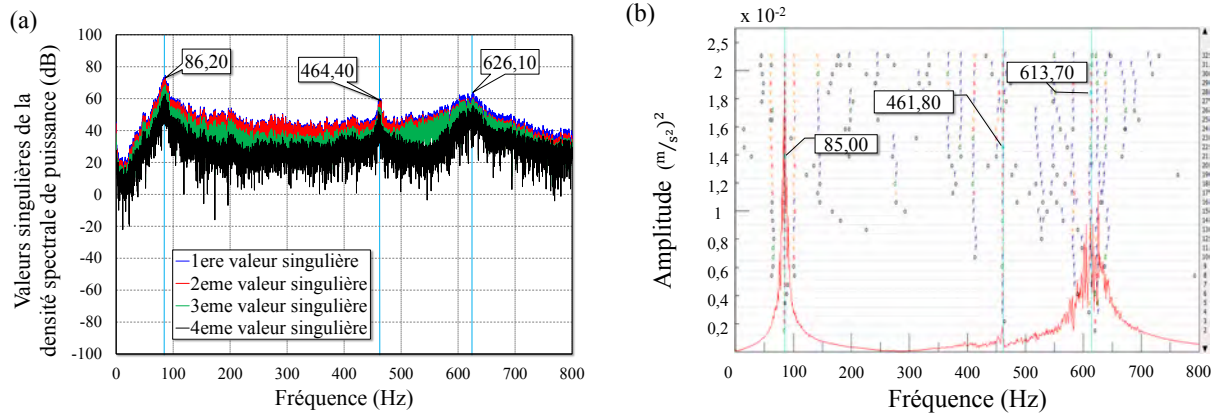


FIGURE 3.10: Identification des fréquences propres de la structure saine - mesure M1 - direction  $\vec{x}$  : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation

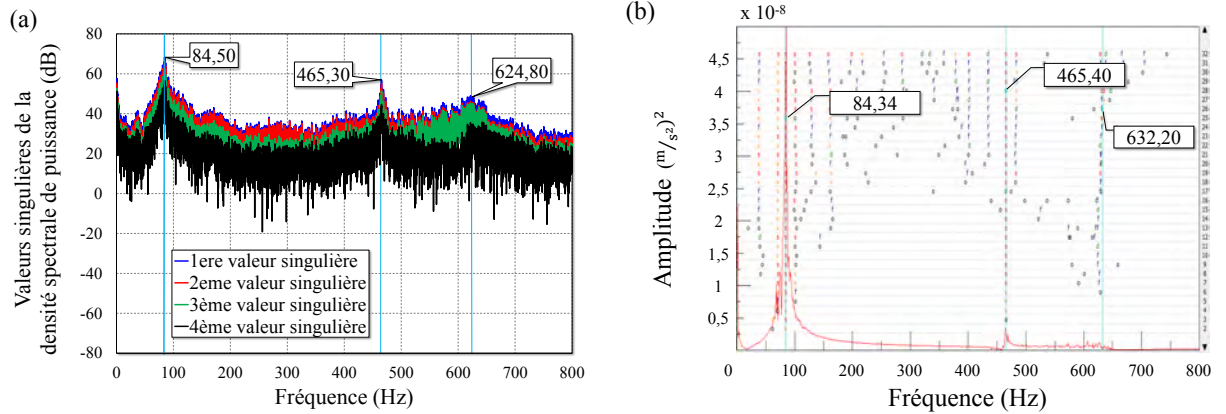


FIGURE 3.11: Identification des fréquences propres de la structure saine - mesure M2 - direction  $\vec{x}$  : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation

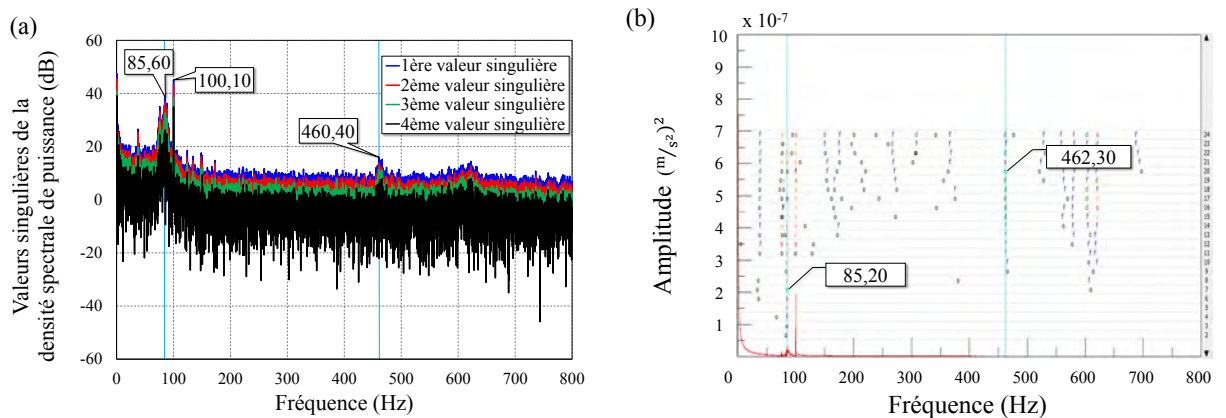


FIGURE 3.12: Identification des fréquences propres de la structure saine - mesure M3 - direction  $\vec{y}$  : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation

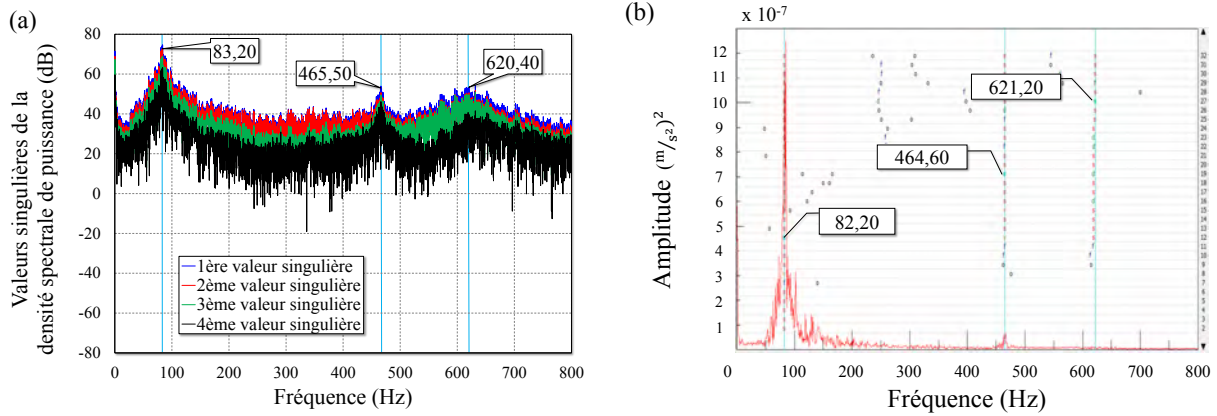


FIGURE 3.13: Identification des fréquences propres de la structure saine - mesure  $M_4$  - direction  $\vec{y}$  : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation

Trois modes ont été détectés par les trois méthodes d'identification dans les deux directions  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$  : un premier mode aux alentours de 84 Hz, un deuxième mode aux alentours de 463 Hz et un troisième mode aux alentours de 621 Hz, avec un faible écart entre les trois méthodes. Pour la mesure M3 seulement deux modes ont été identifiés (84 Hz et 463 Hz), cependant le mode à 621 Hz n'a pas été correctement excité et par conséquent n'a pas été détecté.

Afin de synthétiser les résultats de l'identification des fréquences propres, nous avons calculé l'erreur d'estimation sur un intervalle de confiance à 95 % à partir de la moyenne pour chaque mode identifié. Les modes identifiés dans les deux directions  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$  avec les marges d'erreur sont résumés dans le tableau 3.5.

	Direction $\vec{x}$	Direction $\vec{y}$
<b>Fréquence 1 (Hz)</b>	84,55 ± 0,91%	84,03 ± 1,39%
<b>Fréquence 2 (Hz)</b>	463,68 ± 0,30%	463,38 ± 0,38%
<b>Fréquence 3 (Hz)</b>	621,78 ± 0,96%	619,90 ± 0,34%

Tableau 3.5: Identification des fréquences propres de la structure saine dans la direction  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$  - intervalle de confiance à 95 %

Les fréquences propres identifiées dans les deux directions s'avèrent très proches. En effet, étant donné que la structure est symétrique, elle peut avoir plusieurs modes propres équivalents mais sur des directions différentes.

Sur la figure 3.14 sont résumées les fréquences identifiées lors des différentes mesures sur la structure saine, à côté de la structure et à côté du transformateur EDF. Des mesures sous faibles chocs ont pu apporter une confirmation directe des caractéristiques modales identifiées sous vibrations ambiantes.

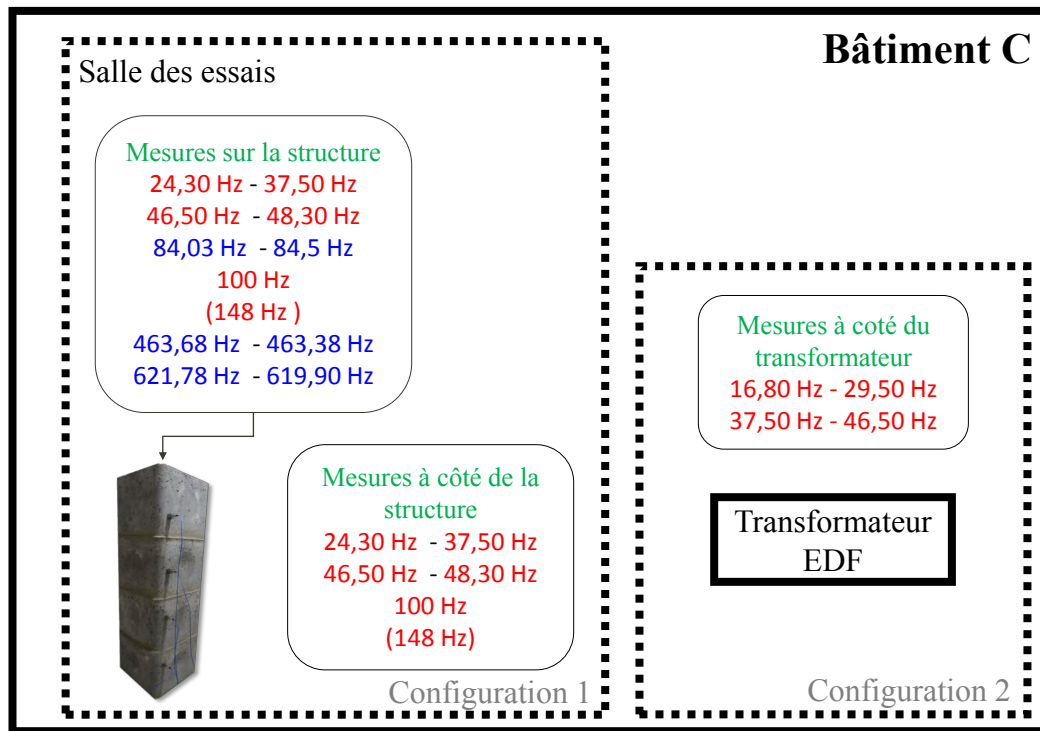


FIGURE 3.14: Synthèse des fréquences identifiées lors des mesures à l'état sain de la maquette

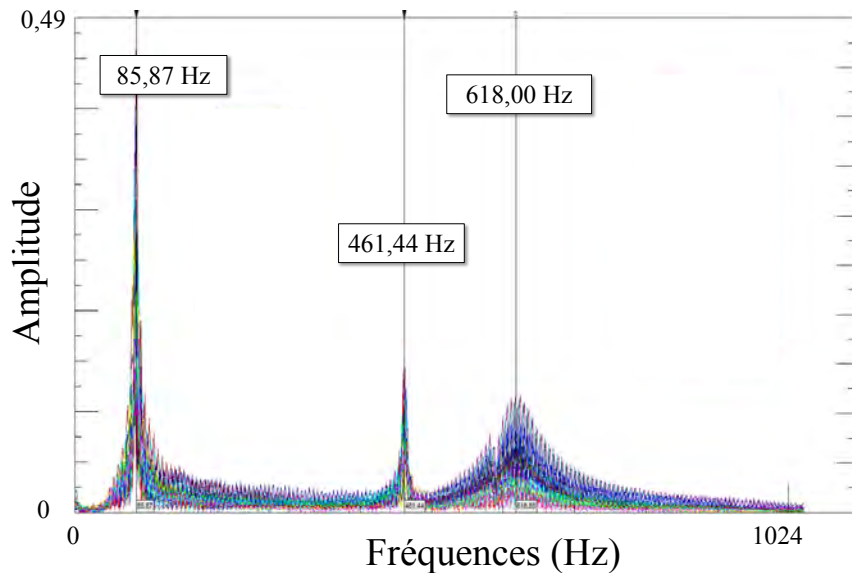


FIGURE 3.15: spectre des mesures sous faibles chocs

### 3.1.3.2 Identification des déformées modales de la structure saine

En se basant sur les accélérations issues de chaque capteur et les fréquences propres identifiées précédemment, les déformées modales de la structure ont été identifiées dans les deux directions  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$ . Pour chaque mesure  $M_i$  (Tableau 3.3) et pour chaque mode propre les déformées modales sont calculées aux extrémités de l'intervalle de confiance en utilisant la méthode FDD. Afin de savoir si ces valeurs extrêmes contribuent au même mode propre, le critère MAC est appliqué [Rainieri 2011] avec un niveau de rejet de 0,9. C'est à dire que les valeurs extrêmes contribuant à une valeur MAC inférieur à 0,9 ne correspondent pas au même mode. Les résultats issus de cette étude sont présentés dans le tableau 3.6.

		Mode 1		Mode 2		Mode 3	
		Fréq. (Hz)	MAC	Fréq. (Hz)	MAC	Fréq. (Hz)	MAC
$\vec{x}$	M1	83,78 - 85,32	1	462,26 - 465,11	0,85	615,81 - 627,75	1
	M2	83,78 - 85,32	1	462,26 - 465,11	0,96	615,81 - 627,75	1
$\vec{y}$	M3	82,86 - 85,21	1	461,60 - 465,16	0,07	-	-
	M4	82,86 - 85,21	1	461,60 - 465,16	0,15	617,75 - 622,05	1

Tableau 3.6: Contribution des déformées modales identifiées aux modes propres correspondant

À partir des valeurs MAC au 1<sup>er</sup> mode et au 3<sup>ème</sup> mode, nous pouvons constater que les déformées modales, identifiées aux valeurs extrêmes de l'intervalle de confiance, contribuent au même mode vibratoire. En d'autres termes, dans la direction  $\vec{x}$  les fréquences  $f_i \in [83,78 \text{ Hz}; 85,32 \text{ Hz}]$  correspondent au 1<sup>er</sup> mode (Figure 3.16.a et figure 3.17.a) et les fréquences  $f_i \in [615,81 \text{ Hz}; 627,75 \text{ Hz}]$  correspondent au 3<sup>ème</sup> mode (Figure 3.16.c et figure 3.17.c).

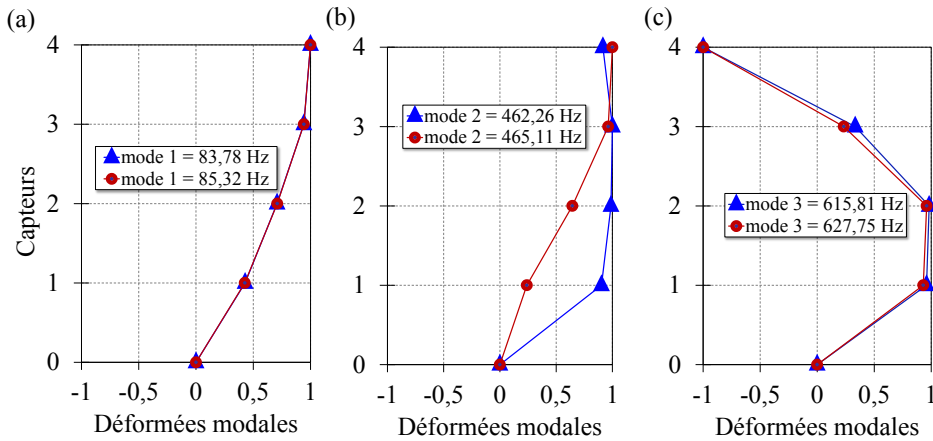


FIGURE 3.16: Identification des déformées modales dans la direction  $\vec{x}$ - Mesure M1 : (a) mode 1, (b) mode 2, (c) mode 3

À l'instar du 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> mode dans la direction  $\vec{x}$ , les fréquences  $f_i \in [82,86 \text{ Hz}; 85,21 \text{ Hz}]$  et les fréquences  $f_i \in [617,75 \text{ Hz}; 622,05 \text{ Hz}]$  correspondent respectivement au 1<sup>er</sup> mode

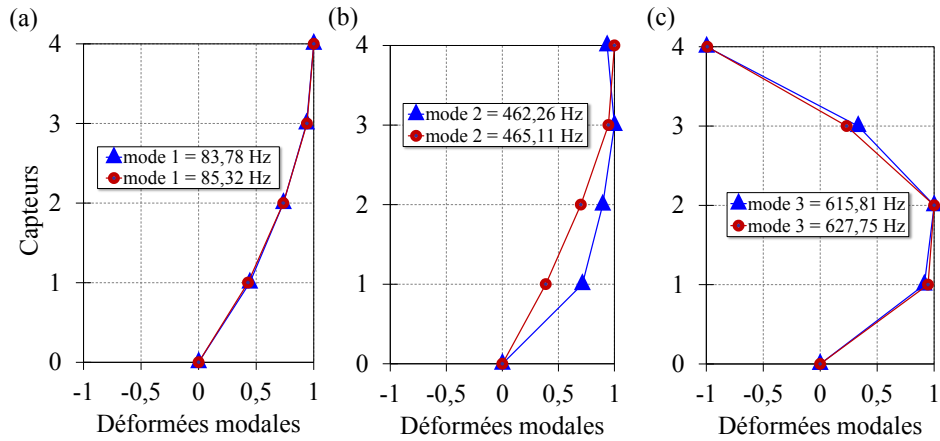


FIGURE 3.17: Identification des déformées modales dans la direction  $\vec{x}$ - Mesure M2 : (a) mode 1, (b) mode 2, (c) mode 3

et au 3<sup>ème</sup> mode dans la direction  $\vec{y}$ . Les formes modales associées sont illustrées sur la figure 3.18.a, la figure 3.19.a, la figure 3.18.c et la figure 3.19.c.

Les formes modales retrouvées, dans les deux directions, correspondent au premier et au second mode de flexion.

Les valeurs du critère MAC au 2<sup>ème</sup> mode identifié dans les deux directions  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$  sont dispersées et inférieures à 1. Les formes modales issues de ces fréquences ne permettent pas de conclure quant à la nature de ce mode. Nous pensons que ce mode correspond au mode de torsion.

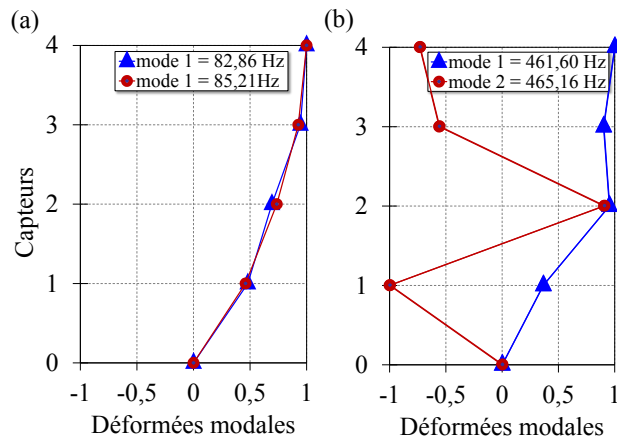


FIGURE 3.18: Identification des déformées modales dans la direction  $\vec{y}$ - Mesure M3 : (a) mode 1, (b) mode 2

Pour la surveillance de la structure, nous allons par conséquent nous intéresser aux modes de flexions : 84,55 Hz et 621,78 Hz dans la direction  $\vec{x}$ ; 84,03 Hz et 619,9 Hz dans la direction  $\vec{y}$ .

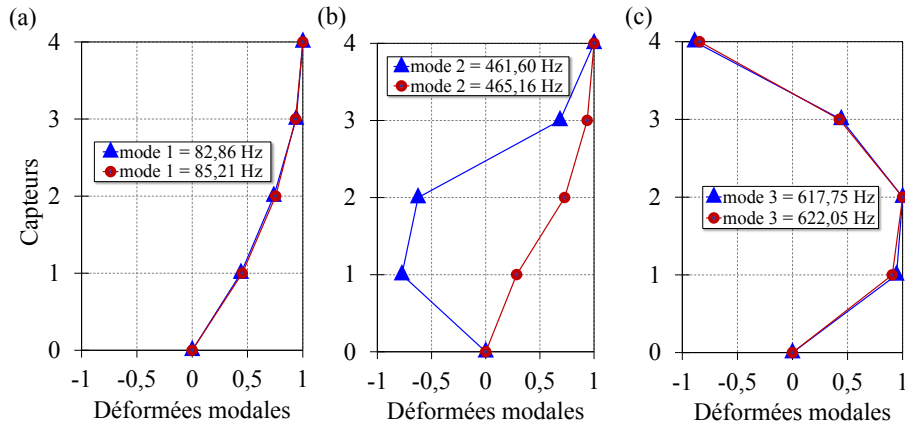


FIGURE 3.19: Identification des déformées modales dans la direction  $\vec{y}$ - Mesure  $M_4$  : (a) mode 1, (b) mode 2, (c) mode 3

### 3.1.4 Mesures sur la structure endommagée

La figure 3.20 montre l'endommagement de la maquette qui a été introduit au niveau du 2<sup>ème</sup> niveau à l'aide d'une scie à disque en diamant. L'endommagement se présente sous la forme d'une entaille horizontale et est situé à une hauteur d'environ 40 cm à partir du sol, avec une très légère propagation vers le mortier. Les mesures vibratoires sont réalisées dans les deux directions  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$  après l'endommagement de la structure à l'aide de quatre capteurs **B&K** et quatre capteurs **PCB**. Les conditions de mesure sur la structure endommagée sont identiques à celles prises pour la structure saine. Les positions de capteurs et les fréquences d'échantillonnage sont respectivement données figure 3.9 et tableau 3.3. Durant les essais, la structure était soumise au bruit ambiant.

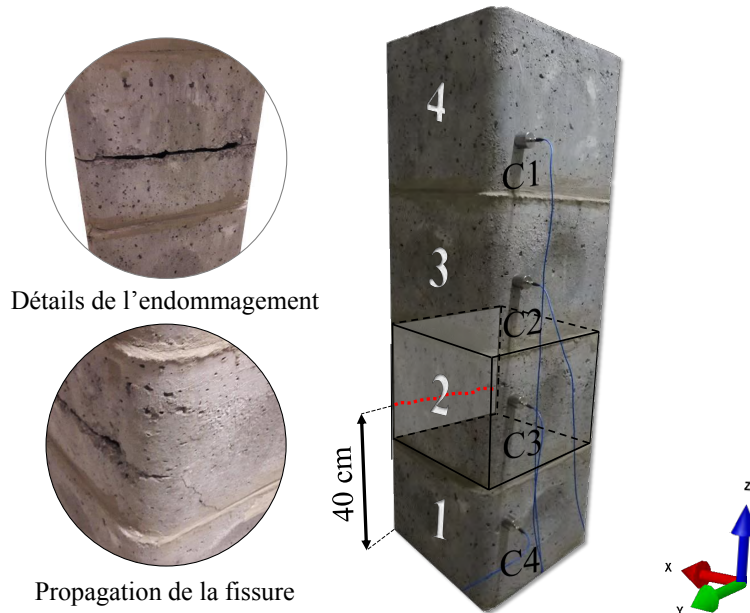


FIGURE 3.20: Position et détails de l'endommagement infligé à la maquette en béton

3.1.4.1 Identification des fréquences propres de la structure endommagée

Par analogie à la stratégie employée pour les mesures sur la structure saine, à partir de la réponse de la structure endommagée en accélérations, les fréquences propres ont été identifiées par trois méthodes : (i) la méthode stochastique par sous ensemble (SSI-COV), (ii) la décomposition en valeurs singulières de la matrice de densité spectrale de puissance  $G_{yy}$  (DVS), (iii) le diagramme de stabilisation.

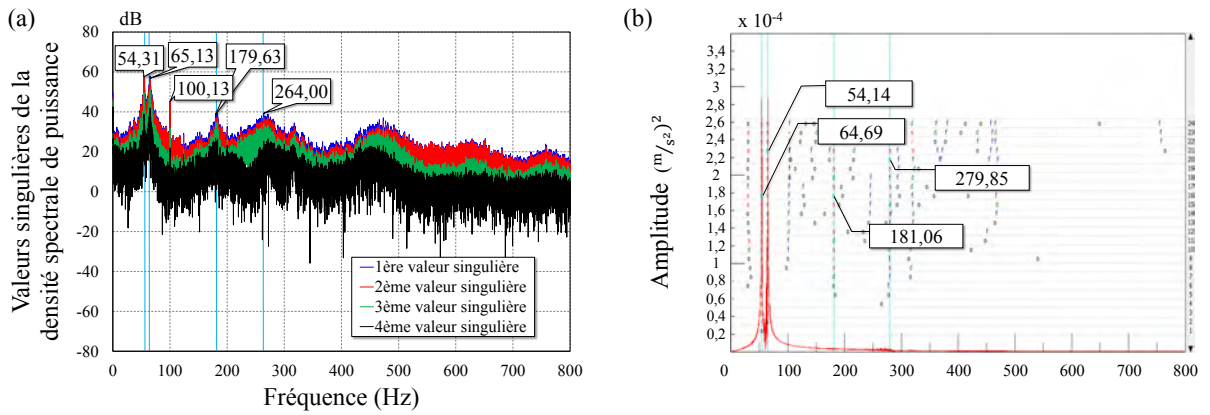


FIGURE 3.21: Identification des fréquences propres de la structure endommagée : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation - mesure M1 - direction  $\vec{x}$

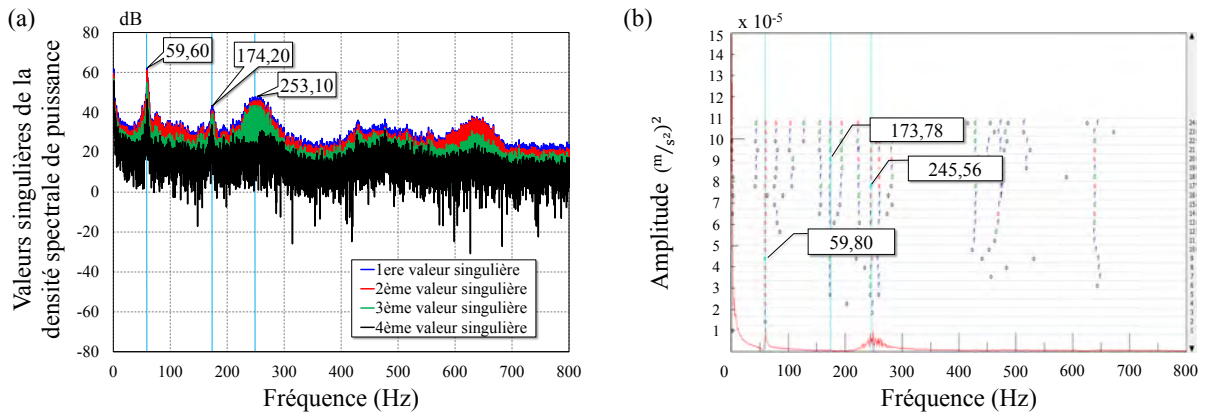


FIGURE 3.22: Identification des fréquences propres de la structure endommagée : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation - mesure M2 - direction  $\vec{x}$

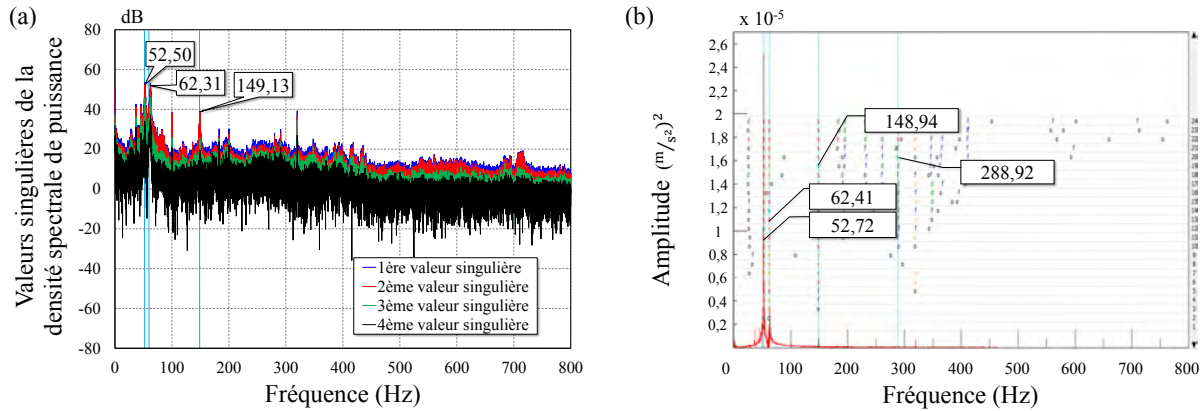


FIGURE 3.23: Identification des fréquences propres de la structure endommagée : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation - mesure  $M_3$  - direction  $\vec{y}$

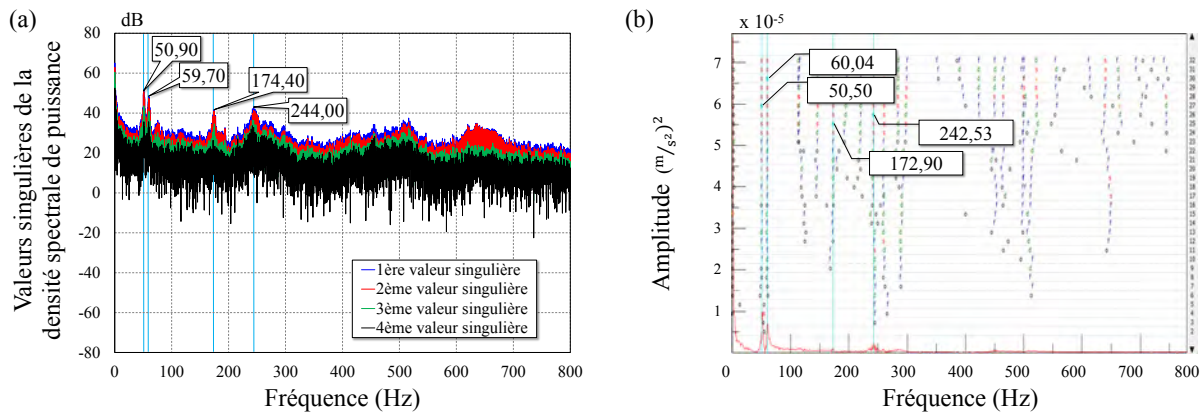


FIGURE 3.24: Identification des fréquences propres de la structure endommagée : (a) méthode DVS, (b) diagramme de stabilisation - mesure  $M_4$  - direction  $\vec{y}$

Les figures 3.21.a et 3.22.a présentent l'évolution des valeurs singulières de la matrice de densité spectrale de puissance  $G_{yy}$  pour la direction  $\vec{x}$ . Dans ces figures nous constatons deux raies étroites aux alentours de 60 Hz et 175 Hz suivies d'une bande d'énergie aux alentours de 253 Hz. Cette même allure est retrouvée aussi dans les figures 3.23.a et 3.24.a mais avec l'apparition d'une raie très proche de 50 Hz. L'origine de celle-ci est le mode commun qui provient de tout ce qui est rayonné par les installations électriques (éclairage, alimentation du système d'acquisition etc.)

La même méthodologie, que celle appliquée sur la structure saine 3.5, a permis d'identifier les fréquences caractéristiques de la structure et d'écarter les fréquences parasites (46,5 Hz et 38 Hz identifiées dans le cas de la structure saine ainsi que des fréquences à 50 Hz et 100 Hz).

Dans le tableau 3.7 sont résumés les résultats issus des différentes méthodes d'identification.

À partir des résultats d'identification, nous constatons que, comme dans le cas de la structure saine, les modes identifiés dans la direction  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$  sont très similaires.

Les modes identifiés dans les deux directions  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$  sont résumés dans le tableau 3.8



Scénario	Fréquences identifiées [Hz]				
	SSI-COV	DVS		Diag. de stabilisation	
M1	61,14	65,13	Figure 3.21.a	64,69	Figure 3.21.b
	179,61	179,63		181,06	
	267,97	264,00		279,85	
M2	59,30	59,60	Figure 3.22.a	59,80	Figure 3.22.b
	172,20	174,20		173,78	
	248,00	253,10		245,56	
M3	62,03	62,31	Figure 3.23.a	62,41	Figure 3.23.b
	149,05	149,13		148,94	
	-	-		-	
M4	59,60	59,70	Figure 3.24.a	60,04	Figure 3.24.b
	-	174,40		172,90	
	245,19	244,00		242,53	

Tableau 3.7: Identification des fréquences propres de la structure endommagée en utilisant la méthode SSI-COV, la décomposition en valeurs singulières de  $G_{yy}$  (DVS) et le diagramme de stabilisation

avec une marge d'erreur, calculée sur un intervalle de confiance à 95 % à partir de la moyenne de chaque mode identifié.

	Direction $\vec{x}$	Direction $\vec{y}$
<b>Fréquence 1 [Hz]</b>	61,61 $\pm$ 3,42%	60,95 $\pm$ 1,90%
<b>Fréquence 2 [Hz]</b>	176,78 $\pm$ 1,72%	158,88 $\pm$ 7,44%
<b>Fréquence 3 [Hz]</b>	259,75 $\pm$ 4,07%	241,23 $\pm$ 1,68%

Tableau 3.8: Identification des fréquences propres de la structure endommagée dans la direction  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$  - intervalle de confiance à 95 %

Pour certaines mesures les écarts d'estimation s'avèrent très importants. Ceci peut être dû aux erreurs d'estimation de l'ordre du système lors de l'application de la méthode SSI-COV ou aux erreurs de lecture directe des spectres. Nous pensons aussi que les modes identifiés entre 148 et 149 Hz ne proviennent pas de la structure car ils ont été identifiés lors des mesures sur la structure saine (figure 3.6).

Sur la figure 3.25 sont résumées les fréquences identifiées lors des différentes mesures sur la structure endommagée, à côté de la structure et à côté du transformateur EDF.

### 3.1.4.2 Identification des déformées modales de la structure endommagée

Les déformées modales ont été calculées en utilisant les extrema de l'intervalle de confiance de chaque mode. Le critère MAC a été appliqué à ces formes modales avec le même niveau de rejet précédemment défini (0,9) dans le but d'identifier la contribution de chaque valeur au mode propre correspondant.

Les valeurs des corrélations des déformées modales, retrouvées au 1<sup>er</sup> et au 3<sup>ème</sup> mode dans

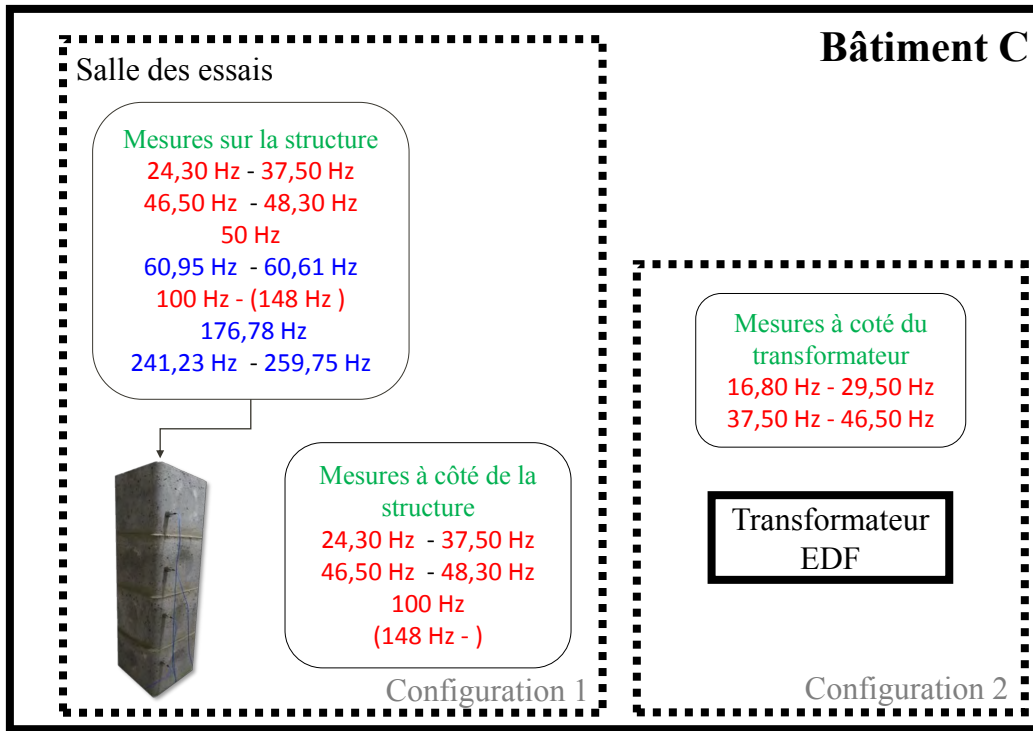


FIGURE 3.25: Synthèse des fréquences identifiées lors des mesures à l'état endommagé de la maquette

		Mode 1		Mode 2		Mode 3	
		Fréq. [Hz]	MAC	Fréq. [Hz]	MAC	Fréq. [Hz]	MAC
$\vec{x}$	M1	59,50 - 63,71	1	173,74 - 179,82	0,73	249,18 - 270,32	1
	M2	59,50 - 63,71	1	173,74 - 179,82	0	249,18 - 270,32	1
$\vec{y}$	M3	59,79 - 63,12	1	147,06 - 170,71	0,39	-	-
	M4	59,79 - 63,12	1	-	-	237,18 - 245,28	1

Tableau 3.9: Contribution des déformées modales aux modes propres correspondant selon le critère MAC

les deux directions  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$ , indiquent que les plages fréquentielles identifiées contribuent au même mode vibratoire correspondant. Les formes modales sont présentées sur les figures 3.26.a, 3.26.c, 3.27.a, 3.27.c, 3.28.a, 3.29.a et 3.29.b.

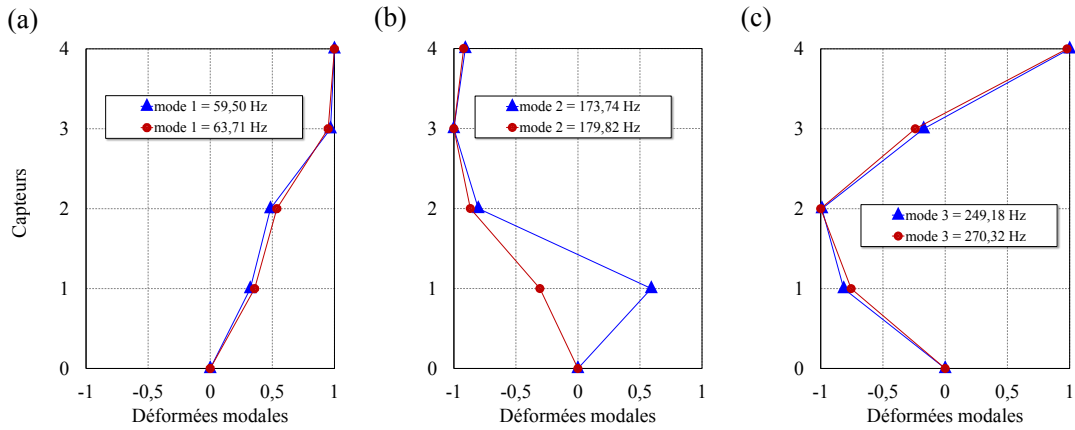


FIGURE 3.26: Identification des déformées modales dans la direction  $\vec{x}$ - Mesure M1 : (a) mode 1, (b) mode 2, (c) mode 3

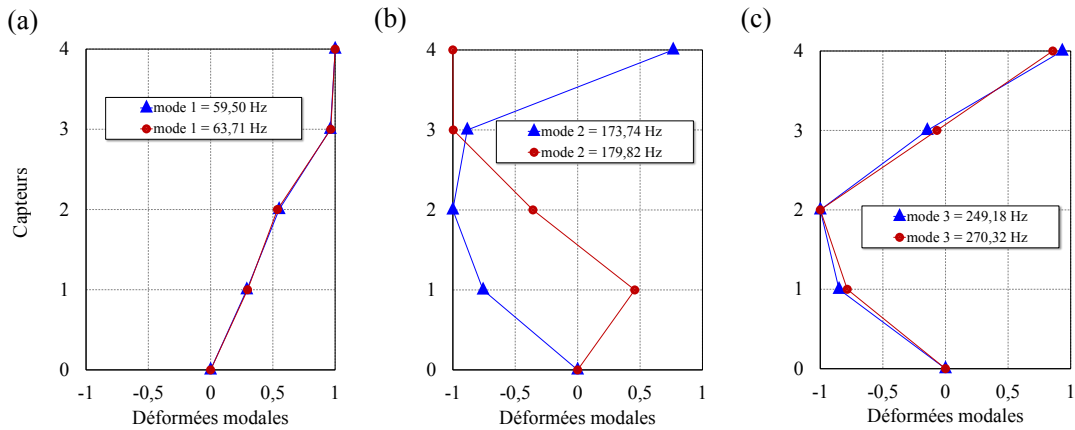


FIGURE 3.27: Identification des déformées modales dans la direction  $\vec{x}$ - Mesure M2 : (a) mode 1, (b) mode 2, (c) mode 3

Les formes modales au 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> mode, issues de ces identifications, correspondent au 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> mode de flexion dans les deux directions  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$ . Cependant, comme dans le cas de la structure saine, les déformées modales au 2<sup>ème</sup> mode présentent des corrélations incomplètes et très inférieures à 1 induisant une identification difficile de ce mode (Figure 3.26.b et figure 3.27.b et figure 3.28.b). Par conséquent, les modes qui seront considérés pour la surveillance de la structure sont les deux modes de flexion correspondant au 1<sup>er</sup> mode et au 3<sup>ème</sup> mode identifiés.

### 3.1.4.3 Détection de l'endommagement

En comparant les fréquences propres à l'état sain et à l'état endommagé, nous constatons une réduction considérable de celles-ci (Tableau 3.10). En effet, une réduction de l'ordre de 27 % au 1<sup>er</sup> mode de flexion dans les directions  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$ , et de l'ordre de 60 % au deuxième mode de flexion sont notées.

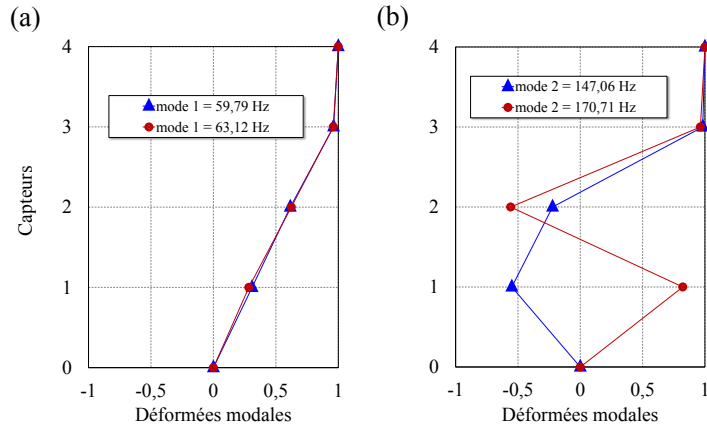


FIGURE 3.28: Identification des déformées modales dans la direction  $\vec{y}$ - Mesure M3 : (a) mode 1, (b) mode 2

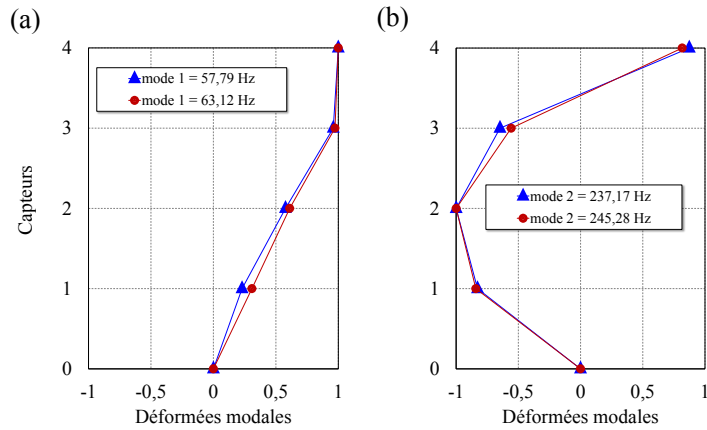


FIGURE 3.29: Identification des déformées modales dans la direction  $\vec{y}$ - Mesure M4 : (a) mode 1, (b) mode 3

	Fréq. initiales [Hz]	Fréq. finales [Hz]	Réduction [%]
1 <sup>er</sup> mode de flexion( $\vec{x}$ )	84,55	61,61	27,13
1 <sup>er</sup> mode de flexion( $\vec{y}$ )	84,03	60,95	27,45
2 <sup>ème</sup> mode de flexion( $\vec{x}$ )	621,78	259,75	58,22
2 <sup>ème</sup> mode de flexion( $\vec{y}$ )	619,90	241,23	61,09

Tableau 3.10: Variations des fréquences propres

Ces variations, supérieures à 5 %, reflètent la présence de l'endommagement dans la structure et définissent ainsi l'état de santé global de la maquette. Cette information ne permet pas de fournir d'indications sur le degré d'endommagement ni sur sa position. Cependant, la localisation de ce dernier peut être déduite à partir des déformées modales.

Le paragraphe suivant traite la localisation de l'endommagement à partir des fréquences

propres et des déformées modales issues des mesures réalisées avec les capteurs PCB

### 3.1.4.4 Localisation de l'endommagement

L'endommagement de la structure a engendré des variations des déformées modales traduites par des variations locales de leurs courbures et par la variation des courbures de flexibilité le long de la structure. La méthode des courbures des déformées modales, donnée par l'expression 1.5, est illustrée sur la figure 3.30. Le changement maximal obtenu se trouve au niveau du capteur 1. Nous constatons aussi un maximum local en utilisant le premier mode dans la direction  $\vec{x}$  (Figure 3.30.a).

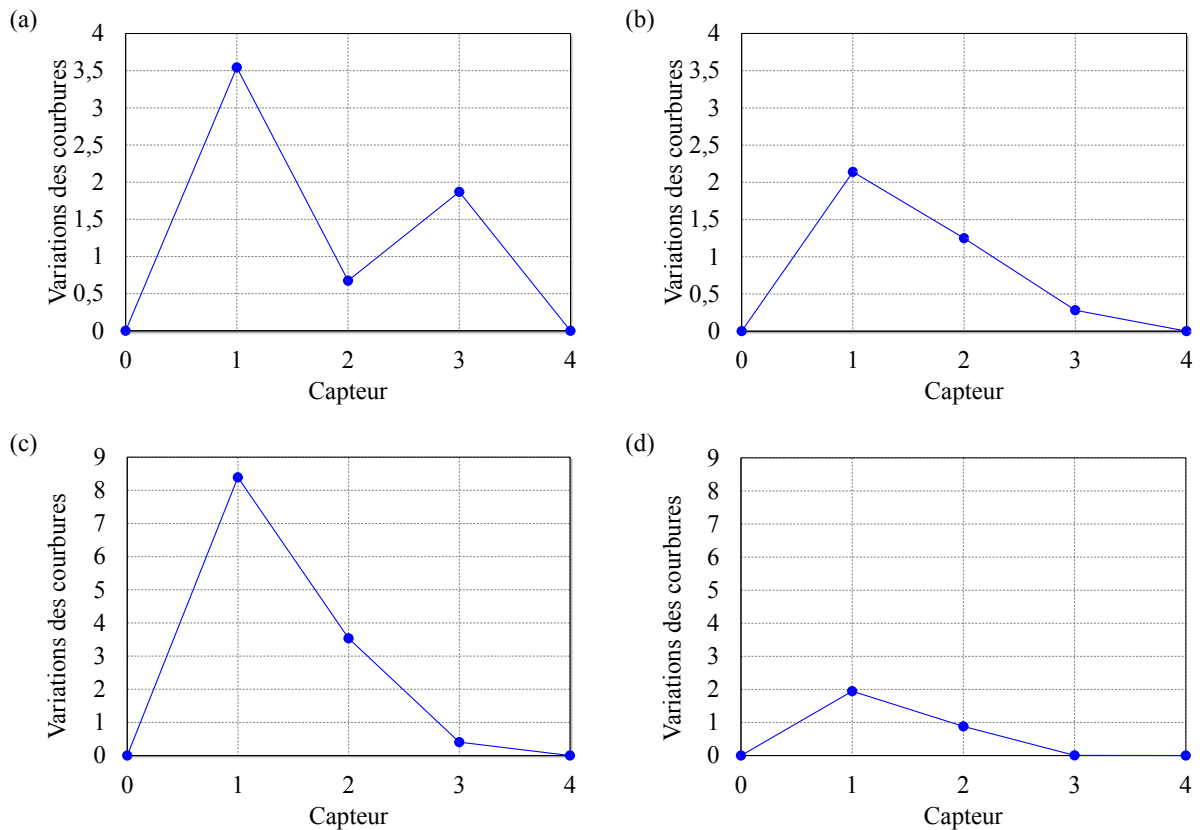


FIGURE 3.30: Variations des courbures des déformées modales : (a) direction  $\vec{x}$  - 1<sup>er</sup> mode, (b) direction  $\vec{x}$  - 2<sup>ème</sup> mode, (c) direction  $\vec{y}$  - 1<sup>er</sup> mode, (d) direction  $\vec{y}$  - 2<sup>ème</sup> mode

Nous retrouvons les mêmes indications d'endommagement au niveau du 1<sup>er</sup> capteur dans les deux directions  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$  sur la figure 3.31, correspondant au facteur CDF donné par l'expression 1.7.

Concernant la méthode des courbures de flexibilité, illustrée sur la figure 3.32 et donnée par l'équation 1.11, une augmentation des courbures est localisée au niveau du 1<sup>er</sup> capteur, approximativement dans le même niveau où se situe l'endommagement. En effet, ce capteur, placé en haut du premier bloc, est le plus proche en hauteur de l'endommagement infligé au niveau de la partie inférieure du deuxième bloc.

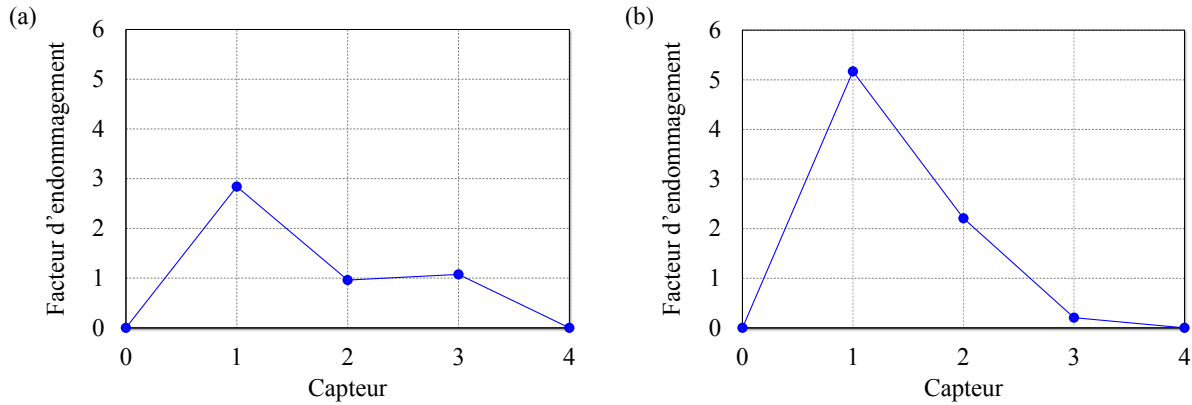


FIGURE 3.31: *Facteur d'endommagement CDF appliqué aux deux premiers modes : (a) direction  $\vec{x}$ , (b) direction  $\vec{y}$*

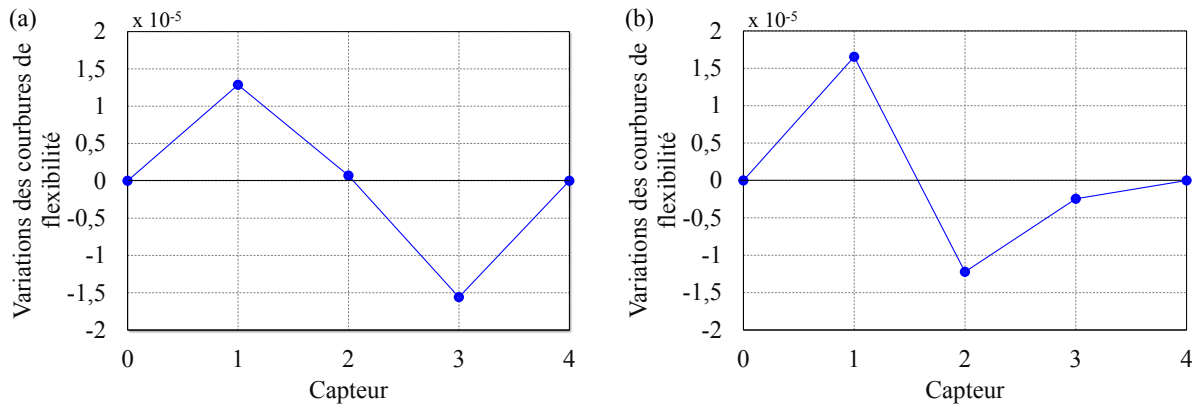


FIGURE 3.32: *Variations des courbures de flexibilité aux deux premiers modes : (a) direction  $\vec{x}$ , (b) direction  $\vec{y}$*

### 3.1.4.5 Résultats issus de la chaîne de surveillance

En utilisant les réponses de la structure à l'état sain et endommagé dans la direction  $\vec{x}$ , ainsi que la distance qui sépare les capteurs comme entrée de la chaîne de surveillance les résultats suivants ont pu être retrouvés :

- variation supérieure à 5% au premier mode propre,
- des endommagements sont détectés aux alentours du 1<sup>er</sup> capteur en utilisant les courbures des déformées modales au mode 1,
- des endommagements sont détectés aux alentours du 1<sup>er</sup> capteur en utilisant les courbures des déformées modale au mode 2,
- des endommagements sont détectés aux alentours du 1<sup>er</sup> capteur en utilisant le facteur CDF, les 2 premiers modes sont utilisés,
- des endommagements sont détectés aux alentours du 1<sup>er</sup> capteur en utilisant la méthode des courbures de flexibilité.

Les mêmes résultats ont été retrouvés dans la direction  $\vec{y}$ .

Dans cette étude expérimentale, la chaîne complète a ainsi permis de détecter et localiser

la zone endommagée de la structure.

### 3.1.5 Conclusion partielle

Dans cette section nous nous sommes intéressés à l'application des algorithmes d'analyse modale expérimentale de détection et de localisation dans le cas d'une maquette en béton. Construite à partir de quatre blocs, cette structure schématise la géométrie globale d'un bâtiment. Un endommagement a été introduit artificiellement dans la structure à la partie inférieure du 2<sup>ème</sup> bloc. L'endommagement infligé à la structure s'avère très important puisque nous avons noté une réduction conséquente des fréquences propres, de l'ordre de 27% au premier mode de flexion et de 60% par le deuxième mode de flexion, dans les deux directions  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$ . Les méthodes de localisation ont permis d'identifier le premier capteur comme indicateur de la zone endommagée qui est effectivement le plus proche de l'endommagement.

## 3.2 Surveillance de la tour de l'Ophite

Ce second cas test va permettre d'évaluer notre méthodologie sur un bâtiment réel, la tour de l'Ophite de Lourdes (Figure 2.8). Étant donné que celle-ci est instrumentée et surveillée de façon permanente, nous avons décidé d'appliquer notre méthodologie pour la surveillance de ce bâtiment après la tempête Marcel qui a eu lieu le 5 février 2017 et au cours de laquelle les rafales étaient de l'ordre de 100 km/h.

### 3.2.1 Schéma d'instrumentation de la Tour de l'Ophite

L'instrumentation de la Tour de l'Ophite a été réalisée en octobre 2008 par l'Institut des Sciences de la Terre (ISTerre). Le schéma d'instrumentation, illustré sur la figure 3.33, a été défini par le Réseau Accélérométrique Permanent (RAP).

Ce schéma est composé de 24 voies d'acquisition réparties en 18 capteurs Episensor à une composante de type ES-U et 2 capteurs Episensor à 3 composantes de type EST synchronisés par une antenne GPS. Ces capteurs ont une réponse plate de 0,2 Hz à 50 Hz et la fréquence d'échantillonnage est réglée à 125 Hz.

Sur la terrasse (étage 19), quatre capteurs ES-U sont positionnés dans les deux coins opposés pour analyser les modes de flexion et les modes de torsion du bâtiment. Au sous-sol, deux capteurs EST sont installés. Dans les étages intermédiaires 1, 5, 9, 13 et 16 deux capteurs sont positionnés à chaque étage, un capteur dans la direction longitudinale (L) et un capteur dans la direction transversale (T) pour l'évaluation de la flexion dans les deux directions. Afin de compléter l'analyse du comportement en torsion du bâtiment deux capteurs ES-U supplémentaires ont été placés dans le couloir à l'étage 9 et au sous-sol. Tous les capteurs sont connectés à une station d'acquisition et sont reliés à une ligne ADSL pour la récupération des données.

### 3.2.2 Surveillance de la Tour de l'Ophite

Pour ce travail, nous disposons de la réponse en accélérations sur une période de 80 secondes du bâtiment, une semaine avant et une semaine après la tempête Marcel. Nous

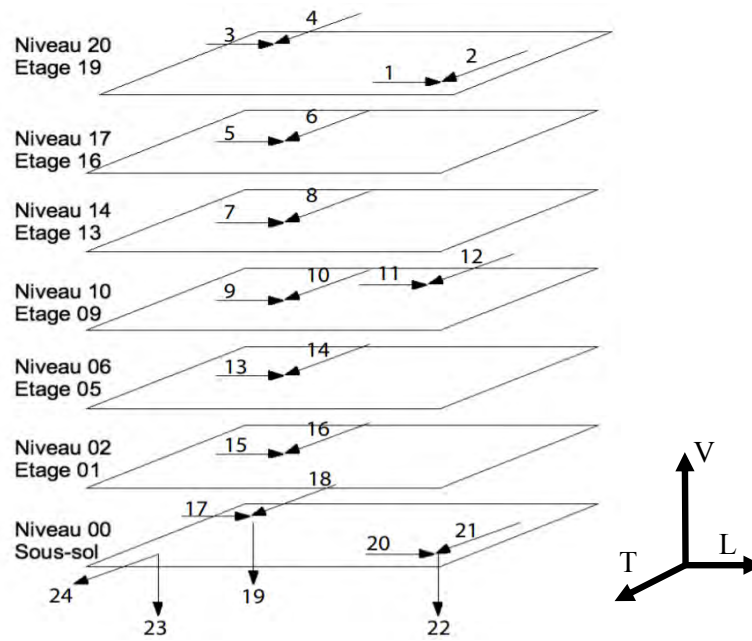
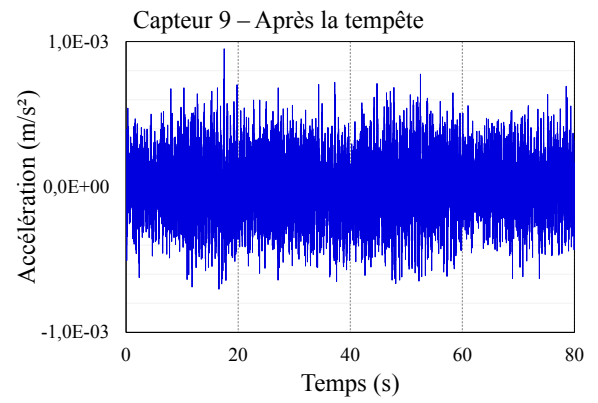
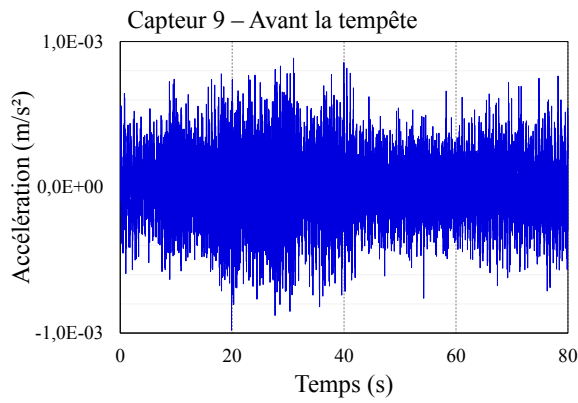
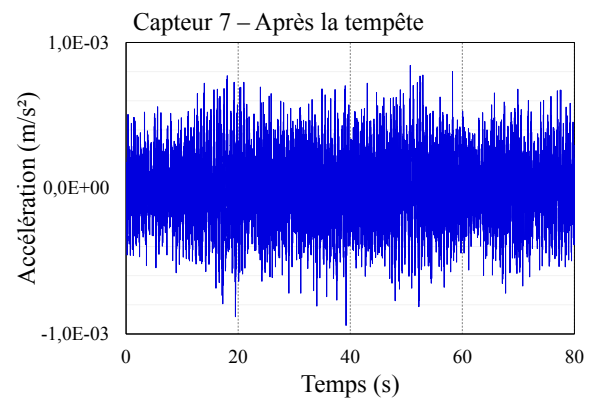
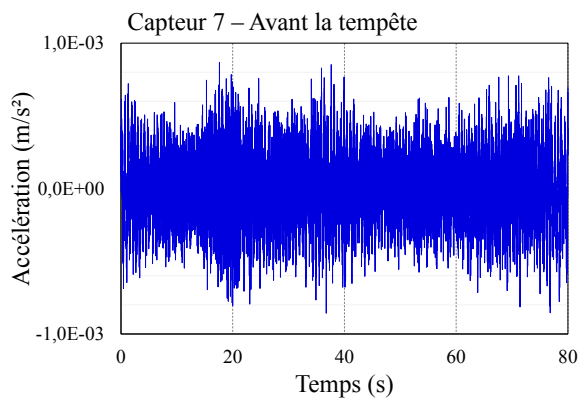
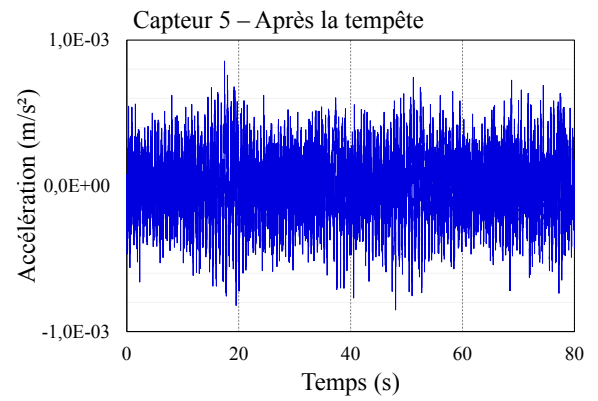
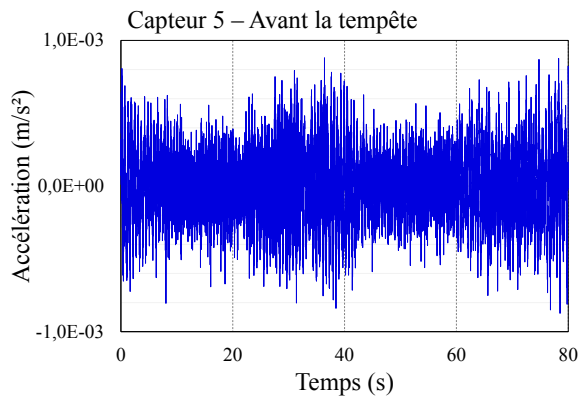
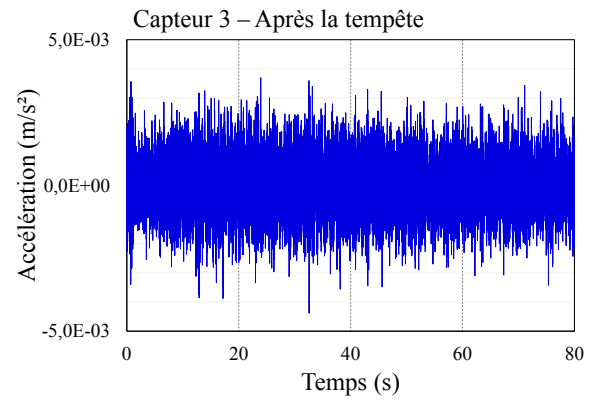
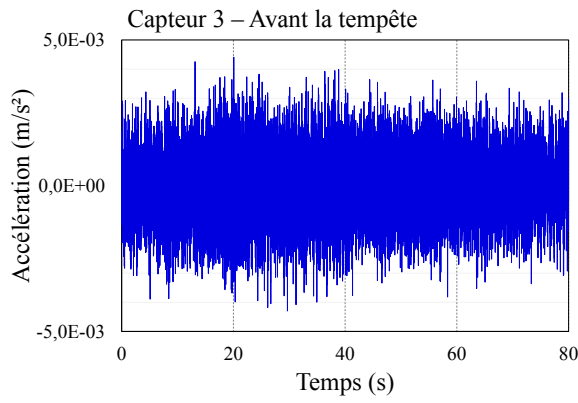


FIGURE 3.33: Schéma d'instrumentation de la tour de l'Ophite

nous sommes intéressés aux deux directions de mesure : la direction longitudinale (L) et la direction transversale (T). Les capteurs sont choisis de façon à avoir une représentation et une description suffisante des déformées modales. Par conséquent, dans la direction L les capteurs notés 3, 5, 7, 9, 13 et 15 sont sélectionnés (Figure 3.33). Dans la direction T, seuls les capteurs notés 6, 10, 14 et 16 sont utilisés puisque les deux capteurs 4 et 8 n'étaient pas fonctionnels dans cette période. Les accélérogrammes correspondant à chaque capteur sont présentés sur la figure 3.34 et la figure 3.35.



### 3.2 SURVEILLANCE DE LA TOUR DE L'OPHITE



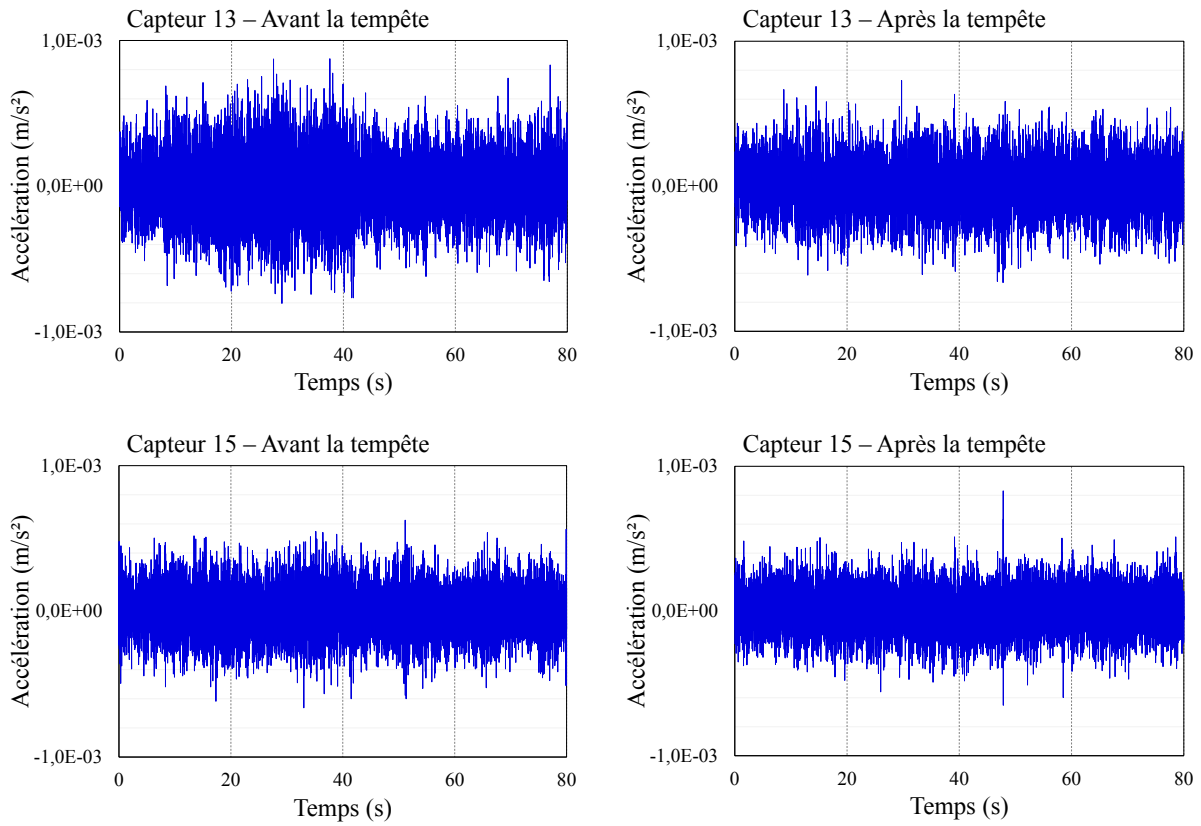
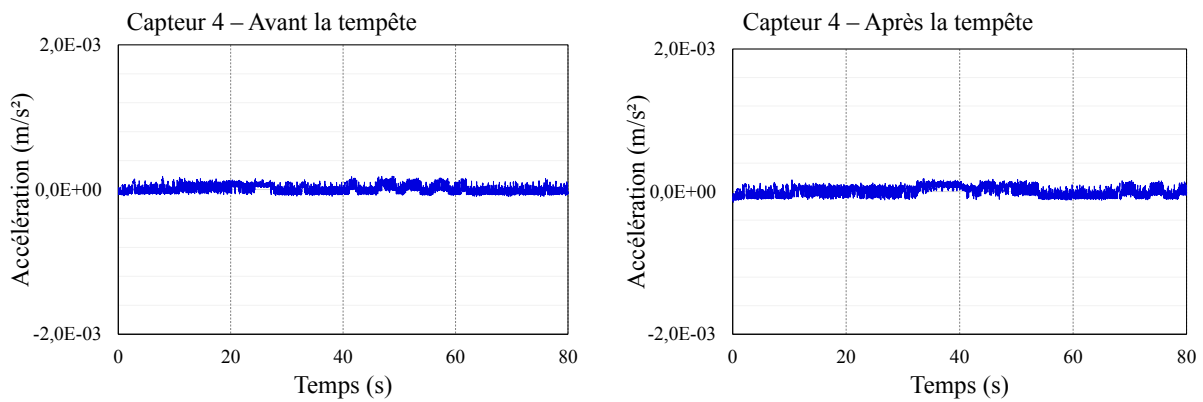
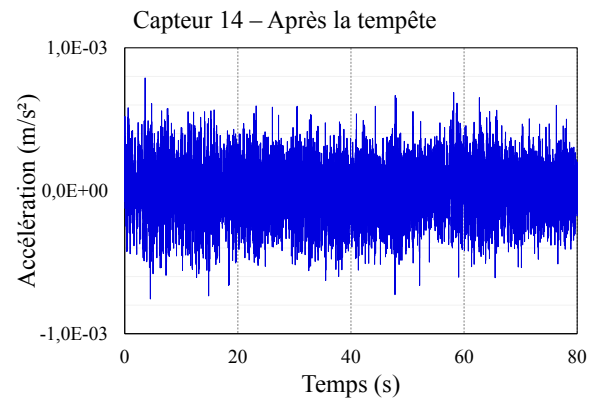
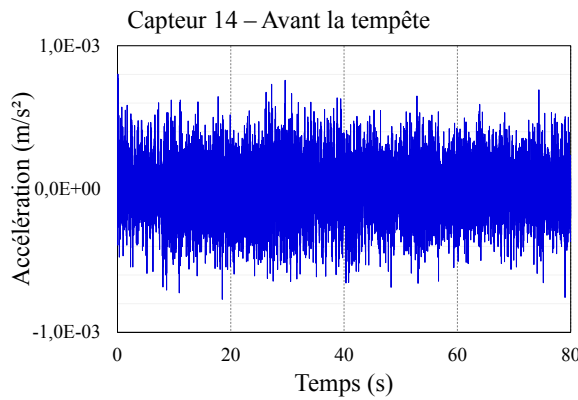
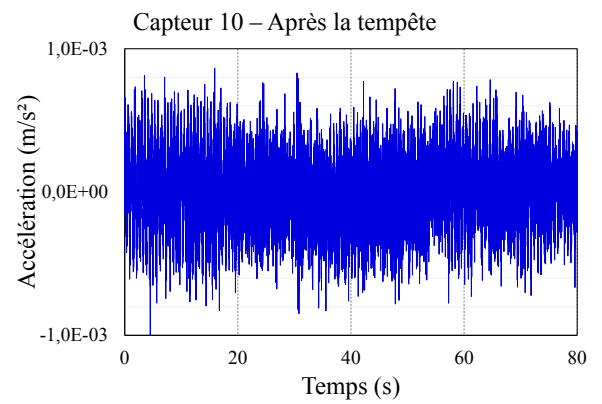
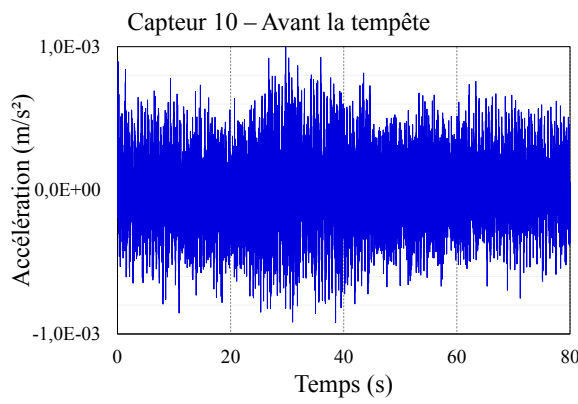
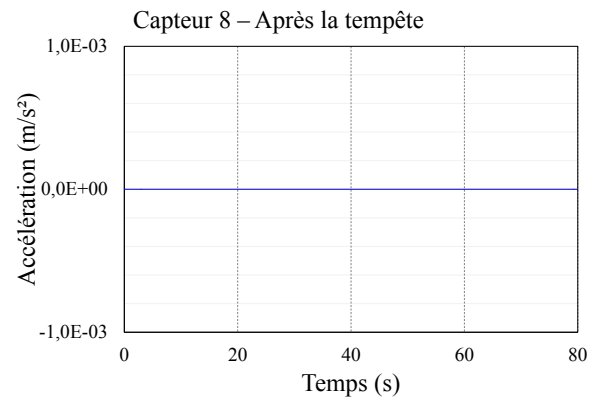
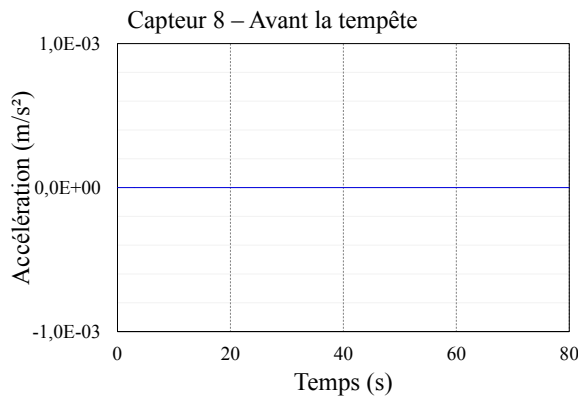
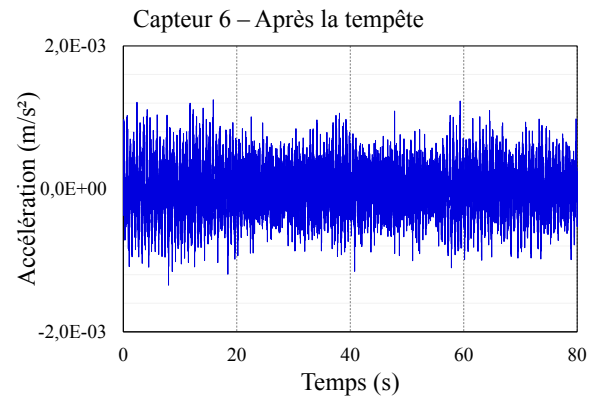
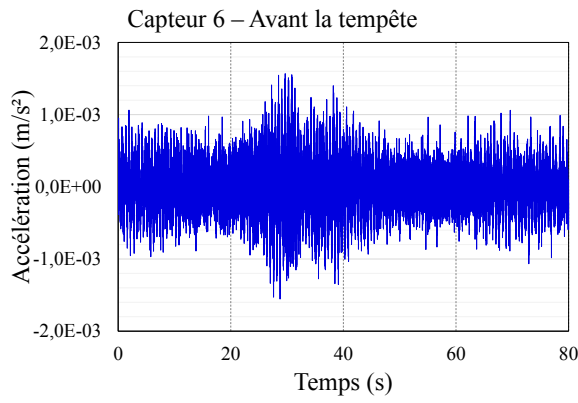


FIGURE 3.34: Accélérogrammes issus des capteurs 3, 5, 7, 9, 13 et 15 dans la direction  $L$  enregistrés une semaine avant (29 janvier 2017, début de l'enregistrement à 14h) et une semaine après la tempête Marcel (11 février 2017 début de l'enregistrement à 14h)



### 3.2 SURVEILLANCE DE LA TOUR DE L'OPHITE



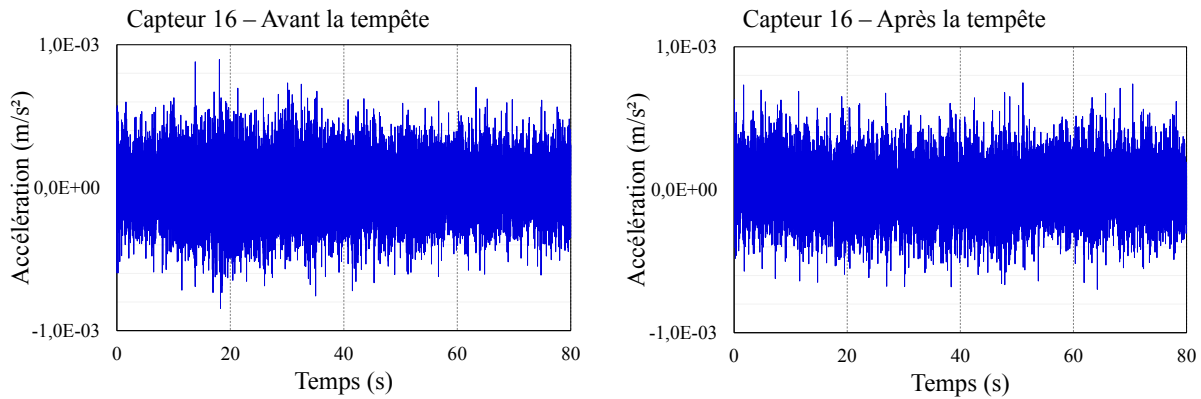


FIGURE 3.35: Accélérogrammes issus des capteurs 4, 6, 8, 10, 14 et 16 dans la direction T enregistrés une semaine avant (29 janvier 2017, début de l’enregistrement à 14h) et une semaine après la tempête Marcel (11 février 2017 début de l’enregistrement à 14h)

### 3.2.2.1 Identification et variations des fréquences propres et des déformées modales

Pour l’identification des fréquences propres dans les deux directions L et T avant et après la tempête, la méthode stochastique par sous ensemble (SSI-COV) ainsi que la méthode de décomposition en valeurs singulières de la matrice de densité spectrale de puissance  $G_{yy}$  (DVS) ont été mises en place.

Cinq modes ont été identifiés par la méthode SSI-COV : deux modes de flexion dans la direction L, deux modes de flexion dans la direction T, ainsi qu’un mode de torsion. Les résultats ont été comparés à des études antérieures réalisées dans le cadre des travaux de thèse d’Ali MIKAEL [Mikael 2011] et illustrés dans le tableau 3.11. Nous observons que les valeurs des modes identifiés sont très proches de celles mesurées par MIKAEL, l’écart n’excède pas 1,18 % , valeur compatible avec les variations saisonnières.

Direction L				Direction T			
Biblio. (Hz)	Freq. initiales (Hz)	Freq. finales (Hz)	variation %	Biblio. (Hz)	Freq. initiales (Hz)	Freq. finales (Hz)	variation %
1,74	1,70	1,70	0	1,73	1,70	1,68	1,18
2,25	2,25	2,27	-0,89	2,25	2,23	2,25	-0,90
5,82	5,76	5,80	-0,70	6,13	6,14	6,13	0,16

Tableau 3.11: Variations des fréquences propres de la tour de l’Ophite après la tempête Marcel - Comparaison avec les résultats issus des travaux de thèse d’Ali MIKAEL [Mikael 2011]

La figure 3.36 et la figure 3.37 illustrent l’évolution des valeurs singulières pour les deux composantes longitudinale et transversale. On peut distinguer les 4 modes de flexion dans les deux directions L et T, ainsi que le mode de torsion précédemment identifiés.

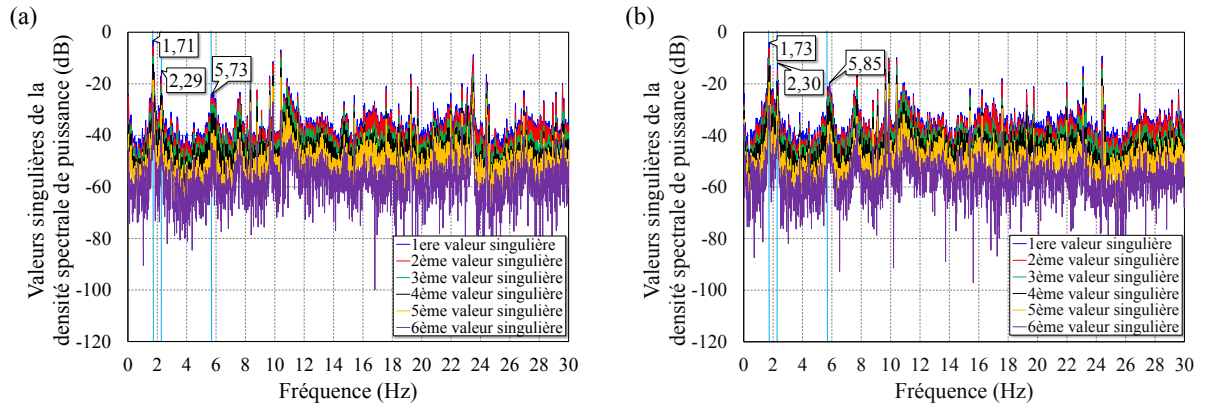


FIGURE 3.36: Identification des fréquences propres de la tour de l'Ophite par décomposition en valeurs singulières de la matrice  $G_{yy}$  dans la direction L, (a) avant la tempête Marcel, (b) après la tempête Marcel

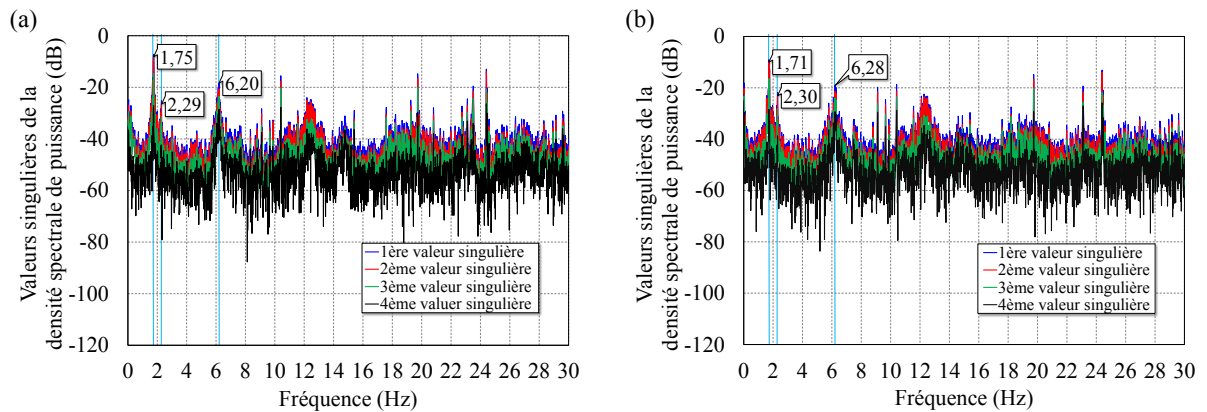


FIGURE 3.37: Identification des fréquences propres de la tour de l'Ophite par décomposition en valeurs singulières de la matrice  $G_{yy}$  dans la direction T, (a) avant la tempête Marcel, (b) après la tempête Marcel

Durant la tempête, nous avons identifié les fréquences propres de la structure. Celles-ci ont subi des réductions. En effet, dans la direction L, le 1<sup>er</sup> mode de flexion est passé de 1,7 Hz à 1,66 Hz (2,35 % de réduction). Dans la même direction, le 2<sup>ème</sup> mode de flexion est passé de 5,82 Hz à 5,61 Hz (3,6 % de réduction). Des réductions de même ordre de grandeur ont été aussi constatées dans la direction T (2,22 % de réduction pour le 1<sup>er</sup> mode de flexion et 3,1% pour le 2<sup>ème</sup> mode de flexion). Au cours de la tempête, ces variations s'avèrent temporaires et ne reflètent pas l'état de santé globale de la structure. Il est nécessaire par conséquent de réaliser des mesures en période « calme ». En effet, quelque soit le mode, les valeurs de fréquence identifiées avant et après la tempête présentent des variations très faibles. Ces variations, ne dépassant pas 2% et laissent penser que la tempête Marcel n'a pas d'influence sur les fréquences propres. Les déformées modales, présentées sur la figure 3.38, viennent en appui à ces constatations.

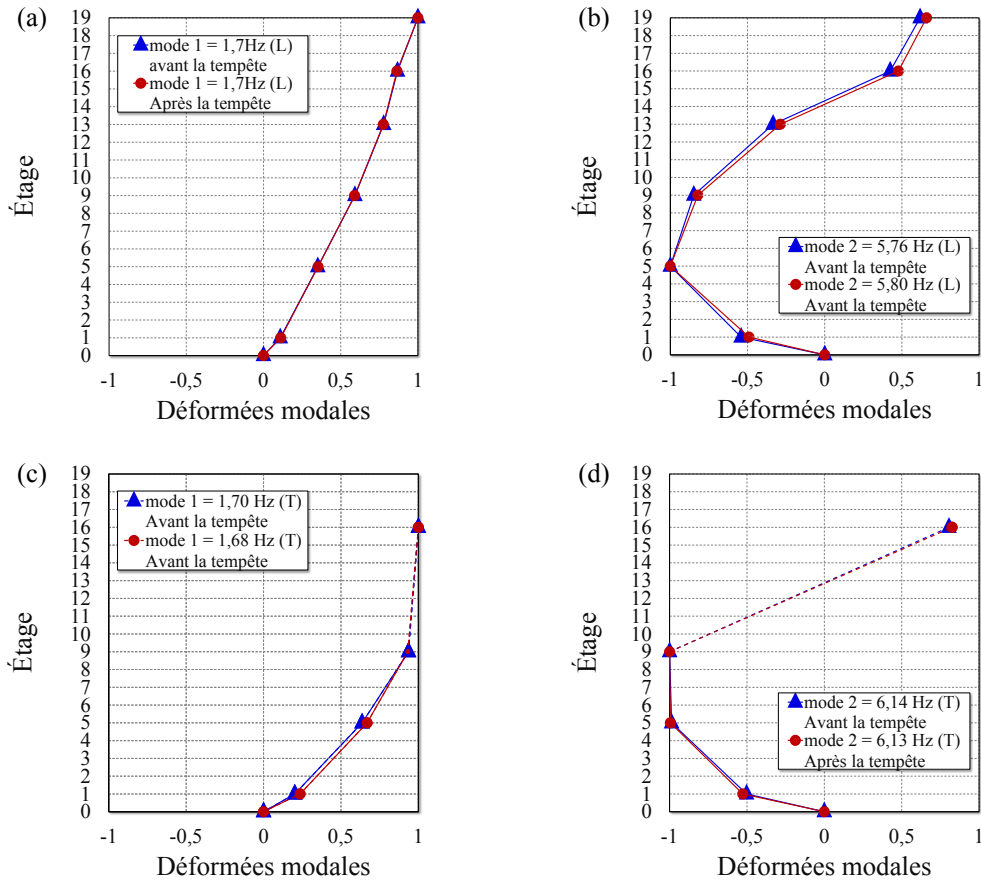


FIGURE 3.38: Identification des déformées modales par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel : (a) composante L 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) composante L 2<sup>ème</sup> mode de flexion, (c) composante T 1<sup>er</sup> mode de flexion, (d) composante T 2<sup>ème</sup> mode de flexion

Identifiées à partir de la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel (FDD), les formes modales des deux premiers modes de flexion présentent des corrélations complètes exprimées par des valeurs diagonales très proches de 1 dans les matrices MAC. Ces deux matrices correspondant à la comparaison des déformées modales dans la direction L et la direction T sont respectivement illustrées par les figures 3.39.a et 3.39.b.

Une étude similaire a été réalisée dans les travaux d'Ali MIKAEL [Mikael 2011] sur une période de 14 mois (du 1<sup>er</sup> janvier 2009 au 28 février 2010). Au cours de cette période la fréquence fondamentale de la tour de l'Ophite a subi des variations pouvant atteindre 5%. En identifiant les corrélations entre les déformées modales du premier mode de flexion dans la direction L et dans la direction T, avec deux déformées de références identifiées au 1<sup>er</sup> janvier 2009 dans chacune des directions, il a conclu que les valeurs des corrélations sont très proches de 1 tout au long de l'année. Ces corrélations sont exprimées par le critère MAC en % et illustrées sur la figure 3.40. Les séismes survenus dans cette période, dont les dates sont notées sur le même figure, n'ont pas provoqué de changements dans les déformées modales.

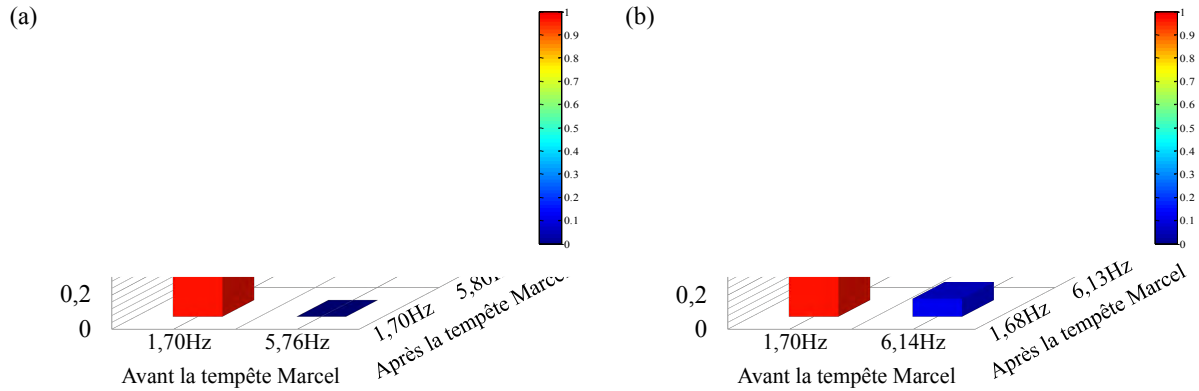


FIGURE 3.39: Identification des fréquences propres de la tour de l'Ophite par décomposition en valeurs singulières de la matrice  $G_{yy}$  dans la direction  $T$  : (a) avant la tempête Marcel, (b) après la tempête Marcel

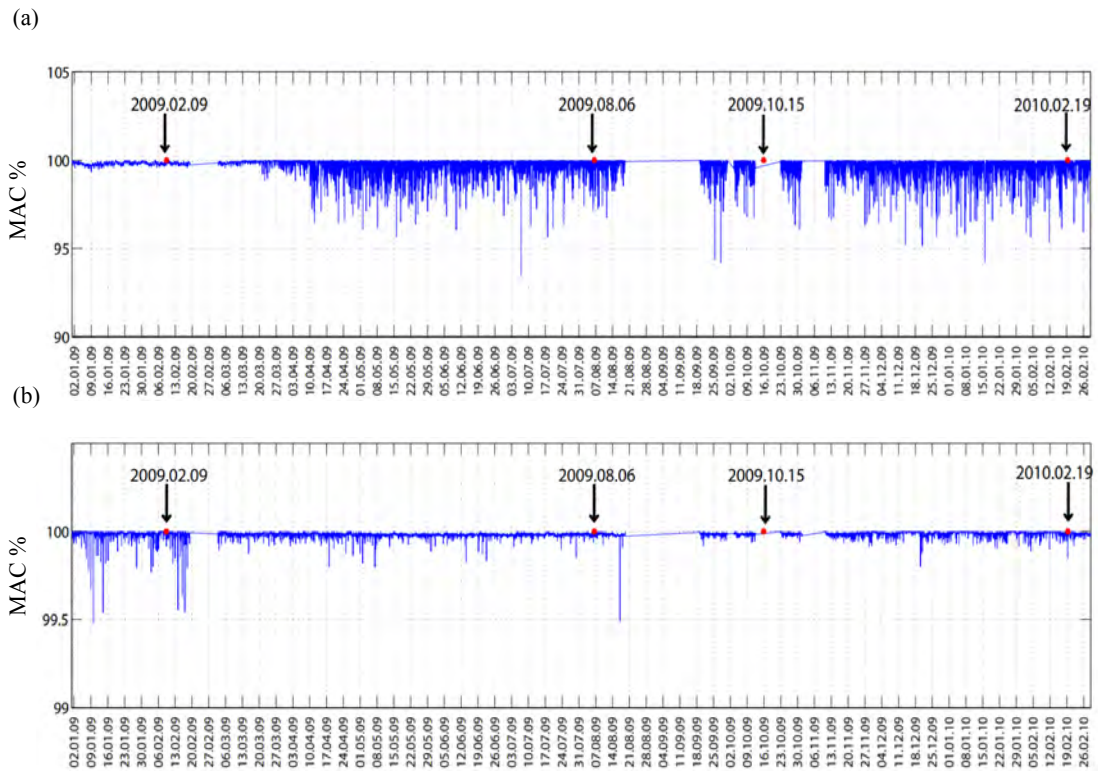


FIGURE 3.40: Corrélation des déformées modales avec une déformée de référence avec les dates des événements ayant eu lieu entre le premier janvier 2009 et le 28 février 2010 : (a) composante transversale, (b) composante longitudinale - bâtiment de l'Ophite, Lourdes. [Mikael 2011]

### 3.2.2.2 Application de la chaîne complète

La chaîne complète de surveillance est appliquée en utilisant les deux premiers modes de flexion dans la direction L et dans la direction T. Dans la direction L, les résultats suivant ont été affichés :

- variation inférieure à 5% au premier mode propre,
- $MAC_{11}$  supérieur à 0,8 ,
- variation inférieure à 5% au deuxième mode propre,
- $MAC_{11}$  et  $MAC_{22}$  supérieur à 0,8 ,
- le nombre de modes maximum est atteint : la structure est saine.

Les mêmes résultats ont été affichés dans la direction T.

### 3.2.2.3 Conclusion partielle

Dans cette section, la surveillance du bâtiment de la tour de l'Ophite après la tempête Marcel a été présentée. Ce bâtiment est instrumenté par 24 capteurs qui sont reliés à une chaîne d'acquisition. Pour une représentation suffisante des déformées modales, nous avons considéré des capteurs alignés le long du bâtiment. Pour la surveillance de la structure, nous disposons des accélérations enregistrées par ces capteurs, dans la direction L et dans la direction T, une semaine avant et une semaine après la tempête. Cinq modes propres ont été identifiés par l'algorithme stochastique par sous ensemble : deux modes de flexion dans la direction L, deux modes flexion dans la direction T et un mode de torsion. Les variations de ces fréquences propres, de l'ordre de 1%, se sont avérées très faibles. Les formes modales des modes de flexion ont été identifiées par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel. En utilisant le critère MAC, les corrélations de ces déformées étaient complètes indiquant ainsi que la tempête n'a pas provoqué de changement dans le comportement vibratoire de la structure. Les mêmes constatations ont été reportées lors d'une étude réalisée sur une durée de 14 mois par Ali MIKAEL [Mikael 2011].

### 3.2.3 Synthèse

L'objectif de ce chapitre était d'évaluer expérimentalement la chaîne complète de surveillance développée dans le chapitre 2.

Dans la première partie de ce chapitre, la surveillance d'une maquette en béton est détaillée. La structure est construite à partir de quatre blocs en béton empilés, liés par du mortier et ensuite encastrés au sol du sous-sol du bâtiment C de l'École Nationale d'Ingénieurs de Tarbes. Pour la surveillance de la structure, 3 types de capteurs ont été utilisés afin de comparer les résultats d'identification des fréquences propres et des déformées modales : 4 accéléromètres uni-axiaux **PCB**, 4 accéléromètres uni-axiaux **B&K** et 2 capteurs DWS tri-axiaux (géophones élargis).

Lors des premières mesures sur la structure saine, des fréquences dont l'origine était inconnue ont été détectées. Celles-ci étaient très stables dans le temps et pouvaient par conséquent contribuer à une fausse définition de l'état de santé de la structure.

Une stratégie a été mise en œuvre afin d'identifier ces fréquences « parasites » et leurs origines. Cette démarche a consisté à réaliser des mesures vibratoires sur la maquette en béton et dans le milieu environnant. Lors de ces mesures, il s'est avéré qu'un transformateur contribuait à l'apparition de quelques fréquences caractéristiques lors des mesures sur la maquette (50 Hz, 100 Hz, 200 Hz, etc.). D'autres fréquences, ont été identifiées comme « non propres » à la structure et dont l'origine demeure inconnue (30 Hz, 37 Hz, 45 Hz, 148 Hz). Par la suite, la chaîne de surveillance a été modifiée de façon à supprimer les fréquences provenant de l'environnement de la structure.



À l'issu de ces modifications, des mesures ont été réalisées avec les accéléromètres **PCB** et **B&K** sur la structure saine, en premier lieu, dans les deux directions  $\vec{x}$  et  $\vec{y}$ . Les algorithmes d'analyse modale opérationnelle ont permis d'identifier, à partir de ces mesures, quatre modes propres correspondants aux modes de flexion dans les deux directions de mesure, ainsi que les formes modales associées. Les deux types de capteurs ont donné des fréquences propres assez proches.

Dans un deuxième temps, un endommagement a été infligé à la structure et des mesures sous excitations ambiantes ont été effectuées. En appliquant à nouveau les algorithmes d'analyse modale opérationnelle, les fréquences et les déformées modales à l'état endommagé ont été identifiées.

En utilisant les accélérations de la structure à l'état sain et à l'état endommagé, la chaîne de mesure a fourni des résultats satisfaisants. Elle a en effet permis d'identifier et de localiser l'endommagement.

Dans la deuxième partie de ce chapitre, l'évaluation expérimentale de la chaîne de surveillance a été réalisée sur un bâtiment réel instrumenté, la tour de l'Ophite à Lourdes qui fait partie des rares bâtiments instrumentés et surveillés en permanence. Le but de cette étude est de définir l'état de santé de la structure à partir de sa réponse en accélérations, après la tempête Marcel qui a eu lieu le 5 février 2017. Pour ce faire nous disposons des accélérations de la structure une semaine avant, pendant et une semaine après la tempête.

Le principal apport de cette partie concerne l'évaluation des performances de notre algorithme et de l'analyse modale opérationnelle mise en place. Nous retrouvons des fréquences et des formes modales très similaires à ce qu'il a été rapporté lors d'études antérieures sur la tour de l'Ophite. Les variations des fréquences propres et des déformées modales des premiers modes de flexion étaient très faibles. Ces perturbations indiquent que la structure n'a pas subi de changement dans son comportement vibratoire après la tempête Marcel. Ces mêmes résultats ont été retrouvés automatiquement par la chaîne de surveillance. Cependant, durant la tempête, les fréquences propres ont subi des perturbations plus importantes mais restent néanmoins inférieures à 5% de variations dues aux effets hygrothermiques.

La chaîne de surveillance a fourni des résultats satisfaisants. Il s'agira ensuite de développer une nouvelle architecture de surveillance permettant de faciliter le processus de surveillance *in-situ* et d'optimiser les coûts qui y sont alloués en répondant aux problèmes de synchronisation et de transmission des données ainsi qu'au choix de l'instrument de mesure.



# 4

## Vers une nouvelle architecture d'un système de surveillance

*Ce chapitre aborde trois problématiques essentielles liées à l'instrumentation permanente des structures en génie civil : la synchronisation, la transmission des données et le choix de l'instrument de mesure.*

*L'effet de la désynchronisation des capteurs sur l'identification des fréquences propres et des déformées modales, paramètres d'entrée de la chaîne de surveillance développée dans le chapitre 2, est premièrement décrit. La méthodologie adoptée pour faciliter le transfert des données sera ensuite abordée. Enfin, l'instrument de mesure adapté à notre approche sera présenté.*

### Sommaire

---

<b>4.1</b>	<b>Introduction</b>	<b>110</b>
<b>4.2</b>	<b>La désynchronisation des capteurs</b>	<b>112</b>
4.2.1	Impact de la « désynchronisation » des capteurs sur l'identification des fréquences propres	113
4.2.1.1	Contexte théorique	113
4.2.1.2	Application sur la Tour de l'Ophite	116
4.2.2	Impacts sur l'identification des déformées modales	118
4.2.2.1	Contexte théorique	118
4.2.2.2	Application sur la Tour de l'Ophite	120
4.2.3	Conclusion partielle	132
<b>4.3</b>	<b>La transmission des données</b>	<b>133</b>
4.3.1	Choix de l'information à transmettre et compression des données	133
4.3.2	Application : Le barrage de Ribou	138
<b>4.4</b>	<b>L'instrument de mesure</b>	<b>143</b>
<b>4.5</b>	<b>Synthèse</b>	<b>144</b>

---

## 4.1 Introduction

Au cours de ces deux dernières décennies, la surveillance des structures (SHM) est devenue un domaine de recherche interdisciplinaire actif en raison de la nécessité de mieux gérer et maintenir les systèmes complexes tels que les bâtiments, les ponts et les aéronefs. Pour assurer la sécurité et la durabilité des structures, le SHM fait appel aux instruments de mesure et à des méthodes de traitement des données pour diagnostiquer l'état de santé des structures. Dans ce contexte, un des objectifs de ces travaux de recherche concerne la démocratisation des moyens de surveillance en contribuant au développement d'un instrument industriel de détection et ou de localisation d'endommagements. Nous avons abordé dans les chapitres 2 et 3 la question de la surveillance des structures en génie civil et en particulier nous nous sommes intéressés aux traitements *ex-situ* des données enregistrées. Grâce aux algorithmes d'analyse modale opérationnelle et à l'algorithme de détection et de localisation des endommagements développé, une chaîne complète de surveillance a été mise en place. Cependant, plusieurs aspects, concernant les moyens de mesures n'ont pas été évoqués, à savoir l'instrument de mesure adapté, la synchronisation des capteurs et la transmission de l'information. Ces trois derniers points sont cruciaux puisqu'ils interviennent directement dans la définition des budgets alloués à l'installation de la chaîne SHM et à la maintenance (Figure 4.1).

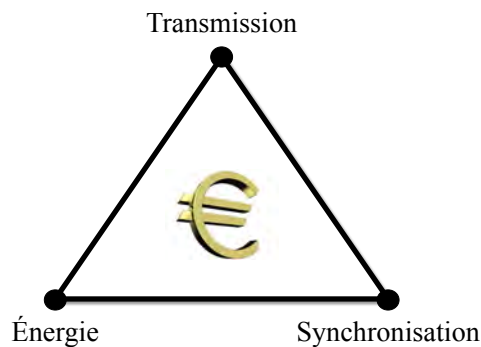


FIGURE 4.1: *Triangle des contraintes liées aux frais d'instrumentation*

En France, et dans le cadre du programme national d'instrumentation de bâtiment (NBAP) lancé en 2004 par le Réseau Accélérométrique Permanent (RAP), cinq bâtiments ont été instrumentés :

- en France métropolitaine :
  - l'hôtel de Ville de Grenoble : instrumenté depuis Novembre 2004 par 18 voies d'acquisition accélérométriques,
  - la tour Ophite de Lourdes : instrumentée depuis Octobre 2008 par 24 voies d'acquisition accélérométriques,
  - la Tour de la Préfecture de Nice : instrumentée depuis Septembre 2010. Son schéma d'instrumentation est composé de 24 voies d'acquisition accélérométriques.
- aux Antilles :
  - Le Centre de Découverte des Sciences de la Terre de Martinique : instrumenté depuis février 2005. Son schéma d'instrumentation est composé de deux stations accélérométriques, chaque station possède 3 composantes,

- Le Collège Basse-Pointe de Martinique : instrumenté depuis janvier 2011 par 24 voies d'acquisition accélérométriques.

Ces bâtiments sont surveillés en permanence et leurs accélérations sont enregistrées en continu. Les données sont ensuite transmises en temps réel au centre national d'archivage des données accélérométriques (RAP-NDC) intégré au Centre National des données sismologiques (RESIF-DC) et sont consultables depuis la date d'instrumentation de chaque bâtiment [RES]. L'instrumentation de ces structures suit un schéma SHM traditionnel qui se compose généralement de capteurs, de fils de transmission de signaux, d'un système d'acquisition de données et d'un serveur centralisé pour le stockage et le traitement des données 4.2.

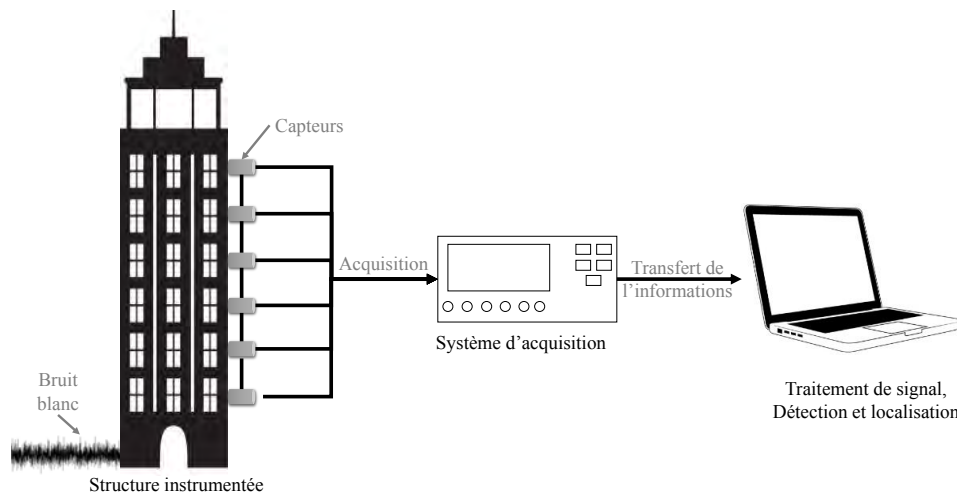


FIGURE 4.2: *Processus de surveillance*

De par la taille et la complexité des structures civiles modernes, le câblage peut devenir un problème gênant en raison des coûts élevés d'installation, de maintenance et du déploiement intensif. Si nous prenons l'exemple de la Tour de l'Ophite qui est instrumentée par 24 voies d'acquisition à une fréquence d'échantillonnage de 125 Hz, tous les capteurs installés dans ce bâtiment sont connectés par des câbles à une station Kephren 24 voies. Cette liaison filaire implique des travaux supplémentaires et une augmentation considérable des frais d'installation. Les enregistrements des voies sont synchronisés directement sur la station au moment de la numérisation par une antenne GPS située sur la terrasse du bâtiment (Figure 4.3).

Une journée d'enregistrement correspond à 10800000 échantillons par composante. Cette quantité très importante de données est transférée via une ligne ADSL connectée à la station. La synchronisation de l'heure par GPS nécessite qu'un certain nombre de satellites soient visibles pour l'antenne GPS, ce qui n'est pas toujours possible dans un grand bâtiment ou dans un tunnel. Par conséquent, la synchronisation des capteurs et la transmission des données correspondent à deux obstacles majeurs à la démocratisation des moyens de mesure.

Dans le cadre de la surveillance des structures en génie civil, et en particulier pour une surveillance journalière à l'aide de la chaîne complète de surveillance que nous avons développé dans le chapitre 2, une quantité aussi importante de données et un enregistrement continu des réponses structurelles n'est pas nécessaire.

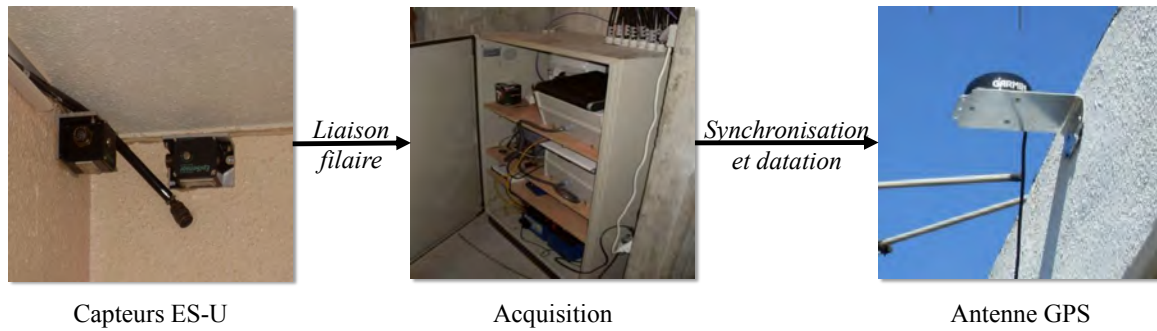


FIGURE 4.3: *Installation des capteurs pour la surveillance de la tour de l’Ophite [Gueguen 2008]*

Étant donné que nous nous intéressons qu’à deux états de la structure, un état initial et un état final, la réduction du temps d’enregistrement et la compression des données enregistrées sur la structure s’avèrent très intéressantes. Ce premier point permettrait de réduire les coûts d’installation et facilite le transfert des données du capteur à la centrale de calcul et peut avoir lieu en amont de la chaîne de surveillance, au plus près des capteurs. Le deuxième point concerne le choix des capteurs adaptés et leur synchronisation qui présentent aussi une part très importante des frais d’instrumentation et présente un obstacle majeur.

Pour répondre à ces problématiques, dans ce chapitre nous allons traiter les points suivants :

- l’effet de la « désynchronisation » des capteurs sur la définition de l’état de santé structural, et en particulier l’effet sur l’identification des fréquences propres et des déformées modales, éléments d’entrée de la chaîne de surveillance.
- les moyens de compression de l’information.
- l’instrument de mesure adapté.

## 4.2 La désynchronisation des capteurs

Afin d’obtenir des informations sur les caractéristiques dynamiques, et en particulier sur les déformées modales, les réponses de la structure à une excitation ambiante sont mesurées en utilisant plusieurs capteurs. Les approches classiques d’identification modale utilisent des données synchrones, dans lesquelles les données numériques de différents canaux sont échantillonnées selon la même fréquence d’échantillonnage [Zhu 2017, Zhu 2018]. La synchronisation ne signifie pas seulement que les enregistrements aient la même période mais également qu’ils correspondent à une même fenêtre temporelle. Dans cette section nous allons nous intéresser à la possible « désynchronisation » des capteurs et aux erreurs qui en découlent lors de l’identification des fréquences propres et des déformées modales.

## 4.2.1 Impact de la « désynchronisation » des capteurs sur l'identification des fréquences propres

### 4.2.1.1 Contexte théorique

Dans le paragraphe 2.2.1 nous avons présenté l'algorithme stochastique par sous ensemble (SSI-COV) pour l'identification des fréquences propres. Cet algorithme corrèle temporellement les accélérations provenant de plusieurs capteurs supposés être synchronisés. La désynchronisation peut être modélisée par un retard temporelle entre les capteurs. En effet, considérons deux capteurs  $S_1$  et  $S_2$  qui enregistrent deux signaux  $x_1(t)$  et  $x'_2(t)$ . Le capteur  $S_1$  est considéré comme le capteur de référence et est en avance par rapport à  $S_2$ . Pour une même période d'échantillonnage  $\Delta t$ , ces deux capteurs ne sont pas synchronisés et présentent un décalage temporel noté  $\delta$ . Pour  $N$  échantillons les deux signaux s'écrivent sous la forme suivante :

$$x_1(t) = \{x_1(0), x_1(\Delta t), x_1(2\Delta t), \dots, x_1((N-1)\Delta t)\} \quad (4.1)$$

$$x'_2(t) = \{x'_2(\delta), x'_2(\delta + \Delta t), x'_2(\delta + 2\Delta t), \dots, x'_2(\delta + (N-1)\Delta t)\} \quad (4.2)$$

Avec  $x'_2(t - \delta) = x_2(t)$ , et  $x_2(t)$  est le signal pris à l'origine des temps (le signal  $x_2(t)$  est synchronisé avec  $x_1(t)$ ).

Les transformées de Fourier des deux signaux  $x_1(t)$  et  $x'_2(t)$  s'écrivent :

$$X_1(w_k) = \sum_{n=0}^{N-1} x_1(n\Delta t) e^{-jw_k n\Delta t} \quad (4.3)$$

$$X'_2(w_k) = \sum_{n=0}^{N-1} x'_2(n\Delta t) e^{-jw_k n\Delta t} \quad (4.4)$$

Avec  $w_k = \frac{2\pi k}{n\Delta t}$ .

En appliquent le théorème du retard, la transformée de Fourier du signal  $x'_2(t)$  peut s'écrire en fonction de la transformée de Fourier du signal  $x_2(t)$  comme suit [[Tarinejad 2016](#)] :

$$X'_2(w_k) = \sum_{n=0}^{N-1} x_2(n\Delta t + \delta) e^{-jw_k n\Delta t} \quad (4.5)$$

$$= \sum_{n=0}^{N-1} x_2(n\Delta t + \delta) e^{-jw_k(n\Delta t + \delta)} e^{jw_k \delta} \quad (4.6)$$

$$= X_2(w_k) e^{jw_k \delta} \quad (4.7)$$

En s'appuyant sur la relation 4.7, le signal  $x_2(t)$  peut être reconstruit à partir de  $x'_2(t)$  dans le cas où le retard entre les deux signaux  $x_1(t)$  et  $x'_2(t)$  est connu. Nous pouvons ainsi estimer les Densités Spectrales de Puissance (DSP) des sorties en utilisant des échantillons non-synchronisés directement en se basant sur la transformée de Fourier (TF) modifiée. Tant que les DSP corrigées sont obtenues, les fonctions de corrélation peuvent également être facilement obtenues par une transformée inverse. Ensuite, ces fonctions peuvent être

introduites dans l'algorithme stochastique par sous ensemble pour l'identification des fréquences propres [Feng 2011]. Cependant, la connaissance du retard entre les signaux nécessite un système d'acquisition synchrone et un système de datation.

Pour identifier l'erreur due à la désynchronisation des capteurs sur l'identification des fréquences propres, il est nécessaire d'introduire le décalage temporel entre les capteurs dans le développement mathématique de la méthode stochastique pas sous ensemble (SSI) et en particulier dans le premier pas de son algorithme : le calcul de corrélations entre les signaux.

L'équation de mouvement standard s'écrit sous la forme suivante

$$M\{\ddot{x}(t)\} + C\{\dot{x}(t)\} + K\{x(t)\} = \{f(t)\} \quad (4.8)$$

Avec  $M$  la matrice de masse,  $C$  la matrice d'amortissement,  $K$  la matrice de rigidité,  $\{f\}$  l'excitation et  $\{x\}$  le vecteur déplacement.

Le vecteur déplacement  $\{x\}$  peut s'écrire en fonction de la déformée modale et des coordonnées modales :

$$\{x(t)\} = [\Phi]\{q(t)\} = \sum_{r=1}^n \{\Phi^r\}q^r(t) \quad (4.9)$$

Où  $[\Phi]$  est la matrice des déformées modales,  $\{q(t)\}$  est le vecteur des coordonnées modales et  $\{\Phi^r\}$  est la déformée modale du mode  $r$ .

En remplaçant  $\{x(t)\}$  par son expression, en multipliant l'équation 4.8 par  $\{\Phi^r\}^T$  et pour un mode  $r$  l'équation de mouvement devient :

$$\ddot{q}(t)^r + 2\xi^r w_n^r \dot{q}(t)^r + w_n^{r2} q^r(t) = \frac{1}{m^r} \{\Phi^r\}^T \{f(t)\} \quad (4.10)$$

Avec  $w_n^r$  la fréquence propre,  $\xi$  l'amortissement et  $m^r$  la masse.

La solution de l'équation 4.10 peut être obtenue à partir du produit de convolution [James 1995] :

$$q^r(t) = \int_{-\infty}^t \{\Phi^r\}^T f(\tau) g^r(t - \tau) d\tau \quad (4.11)$$

Avec  $g^r(t) = \frac{1}{m^r w_d^r} e^{-\xi^r w_n^r t} \sin(w_d^r t)$  et  $w_d^r = w_n^r \sqrt{(1 - \xi^{r2})}$  la fréquence naturelle amortie.

En fusionnant les deux équations 4.11 et 4.9 le vecteur déplacement  $\{x(t)\}$  devient :

$$\{x(t)\} = \sum_{r=1}^n \{\Phi^r\} \int_{-\infty}^t \{\Phi^r\}^T f(\tau) g^r(t - \tau) d\tau \quad (4.12)$$

Où  $n$  est le nombre de mode.

Si on considère un seul point de mesure  $i$ , le déplacement  $x_{ik}(t)$  du à une force  $f_k(t)$  appliquée au point  $k$ , l'équation 4.12 devient :

$$x_{ik}(t) = \sum_{r=1}^n \Phi_i^r \Phi_k^r \int_{-\infty}^t f_k(\tau) g^r(t - \tau) d\tau \quad (4.13)$$

Où  $\Phi_i^r$  est la  $i^{eme}$  déformée modale au mode  $r$ .

la corrélation entre deux réponses  $x_{ik}(t)$  et  $x_{jk}(t)$  est définie par :

$$R_{ijk}(T) = E[x_{ik}(t + T) x_{jk}(t)] \quad (4.14)$$



Où  $E$  est l'espérance mathématique.

En remplaçant dans l'équation 4.14,  $x_{ik}(t)$  et  $x_{jk}(t)$  par leurs expressions la fonction de corrélation devient :

$$R_{ijk}(T) = \sum_{r=1}^n \sum_{s=1}^n \Phi_i^r \Phi_k^r \Phi_j^s \Phi_k^s \int_{-\infty}^t \int_{-\infty}^{t+T} g^r(t+T-\sigma) g^s(t-\tau) E[f_k(\sigma) - f_k(\tau)] d\sigma d\tau \quad (4.15)$$

En utilisant la définition de l'auto-corrélation et en considérant une excitation de type bruit blanc, l'auto-corrélation de  $f$  s'écrit :

$$R_{ff}^k(\tau - \sigma) = E[f_k(\tau) - f_k(\sigma)] = \alpha_k \delta(\tau - \sigma) \quad (4.16)$$

Avec  $\alpha_k$  constante et  $\delta(\tau - \sigma)$  la fonction delta de Dirac.

En remplaçant l'équation 4.16 dans l'équation 4.15, la corrélation entre  $x_{ik}(t)$  et  $x_{jk}(t)$  devient :

$$R_{ijk}(T) = \sum_{r=1}^n \sum_{s=1}^n \alpha_k \Phi_i^r \Phi_k^r \Phi_j^s \Phi_k^s \int_{-\infty}^t g^r(t+T-\tau) g^s(t-\tau) d\tau \quad (4.17)$$

En posant  $\lambda = t - \tau$  l'équation 4.17 s'écrit comme suit :

$$R_{ijk}(T) = \sum_{r=1}^n \sum_{s=1}^n \alpha_k \Phi_i^r \Phi_k^r \Phi_j^s \Phi_k^s \int_0^{\infty} g^r(T+\lambda) g^s(\lambda) d\lambda \quad (4.18)$$

Avec

$$g^r(\lambda+T) = e^{-\xi^r w_n^r T} \cos(w_d^r T) \frac{e^{-\xi^r w_n^r \lambda} \sin(w_d^r \lambda)}{m^r w_d^r} + e^{-\xi^r w_n^r T} \sin(w_d^r T) \frac{e^{-\xi^r w_n^r \lambda} \cos(w_d^r \lambda)}{m^r w_d^r} \quad (4.19)$$

Finalement, en remplaçant  $g^r(\lambda+T)$  et  $g^r(\lambda)$  par leurs expressions dans l'équation 4.17 on retrouve [James 1995] :

$$R_{ijk}(T) = \sum_{r=0}^n \frac{\Phi_i^r A_j^r}{m^r w_d^r} e^{-\xi^r w_n^r T} \sin(w_d^r T + \Theta^r) \quad (4.20)$$

Où  $A_j^r$  et  $\Theta^r$  sont des constantes.

En supposant maintenant que la réponse  $x_{jk}$  est enregistrée avec un retard  $\delta t$  par rapport à  $x_{ik}$ , la fonction de corrélation devient :

$$R_{ijk}(T) = \sum_{r=0}^n \frac{\Phi_i^r A_j^r}{m^r w_d^r} e^{-\xi^r w_n^r (T+\delta t)} \sin(w_d^r (T+\delta t) + \Theta^r) \quad (4.21)$$

$$= \sum_{r=0}^n \frac{\Phi_i^r A_j^r}{m^r w_d^r} e^{-\xi^r w_n^r T} e^{-\xi^r w_n^r \delta t} \sin(w_d^r T + (w_d^r \delta t + \Theta^r)) \quad (4.22)$$

En comparant l'équation 4.22 et 4.20 nous pouvons constater un déphasage de  $w_d^r \delta t$ . Cependant les fréquences propres  $w_d^r$  ne sont pas influencées par le retard  $\delta t$  [Nagayama 2007]. Par conséquent, si le retard entre les signaux est inconnu il est possible d'identifier les fréquences propres du système étudié, sous réserve que les mesures soient faites sous les mêmes conditions.

### 4.2.1.2 Application sur la Tour de l'Ophite

Dans le but de vérifier l'influence de la « non-synchronisation » des capteurs sur l'identification des fréquences propres, nous avons choisi la tour de l'Ophite comme exemple d'application. Pour ce faire, nous avons repris l'exemple présenté dans le paragraphe §3.2.2 pour la surveillance de la tour après la tempête Marcel. Nous disposons de la réponse en accélérations dans la direction Longitudinale (L) et Transversale (T) sur une période de 80 s du bâtiment une semaine avant la tempête. Ces réponses sont issues des capteurs 3, 5, 7, 9, 13 et 15 dans la direction L et 6, 10, 14 et 16 dans la direction T. Le positionnement de ces capteurs est illustré sur la figure 3.33.

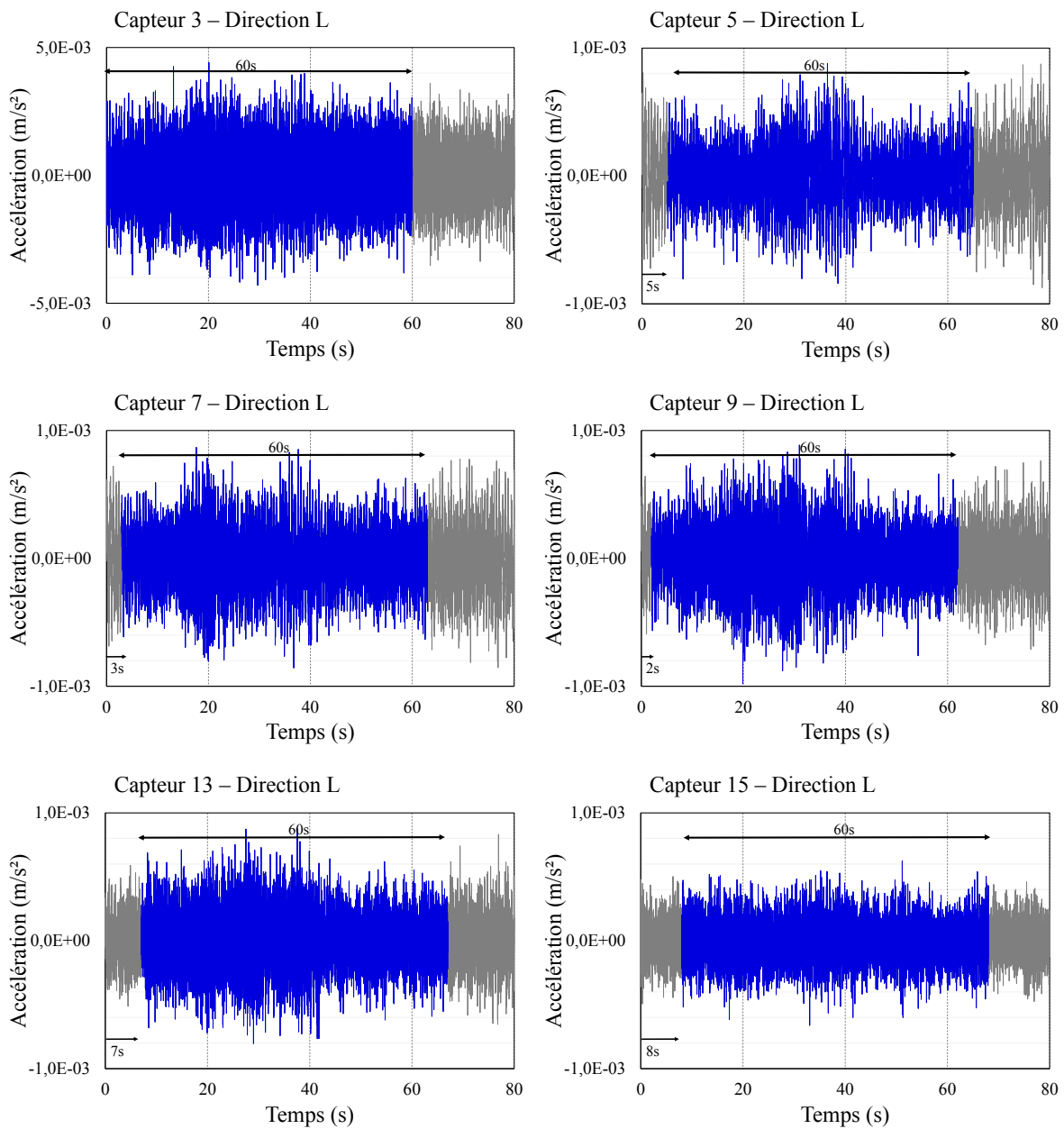


FIGURE 4.4: Portions d'accélérations décalées dans le temps issues des capteurs 3, 5, 7, 9, 13 et 15 dans la direction L - Début de l'enregistrement : le 29 janvier 2017, à 14h)

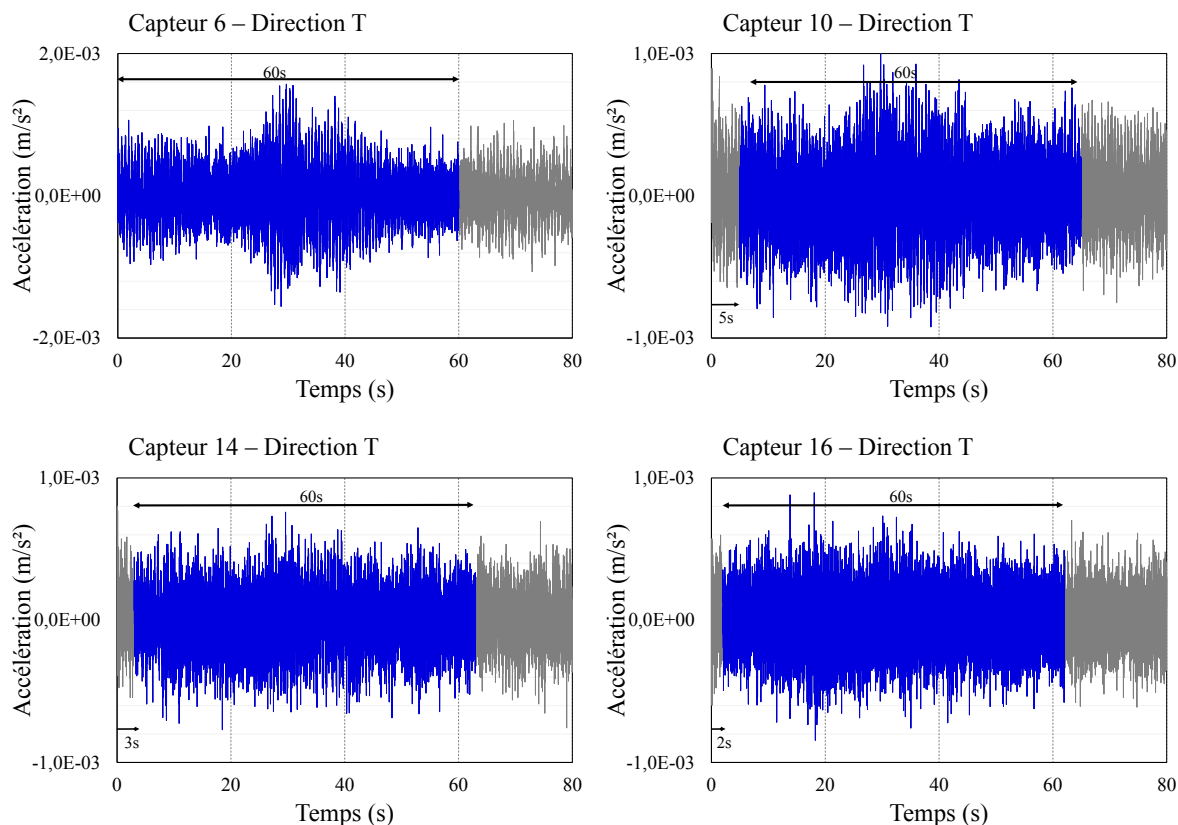


FIGURE 4.5: Portions d'accélération décalées dans le temps issues des capteurs 6, 10, 14 et 16 dans la direction T - Début de l'enregistrement : le 29 janvier 2017, à 14h

Afin d'introduire un décalage temporel entre les capteurs, nous n'allons considérer que 60 s de mesure à chaque capteur. En considérant les mêmes conditions de mesure, le décalage est introduit d'une façon aléatoire, comme présenté sur la figure 4.4 et la figure 4.5.

Le tableau 4.1 résume les résultats de l'identification des fréquences propres en utilisant des données synchronisées et des capteurs désynchronisés.

Direction L				Direction T			
Biblio. Hz	Freq. [Hz] (syn.)	Freq. [Hz] (désyn.)	erreur % (syn/désyn)	Biblio. Hz	Freq. [Hz] (syn.)	Freq. [Hz] (désyn.)	erreur % (syn/désyn)
1,74	1,70	1,70	0	1,73	1,70	1,70	0
2,25	2,25	2,25	0	2,25	2,23	2,24	0,9
5,82	5,76	5,77	0,17	6,13	6,14	6,14	0

Tableau 4.1: Identification des fréquences propres de la tour de l'Ophite avant la tempête Marcel - Comparaison entre les résultats issus de capteurs synchrones, asynchrones et les résultats issus des travaux de thèse d'Ali MIKAEL [Mikael 2011]

Comme cela était suggéré par l'écriture mathématique des équations 4.19 et 4.22, en utilisant la méthode stochastique par sous ensemble, les décalages temporels entre les signaux

n'a pas affecté l'identification des fréquences propres. En effet, dans les deux cas (capteurs synchronisés et désynchronisés), les fréquences identifiées s'avèrent extrêmement proches. Dans le cas particulier de la méthode stochastique par sous ensemble, où les signaux sont corrélés temporellement, la désynchronisation n'a pas d'effets sur le processus d'identification des fréquences propres. La désynchronisation des capteurs présente ainsi un avantage très important pour la surveillance des structures et permet de réduire considérablement les coûts d'installation. À ce stade, une seule entrée de la chaîne complète a été vérifiée : les fréquences propres.

## 4.2.2 Impacts sur l'identification des déformées modales

Dans le chapitre 2 (paragraphe § 2.2.2), la méthode de Décomposition dans le Domaine Fréquentiel (FDD), une des techniques d'analyse modale opérationnelle les plus couramment utilisées, a été détaillée et utilisée dans la chaîne complète de surveillance pour l'estimation des déformées modales à partir de la réponse de la structure à une excitation inconnue. Nous allons commencer cette section par un bref rappel de cette technique avant d'introduire la notion de la désynchronisation des capteurs.

### 4.2.2.1 Contexte théorique

L'étape principale dans la méthode FDD consiste à calculer la matrice de densité spectrale de puissance  $G_{yy}(jw)$  à partir des signaux de réponse. Soit  $f(t)$  la réponse de la structure enregistrée par  $m$  capteurs :

$$f(t) = [f_1(t), f_2(t), \dots, f_k(t), \dots, f_m(t)]^t \quad (4.23)$$

Sa transformée de Fourier s'écrit sous la forme suivante :

$$F(w) = [F_1(w), F_2(w), \dots, F_k(w), \dots, F_m(w)]^t \quad (4.24)$$

Où  $F_i(w)$  désigne la transformée de Fourier correspondant à la réponse  $f_i(t)$ .

La matrice de densité spectrale de puissance s'écrit alors sous la forme suivante [Krishnamurthy 2008] :

$$G_{yy}(jw) = \begin{bmatrix} G_{11}(w) & G_{12}(w) & \dots & G_{1k}(w) & \dots & G_{1m}(w) \\ G_{21}(w) & G_{22}(w) & \dots & G_{2k}(w) & \dots & G_{2m}(w) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \dots & \vdots \\ G_{k1}(w) & G_{k2}(w) & \dots & G_{kk}(w) & \dots & G_{km}(w) \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots \\ G_{m1}(w) & G_{m2}(w) & \dots & G_{mk}(w) & \dots & G_{mm}(w) \end{bmatrix} \quad (4.25)$$

Où  $G_{ij}(w) = \frac{F_i(w)\bar{F}_j(w)}{2\Pi}$  est la densité spectrale de puissance.

Pour un mode propre  $m$  ( $w = w_m$ ), en décomposant la matrice  $G_{yy}(jw_m)$  en valeurs singulières (Équation 2.30), il est possible d'estimer la déformée modale associée à ce mode à partir du premier vecteur propre de la matrice de décomposition singulière gauche  $U$ .

$$G_{yy}(jw_m) = U\Sigma U^t \quad (4.26)$$

Où  $\Sigma$  contient les valeurs propres de  $G_{yy}$ .

Selon Kerschen et Golinval ([Kerschen 2002]), la décomposition en valeurs singulières de la matrice  $G_{yy}(jw_m)$ , peut être calculée en effectuant la décomposition en valeurs propres comme suit :

$$G_{yy}(w_m)G_{yy}^*(w_m) = U\Sigma\Sigma^*U \quad (4.27)$$

où  $*$  désigne la matrice adjointe et  $\Sigma$  et  $U$  sont respectivement la matrice des valeurs singulières et la matrice de décomposition singulière gauche.

Par identification, la matrice  $G_{yy}(w_m)$  peut être assimilée à la quantité  $U\Sigma$ .

Pour simplifier l'étude et mettre en évidence l'effet de la « désynchronisation » des capteurs sur l'identification des déformées modales, nous allons considérer un seul capteur non synchronisé avec le reste des capteurs. Ce dernier sera désigné par «  $k$  » par la suite. La « désynchronisation » est modélisée par un retard  $t_k$  par rapport au début des mesures. En utilisant le théorème du retard (Équation 4.7), la transformée de Fourier ( $F'_k(w)$ ), de la réponse enregistrée par le capteur, peut s'écrire en fonction de la transformée de Fourier, ( $F_k(w)$ ), de la réponse prise à l'origine des temps comme suit :

$$F'_k(w) = F_k(w)e^{-j\omega t_k} \quad (4.28)$$

En utilisant l'équation 4.28 la matrice de densité spectrale de puissance devient :

$$G'_{yy}(j\omega) = \begin{bmatrix} G_{11}(w) & G_{12}(w) & \dots & e^{j\omega t_k} G_{1k}(w) & \dots & G_{1m}(w) \\ G_{21}(w) & G_{22}(w) & \dots & e^{j\omega t_k} G_{2k}(w) & \dots & G_{2m}(w) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \dots & \vdots \\ e^{-j\omega t_k} G_{k1}(w) & e^{-j\omega t_k} G_{k2}(w) & \dots & G_{kk}(w) & \dots & e^{-j\omega t_k} G_{km}(w) \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots \\ G_{m1}(w) & G_{m2}(w) & \dots & e^{j\omega t_k} G_{mk}(w) & \dots & G_{mm}(w) \end{bmatrix} \quad (4.29)$$

Dans le cas d'un mode propre ( $w = w_m$ ) et dans le cas où les  $n$  capteurs ne sont pas synchronisés, la matrice  $G'_{yy}(w_m)$  devient plus compliquée. Cette dernière peut alors s'écrire sous la forme suivante [Yan 2010] :

$$G'_{yy}(jw_m) \approx PG_{yy}(jw_m)P^* \quad (4.30)$$

Où  $*$  désigne la matrice adjointe.  $P$  est la matrice d'erreurs dues à la désynchronisation. Elle s'écrit sous la forme :

$$P = [e^{i\omega_m t_1}, e^{i\omega_m t_2}, \dots, e^{i\omega_m t_k}, \dots, e^{i\omega_m t_n}] \quad (4.31)$$

où  $t_i$  désigne le retard au niveau de chaque capteur  $i$ .

L'identification des déformées modales peut avoir lieu en décomposant en valeurs propres  $G'_{yy}G_{yy}^*$  et en utilisant l'expression de  $G'_{yy}$  (Équation 4.30) comme suit :

$$G'_{yy}G_{yy}^* \approx PG_{yy}(jw_m)P^*P^*G_{yy}^*(jw_m)(P^*)^* \quad (4.32)$$

$$\approx PU\Sigma P^*P^*U^*\Sigma^*(P^*)^* \quad (4.33)$$

$$\approx PU\Sigma P^*PU^*\Sigma^*P^* \quad (4.34)$$

Puisque les matrices  $\Sigma$  et  $P$  sont diagonales, l'équation 4.34 peut être réarrangée de la façon suivante [ABDAOUI 2017]

$$G'_{yy} G'^*_{yy} \approx (PUP^*)\Sigma\Sigma^*(PU^*P^*) \quad (4.35)$$

$$\approx U'\Sigma\Sigma^*U'^* \quad (4.36)$$

Analogiquement au cas des capteurs parfaitement synchronisés, le premier vecteur  $U'_1$  de  $U'$  est une estimation de la déformée modale du  $m^{eme}$  mode. Il a pour expression :

$$U'1 \approx \begin{pmatrix} e^{iw_m(t_1-t_1)}U_{1,1} \\ \vdots \\ e^{iw_m(t_k-t_1)}U_{k,1} \\ \vdots \\ e^{iw_m(t_n-t_1)}U_{n,1} \end{pmatrix} \quad (4.37)$$

La déformée modale normalisée par rapport au déplacement, en prenant le capteur  $r$  comme référence peut s'écrire sous la forme suivante [Yan 2010] :

$$U'1 \approx \begin{pmatrix} \frac{e^{iw_m(t_1-t_1)}U_{1,1}}{e^{iw_m(t_r-t_1)}U_{r,1}} \\ \vdots \\ \frac{e^{iw_m(t_k-t_1)}U_{k,1}}{e^{iw_m(t_r-t_1)}U_{r,1}} \\ \vdots \\ \frac{e^{iw_m(t_n-t_1)}U_{n,1}}{e^{iw_m(t_r-t_1)}U_{r,1}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} e^{iw_m(t_1-t_r)}\frac{U_{1,1}}{U_{r,1}} \\ \vdots \\ e^{iw_m(t_k-t_r)}\frac{U_{k,1}}{U_{r,1}} \\ \vdots \\ e^{iw_m(t_n-t_r)}\frac{U_{n,1}}{U_{r,1}} \end{pmatrix} \quad (4.38)$$

D'après l'équation 4.38, il est clair que les retards entre les capteurs sont traduits par un déphasage entre les signaux, exprimé par la quantité  $e^{iw_m(t_n-t_r)}$ . Cet écart aura comme conséquence que l'amplitude maximale sur différents points de mesure sera atteinte à différents moments, provoquant par conséquent un changement d'amplitude. Dans le cas ou le retard entre les capteurs est faible, son effet sur l'amplitude peut être négligé. Cependant, le déphasage engendré, qui est égal à  $w_m(t_n - t_r)$ , devient de plus en plus important pour les modes d'ordre supérieurs [Noel 2017].

#### 4.2.2.2 Application sur la Tour de l'Ophite

##### 4.2.2.2.a Application sur des données expérimentales

Pour cette évaluation nous avons repris les mêmes accélérations et les même capteurs utilisés pour la surveillance de la tour de l'Ophite lors de la tempête Marcel. Le positionnement des capteurs, les directions de mesure et les accélérogrammes sont détaillés dans le paragraphe 3.2. La méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel a été appliquée pour identifier les déformées modales issues des mesures synchronisées et de mesures désynchronisées. Pour cet exemple, nous nous sommes intéressés aux deux premiers modes de flexion dans la direction Longitudinale (L) et les deux premiers modes de flexion dans la direction Transversale (T). Les résultats sont illustrés sur la figure 4.6 et la figure 4.7.

Les formes modales identifiées à partir des accélérations désynchronisées présentent des formes qui sont altérées par rapport à la solution de référence. Le retard entre les

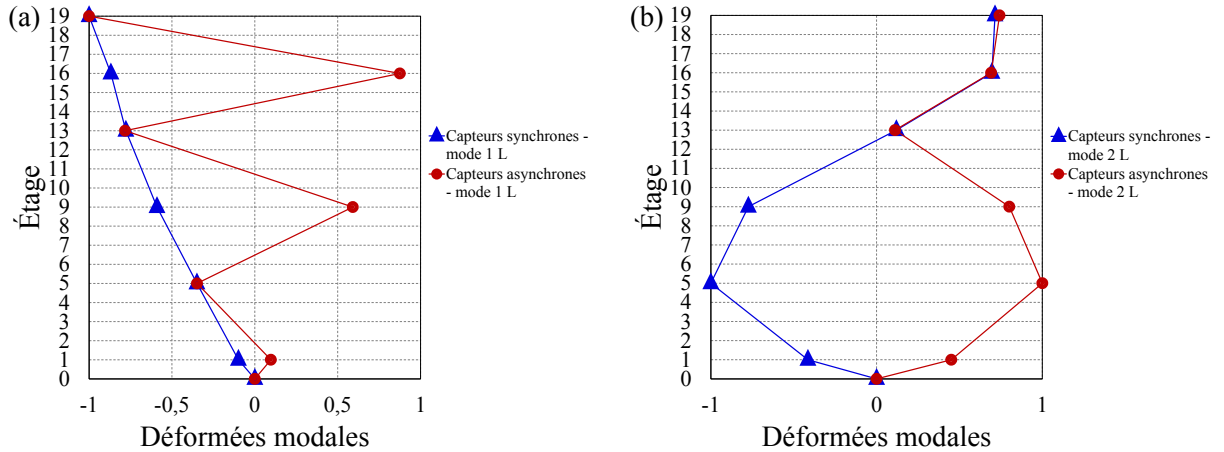


FIGURE 4.6: Identification des déformées modales par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones - composante  $L$  : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>eme</sup> mode de flexion

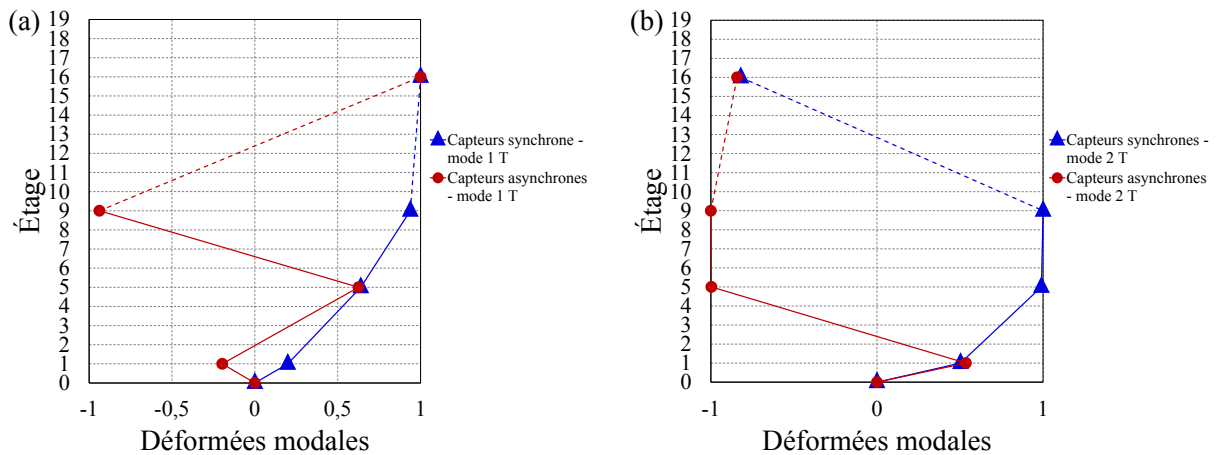


FIGURE 4.7: Identification des déformées modales par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones - composante  $T$  : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>eme</sup> mode de flexion

capteurs a engendré un changement de signe au niveau de quelques points de mesure. Ce changement de signe est lié au passage de la déformée modale complexe à la déformée modale réelle. En effet, la méthode la plus simple et la plus courante pour obtenir des déformées modales réelles à partir des déformées modales complexes est de multiplier le module de chaque élément de la déformée complexe par le signe du cosinus de sa phase.

Le signe de la déformée modale réelle est positif si la phase de l'élément complexe correspondant est comprise entre  $[-\frac{\pi}{2}, \frac{\pi}{2}]$ . Dans le cas contraire, l'élément de la déformée modale réelle est négatif [Friswell 1995]. Cette méthode peut s'écrire aussi en termes de partie réelle ( $\Re$ ) et partie imaginaire ( $\Im$ ) de la déformée complexe. Dans ce cas, la déformée réelle prend directement le signe de la phase corrigée  $\varphi'$  :

- si  $\Re \geq 0$  et  $\Im \geq 0$  alors  $\varphi' = \varphi$
- si  $\Re \geq 0$  et  $\Im \leq 0$  alors  $\varphi' = \varphi$
- si  $\Re \leq 0$  et  $\Im \geq 0$  alors  $\varphi' = \varphi + 180$
- si  $\Re \leq 0$  et  $\Im \leq 0$  alors  $\varphi' = \varphi - 180$

Lorsque le décalage temporel engendre un changement de phase  $\varphi$  de l'intervalle  $[-\frac{\pi}{2}, \frac{\pi}{2}]$  à l'intervalle  $[\frac{\pi}{2}, \frac{3\pi}{2}]$  ou inversement, le signe du composant de la forme modale sera changé, et la forme du mode identifiée sera sévèrement déformée. Un exemple est illustré sur la figure 4.8. Dans cet exemple, on considère une phase  $\theta \in [-\frac{\pi}{2}, \frac{\pi}{2}]$ , si le retard engendre un changement de phase  $\theta^\delta \in [\frac{\pi}{2}, \frac{3\pi}{2}]$  le signe du cosinus devient négatif et ainsi le signe de l'élément associé à cette phase sera négatif.

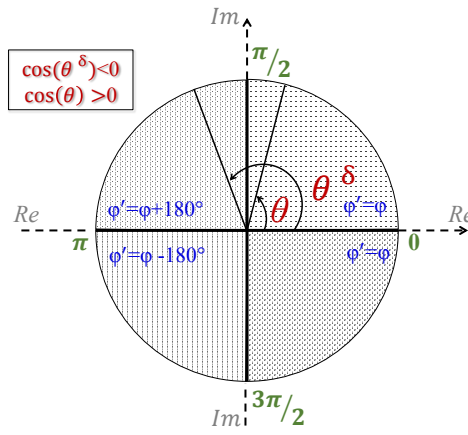


FIGURE 4.8: *Effet du décalage temporel entre les capteurs sur la phase*

Comme il est difficile d'estimer les retards entre les capteurs, il est difficile par conséquent d'obtenir des informations sur les déphasages des composantes des déformées modales et d'ajuster leurs signes. Mais si nous négligeons l'information de phase et assumons que toutes les déformées ont le même signe, on peut utiliser des valeurs modifiées des déformées en ne gardant que les amplitudes des composants [Yan 2009, Yan 2010]. Ce principe est appliqué sur l'exemple précédent et les valeurs absolues des déformées sont illustrées sur la figure 4.9 et la figure 4.10.



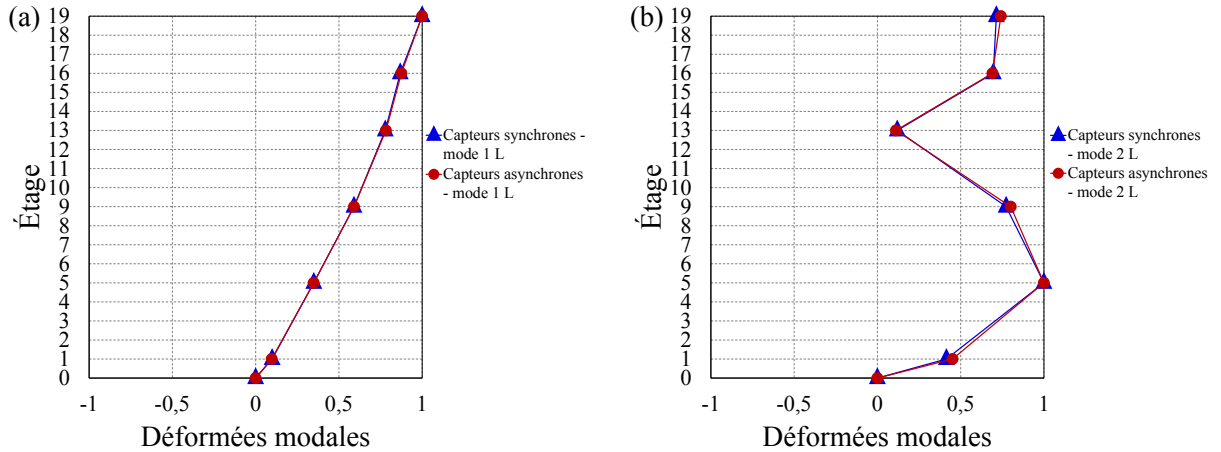


FIGURE 4.9: Valeurs absolues des déformées modales identifiées par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones - composante  $L$  : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>eme</sup> mode de flexion

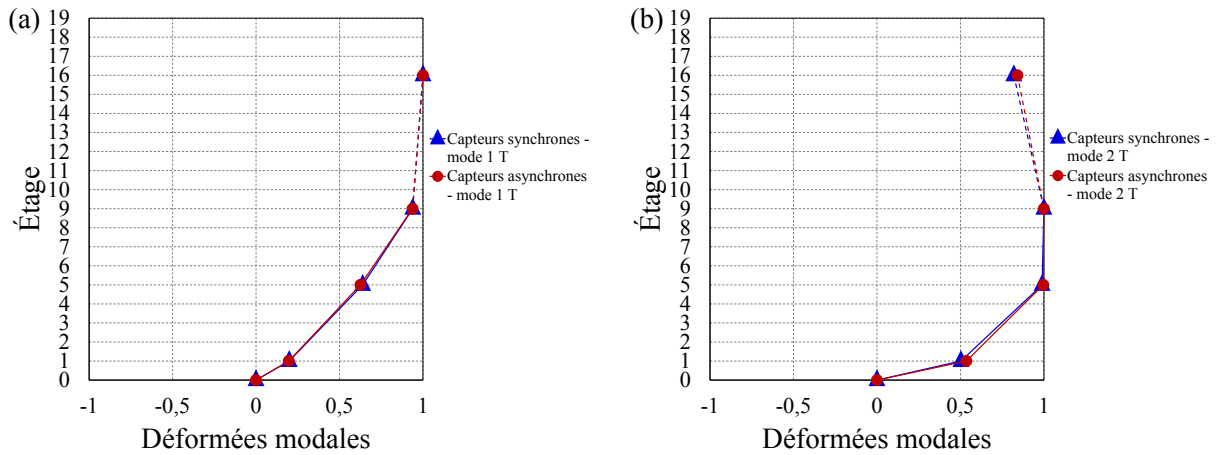


FIGURE 4.10: Valeurs absolues des déformées modales identifiées par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones - composante  $T$  : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>eme</sup> mode de flexion

A partir des capteurs asynchrones, les amplitudes des déformées modales obtenues se superposent avec les amplitudes des déformées modales issues des capteurs synchrones. Cependant, il est très important de noter que les retards introduits entre les capteurs, dans ce cas particulier, ont engendré des variations très légères des amplitudes. Ces variations sont de l'ordre de 3% en appliquant le critère MAC.

Un deuxième exemple a été considéré avec des décalages plus importants entre les capteurs, allant de 3 à 20 s, dans le but de mettre en évidence l'effet de la désynchronisation (Figure 4.11 et figure 4.12).

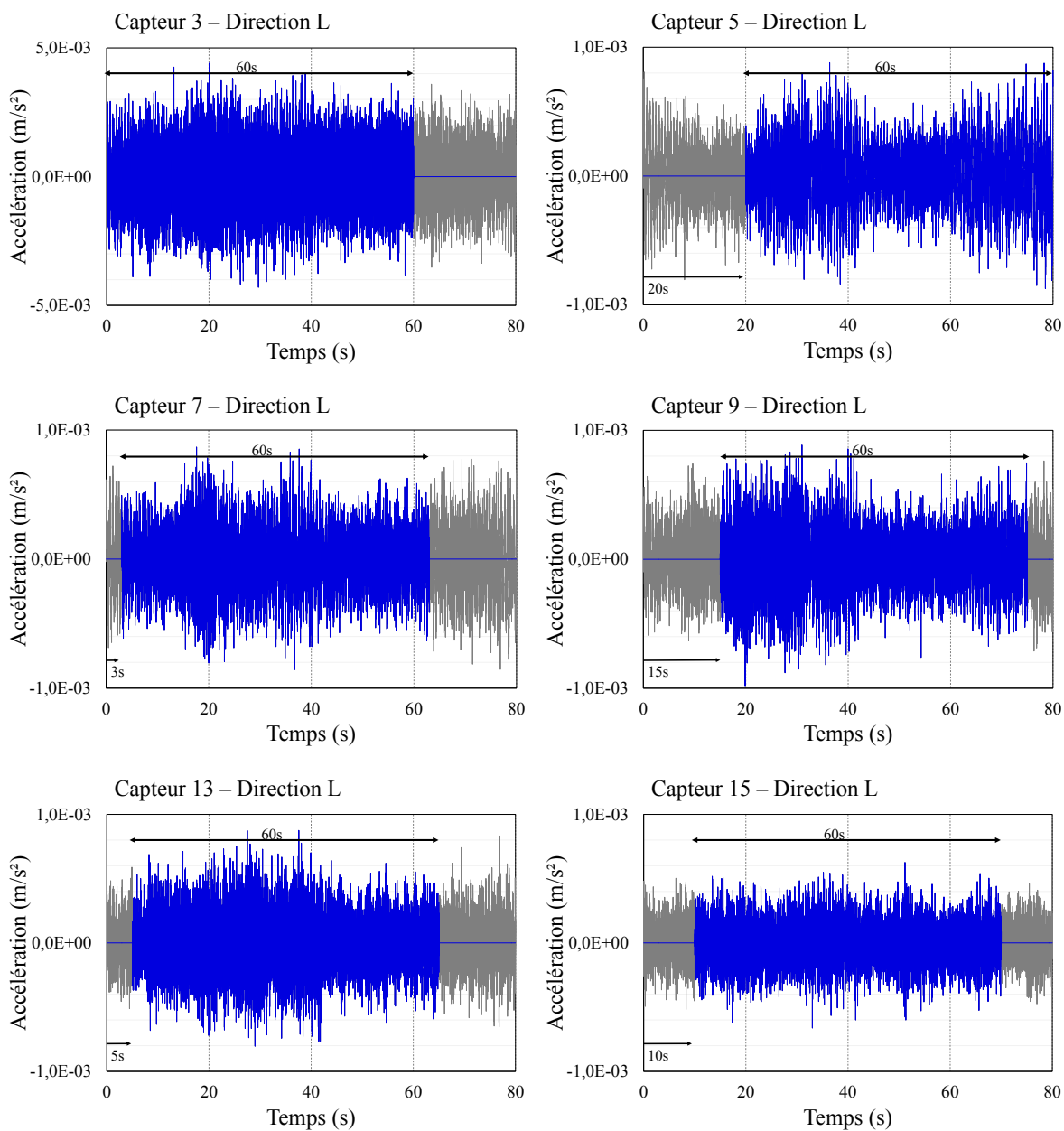


FIGURE 4.11: Portions d'accélérations décalées dans le temps issus des capteurs 3, 5, 7, 9, 13 et 15 dans la direction L - Début de l'enregistrement : le 29 janvier 2017, à 14h

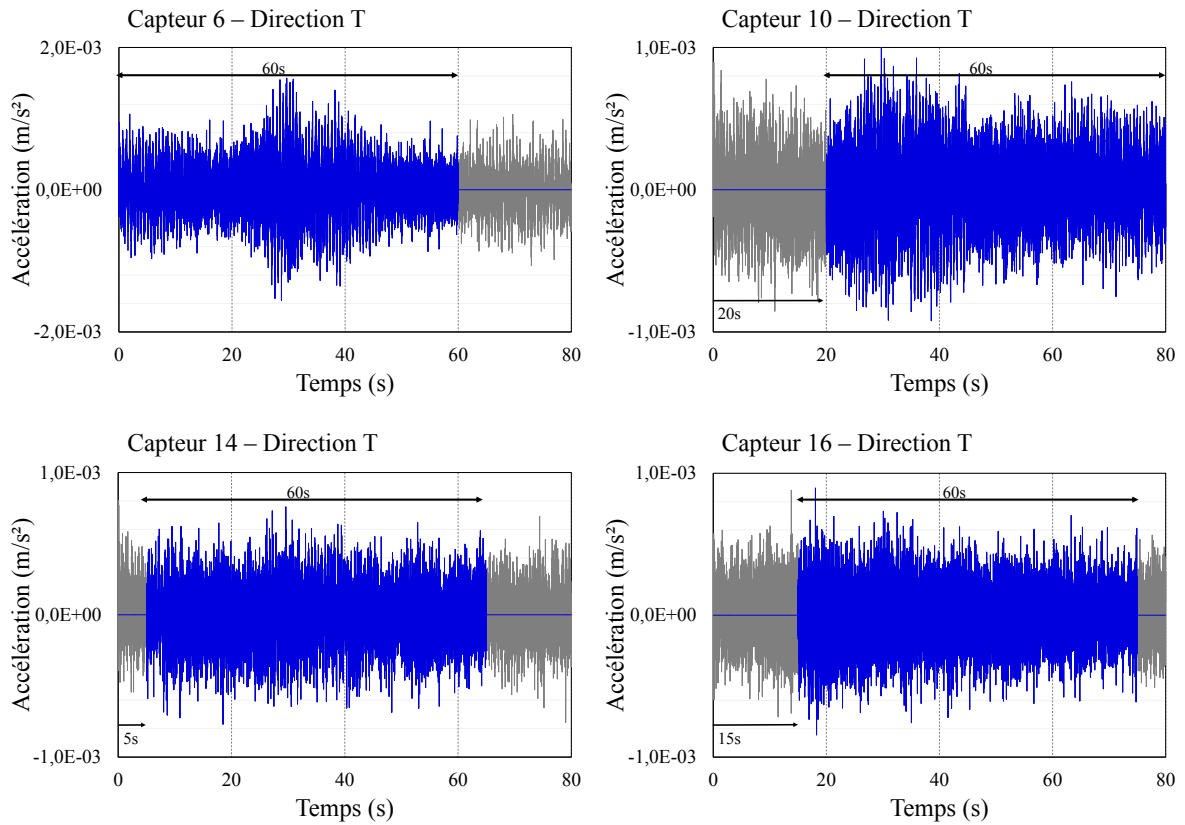


FIGURE 4.12: Portions d'accélération décalées dans le temps, issus des capteurs 6, 10, 14 et 16 dans la direction T - Début de l'enregistrement : le 29 janvier 2017, à 14h

Les valeurs absolues des déformées modales identifiées sont illustrées sur la figure 4.13 et la figure 4.14.

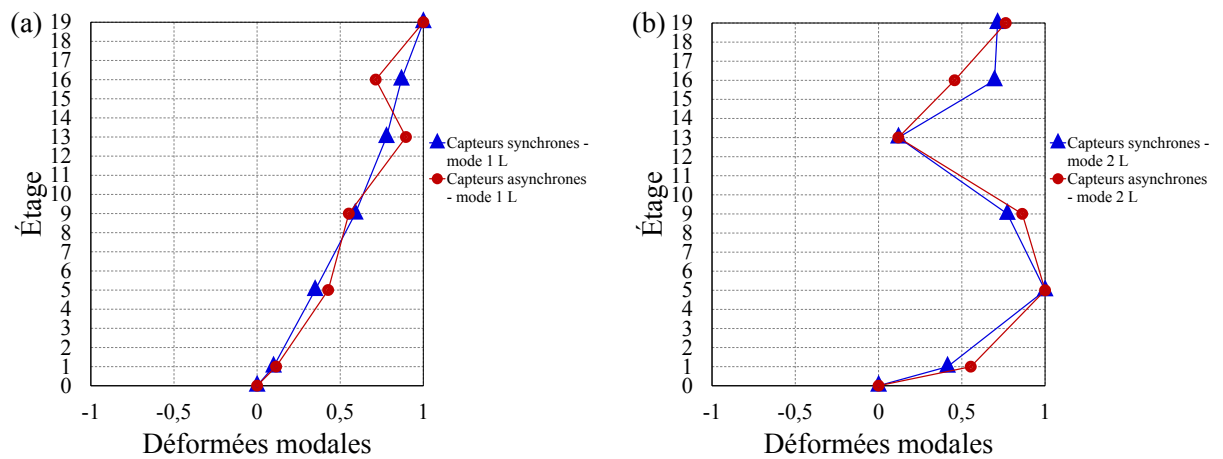


FIGURE 4.13: Valeurs absolues des déformées modales identifiées par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones - composante L : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>ème</sup> mode de flexion

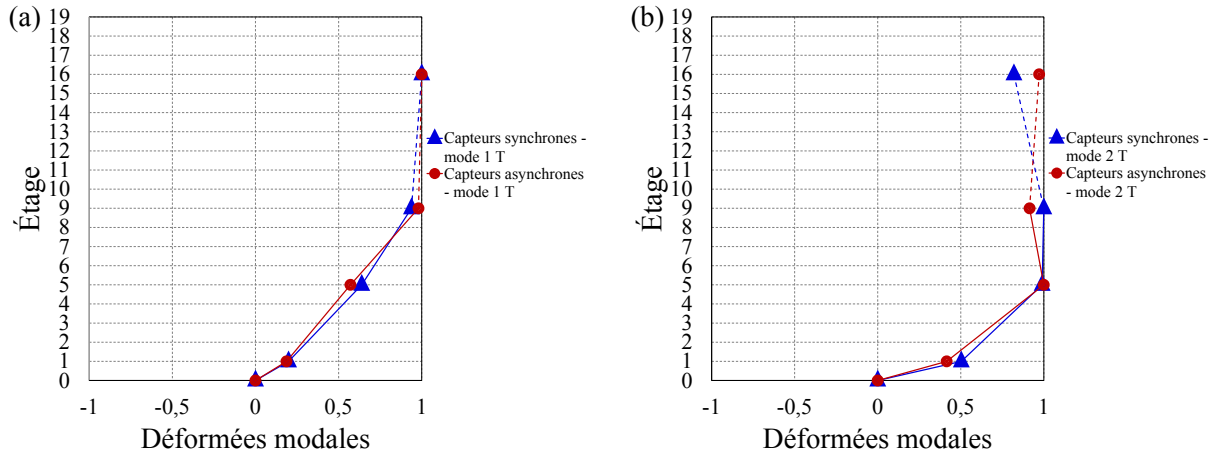


FIGURE 4.14: Valeurs absolues des déformées modales identifiées par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones - composante  $T$  : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>eme</sup> mode de flexion

En introduisant un retard plus important, celui-ci a provoqué des variations plus importantes des amplitudes des déformées modales. Étant donné que ces paramètres modaux sont essentiels à la localisation d'un endommagement, ces variations peuvent provoquer de fausses indications.

#### 4.2.2.2.b Cas particulier

Nous avons vu que la connaissance du retard entre les signaux, généralement identifié avec un système de datation, permet d'ajuster le spectre au travers du théorème de retard (Équation 4.7). Dans la théorie du traitement de signal, la fonction d'inter-corrélation permet aussi d'identifier le retard entre deux signaux  $s_1$  et  $s_2$ . Elle est définie comme suit :

$$R_{s_1 s_2} = \int_{-\infty}^{+\infty} s_1(t + \tau) s_2^*(t) dt \quad (4.39)$$

Les propriétés de l'inter-corrélation montrent que le temps  $t$ , correspondant au maximum de cette fonction, correspond au retard  $\tau$  entre les deux signaux. Cette technique est simple mais ses limites sont évidentes. En effet, il est considéré par défaut qu'il n'y a pas de corrélation entre le signal et le bruit aussi bien qu'entre le bruit et le bruit, ce qui n'est pas le cas en pratique. De surcroît, la fonction d'inter-corrélation ainsi définie, est la moyenne statistique ou la moyenne mathématique substituée par la moyenne temporelle infinie dans un processus ergodique stationnaire au sens strictement mathématique (le cas des structures en génie civil soumises à des excitations de type bruit blanc). En pratique, cette moyenne mathématique stricte et cette moyenne temporelle infinie sont impossibles à évaluer, et nous ne pouvons utiliser que la moyenne temporelle en lieu et place de la moyenne infinie. Nous ne pouvons ignorer l'impact du bruit sur la fonction d'inter-corrélation, sinon la précision de l'estimation du retard sera réduite. Pour cette raison, la corrélation croisée généralisée peut être introduite, ce qui peut affaiblir ou éliminer l'impact du bruit sur la précision de l'estimation du délai [Chen 2011]. En recherchant d'abord le spectre de puissance croisée entre les deux signaux et en donnant ensuite une

certaine pondération dans le domaine fréquentiel, la méthode d'intercorrélation généralisée améliore les composantes fréquentielles avec un rapport signal sur bruit plus élevé et inhibe l'impact du bruit [Arifianto 2017].

Dans le cas particulier où les mesures sont réalisées sous les mêmes conditions (même excitation, même fréquence d'échantillonnage et même durée d'enregistrement), et sous réserve que le retard ne dépasse pas la durée de la mesure (c'est à dire que les accélérogrammes se chevauchent sans être synchronisés), il est possible d'estimer ce retard à partir de la fonction d'intercorrélation généralisée et ainsi d'ajuster le signe de la déformée modale. L'intercorrélation généralisée a comme expression [Wang 1997] :

$$R_{r_1 r_2} = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{G_{r_1 r_2}}{|G_{r_1 r_2}|^\beta} e^{j2\pi f \tau} df \quad (4.40)$$

où  $G_{r_1 r_2}$  est la densité spectrale croisée,  $\tau$  est le retard entre le deux signaux  $r_1$  et  $r_2$ , et  $\beta = 0,8$  [Ramamurthy 2007].

Le retard correspond à [Tarinejad 2016] :

$$\tau = \tau_{max}\{R_{r_1 r_2}\} \quad (4.41)$$

Dans le cas où plusieurs capteurs sont considérés, il faut calculer le retard de chaque capteur par rapport à un capteur de référence.

En appliquant cette démarche à l'exemple précédent, et en prenant le capteur 3 et le capteur 6, respectivement dans la direction L et la direction T, comme capteurs de référence, les retards identifiés sont résumés dans le tableau 4.2.

	Direction L					Direction T		
	cap.5	cap.7	cap.9	cap.13	cap.15	cap.10	cap.14	cap.16
Retard infligé (s)	20	3	15	5	10	20	5	15
Retard identifié (s)	20	3	15	5	10	20	5	15

Tableau 4.2: *Identification des retards entre les signaux*

A partir des ces résultats, les signes des composantes des déformées modales ont été ajustés. Les déformées modales identifiées sont en bonne concordance avec le déformées issues des capteurs synchrones. Celles-ci sont illustrées sur la figure 4.15 et la figure 4.16.

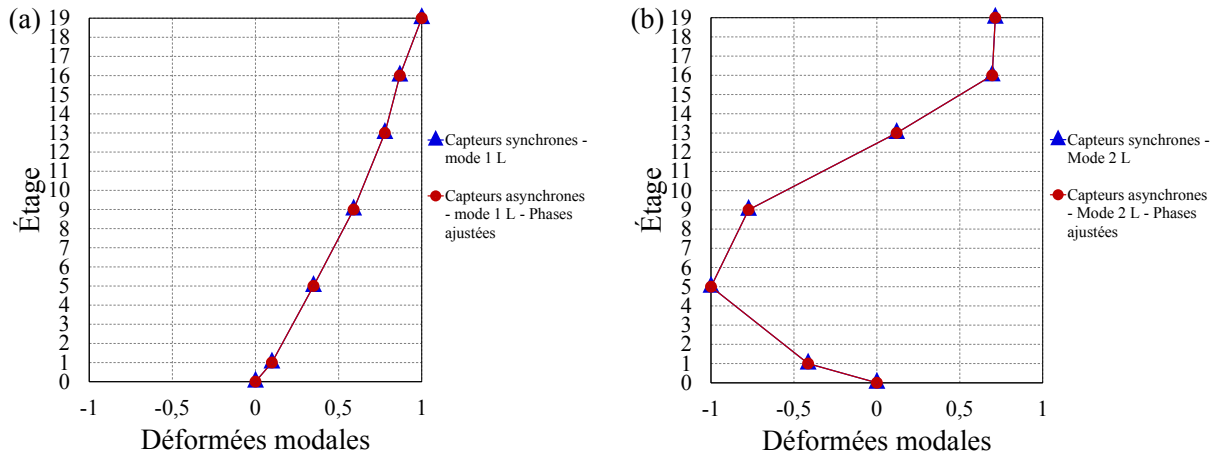


FIGURE 4.15: *Déformées modales identifiées par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones avec ajustement de la phase - composante L : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>ème</sup> mode de flexion*

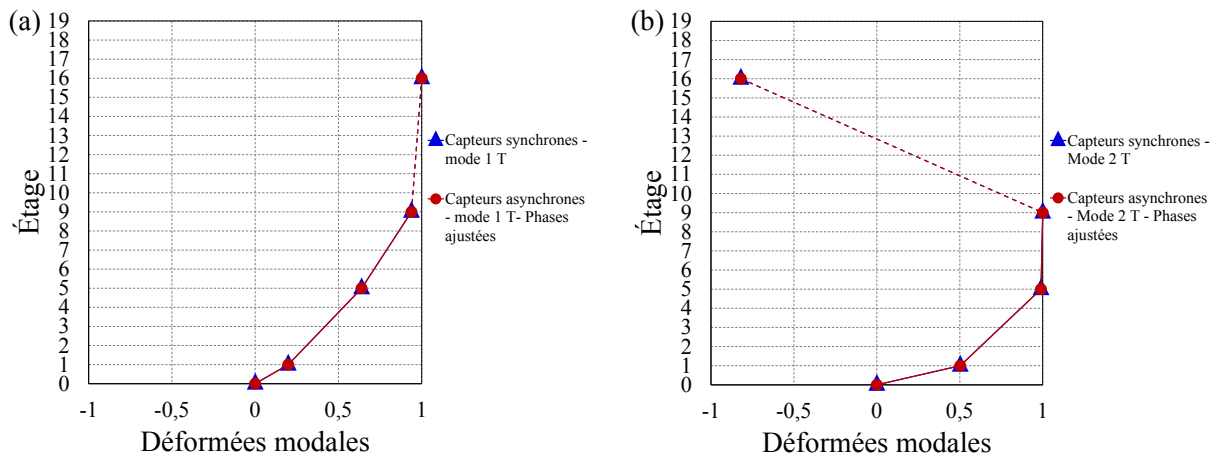


FIGURE 4.16: *Déformées modales identifiées par la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel en utilisant des capteurs synchrones et asynchrones avec ajustement de la phase - composante T : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion, (b) 2<sup>ème</sup> mode de flexion*

#### 4.2.2.2.c Application sur des données numériques

Intéressons nous maintenant à l'application de la chaîne complète de surveillance sur le modèle numérique de la Tour de l'ophite, soumise à une excitation de type bruit blanc, avec des données accélérométriques désynchronisées (Figures 4.17).

Les caractéristiques de ce modèle ont été présentées dans le chapitre 2, paragraphe §2.4.1. L'endommagement est introduit artificiellement par réduction de 80% du module d'Young. Pour simplifier la démarche, nous avons décidé d'utiliser un point de mesure par étage. Chaque point de mesure possède une seule composante dans la direction transversale (**T**) afin d'identifier les modes propres dans cette direction.

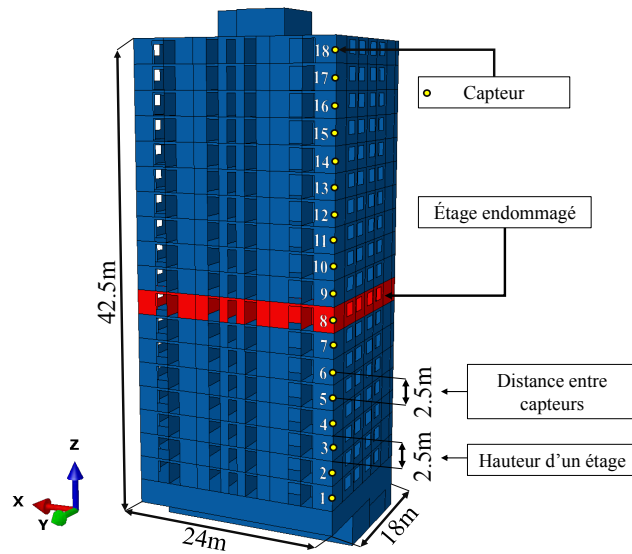


FIGURE 4.17: *Modèle numérique de la tour de l'Ophite - étage 8 endommagé artificiellement*

Les points de mesure sont disposés d'une manière équidistante le long d'une arête du bâtiment pour avoir une description suffisante des déformées modales. Les accélérogrammes synchrones (sync.)/asynchrones (async.), d'une durée de 60 s, utilisés pour la surveillance du modèle numérique sont illustrées dans l'annexe A.

Dans un premier lieu, les fréquences propres, à l'état sain et à l'état endommagé, ont été identifiées par la méthode stochastique par sous ensemble (SSI-COV) et sont résumées dans tableau 4.3.

Fréquences identifiées avant l'endommagement [Hz]					Fréquences identifiées après l'endommagement [Hz]				
Abaqus	SSI sync.	Erreur %	SSI async.	Erreur %	Abaqus	SSI sync.	Erreur %	SSI async.	Erreur %
1,70	1,70	0	1,70	0	1,60	1,61	+0,62	1,61	+0,62
5,84	5,84	0	5,84	0	5,42	5,41	-0,18	5,41	-0,18

Tableau 4.3: *Identification des fréquences propres à partir de réponses synchrones et asynchrone - Comparaison avec les résultats issus de l'analyse modale sur le logiciel Abaqus*

Les fréquences identifiées en utilisant des données synchronisées et des données désynchronisées sont identiques et similaires à celles identifiées avec le logiciel Abaqus. En effet, l'erreur maximale est de 0,62%.

En considérant les deux types de données (syn./désyn), les fréquences propres entre l'état sain et l'état endommagé, présentent une réduction supérieure à la limite de « non-détection » (5%), permettant par conséquent la détection de l'endommagement.

Ces résultats viennent en appuis à ce que nous avons présenté précédemment quant à l'effet de la désynchronisation sur l'identification des fréquences propres.

Avant d'entamer le processus d'identification des déformées modales, nous avons appliqué la méthode d'inter-corrélation généralisée pour identifier les retards entre les signaux en prenant le capteur 2 comme capteur de référence. Les retards identifiés sont résumés dans le tableau 4.4.

N° Capteur	Retard infligé ( $s$ )	Retard identifié ( $s$ )
1	1	1
3	2	2
4	5	5
5	4	4
6	1	1
7	2	2
8	0	0
9	1	1
10	2	2
11	7	7
12	3	3
13	6	6
14	4	4
15	2	2
16	1	1
17	5	5
18	3	3

Tableau 4.4: *Identification des retards entre les signaux*

Les résultats retrouvés sont identiques aux retards infligés entre les capteurs et montrent bien que l'inter-corrélation généralisée permet d'estimer les retards entre des signaux en présence de bruit. Par la suite, les déformées modales, ont été identifiées par la méthode FDD et sont illustrées sur la figure 4.18.

Les déformées modales identifiées à partir des données synchronisées présentent une grande similarité avec les celles identifiées par le logiciel de calcul par éléments finis et une grande différence avec celles identifiées à partir des données désynchronisées en terme d'amplitudes de signes. Ces variations sont dues aux retards qui existent entre les capteurs.

Dans ce cas test, la structure a été soumise à un bruit blanc sur une période de 160  $s$ , et les mesures asynchrones, d'une période de 60  $s$ , ont été réalisées sous les mêmes conditions avec un retard ne dépassant pas la période d'enregistrement (60  $s$ ). Dans ces conditions, l'identification des retards ont pu avoir lieu grâce à la fonction d'inter-corrélation généralisée et par conséquent la matrice de densité spectrale de puissance a été ajustée et les déformées modales ont été identifiées correctement (Figure 4.18).



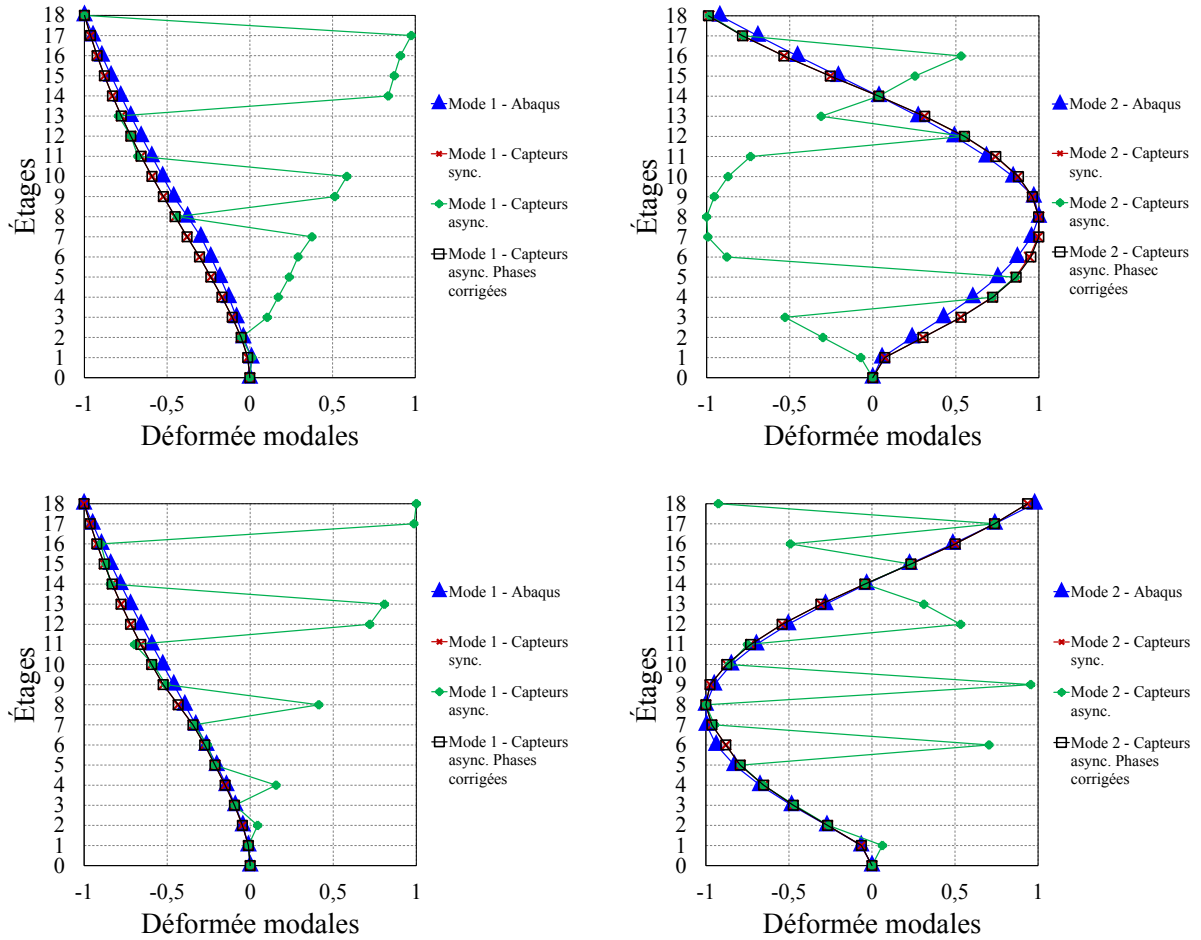


FIGURE 4.18: Comparaison des déformées modales identifiées par des données synchrones et des données asynchrones : (a) 1<sup>er</sup> mode de flexion à l'état sain, (b) 2<sup>ème</sup> mode de flexion à l'état sain, (c) 1<sup>er</sup> mode de flexion à l'état endommagé, (d) 2<sup>ème</sup> mode de flexion à l'état endommagé.

En appliquant la chaîne complète de surveillance sur les trois cas (signaux synchronisés, signaux désynchronisés et signaux désynchronisés corrigés) les résultats suivant ont pu être trouvés :

- En utilisant des données synchronisées :
  - variation supérieure à 5% au premier mode propre,
  - des endommagements sont détectés aux alentours du 7<sup>ème</sup> capteur en utilisant les courbures des déformées modales au mode 1,
  - des endommagements sont détectés aux alentours du 9<sup>ème</sup> capteur en utilisant les courbures des déformées modale au mode 2,
  - des endommagements sont détectés aux alentours du 9<sup>ème</sup> capteur en utilisant le facteur CDF. Les 2 premiers modes sont utilisés,
  - des endommagements sont détectés aux alentours du 8<sup>ème</sup> capteur en utilisant la méthode des courbures de flexibilité.

- En utilisant des données désynchronisées :
  - variation supérieure à 5% au premier mode propre,
  - des endommagements sont détectés aux alentours du 12<sup>ème</sup> capteur en utilisant les courbures des déformées modales au mode 1,
  - des endommagements sont détectés aux alentours du 6<sup>ème</sup> capteur en utilisant les courbures des déformées modale au mode 2,
  - des endommagements sont détectés aux alentours du 12<sup>ème</sup> capteur en utilisant le facteur CDF. Les 2 premiers modes sont utilisés,
  - des endommagements sont détectés aux alentours du 13<sup>ème</sup> capteur en utilisant la méthode des courbures de flexibilité.
- En utilisant des données désynchronisées corrigées :
  - variation supérieure à 5% au premier mode propre,
  - des endommagements sont détectés aux alentours du 7<sup>ème</sup> capteur en utilisant les courbures des déformées modales au mode 1,
  - des endommagements sont détectés aux alentours du 9<sup>ème</sup> capteur en utilisant les courbures des déformées modale au mode 2,
  - des endommagements sont détectés aux alentours du 9<sup>ème</sup> capteur en utilisant le facteur CDF. Les 2 premiers modes sont utilisés,
  - des endommagements sont détectés aux alentours du 8<sup>ème</sup> capteur en utilisant la méthode des courbures de flexibilité.

À partir des résultats de la chaîne complète de surveillance, nous pouvons constater l'effet des erreurs d'estimation des déformées modales sur le processus de localisation des endommagements. En effet, dans le cas de données désynchronisées non corrigées de fausses indications ont été affichées par la chaîne complète de surveillance. Cependant, dans le cas de données synchronisées et des données désynchronisées avec correction, la zone endommagée est en revanche localisée avec précision.

### 4.2.3 Conclusion partielle

Dans cette première section nous avons étudié l'effet de la « désynchronisation » des capteurs sur l'identification des caractéristiques dynamiques des structures soumises à des excitations de type bruit blanc. Sous réserve de mesures dans les mêmes conditions, nous avons pu démontrer, par un développement mathématique, que la méthode stochastique par sous ensemble permet d'identifier les fréquences propres avec une très grande précision, à partir de données asynchrones. L'application à un modèle numérique et à une structure réelle est concluante. Dans le cas des déformées modales, la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel a montré plus de sensibilité par rapport au décalage temporel entre les signaux. En effet, ce dernier provoque un changement de phase, et donc un changement de signe dans les composantes des déformées modales ainsi qu'un changement d'amplitude proportionnel au retard. Des auteurs suggèrent d'utiliser les valeurs absolues des déformées modales pour localiser les endommagements dans le cas où l'effet du retard sur les amplitudes est négligeable, par exemple dans le cas des capteurs sans fils où l'erreur de synchronisation et de l'ordre de  $\mu s$  [Yan 2009, Yan 2010]). Cependant, dans

le cas de données désynchronisées, où le décalage entre les signaux est plus important, nous avons constaté que les valeurs absolues des déformées modales sont « *biscornues* ». Afin de contourner ce problème, la méthode d'inter-corrélation généralisée a été appliquée pour corriger à la fois l'amplitude et les signes (les phases) des déformées modales. Dans les mêmes conditions de mesures (même fréquence d'échantillonnage, excitation de type bruit blanc sans évènements singuliers) et en ayant des retards importants entre les capteurs, nous avons pu corriger les déformées modales. Cette démarche a montré d'excellents résultats dans le cas de mesures réelles sur la tour de l'Ophite et dans le cas du modèle numérique de ce bâtiment endommagé artificiellement.

## 4.3 La transmission des données

La section précédente a permis de décrire l'effet de la désynchronisation des capteurs sur l'identification des paramètres dynamiques des structures. Les études se sont principalement focalisées sur deux aspects :

- effets de la désynchronisation sur l'identification des déformées modales,
- effets de la désynchronisation sur l'identification des fréquences propres.

Nous avons vu que la désynchronisation des capteurs induit des erreurs sur l'identification des déformées modales en termes d'amplitude et de phase. Cependant, elle n'a pas d'effet sur l'identification des fréquences propres lors de mesures dans les mêmes conditions. Suite à ces constatations, nous allons nous pencher dans cette partie sur la contribution au développement d'un outil industriel permettant de détecter un endommagement en surveillant la variation des fréquences propres.

Cette section aborde, dans un premier temps la définition de l'information nécessaire à l'évaluation de l'état de santé ainsi que les moyens de compression de cette information. Dans un second temps, l'application d'une nouvelle approche de surveillance dans le cas de la tour de l'Ophite qui est déjà instrumentée et dans le cas du barrage de Ribou est détaillée.

### 4.3.1 Choix de l'information à transmettre et compression des données

A partir de la réponse de la structure à une excitation ambiante, l'application de la méthode stochastique par sous ensemble permet d'identifier les fréquences propres. La réponse est généralement enregistrée sous formes d'accélération, vitesses ou déplacements. Le transfert de cette réponse en continu, des capteurs vers une centrale de calcul, nécessite une ligne ADSL et un débit assez important. Étant donné que la phase n'intervient pas dans l'identification des fréquences propres il s'avère très intéressant de réduire la quantité des données en calculant l'amplitude de la transformée de Fourier qui ne contient pas d'informations sur la phase. De surcroît, cette dernière est symétrique et par conséquent nous pouvons nous contenter de sa moitié. En utilisant la moitié du spectre on peut reconstruire un signal temporel, différent du signal d'origine mais ayant le même contenu fréquentiel. Cette information (la moitié du spectre) peut être compressée au niveau du capteur et transmise en utilisant l'Internet des objets (IoT) : Sigfox, LoRA, SMS... (Figure 4.19). En effet, les moyens de mesure ont profité des récents progrès en matière d'intégration des

composants électroniques qui permettent désormais de rassembler dans un même volume le capteur, l'électronique de conditionnement et les circuits numériques de traitement des données qui visent à faciliter la communication avec l'extérieur.

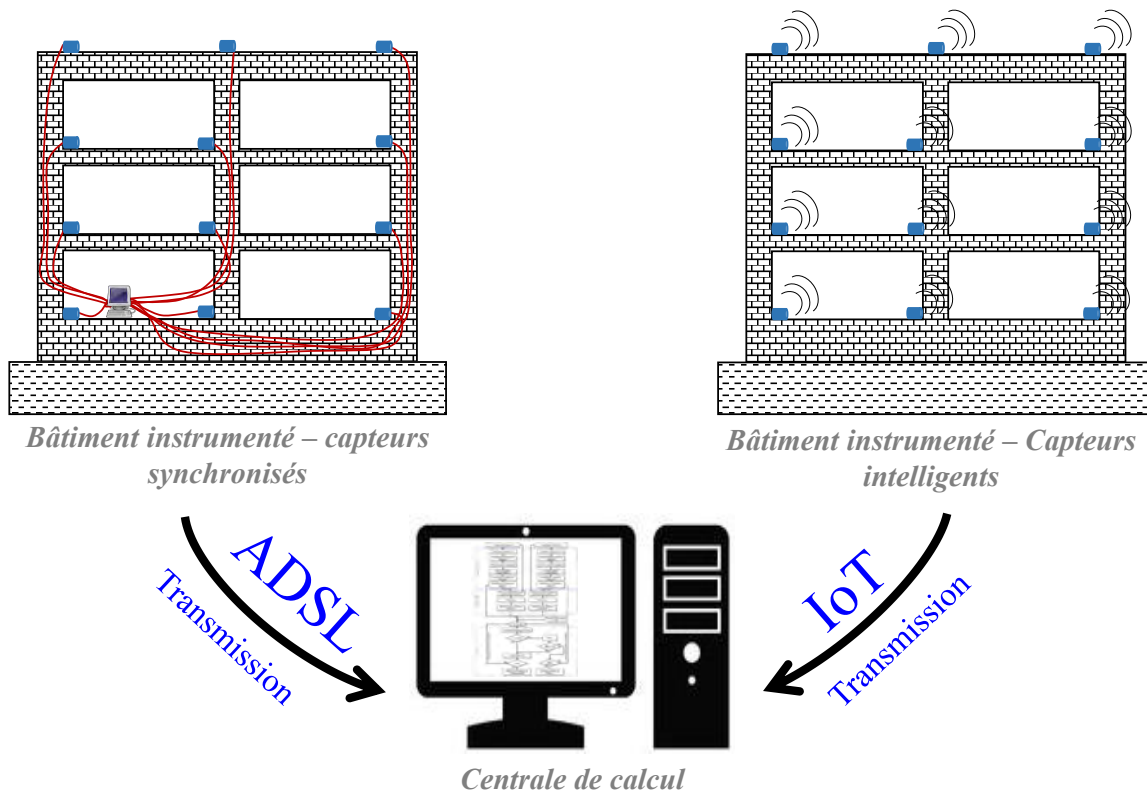


FIGURE 4.19: Les différents moyens de transmission des données

Les informations les plus importantes dans le spectre sont les pics. Ces derniers correspondent aux fréquences propres de la structure en cas d'absence d'évènements singuliers (la structure est soumise seulement au bruit ambiant). Il est donc essentiel que ces pics soient reproduits d'une façon précise lors de tout processus de compression. L'idée est donc de garder les pics en les représentant par des gaussiennes définies par leur largeur, amplitude et fréquences. Le processus que nous avons développé est le suivant :

1. détection du pic le plus important dans le spectre,
2. représentation du pic par une gaussienne,
3. suppression du pic du spectre,
4. détection du pic suivant et reprise de l'étape 2.

En commençant par les pics les plus importants il est possible de représenter la totalité du spectre par cette méthode. Ce principe est illustré sur la figure 4.20.

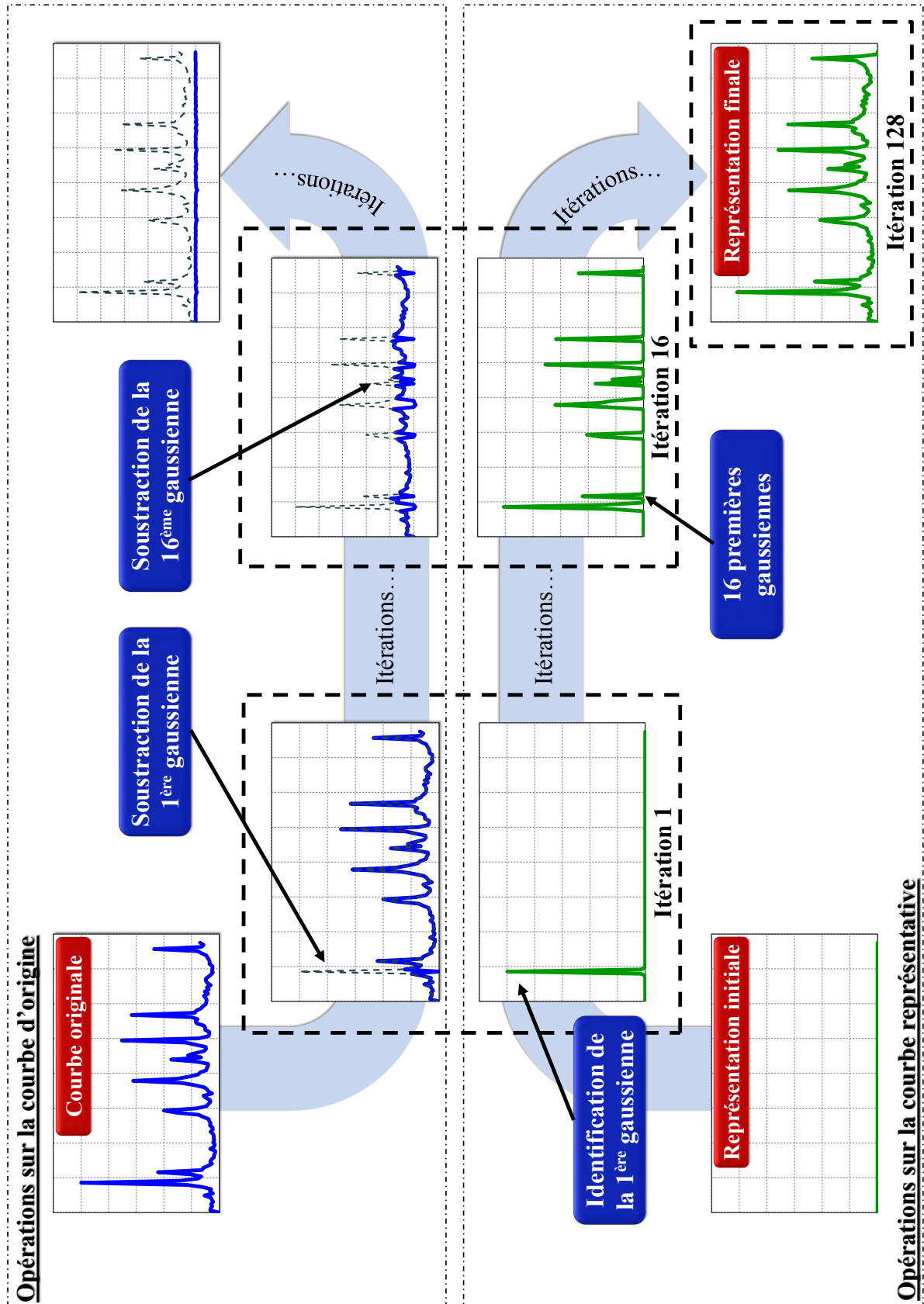


FIGURE 4.20: Représentation du spectre par des gaussiennes

En représentant la totalité du spectre par des gaussiennes, la quantité de données reste toujours importante. Étant donné qu'on ne s'intéresse qu'aux pics les plus importants, le reste du spectre n'est pas intéressant dans la mesure où il ne fournit aucune information sur les modes propres de la structure. Dans ce cas, nous pouvons ne sélectionner que quelques pics principaux et limiter les itérations de l'algorithme. Dans la figure 4.20, les 16 premières itérations (16 gaussiennes) sont suffisantes pour représenter les pics correspondant à la réponse de la structure, le reste du spectre peut être annulé. Ainsi, cette quantité réduite d'information peut être transmise en utilisant des solutions de l'IoT. À partir de cette information réduite, il est possible de reconstruire un signal temporel, qui est certainement différent du signal enregistré sur la structure mais qui a le même contenu fréquentiel. Pour illustration, sur la figure 4.21 le signal  $x_1(t)$ , issu de mesures réelles sur la tour de l'Ophite, et le signal  $x_2(t)$  reconstruit après le processus de compression sont très différents mais présentent le même contenu fréquentiel : mêmes pics et donc les mêmes fréquences propres de la structure sont identifiées.

La procédure de compression et le traitement *ex-situ*, précédemment présentée, est appliquée pour l'identification des fréquences propres de la tour de l'Ophite. Pour ce faire, nous avons repris l'exemple présenté dans le paragraphe §4.5. Pour rappel, nous disposons des accélérations synchronisées dans la direction Longitudinale (L) et Transversale (T) sur une période de 80 s du bâtiment, une semaine avant la tempête Marcel. Ces réponses sont issues des capteurs 3, 5, 7, 9, 13 et 15 dans la direction L et 6, 10, 14 et 16 dans la direction T (les positions des capteurs sont illustrées sur la figure 3.33). Nous disposons aussi des accélérations désynchronisées sur une période d'enregistrement de 60 s (Figure 4.4 et figure 4.5). Les résultats d'identification des fréquences propres dans les deux directions sont résumés dans le tableau 4.5.

Direction L				Direction T			
Biblio. Hz	Freq. [Hz] (syn.)	Freq. [Hz] (désyn.)	erreur % (syn/désyn)	Biblio. Hz	Freq. [Hz] (syn.)	Freq. [Hz] (désyn.)	erreur % (syn/désyn)
1,74	1,74	1,74	0	1,73	1,73	1,72	0,58
2,25	2,27	2,28	0,44	2,27	2,27	2,28	0,44
5,82	5,84	5,83	0,17	6,13	6,13	6,14	0,16

Tableau 4.5: *Identification des fréquences propres de la tour de l'Ophite avant la tempête Marcel - Comparaison entre les résultats issus de capteurs synchronisés et désynchronisés après le processus de compression, avec les résultats issus des travaux de thèse d'Ali MIKAEL [Mikael 2011]*

Les fréquences identifiées après le processus de compression s'avèrent très similaires avec ce qui a été reporté dans la bibliographie. Nous observons que les valeurs des modes identifiés sont très proches de celles mesurées par MIKAEL [Mikael 2011]. D'autre part, en utilisant des données synchronisées et désynchronisées, les modes identifiés sont similaires, l'écart ne dépasse pas 0,58%.

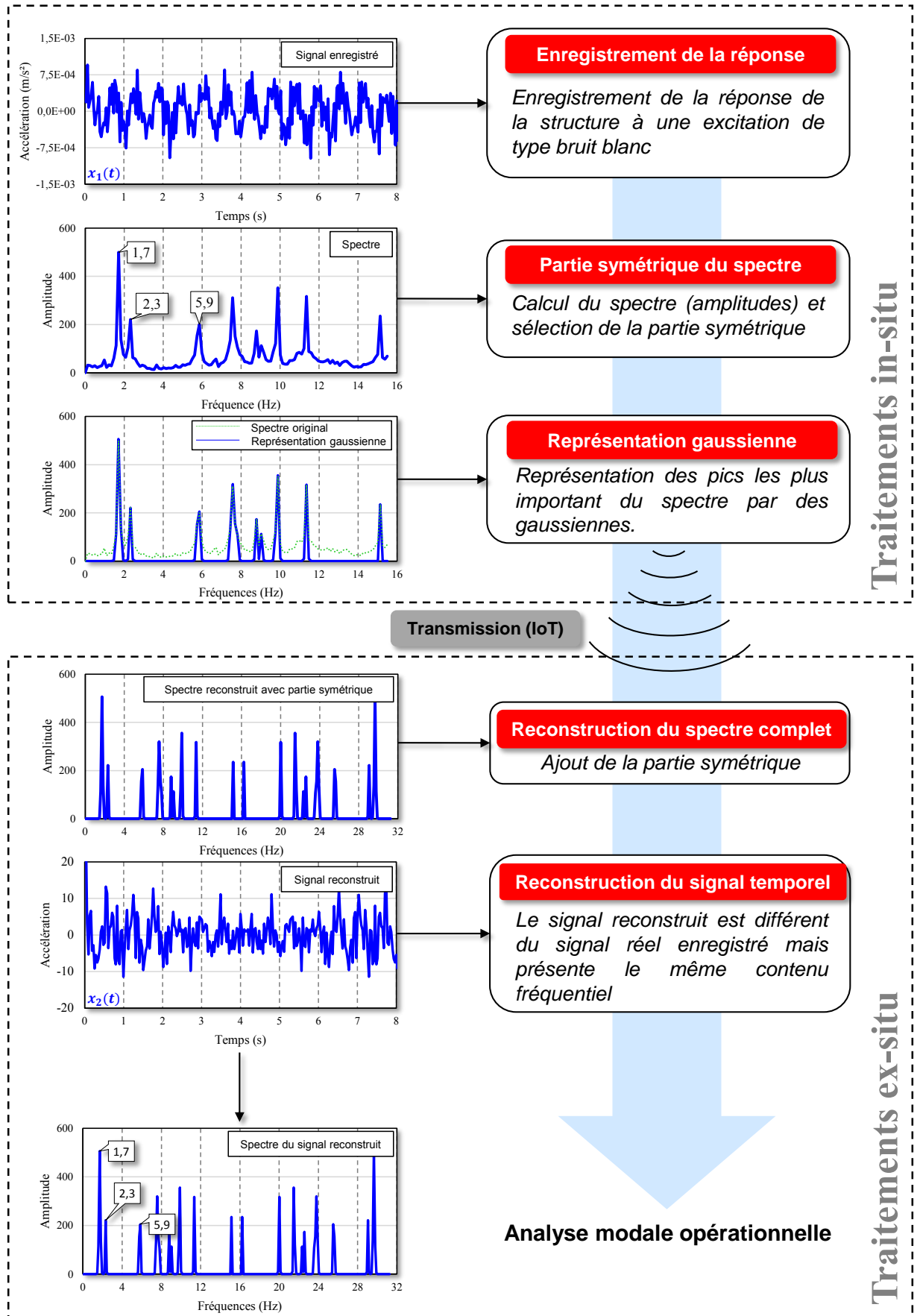


FIGURE 4.21: *Processus de compression, transmission et reconstruction de l'information*

À partir de ce premier exemple, nous pouvons constater tout l'intérêt de la compression des données. La démarche proposée a permis d'identifier les fréquences propres du bâtiment de l'Ophite en représentant les spectres mesurées par des gaussiennes.

### 4.3.2 Application : Le barrage de Ribou

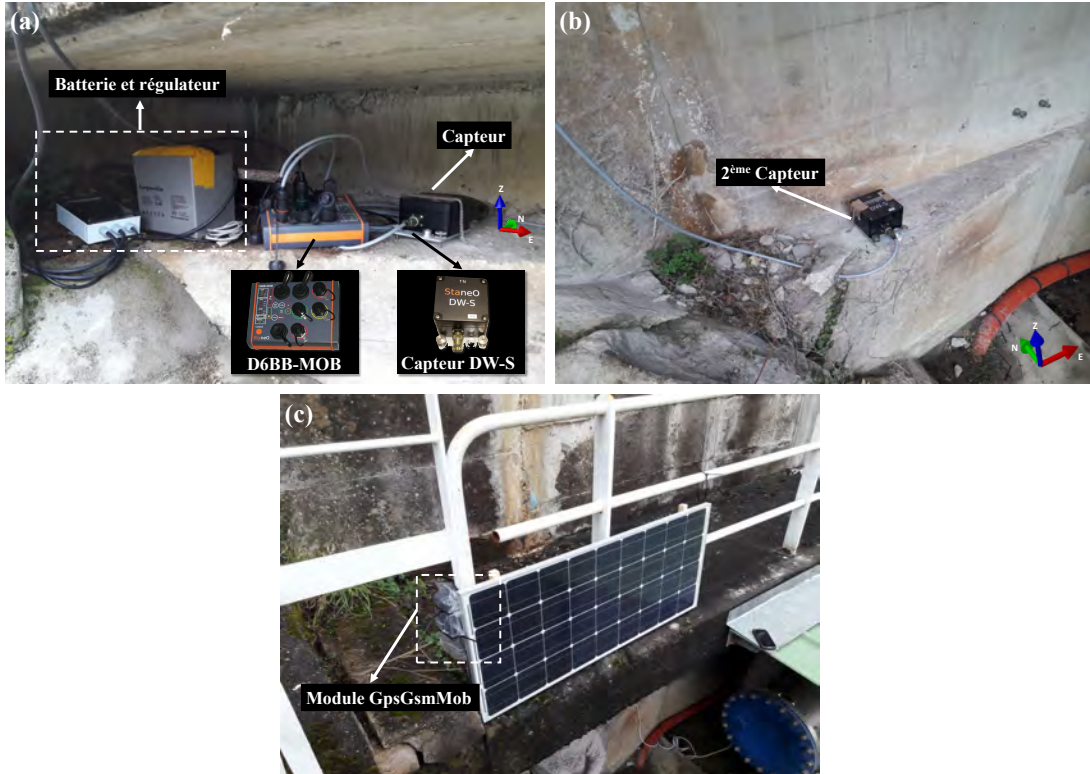
Le barrage de Ribou, propriété de la commune d'agglomération du Choletais, est un barrage voûte simple en béton, dont la fonction est l'alimentation en eau potable et le soutien des débits d'étiage à la Moine. D'une hauteur de 16 m et d'une capacité de retenue de 3,2 hm<sup>3</sup>, ce barrage est classé B selon le décret du 11 décembre 2007. La longueur de la voûte est de 160 m et présente une épaisseur constante de 1,5 m. Le barrage présente une fissuration sub-horizontale du parement aval de la rive gauche. Le plan du barrage est illustré en annexe B.



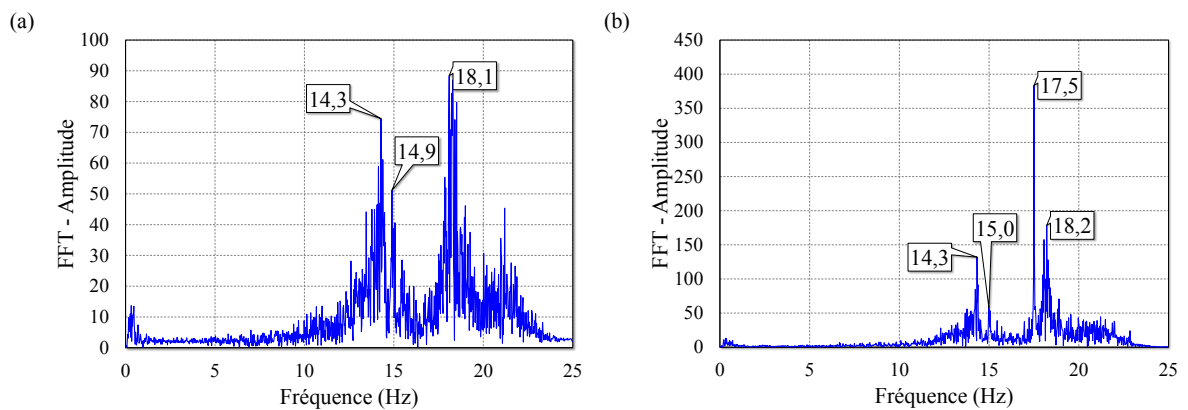
FIGURE 4.22: *Barrage de Ribou en surverse*

Deux capteurs DW-S à trois composantes, dont les caractéristiques sont représentées dans le tableau 3.1, ont été utilisés pour l'instrumentation de ce barrage. Nous avons installé le matériel de surveillance sur la partie gauche du barrage dans un petit renforcement pour des raisons pratiques. Les deux capteurs sont placés à quelques mètres l'un de l'autre, orientés dans le repère radial, tangentiel par rapport à l'arc de cercle de la voûte, et sont branchés à une station D6BB-MOB à 6 voies. La station est elle aussi placée dans le renforcement avec la batterie et le régulateur qui permet de charger la batterie à partir d'un panneau solaire. Le panneau solaire quant à lui a été fixé au dessus du renforcement, sur la rambarde d'une des passerelles du barrage. Un module GpsGsmMob est fixé juste à côté du panneau solaire, contenant un GPS haute sensibilité et un module GSM permettant une connexion 3G ou le contrôle de la station via SMS. Les premiers tests ont été réalisés sur des portions de signaux échantillonnés à 50 Hz pour une durée de 40 s.



FIGURE 4.23: *Installation du matériel de surveillance*

La figure 4.24 illustre un exemple de spectre en vitesse mesuré par le 1<sup>er</sup> capteur dans la direction radiale (R), pour deux mesures séparées dans le temps. Sur la figure 4.24.a, trois fréquences sont identifiées : 14,3 Hz, 14,9 Hz et 18,1 Hz, alors que sur la figure 4.24.b nous pouvons constater une raie supplémentaire qui apparaît, très étroite et de forte amplitude à 17,5 Hz. Cette fréquence étroite nous rappelle la fréquence à 100 Hz que nous avons identifié lors des mesures sur la maquette en béton (Chapitre 3).

FIGURE 4.24: *Spectre des premières mesures sur le barrage - Capteur 1, direction R*

Afin de suivre l'évolution de ces fréquences propres dans le temps nous avons tracé les diagrammes temps-fréquences pour les deux capteurs, sur une période de 24h (le 25 Février

2018). Ces diagrammes sont illustrés sur la figure 4.25 et représentés en vitesse.

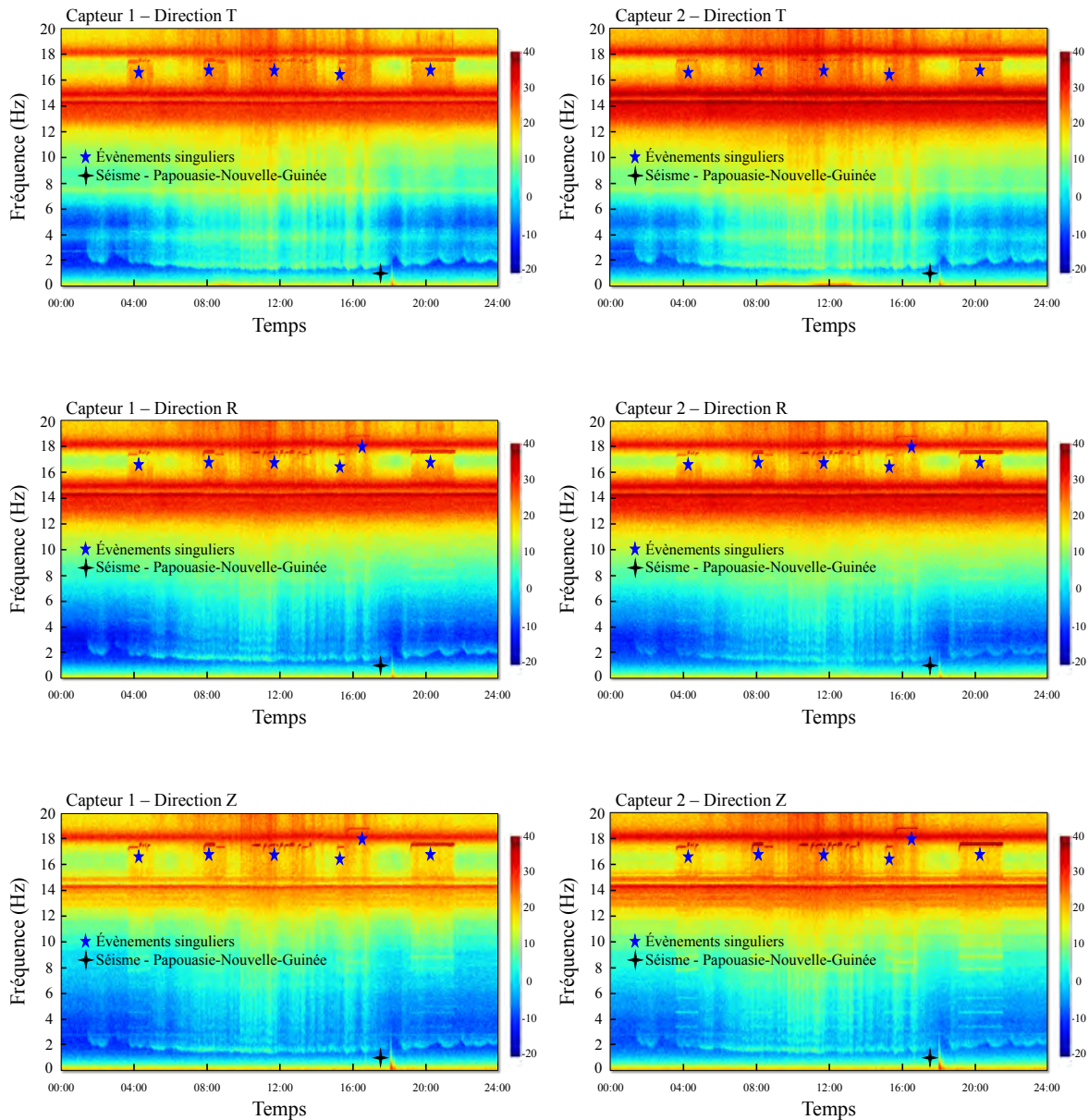


FIGURE 4.25: *Analyse temps-fréquences du barrages de Ribou*

Ces spectre sont très riches en informations. En effet, ils contiennent non seulement les fréquences propres du barrage mais aussi tous les événements singuliers qui ont eu lieu la même journée. Les spectres présentent par exemple la signature typique en basse fréquence d'un séisme. Ce dernier correspond au séisme qui a frappé la Papouasie-Nouvelle-Guinée le 25 Février 2018 vers 18h (son épicentre est situé à 90 km au sud de Porgera, dans la province d'Enga, et à 35 km de profondeur). Nous observons aussi des raies constantes de fortes amplitudes et sur de courtes périodes à 17,5 Hz (présente aussi sur la figure 4.24.b) et à 19 Hz. Le spectre présente aussi les fréquences propres du barrages : un premier mode à 14,33 Hz, un second mode à 14,9 Hz et un troisième mode à 18,1 Hz.

Comme dans le cas des mesures sur la maquette en béton présentées dans le chapitre 3, où nous avons identifié certaines fréquences non caractéristiques de la structure, mais attribuables à un transformateur EDF, la surveillance du barrage nécessite l'identification de l'origine de ces fréquences parasites qui peuvent engendrer de fausses indications quant à l'état de santé de la structure.

Pour les identifier, nous avons superposé les débits en  $\frac{m^3}{h}$  dans la conduite entre le barrage et l'usine de production se trouvant à quelques mètres du barrage (Figure 4.26), avec les diagrammes temps-fréquences.

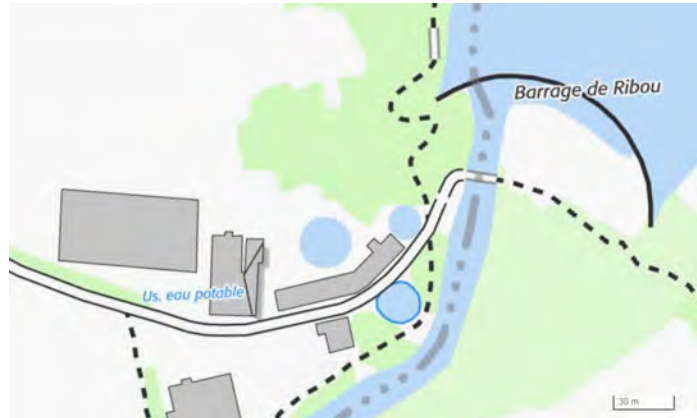


FIGURE 4.26: Plan de situation - barrage de Ribou

Deux journées de mesure ont été sélectionnées :

- le 11 Mars 2018 : fonctionnement de l'usine de production,
- le 20 Mars 2018 : arrêt du prélèvement d'eau.

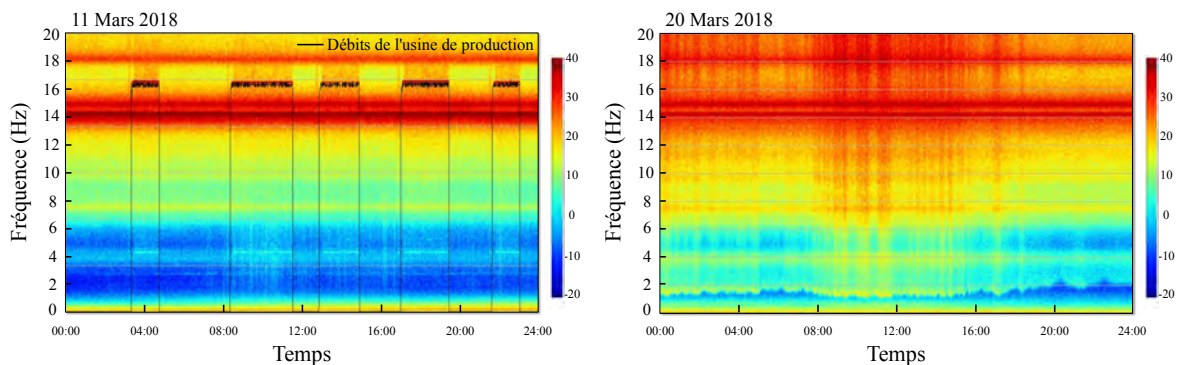


FIGURE 4.27: Superposition des débits de l'usine de production avec les diagrammes temps-fréquences du barrage de Ribou

Pour le 11 Mars 2018, nous pouvons clairement noter que les fréquences stables à 17,5 Hz proviennent de l'usine de production. Celles-ci disparaissent le 20 Mars 2018, à l'arrêt du prélèvement d'eau. D'autres fréquences parasites, liées au fonctionnement de l'usine de production peuvent apparaître aussi (Figure 4.28).

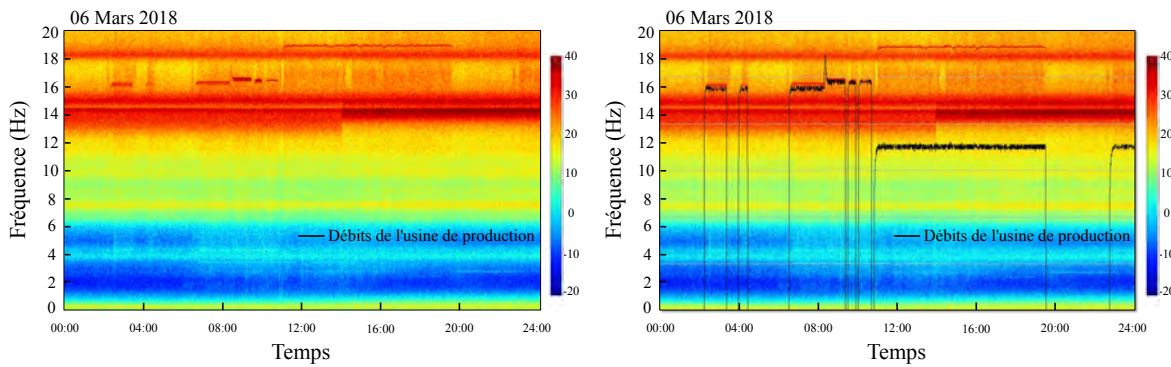


FIGURE 4.28: *Superposition des débits de l'usine de production avec les diagrammes temps-fréquences du barrage de Ribou - 06 Mars 2018*

Afin de contourner les problèmes d'identification liés aux évènements singuliers qui peuvent avoir lieu dans l'environnement de la structure (pompes, vannes, claquement des portes, seismes etc.), la sélection des périodes de mesures s'avère essentielle. En effet, comme présenté sur la figure 4.27, en absence d'évènements singuliers nous arrivons à distinguer les fréquences qui sont propres à la structure des fréquences parasites. Cependant en appliquant la méthode stochastique par sous ensemble, sans sélection des périodes de mesure, nous pouvons identifier ces fréquences parasites.

Dans le tableau 4.6, les résultats d'identification des fréquences propres par la méthode SSI en présence et en absence d'évènements singuliers, sont résumés.

Fréquences Hz - direction L		Fréquences Hz - direction T	
(sans évènements singuliers)	(avec évènements singuliers)	(sans évènements singuliers )	(avec évènements singuliers)
14,25	14,35	14,27	14,35
14,89	14,91	14,91	14,98
17,95	17,52	18,10	17,46
-	17,99	-	18,16
-	18,83	-	18,79

Tableau 4.6: *Identification des fréquences propres du barrage de Ribou - Comparaison entre les résultats obtenus en présence d'évènements singuliers et en absence d'évènements singuliers, capteur 1*

Dans le cas du barrage de Ribou, nous pouvons constater que les raies provenant de l'usine de production d'eau potable présentent les amplitudes les plus importantes dans le spectre. L'idée est donc de calculer plusieurs densités spectrales de puissance (DSP) par jour et de garder celle qui présente la moindre énergie. De cette façon, les évènements singuliers de fortes amplitudes ne seront pas pris en considération. En appliquant cette démarche pour les jours de fonctionnement de l'usine, les fréquences identifiées par la méthode SSI-COV et en utilisant des données compressées correspondent bien à celle du barrage (Tableau 4.7).

Fréquences Hz - direction L	Fréquences Hz - direction T
14,22	14,24
14,86	14,87
17,91	18,16

Tableau 4.7: *Identification des fréquences propres du barrage de Ribou après sélection des densités spectrales de puissance, capteur 1*

## 4.4 L'instrument de mesure

La première étape pour un système SHM efficace est la sélection ou le développement de capteurs appropriés. Il est évident que le capteur doit pouvoir mesurer les paramètres de réponse souhaités tel que : les contraintes, les déformations, les accélérations, la température et la pression etc. Il existe aujourd'hui plusieurs types de capteurs permettant de répondre aux besoins de mesures tel que les capteurs de déplacement, vitesse et accélération, les jauges ponctuelles, extensomètres, les capteurs sans contact, caméra rapide et bien d'autres encore. Le choix du capteur approprié dépend non seulement de la grandeur à mesurer mais aussi des contraintes économiques du projet. Pour la surveillance des structures en génie civil, les capteurs d'accélération ou de déplacements sont généralement utilisés. On distingue essentiellement cinq types de capteurs :

- les capteurs FBA (Force Balance Accelerometer),
- les capteurs piézoélectriques,
- les MEMS (Microelectromechanical systems),
- les géophones en court-circuit,
- les sismomètres (capteurs passifs).

Les capteurs FBA, tels que les episensor utilisés pour l'instrumentation de la tour de l'Ophite, sont adaptés aux besoins de surveillance mais sont bien trop chers. En effet le prix d'un capteur est de quelques milliers d'euros et leur consommation est aussi assez importante (minimum 750 mW). Les capteurs piézoélectriques, tels que les PCB sont eux aussi coûteux (800-1000 euros par composante). Ils ont une réponse passe haut, mais leur sensibilité est acceptable pour les mesures de vibration des structures civiles.

Quant aux capteurs MEMS standards, ils sont moins coûteux (quelques euros par unité) mais présentent un bruit très important ne permettant pas l'exploitation des mouvements faibles (densité de bruit d'un MEMS standard est de  $30 \mu g/\sqrt{\text{Hz}}$ ). Par conséquent ces capteurs ne sont pas adaptés aux besoins de mesure en génie civil. Il existe aussi les MEMS de haute sensibilité, tel que les DSU-508 de SERCEL (sa densité de bruit est de  $10 \mu g/\sqrt{\text{Hz}}$ ) mais leur prix reste assez élevé (aussi cher que les FBA).

Les géophones en court-circuit sont des capteur peu chers, présentant une faible consommation mais dont le niveau de bruit est élevé. Ils sont par conséquent adaptés aux mouvements forts et ne permettent pas une exploitation des mouvements de faible amplitude. Le capteurs DW-S, que nous avons utilisé dans le chapitre 3 pour les mesures sur la maquette en béton et pour la surveillance du barrage de Ribou, permet d'avoir un sismomètre à réponse plate entre 0,2 Hz et 130 Hz et dont la consommation est très faible.

Le capteur DW-S, offre le meilleur compromis entre prix, consommation et sensibilité.

## 4.5 Synthèse

L'objectif de ce dernier chapitre était de mettre l'accent sur les différentes contraintes liées à l'instrumentation des structures en génie civil et de proposer des solutions permettant de réduire de façon notable les frais d'installation et de maintenance des moyens de mesure. Ces contraintes sont essentiellement liées aux câblages (synchronisation) et à la transmission des données de la station vers une centrale de calcul.

Nous avons pu dans un premier temps, identifier les effets de la désynchronisation des capteurs sur l'identification des fréquences propres et des déformées modales. Par application des techniques d'analyse modale opérationnelle sur des mesures accélérométriques sur la tour de l'Ophite, où la désynchronisation des capteurs a été modélisée par des retards entre les accélérogrammes, les résultats ont montré que :

- (i) la désynchronisation des capteurs n'a pas d'effet sur l'identification des fréquences propres,
- (ii) les déformées modales identifiées présentent des formes dégradées (variation de l'amplitude et de la phase).

Il est cependant possible de corriger les déformées modales en quantifiant les décalages temporels. Dans le cas de mesures dans les mêmes conditions, l'inter-corrélation généralisée se présente comme un excellent moyen permettant d'estimer les retards entre les signaux par rapport à un capteur de référence. À partir de ces estimations, les spectres peuvent être corrigés en appliquant le théorème du retard, et par conséquent les phases et les amplitudes des déformées modales. Ce principe a été appliqué pour la surveillance du modèle numérique de la tour de l'Ophite endommagée artificiellement, et a permis de localiser avec précision la zone endommagée à partir de signaux désynchronisés. Toutefois, pour des mesures complètement désynchronisées (mesures séparées dans le temps), il est difficile d'identifier les décalages temporels et de corriger les déformées modales.

À la suite des difficultés inhérentes liées à l'identification des déformées modales, nous nous sommes intéressés au développement d'une nouvelle architecture d'un système de surveillance permettant de détecter un endommagement par les variations de fréquences propres. Le principal défi étant de réduire la quantité de données à transmettre vers une centrale de calcul, nous avons mis en place un algorithme de compression permettant de réduire efficacement ce volume de données en calculant le spectre des signaux et en ne gardant que les informations nécessaires (les pics correspondant aux fréquences propres). Cette démarche peut avoir lieu *in-situ* par un traitement embarqué et les informations compressées peuvent alors être transmises en utilisant les moyens de l'Internet des Objets (IoT). Une application de ce principe sur le barrage de Ribou a permis de mettre en évidence tout l'intérêt de cette nouvelle approche.

Une deuxième problématique qui concerne les fréquences parasites issues de l'environnement dans lequel se trouve la structure (les pompes, les séismes, etc.) a été évoquée. Pouvant affecter l'évaluation de la santé des structures, les fréquences parasites doivent être bien identifiées. Dans le cas particulier du barrage de Ribou, il s'est avéré que ces fréquences proviennent essentiellement de l'usine de production, qui lors de son fonctionnement, fait apparaître dans les spectres mesurés des raies parasites de fortes amplitudes. Afin de choisir les périodes de mesures, nous avons mis en place une méthodologie qui consiste à choisir les spectres qui présentent la moindre énergie. Cette approche a permis d'identifier correctement les fréquences propres de la structure.

Finalement, le choix des instruments de mesures a été évoqué. Tenant compte de la qualité de mesure requise et des prix des capteurs, notre choix s'est orienté vers le sismomètre DW-S qui offre le meilleur compromis entre prix, consommation et sensibilité.





# Conclusions et perspectives

L'objectif principal de ce travail était de mettre en place une nouvelle stratégie SHM dédiée à la surveillance des structures en génie civil. Il a porté d'une part sur l'étude de traitements *ex-situ* pour la détection et la localisation d'endommagement et d'autre part sur l'étude de traitements *in-situ* facilitant le processus de surveillance en réduisant la quantité de données enregistrées et transmises vers une centrale de calcul.

## Synthèse des travaux effectués

Le premier chapitre a été consacré à la présentation de plusieurs méthodes usuelles de surveillance des structures en génie civil tout en mettant en avant les limites de ces dernières. Il a montré, par ailleurs, le manque réel de techniques de surveillance à la fois précises et automatisables.

Le deuxième chapitre a présenté, tout d'abord, une nouvelle méthodologie permettant l'automatisation du processus de surveillance *ex-situ*. Celle-ci est composée d'algorithmes d'analyse modale opérationnelle et d'un algorithme de détection et de localisation d'endommagement. Ce dernier a été développé à partir de méthodes usuelles sélectionnées en fonction de leurs performances. Les conditions de détection et de localisation ont été fixées en fonction de critères rapportés dans la bibliographie. La validation de cette nouvelle approche s'est faite sur le modèle numérique de la tour de l'Ophite et a permis de détecter et de localiser avec précision les endommagements infligés à la structure par un signal sismique. Il s'est avéré néanmoins, que les conditions de détection et de localisation dépendent de la structure étudiée. En effet, dans le cas particuliers des ponts, les endommagements peuvent provoquer des variations très faibles des fréquences propres et il est difficile de discerner des variations dues à des effets hygrothermiques et de celles dues à la présence d'un endommagement.

Le troisième chapitre est consacré à la validation expérimentale des développements précédents. Il a débuté par l'application de la chaîne de traitement *ex-situ* pour la détection et la localisation d'endommagement infligé à une maquette en béton. Lors des mesures *in-situ*, les spectres identifiées étaient riches en information. En effet, les fréquences identifiées ne provenaient pas seulement de la structure surveillée mais aussi de son environnement. Cette constatation nous a poussé à réaliser des mesures supplémentaires afin d'identifier l'origine de ces fréquences parasites et de modifier la chaîne de surveillance de façon à supprimer ces fréquences lors du processus de surveillance. Outre l'évaluation de la chaîne complète de surveillance, cet exemple a permis de mettre l'accent sur la nécessité d'une étude post-endommagement afin de réduire les fausses indications pouvant provenir des fréquences parasites.

Le deuxième exemple d'application choisie était la tour de l'Ophite, un des rares bâtiments instrumentés d'une façon permanente en France. L'application de notre méthodologie a permis tout d'abord de confronter nos résultats, en termes d'identification de fréquences propres et de déformées modales avec d'autres travaux de recherche. Ensuite, l'application de la chaîne complète pour la surveillance de la tour après la tempête Marcel a permis, d'une part, de conclure que celle-ci n'a pas eu d'influence sur le comportement vibratoire de la structure puisque les fréquences propres sont restées inchangées après la tempête. D'autre part, au cours de la tempête, les fréquences propres ont subi une variation plus notable laissant penser que l'évaluation de l'état de santé doit être réalisée à

partir de mesures en périodes « *calmes* ».

L'étude dans le quatrième chapitre s'est orientée vers les problématiques liées au schéma d'instrumentation traditionnel pour la surveillance permanente des structures. Dans la première partie, les questions de synchronisation des capteurs ont été abordées. Des développements issus de la bibliographie et la mise en application sur des mesures réelles sur le bâtiment de l'Ophite ont permis de s'assurer que la désynchronisation des capteurs n'a pas d'effet sur l'identification des fréquences propres. Par contre, la désynchronisation engendre un changement d'amplitude et de phase lors de l'identification des déformées modales. Il est possible de corriger les déformées modales en ayant une connaissance du retard entre les capteurs, ce qui n'est pas le cas de capteurs complètement désynchronisés.

Les déformées modales étant des données nécessaires à la localisation de l'endommagement, nous nous sommes intéressés, dans la deuxième partie, au développement d'un outil permettant de répondre au premier niveau SHM en détectant les variations des fréquences propres. Dans un premier temps, nous avons identifié l'information qui doit être mesurée sur la structure. Dans un second temps, nous avons présenté le moyen de compression de cette information permettant sa transmission en utilisant les moyens de l'Internet des Objets (IdO).

L'application de cette approche a été réalisée lors de la surveillance du barrage de Ribou, campagne expérimentale au cours de laquelle nous avons fait face à une autre problématique liée aux fréquences parasites provenant de l'environnement de la structure. Celles-ci pouvant affecter la définition de l'état de santé de la structure, présentent de fortes amplitudes dans le spectre du barrage. Afin d'éviter ces fréquences parasites, et comme dans le cas de la tour de l'Ophite lors de la tempête Marcel, le choix des périodes de mesure est essentiel. Dans le cas du barrage, les périodes les plus adaptées correspondent aux densités spectrales de puissance avec la moindre énergie. Celles-ci contiennent la réponse du barrage seul. En mettant en œuvre cette méthodologie avant la transmission des données compressées, il a été possible de supprimer ces fréquences parasites. Les résultats d'identification retrouvés se sont révélés très concluants sur l'efficacité de notre approche. Finalement, en réalisant une étude comparative entre les capteurs généralement utilisés pour la surveillance des structures en génie civil, les géophones élargis présentent le meilleur compromis entre coût, consommation électrique et sensibilité par rapport aux besoins de mesure.

## Perspectives

Au terme de cette étude, il convient de mentionner que la stratégie mise en place pour lever les verrous scientifiques pilotant la surveillance des structures en génie civil a fourni des résultats très intéressants. Néanmoins, plusieurs hypothèses prises dans notre travail pourraient mériter quelques approfondissements. Les perspectives à ces travaux sont de plusieurs ordres et touchent les différents domaines abordés au travers des quatre chapitres.

### Perspectives à court terme

- **La mesure :**

- Les méthodes utilisées pour la création de l'algorithme de détection et de loca-

lisation s'avèrent complémentaires. Cependant, les conditions de détection ont été choisies en fonction de résultats issus de l'état de l'art. Il serait très intéressant de revoir ces conditions afin de les adapter à la typologie de la structure étudiée.

- Il serait intéressant aussi de parvenir à déterminer, par des simulations numériques et des mesures expérimentales, la sensibilité de la chaîne de surveillance à localiser un endommagement en fonction de différents paramètres : la taille du défaut et sa position, les facteurs environnementaux etc.
- Le placement des capteurs a été choisi de façon à avoir une description suffisante des déformées modales dans le but d'avoir une localisation précise de l'endommagement. Il pourrait être intéressant de déterminer le nombre optimum de capteurs afin d'optimiser la précision et le coût de mesure.

### • L'application :

- Lors de l'application de notre méthodologie sur des modèles numériques, l'interaction sol structure n'a pas été prise en compte, et les fondations étaient considérées comme rigides. Il serait intéressant de prendre en compte cette interaction ainsi que l'influence du matériel de remplissage du joint sismique des bâtiments pour appréhender d'une manière plus réaliste le comportement des ouvrages en relation avec le sol qui les supporte. [Lorenzo 2015]
- Au vu des résultats obtenus au chapitre 3, une étude de sensibilité plus poussée des paramètres influençant les résultats de l'application de la chaîne complète de surveillance, comme le bruit de mesure ajouté sur les paramètres modaux est envisagée.
- Il serait par conséquent très intéressant de connecter la chaîne de mesure aux prévisions météorologiques afin de faciliter le choix de la fenêtre temporelle et éviter les chutes temporaires des fréquences propres dues aux effets hygrothermiques.

### Perspectives à long terme

D'autres perspectives à plus long terme peuvent enfin être évoquées. Il serait par exemple intéressant de poursuivre les efforts menés sur les parties expérimentales et numériques pour étudier un système complètement autonome, sans traitement déporté, permettant de répondre au 3 premiers niveaux SHM (la détection, la localisation et la quantification de l'endommagement), et en indiquant en temps réel l'état de santé de la structure.

Enfin l'expérimentation sur une structure réelle pour laquelle nous pourrions disposer de mesure avant et après endommagement (de préférence d'origine sismique) serait d'une réelle aide quant à l'évaluation de notre méthodologie.



# Bibliographie

- [ABDAOUI 2017] Abderrazak ABDAOUI, Tarek El Fouly et Mohamed Ahmed. *Impact of time synchronization error on the mode-shape identification and damage detection/localization in WSNs for structural health monitoring*. Journal of Network and Computer Applications, vol. 83, pages 181–189, 2017.
- [Akaike 1969] Hirotugu Akaike. *Fitting autoregressive models for prediction*. Annals of the institute of Statistical Mathematics, vol. 21, no. 1, pages 243–247, 1969.
- [Alampalli 1995] Sreenivas Alampalli, Gongkang Fu et Everett W Dillon. *On the use of measured vibration for detecting bridge damage*. In Proceedings Fourth International Bridge Engineering Conference, volume 125, page 137, 1995.
- [Allemang 1982] Randall J Allemang et David L Brown. *A correlation coefficient for modal vector analysis*. In Proceedings of the 1st international modal analysis conference, volume 1, pages 110–116. Orlando : Union College Press, 1982.
- [Allemang 2003] Randall J Allemang. *The modal assurance criterion—twenty years of use and abuse*. Sound and vibration, vol. 37, no. 8, pages 14–23, 2003.
- [Alvandi 2003] Alireza Alvandi. *Contribution à l'utilisation pratique de l'évaluation dynamique pour la détection d'endommagements dans les ponts*. PhD thesis, Ecole des Ponts ParisTech, 2003.
- [Aoki 1991] Masanao Aoki et Arthur Havenner. *State space modeling of multiple time series*. Econometric Reviews, vol. 10, no. 1, pages 1–59, 1991.
- [Aoki 2012] Masanao Aoki et Arthur M Havenner. Applications of computer aided time series modeling, volume 119. Springer Science & Business Media, 2012.
- [Arifianto 2017] Dhany Arifianto, BT Atmaja, Tutug Dhanardhono, Saptian A Rahman et al. *Azimuth tracking of underwater moving sound source based on time delay estimation using hydrophone array*. Procedia engineering, vol. 170, pages 169–176, 2017.
- [Auweraer 2003] Herman Van Der Auweraer et Bart Peeters. *International Research Projects on Structural Health Monitoring : An Overview*. Structural Health Monitoring, vol. 2, no. 4, pages 341–358, 2003.
- [Basseville 2001] Michele Basseville, Albert Benveniste, Maurice Goursat, Luc Hermans, Laurent Mevel et Herman Van der Auweraer. *Output-only subspace-based structural identification : from theory to industrial testing practice*. Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control, vol. 123, no. 4, pages 668–676, 2001.
- [Berot 2009] Maxime Berot. *Modélisation simplifiée d'assemblages par éléments équivalents*. PhD thesis, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 2009.
- [Bikhiet 2014] Mohamed Bikhiet, Nasser El-Shafey et Hany El-Hashimy. *Behavior of reinforced concrete short columns exposed to fire*. Alexandria Engineering Journal, vol. 53, no. 3, pages 643–653, 2014.
- [Breccolotti 2004] Marco Breccolotti, Giordano Franceschini et Luigi Materazzi. *Sensitivity of dynamic methods for damage detection in structural concrete bridges*. Shock and Vibration, vol. 11, no. 3, 4, pages 383–394, 2004.

- [Brincker 2000] Rune Brincker, Lingmi Zhang et P Andersen. *Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition*. In Proc. of the 18<sup>th</sup> International Modal Analysis Conference (IMAC), San Antonio, Texas, 2000.
- [Brincker 2001] Rune Brincker, Lingmi Zhang et Palle Andersen. *Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition*. Smart materials and structures, vol. 10, no. 3, page 441, 2001.
- [Brincker 2007] Rune Brincker, Palle Andersen et Niels-Jørgen Jacobsen. *Automated frequency domain decomposition for operational modal analysis*. In Proceedings of the 25th SEM International Modal Analysis Conference, volume 7, 2007.
- [Brownjohn 2007] James MW Brownjohn. *Structural health monitoring of civil infrastructure*. Philosophical Transactions of the Royal Society of London A : Mathematical, Physical and Engineering Sciences, vol. 365, no. 1851, pages 589–622, 2007.
- [Carden 2004] E. Peter Carden et Paul Fanning. *Vibration Based Condition Monitoring : A Review*. Structural Health Monitoring, vol. 3, no. 4, pages 355–377, 2004.
- [Chen 2011] Lin Chen, Yongchun Liu, Fancheng Kong et Na He. *Acoustic source localization based on Generalized Cross-correlation time-delay estimation*. Procedia engineering, vol. 15, pages 4912–4919, 2011.
- [Clinton 2006] John F Clinton, S Case Bradford, Thomas H Heaton et Javier Favela. *The observed wander of the natural frequencies in a structure*. Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 96, no. 1, pages 237–257, 2006.
- [Creed 1987] SG Creed. *Assessment of large engineering structures using data collected during in-service loading*. Proceedings of structural assessment based on full and large scale testing, page paper 7, 1987.
- [Cunha 2005] Álvaro Cunha et Elsa Caetano. *From input-output to output-only modal identification of civil engineering structures*. In 1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC), 2005.
- [Doebbling 1996] Scott W Doebbling, Charles R Farrar, Michael B Prime et Daniel W Shevitz. *Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics : a literature review*. Report technique, Los Alamos National Lab., NM (United States), 1996.
- [Dorfman 1995] Jeffrey H Dorfman et Arthur Havenner. *Model specification tests for balanced representation state space models*. Communications in Statistics-Theory and Methods, vol. 24, no. 1, pages 97–119, 1995.
- [Dorfman 1997] Jeffrey H Dorfman et Arthur Havenner. *An introduction to model specification and estimation of balanced representation state space models, State Space Aoki Time Series user's manual version SSATS 2.0*, 1997.
- [Duco 2012] Fabien Duco. *Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments existants à partir d'une instrumentation in situ*. PhD thesis, 2012.
- [Eraky 2015] Atef Eraky, Ahmed M Anwar, Alaa Saad et Ayman Abdo. *Damage detection of flexural structural systems using damage index method—experimental approach*. Alexandria Engineering Journal, vol. 54, no. 3, pages 497–507, 2015.
- [Fan 2011] Wei Fan et Pizhong Qiao. *Vibration-based damage identification methods : a review and comparative study*. Structural Health Monitoring, vol. 10, no. 1, pages 83–111, 2011.

- [Farrar 2001] Charles R Farrar, Scott W Doebling et David A Nix. *Vibration-based structural damage identification*. Philosophical Transactions of the Royal Society of London A : Mathematical, Physical and Engineering Sciences, vol. 359, no. 1778, pages 131–149, 2001.
- [Feng 2011] Zhouquan Feng et Lambros Katafygiotis. *The Effect of Non-synchronous Sensing in Wireless Sensors on Structural Modal Identification*. In 3rd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2011), Corfu, Greece, 2011.
- [Foti 2013] Dora Foti. *Dynamic identification techniques to numerically detect the structural damage*. The Open Construction and Building Technology Journal, vol. 7, no. 1, pages 43–50, 2013.
- [Friswell 1995] Michael Friswell et John E Mottershead. Finite element model updating in structural dynamics, volume 38. Springer Science & Business Media, 1995.
- [Fu 2001] Zhi-Fang Fu et Jimin He. Modal analysis. Butterworth-Heinemann, 2001.
- [Gade 2005] Svend Gade, Nis B Møller, Henrik Herlufsen et Hans Konstantin-Hansen. *Frequency domain techniques for operational modal analysis*. In 1st IOMAC Conference, 2005.
- [García 2006] Belén García, Juan Carlos Burgos et Ángel Matías Alonso. *Transformer tank vibration modeling as a method of detecting winding deformations-part II : experimental verification*. IEEE Transactions on Power Delivery, vol. 21, no. 1, pages 164–169, 2006.
- [Ghafouri 2012] Reza Ghafouri, Aliakbar Mohammadi et Hamid Keivani. *Power System Analysis and Controller Design Using System Identification Techniques*. Trends in Applied Sciences Research, vol. 7, no. 7, page 483, 2012.
- [Ghalishooyan 2015] Morteza Ghalishooyan et Ahmad Shooshtari. *Operational Modal Analysis Techniques and their Theoretical and Practical Aspects : A Comprehensive Review and Introduction*. In 6th International Operational Modal Analysis Conference IOMAC 2015, 2015.
- [Greiner 2009] Benjamin Greiner. *Operational modal analysis and its application for SO-FIA telescope assembly vibration measurements*. 2009.
- [Gueguen 2008] M Gueguen P et Langlais. *Instrumentation du Bâtiment Ophite, Lourdes (65) France*. Rapport technique, 2008.
- [Herlufsen 2005] Henrik Herlufsen, P Andersen, S Gade et N Møller. *Identification techniques for operational modal analysis—an overview and practical experiences*. In Proceedings of the 1st International Operational Modal Analysis Conference, Copenhagen, 2005.
- [Hibbitt 2011] H Hibbitt, B Karlsson et P Sorensen. *Abaqus analysis user’s manual version 6.10*, 2011.
- [Hong 2016] Kaixing Hong, Hai Huang, Yaqiong Fu et Jianping Zhou. *A vibration measurement system for health monitoring of power transformers*. Measurement, vol. 93, pages 135–147, 2016.

- [Hosseinzadeh 2016] A Zare Hosseinzadeh, G Ghodrati Amiri, SA Seyed Razzaghi, KY Koo et SH Sung. *Structural damage detection using sparse sensors installation by optimization procedure based on the modal flexibility matrix*. Journal of Sound and Vibration, vol. 381, pages 65–82, 2016.
- [James 1995] GH James, Thomas G Carne, James P Lauffer *et al.* *The natural excitation technique (NExT) for modal parameter extraction from operating structures*. Modal Analysis-the International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis, vol. 10, no. 4, page 260, 1995.
- [Jankowiak 2005] Tomasz Jankowiak et Tomasz Lodygowski. *Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model*. Foundations of civil and environmental engineering, vol. 6, no. 1, pages 53–69, 2005.
- [Jassim 2013] ZA Jassim, NN Ali, F Mustapha et NA Abdul Jalil. *A review on the vibration analysis for a damage occurrence of a cantilever beam*. Engineering Failure Analysis, vol. 31, pages 442–461, 2013.
- [Joseph 1997] Lardies Joseph. *Estimation de l'ordre et des parametres d'un processus stochastique multivariable*. In 16 Colloque sur le traitement du signal et des images, FRA, 1997. GRETSI, Groupe d'Etudes du Traitement du Signal et des Images, 1997.
- [Joseph 2015] Lardies Joseph. *Modal parameter identification from output data only : equivalent approaches*. Shock and Vibration, vol. 2015, 2015.
- [Karbhari 2009] Vistasp M Karbhari et Farhad Ansari. *Structural health monitoring of civil infrastructure systems*. Elsevier, 2009.
- [Kerschen 2002] Gaëtan Kerschen et Jean-Claude Golinval. *Physical interpretation of the proper orthogonal modes using the singular value decomposition*. Journal of Sound and vibration, vol. 249, no. 5, pages 849–865, 2002.
- [Kim 2003] Jeong-Tae Kim, Yeon-Sun Ryu, Hyun-Man Cho et Norris Stubbs. *Damage identification in beam-type structures : frequency-based method vs mode-shape-based method*. Engineering structures, vol. 25, no. 1, pages 57–67, 2003.
- [Krishnamurthy 2008] V Krishnamurthy, K Fowler et E Sazonov. *The effect of time synchronization of wireless sensors on the modal analysis of structures*. Smart Materials and Structures, vol. 17, no. 5, page 055018, 2008.
- [Kumar 2016] K Arun Kumar et D Mallikarjuna Reddy. *Application of frequency response curvature method for damage detection in beam and plate like structures*. IOP Conference Series : Materials Science and Engineering, vol. 149, no. 1, page 012160, 2016.
- [Kuts 2017] V.A. Kuts, S.M. Nikolaev et S.A. Voronov. *The Procedure for Subspace Identification Optimal Parameters Selection in Application to the Turbine Blade Modal Analysis*. Procedia Engineering, vol. 176, pages 56 – 65, 2017. Proceedings of the 3rd International Conference on Dynamics and Vibroacoustics of Machines (DVM2016) June 29–July 01, 2016 Samara, Russia.
- [Lam 1998] HF Lam, JM Ko et CW Wong. *Localization of damaged structural connections based on experimental modal and sensitivity analysis*. Journal of Sound and Vibration, vol. 210, no. 1, pages 91–115, 1998.



- [Le 2014] Thi Thu Ha Le. *Contribution à la détection, à la localisation d'endommagements par des méthodes d'analyse dynamique des modifications structurales d'une poutre avec tension : application au suivi des câbles du génie civil*. PhD thesis, Université Paris-Est, 2014.
- [Lee 2000] Young-Shin Lee et Myung-Jee Chung. *A study on crack detection using eigenfrequency test data*. *Computers & structures*, vol. 77, no. 3, pages 327–342, 2000.
- [Levtchitch 2004] Vsevolod Levtchitch, Victor Kvasha, Helen Boussalis, Anastasios Chasiakos et Elias Kosmatopoulos. *Seismic performance capacities of old concrete*. In *Proceedings, 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC, Canada, pages 1–6, 2004.
- [Lorenzo 2015] Guillermo Wenceslao Fernández Lorenzo, Maria Paola Santisi d'Avila, Anne Deschamps, Etienne Bertrand et Diego Mercerat. *Etude de la reponse structurelle d'un batiment de grande hauteura partir d'enregistrements accelerometriques et de la modelisation par elements finis*. In *AFPS2015 - 9 ème Colloque National de L'Association Française du Génie Parasismique*, 2015.
- [Lu 2002] Q Lu, G Ren et Y Zhao. *Multiple damage location with flexibility curvature and relative frequency change for beam structures*. *Journal of Sound and Vibration*, vol. 253, no. 5, pages 1101–1114, 2002.
- [Lu 2006] Kung-Chun Lu, Yang Wang, JP Lynch, CH Loh, Yen-Jiun Chen, PY Lin et ZK Lee. *Ambient vibration study of Gi-Lu cable-stay bridge : application of wireless sensing units*. In *Smart Structures and Materials 2006 : Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems*, volume 6174, page 61741D. International Society for Optics and Photonics, 2006.
- [Lubliner 1989] J Lubliner, J Oliver, Sand Oller et E Onate. *A plastic-damage model for concrete*. *International Journal of solids and structures*, vol. 25, no. 3, pages 299–326, 1989.
- [Masjedjian 2009] MH Masjedjian et M Keshmiri. *A review on operational modal analysis researches : classification of methods and applications*. *Proc. of the 3rd IOMAC*, pages 707–718, 2009.
- [Mikael 2011] Ali Mikael. *Evaluation des paramètres physiques des bâtiments : amortissement, fréquence et modes de comportement des structures de génie civil : approche expérimentale*. PhD thesis, Sciences de la Terre. Université Grenoble Alpes, 2011.
- [Mittnik 1987] Stefan Mittnik. *Non-recursive methods for computing the coefficients of the autoregressive and the moving-average representation of mixed ARMA processes*. *Economics Letters*, vol. 23, no. 3, pages 279–284, 1987.
- [Moaveni 2011] Babak Moaveni, Geert Lombaert, Andreas Stavridis, Joel P. Conte et P. Benson Shing. *Damage Identification of a Three-Story Infilled RC Frame Tested on the UCSD-NEES Shake Table*. In Tom Proulx, editeur, *Dynamics of Civil Structures*, Volume 4, pages 145–154, New York, NY, 2011. Springer New York.
- [Moser 2011] Peter Moser et Babak Moaveni. *Environmental effects on the identified natural frequencies of the Dowling Hall Footbridge*. *Mechanical Systems and Signal Processing*, vol. 25, no. 7, pages 2336–2357, 2011.

- [Nagayama 2007] Tomonori Nagayama et Billie F Spencer Jr. *Structural health monitoring using smart sensors*. Rapport technique, Newmark Structural Engineering Laboratory. University of Illinois at Urbana-Champaign., 2007.
- [Ndambi 2002] J-M Ndambi, J Vantomme et K Harri. *Damage assessment in reinforced concrete beams using eigenfrequencies and mode shape derivatives*. Engineering Structures, vol. 24, no. 4, pages 501–515, 2002.
- [Noel 2017] Adam B Noel, Abderrazak Abdaoui, Tarek Elfouly, Mohamed Hossam Ahmed, Ahmed Badawy et Mohamed S Shehata. *Structural health monitoring using wireless sensor networks : A comprehensive survey*. IEEE Communications Surveys & Tutorials, vol. 19, no. 3, pages 1403–1423, 2017.
- [O’Connor 2008] A O’Connor et Ib Enevoldsen. *Probability based modelling and assessment of an existing post-tensioned concrete slab bridge*. Engineering Structures, vol. 30, no. 5, pages 1408–1416, 2008.
- [Palacz 2002] M. Palacz et M. Krawczuk. *Vibration parameters for damage detection in structures*. Journal of Sound and Vibration, vol. 249, no. 5, pages 999 – 1010, 2002.
- [Pandey 1991] AK Pandey, M Biswas et MM Samman. *Damage detection from changes in curvature mode shapes*. Journal of sound and vibration, vol. 145, no. 2, pages 321–332, 1991.
- [Pandey 1994] AK Pandey et M Biswas. *Damage detection in structures using changes in flexibility*. Journal of sound and vibration, vol. 169, no. 1, pages 3–17, 1994.
- [Pandey 1995] AK Pandey et M Biswas. *Experimental verification of flexibility difference method for locating damage in structures*. Journal of sound and vibration, vol. 184, no. 2, pages 311–328, 1995.
- [Pastor 2012] Miroslav Pastor, Michal Binda et Tomáš Harčarik. *Modal assurance criterion*. Procedia Engineering, vol. 48, pages 543–548, 2012.
- [Peeters 1997] B Peeters, G De Roeck, T Pollet et L Schueremans. *Stochastic subspace techniques applied to parameter identification of civil engineering structures*. New Advances in Modal Synthesis of Large Structure, pages 145–156, 1997.
- [Peeters 2000] Bart Peeters et Guido De Roeck. *Reference based stochastic subspace identification in civil engineering*. Inverse Problems in Engineering, vol. 8, no. 1, pages 47–74, 2000.
- [Peeters 2001] Bart Peeters et Guido De Roeck. *Stochastic system identification for operational modal analysis : a review*. Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control, vol. 123, no. 4, pages 659–667, 2001.
- [Peeters 2007] Bart Peeters, Herman Van der Auweraer, Frederik Vanhollenbeke et Patrick Guillaume. *Operational modal analysis for estimating the dynamic properties of a stadium structure during a football game*. Shock and Vibration, vol. 14, no. 4, pages 283–303, 2007.
- [Pioldi 2016] Fabio Pioldi, Rosalba Ferrari et Egidio Rizzi. *Output-only modal dynamic identification of frames by a refined FDD algorithm at seismic input and high damping*. Mechanical Systems and Signal Processing, vol. 68, pages 265–291, 2016.

- [Prado 2016] Danilo Mascarenhas Prado, Ivan Dario Gomez Araujo, Vladimir G Haach et Ricardo Carrazedo. *Assessment of shear damaged and NSM CFRP retrofitted reinforced concrete beams based on modal analysis*. Engineering Structures, vol. 129, pages 54–66, 2016.
- [Rahman 2012] Muhammad Shamiur Rahman et DT Lau. *Comparison of system identification techniques with field vibration data for structural health monitoring of bridges*. In Masters Abstracts International, volume 51, 2012.
- [Rainieri 2011] C Rainieri, G Fabbrocino et E Cosenza. *Near real-time tracking of dynamic properties for standalone structural health monitoring systems*. Mechanical Systems and Signal Processing, vol. 25, no. 8, pages 3010–3026, 2011.
- [Rainieri 2014] Carlo Rainieri et Giovanni Fabbrocino. *Operational modal analysis of civil engineering structures*. Springer, New York, vol. 142, page 143, 2014.
- [Ramamurthy 2007] Anand Ramamurthy. *Experimental evaluation of modified phase transform for sound source detection*. 2007.
- [Ren 2017] He Ren, Xi Chen et Yong Chen. *Chapter 1 - Introduction*. In He Ren, Xi Chen et Yong Chen, editeurs, Reliability Based Aircraft Maintenance Optimization and Applications, Aerospace Engineering, pages 1 – 18. Academic Press, 2017.
- [RES ] *RESIF est un équipement national, inscrit sur la feuille de route française des Infrastructures de Recherche éditée par le ministère de la Recherche. RESIF est coordonné par le CONSORTIUM-RESIF qui regroupe dix-huit organismes et établissements de recherche français. RESIF bénéficie d'un soutien des Investissements d'Avenir à travers du projet RESIF-CORE (Convention No ANR-11-EQPX-0040) et du soutien du Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie.*  
<http://seismology.resif.fr>.
- [Reynders 2008] Edwin Reynders, Rik Pintelon et Guido De Roeck. *Uncertainty bounds on modal parameters obtained from stochastic subspace identification*. Mechanical Systems and Signal Processing, vol. 22, no. 4, pages 948–969, 2008.
- [Reynders 2012] Edwin Reynders. *System identification methods for (operational) modal analysis : review and comparison*. Archives of Computational Methods in Engineering, vol. 19, no. 1, pages 51–124, 2012.
- [Rolando Salgado 2008] Estrada Rolando Salgado. *Damage Detection Methods in Bridges through Vibration Monitoring : Evaluation and Application*. PhD thesis, Department of Civil Engineering, ISISE-University of Minho Guimarães, 2008.
- [Rytter 1993] Anders Rytter. *Vibrational based inspection of civil engineering structures*. PhD thesis, Dept. of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, 1993.
- [Salane 1990] HJ Salane et JW Baldwin Jr. *Identification of modal properties of bridges*. Journal of Structural Engineering, vol. 116, no. 7, pages 2008–2021, 1990.
- [Salawu 1995] Olusegun S Salawu et Clive Williams. *Bridge assessment using forced-vibration testing*. Journal of structural engineering, vol. 121, no. 2, pages 161–173, 1995.
- [Salawu 1997] OS Salawu. *Detection of structural damage through changes in frequency : a review*. Engineering structures, vol. 19, no. 9, pages 718–723, 1997.

- [Sampaio 1999] RPC Sampaio, NMM Maia et JMM Silva. *Damage detection using the frequency-response-function curvature method*. Journal of Sound and Vibration, vol. 226, no. 5, pages 1029–1042, 1999.
- [Schweier 2006] Christine Schweier et Michael Markus. *Classification of collapsed buildings for fast damage and loss assessment*. Bulletin of earthquake engineering, vol. 4, no. 2, pages 177–192, 2006.
- [Sohn 2002] Hoon Sohn, Charles R Farrar, Francois M Hemez et Jerry J Czarnecki. *A review of structural health review of structural health monitoring literature 1996-2001*. Rapport technique, Los Alamos National Laboratory, 2002.
- [Talbot 2005] Martin Talbot, Jean-François Laflamme et Marc Savard. *Approches expérimentales et numériques pour l'analyse dynamique d'un pont routier*. Revue européenne de génie civil, vol. 9, no. 1-2, pages 187–214, 2005.
- [Tan 2017] ZX Tan, DP Thambiratnam, THT Chan et H Abdul Razak. *Detecting damage in steel beams using modal strain energy based damage index and Artificial Neural Network*. Engineering Failure Analysis, vol. 79, pages 253–262, 2017.
- [Tarinejad 2016] Reza Tarinejad et Majid Damadipour. *Extended FDD-WT method based on correcting the errors due to non-synchronous sensing of sensors*. Mechanical systems and signal processing, vol. 72, pages 547–566, 2016.
- [Turcotte 2016] Nicolas Turcotte. *Mise à jour numérique d'un modèle de pont par élément finis basée sur une analyse expérimentale*. PhD thesis, Département de génie civil, Université de Sherbrook, 2016.
- [Van Overschee 1993] Peter Van Overschee et Bart De Moor. *Subspace algorithms for the stochastic identification problem*. Automatica, vol. 29, no. 3, pages 649–660, 1993.
- [Wahab 1999] MM Abdel Wahab et Guido De Roeck. *Damage detection in bridges using modal curvatures : application to a real damage scenario*. Journal of Sound and vibration, vol. 226, no. 2, pages 217–235, 1999.
- [Wang 1997] Hong Wang et Peter Chu. *Voice source localization for automatic camera pointing system in videoconferencing*. In Acoustics, Speech, and Signal Processing, 1997. ICASSP-97., 1997 IEEE International Conference on, volume 1, pages 187–190. IEEE, 1997.
- [Wang 2016] T Wang, O Celik, FN Catbas et LM Zhang. *A frequency and spatial domain decomposition method for operational strain modal analysis and its application*. Engineering Structures, vol. 114, pages 104–112, 2016.
- [Wickramasinghe 2016] Wasanthi Wickramasinghe, David Thambiratnam, Tommy Chan et Theanh Nguyen. *Vibration characteristics and damage detection in a suspension bridge*. Journal of Sound and Vibration, vol. 375, pages 254–274, 2016.
- [Wu 2016] Wen-Hwa Wu, Sheng-Wei Wang, Chien-Chou Chen et Gwolong Lai. *Application of stochastic subspace identification for stay cables with an alternative stabilization diagram and hierarchical sifting process*. Structural Control and Health Monitoring, vol. 23, no. 9, pages 1194–1213, 2016.
- [Xie 2016] Yong Xie, Pan Liu et Guo-Ping Cai. *Modal parameter identification of flexible spacecraft using the covariance-driven stochastic subspace identification (SSI-COV) method*. Acta Mechanica Sinica, vol. 32, no. 4, pages 710–719, 2016.

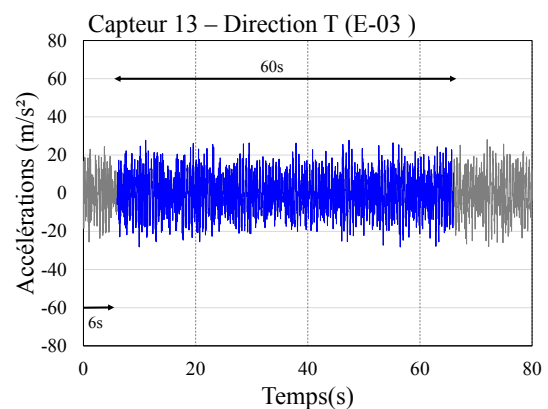
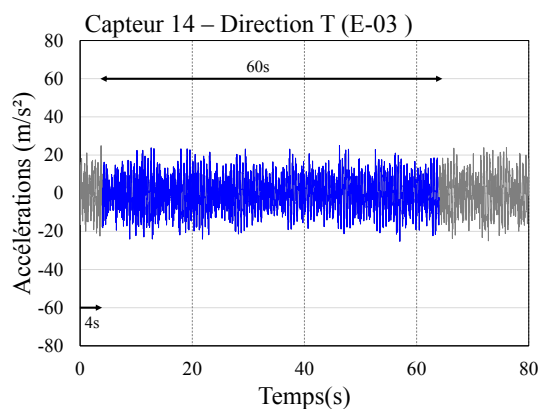
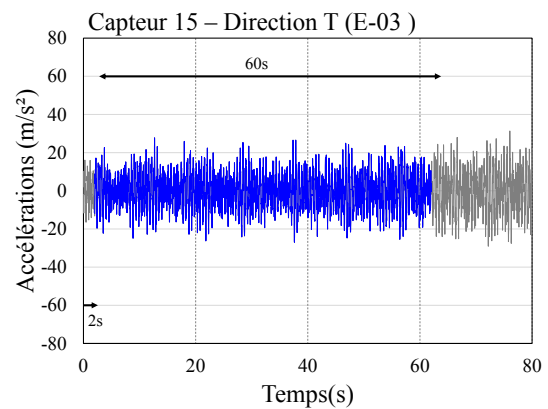
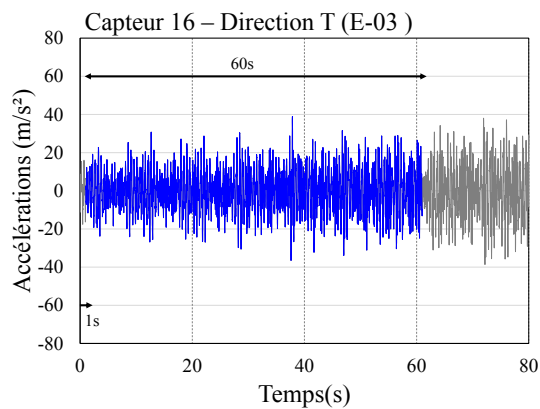
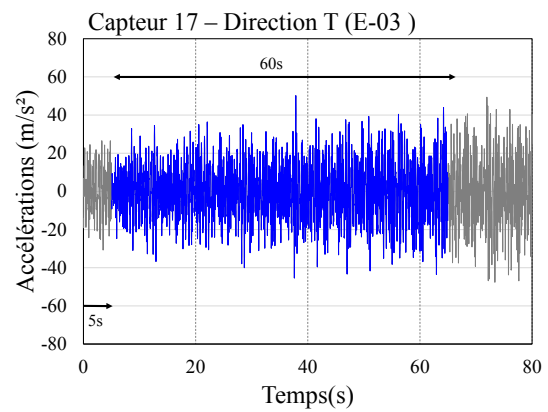
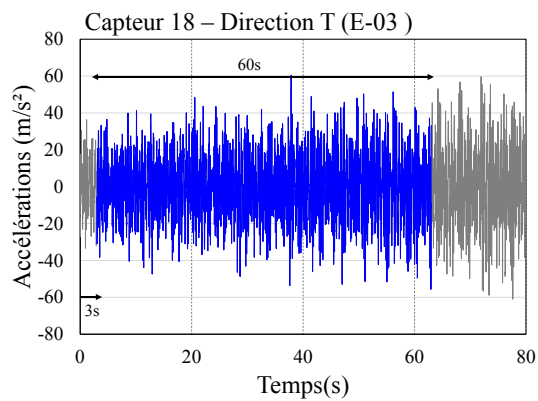
- 
- [Yan 2007] YJ Yan, L Cheng, ZY Wu et LH Yam. *Development in vibration-based structural damage detection technique*. Mechanical systems and signal processing, vol. 21, no. 5, pages 2198–2211, 2007.
- [Yan 2009] Guirong Yan, Shirley J Dyke, Wei Song, Gregory Hackmann et Chenyang Lu. *Structural damage localization with tolerance to large time synchronization errors in WSNs*. In American Control Conference, 2009. ACC'09., pages 3926–3931. IEEE, 2009.
- [Yan 2010] Guirong Yan et Shirley J Dyke. *Structural damage detection robust against time synchronization errors*. Smart Materials and Structures, vol. 19, no. 6, page 065001, 2010.
- [Yang 2011] QW Yang et BX Sun. *Structural damage identification based on best achievable flexibility change*. Applied Mathematical Modelling, vol. 35, no. 10, pages 5217–5224, 2011.
- [Zhang 1995] Zongfen Zhang et AE Aktan. *The damage indices for the constructed facilities*. In Proceedings-spie the International Society for Optical Engineering, pages 1520–1520. Spie international society for optical, 1995.
- [Zhang 2004] Lingmi Zhang. *An overview of major developments and issues in modal identification*. In IMAC XXII : A Conference and Exposition on Structural Dynamics, 2004.
- [Zhang 2012] Guowen Zhang, Baoping Tang et Guangwu Tang. *An improved stochastic subspace identification for operational modal analysis*. Measurement, vol. 45, no. 5, pages 1246–1256, 2012.
- [Zhu 2017] Yi-Chen Zhu et Siu-Kui Au. *Spectral characteristics of asynchronous data in operational modal analysis*. Structural Control and Health Monitoring, vol. 24, no. 11, 2017.
- [Zhu 2018] Yi-Chen Zhu, Yan-Long Xie et Siu-Kui Au. *Operational modal analysis of an eight-storey building with asynchronous data incorporating multiple setups*. Engineering Structures, vol. 165, pages 50–62, 2018.



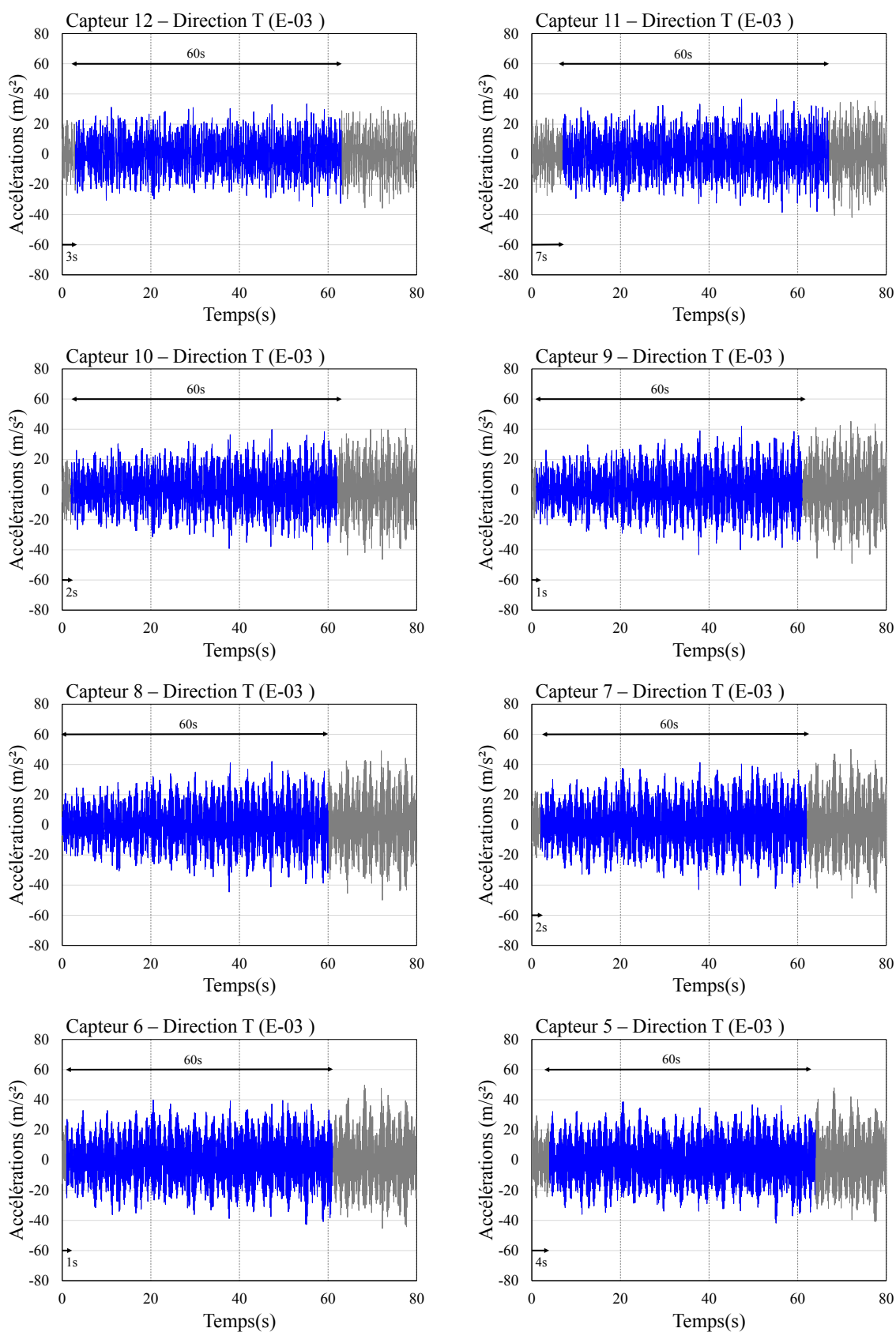


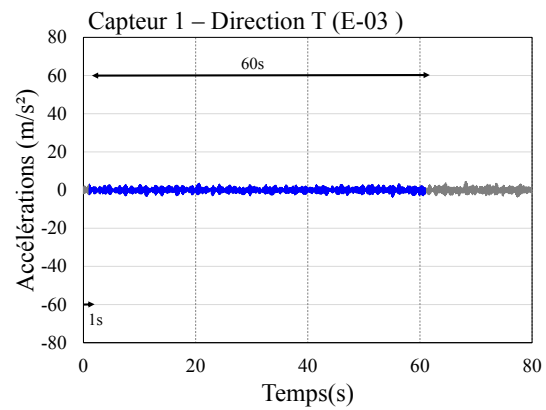
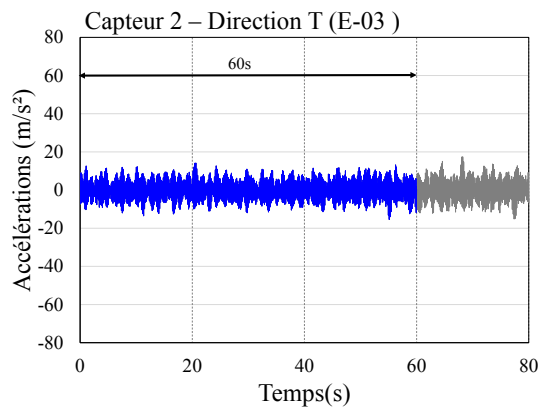
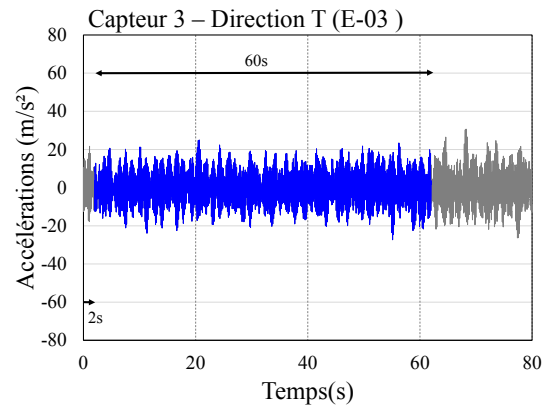
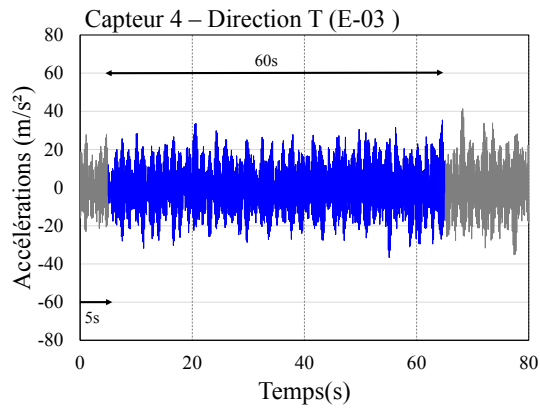
Accélérogrammes synchrones/asynchrones  
avant et après l'endommagement du modèle  
numérique de la tour de l'Ophite

## A.1 Accélérogrammes synchrones/asynchrones avant l'endommagement du modèle numérique de la tour de l'Ophite

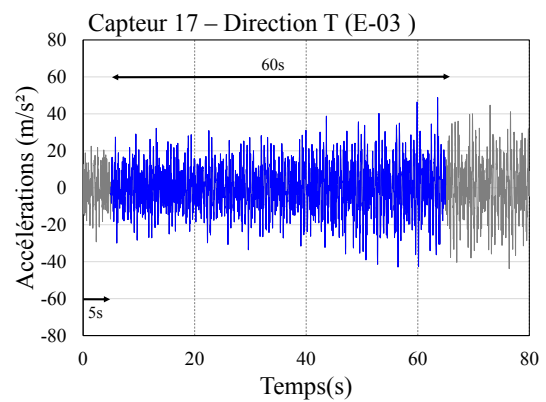
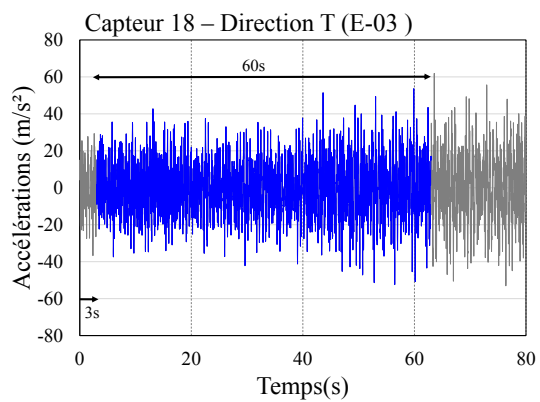


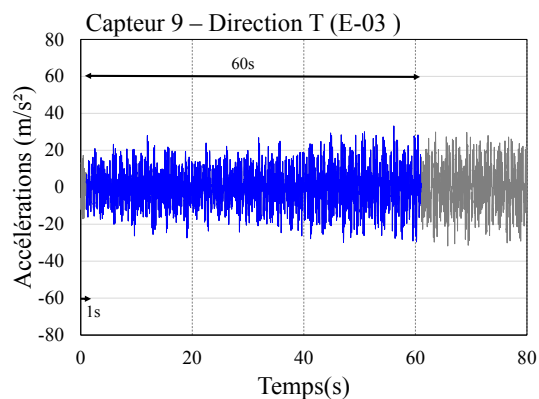
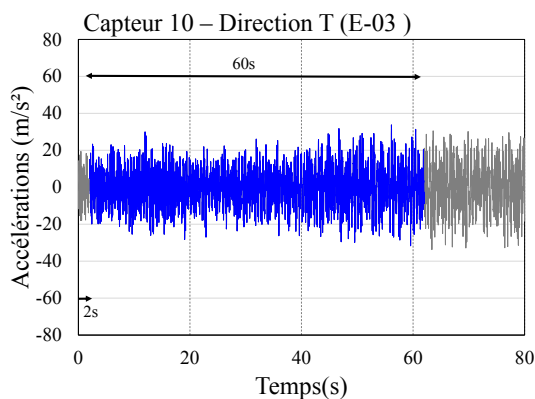
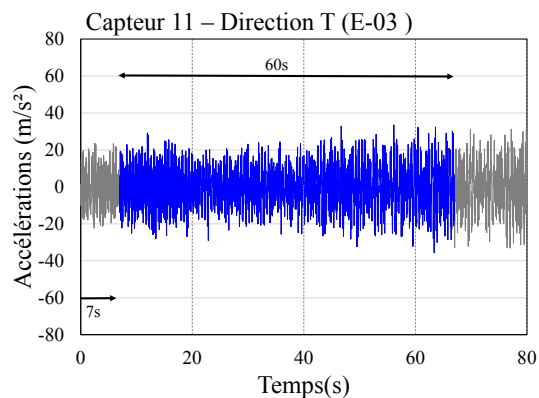
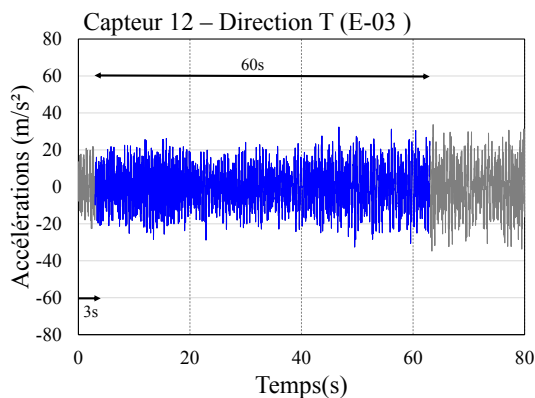
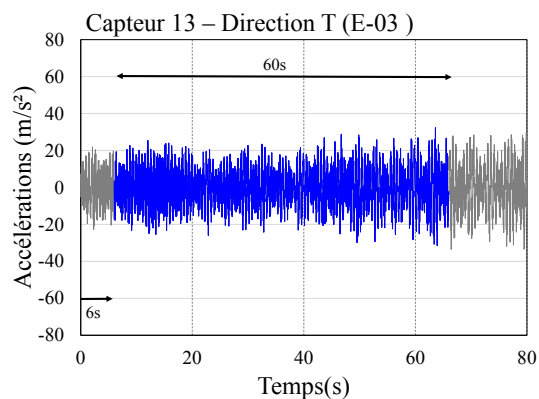
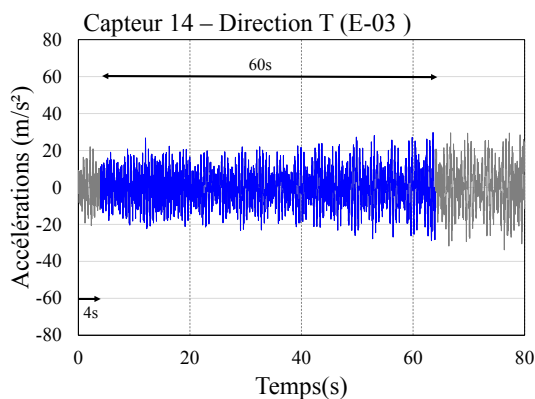
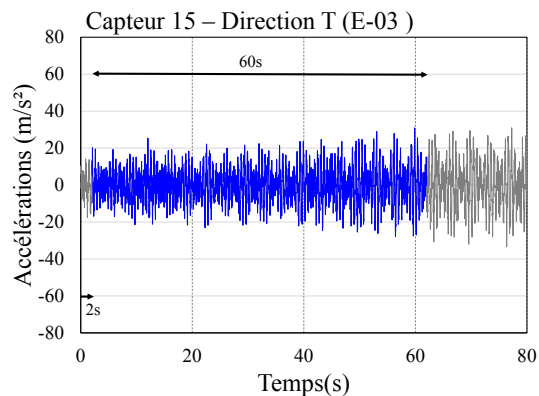
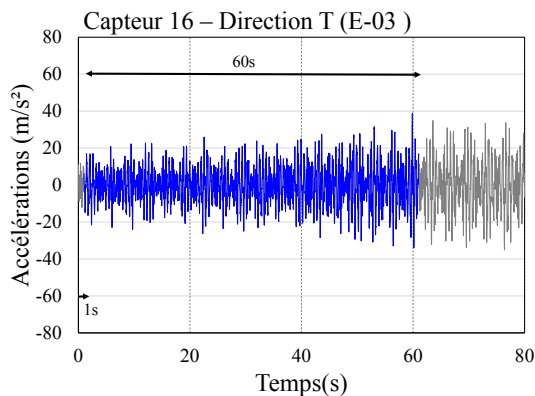


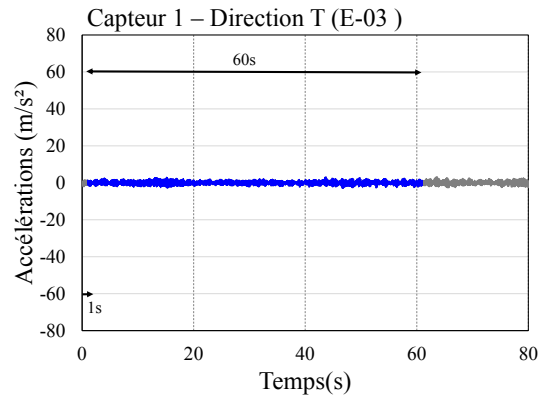
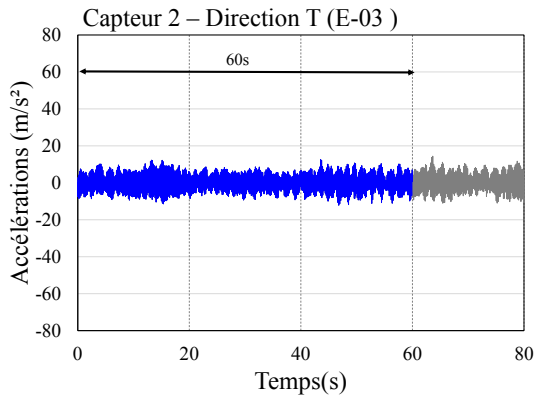
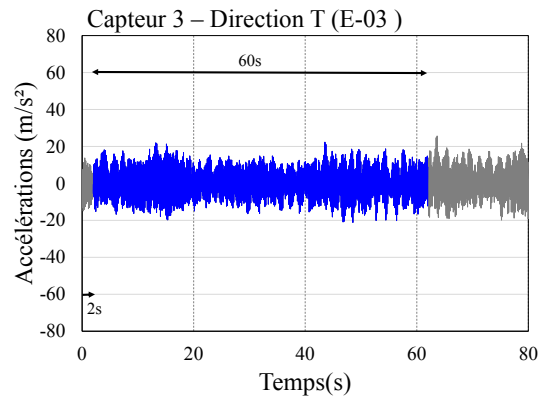
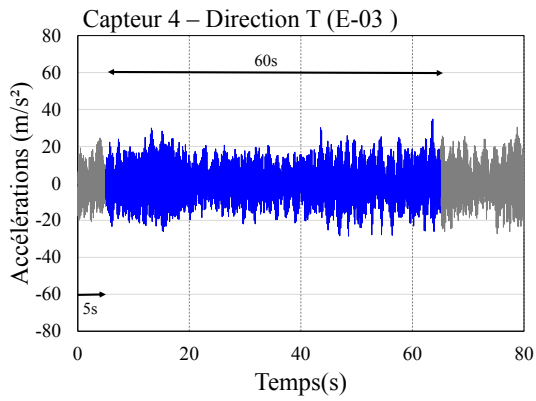
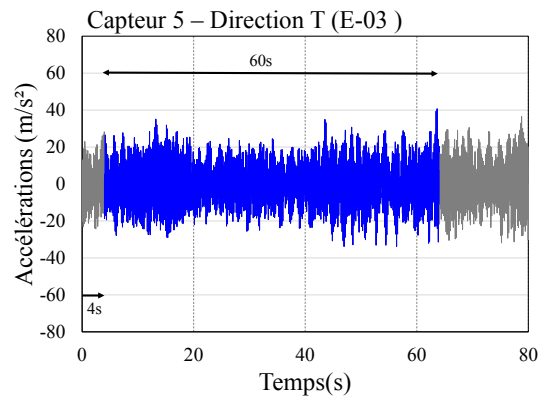
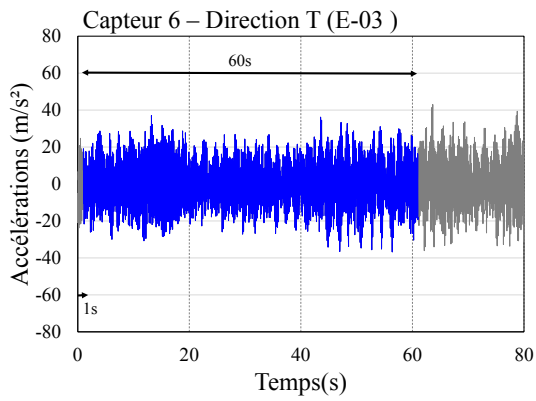
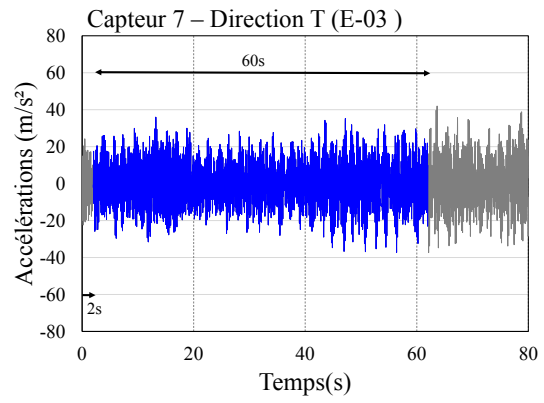
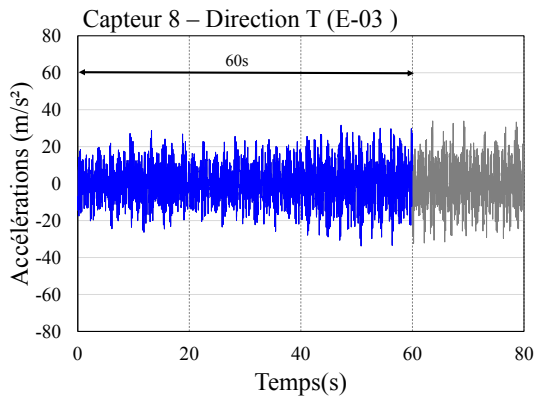




## A.2 Accélérogrammes synchrones/asynchrones après l'endommagement du modèle numérique de la tour de l'Ophite

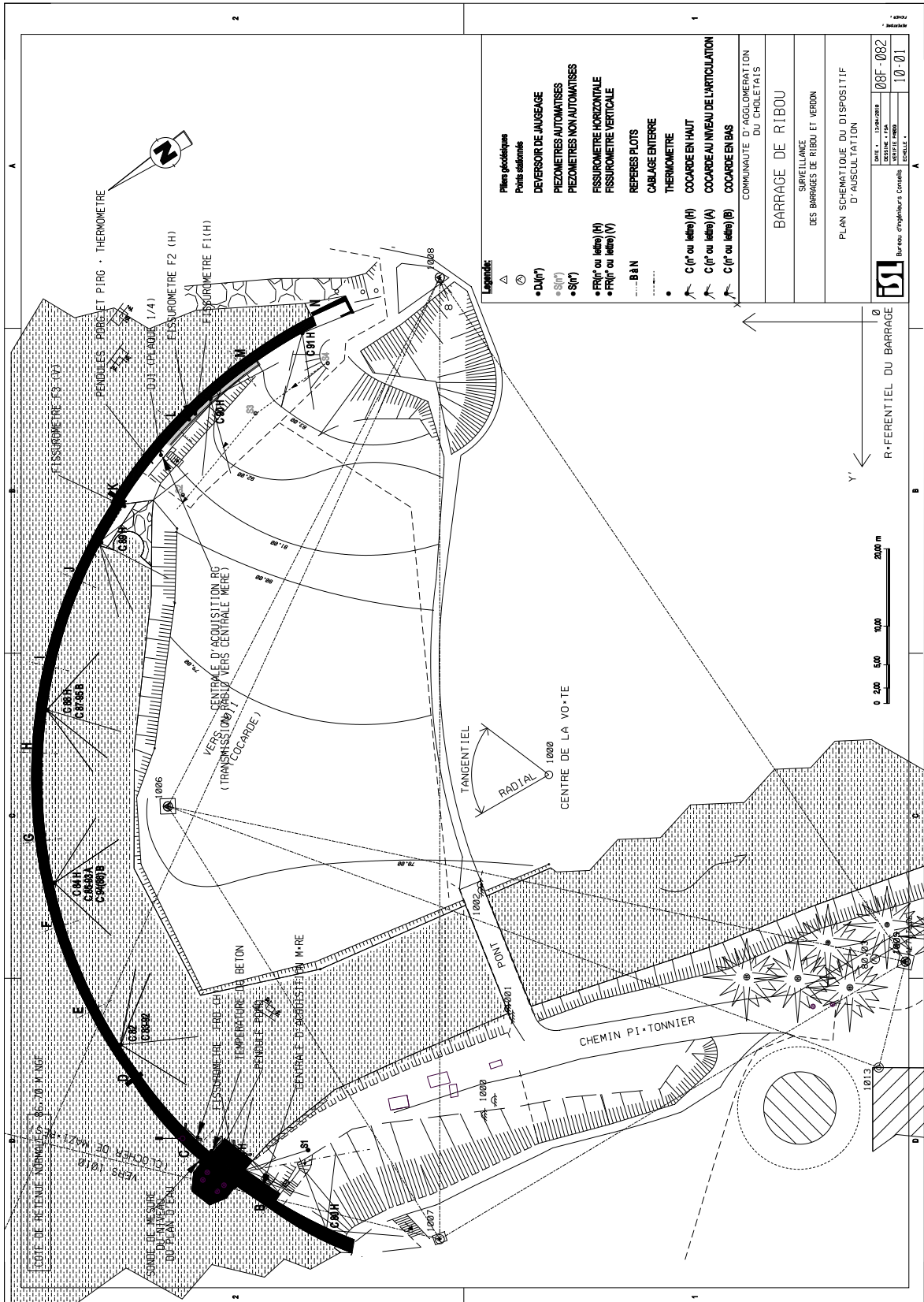






B

Barrage de Ribou - plan de situation



<b>Plans géométriques</b>
<b>Points stationés</b>
• D (i°)
• S (i°)
• S (i°)
• F (i° ou lettre) (H)
• F (i° ou lettre) (V)
• B (i° ou lettre)
• C (i° ou lettre) (H)
• C (i° ou lettre) (A)
• C (i° ou lettre) (B)
• DEVEUR DE JAUBAGE
• PREZOMETRES AUTOMATISES
• PREZOMETRES NON AUTOMATISES
• FISSIOMETRE HORIZONTAL
• FISSIOMETRE VERTICALE
• REFRES PLOTS
• CALAGE ENTREE
• THERMOMETRE
• COCCARDE EN HAUT
• COCCARDE AU NIVEAU DE L'ARTICULATION
• COCCARDE EN BAS
• COMMUNAUTE D'AGGLOMERATION DU CHOLETAIS
<b>BARRAGE DE RIBOU</b>
• SURVEILLANCE DES BARRAGES DE RIBOU ET VERDON
• PLAN SCHEMATIQUE DU DISPOSITIF D'AUSSULTATION
• DATE : 08/08/2010
• N° PLAN : 10-01
• BUREAU : Bureau Ingénierie Conseils

# Contribution au développement d'un système de surveillance des structures en génie civil

## Résumé

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la mise en place d'une stratégie de SHM (Structural Health Monitoring) dédiée à la surveillance des structures en génie civil. Il a porté, d'une part, sur l'étude des méthodes de détection et de localisation de l'endommagement du bâti existant et, d'autre part, sur l'élaboration du cahier des charges d'un capteur « intégré » capable de délivrer des informations par transmission compacte des données pour les communiquer à une chaîne SHM. Des études numériques et expérimentales ont été réalisées dans cet objectif.

L'état de l'art a clairement mis en évidence plusieurs points faibles des méthodes de détection et de localisation d'endommagements usuelles comme, par exemple, le manque de précision et/ou la complexité de mise en place. On observe aussi que la sensibilité de ces méthodes par rapport à plusieurs paramètres, essentiellement la direction de mesure, le positionnement des capteurs et la sévérité des endommagements, ne permet pas à ce jour de dresser un diagnostic précis de l'état de santé des structures. Pour répondre au cahier des charges d'une chaîne SHM, un Algorithme de Détection et de Localisation (ADL) a été élaboré. Cet algorithme fait appel à des méthodes utilisant les paramètres modaux, essentiellement les fréquences propres et les déformées modales. Leurs mises en œuvre séquentielles et itératives, judicieusement structurées et pilotées, a permis de répondre aux objectifs fixés. Les paramètres modaux requis sont identifiés à l'aide des techniques d'Analyse Modale Opérationnelle (AMO) et à partir de la réponse en accélérations des structures. Deux algorithmes d'AMO ont été utilisés pour leur efficacité et pour leur aptitude à l'automatisation: la méthode stochastique par sous ensemble (SSI), et la méthode de décomposition dans le domaine fréquentiel (FDD). En fusionnant les algorithmes d'AMO avec l'ADL, une chaîne complète de surveillance a été créée. La validation des algorithmes et de la chaîne de surveillance s'est faite à plusieurs niveaux. Tout d'abord, basés sur la théorie des éléments finis, des modèles numériques de la tour de l'Ophite et du pont canadien de la Rivière-aux-Mulets ont permis d'évaluer l'ADL. Ces modèles sont endommagés par des signaux sismiques et fournissent les données accélérométriques, données d'entrée du logiciel que nous avons développé. Les résultats obtenus sont tout à fait satisfaisants voire meilleurs que ceux issus des méthodes usuelles. Dans un second temps, nous avons traité des données expérimentales « réelles », issues des mesures accélérométriques sur la tour de l'Ophite. La confrontation entre les résultats d'identification des fréquences propres et des déformées modales issus des algorithmes d'AMO et ceux reportés par la bibliographie, a révélé l'efficacité des algorithmes développés. Enfin, une maquette d'un bâtiment à échelle réduite a également été élaborée et instrumentée. L'application de la chaîne de surveillance a permis, d'une part, de détecter et localiser l'endommagement introduit dans la structure et, d'autre part, de mettre en évidence l'intérêt de la surveillance automatique.

Finalement, une étude a été menée dans le but de réduire la quantité d'informations enregistrées sur les structures et de faciliter le transfert des données servant comme entrées de la chaîne de surveillance. Les résultats de ces études ont contribué à la spécification d'un nouveau système de surveillance.

**Mots Clés:** Dynamique des structures, Détection et localisation d'endommagements, Analyse modale expérimentale, Système automatique et autonome, SHM

## Abstract

The work presented in this thesis is part of the development of a Structural Health Monitoring (SHM) system dedicated to civil engineering applications. First, it studies the methods of damage detection and localization. Furthermore, it helps elaborate the specifications of an integrated sensor capable of delivering information by compact transmission of data to an SHM chain. Numerical and experimental studies have been carried out for this purpose.

The study of the literature clearly highlighted several weak points of the traditional damage detection and localization methods, such as the lack of precision and the complexity of implementation. The sensitivity of these methods with respect to several parameters, essentially the measurement direction, the positioning of the sensors and the severity of the damage, makes it impossible to draw up an accurate diagnosis of the structures. In order to overcome these limitations, a damage Detection and Localization Algorithm (DLA) was developed. By applying Vibration-Based Damage Detection Methods, following a precise order and taking into account the sensitivity, the simplicity and the SHM level of each method, this algorithm made it possible to meet the objectives set at the beginning of this work. The required modal parameters, namely eigen-frequencies and mode shapes, were identified from the structure's output-only response using Operational Modal Analysis techniques (OMA). Two OMA algorithms were used for their efficiency and automation ability: the Stochastic Subspace Identification method (SSI) and the Frequency Domain Decomposition method (FDD). By merging the OMA algorithms with the DLA, a complete SHM chain was created. The algorithms validation was made at several levels. First, the DLA was evaluated using a Finite Element Model (FEM) of the Ophite tower and the Rivière aux Mulets bridge. The results obtained were quite satisfactory. Secondly, experimental data were processed, from accelerometric measurements on the Ophite tower. The confrontation between the results of eigen-frequencies and mode shapes identification using OMA algorithms and those reported in the literature revealed the efficiency of the developed algorithms. Finally, a scale model of a building was developed, instrumented and damaged. The use of the surveillance chain allowed the detection and localization of the damage. Moreover, it showed all the interest of using automatic surveillance.

The last step of this work dealt with a study carried out to reduce the amount of data recorded on structures in order to facilitate their transfer to the SHM chain. As a conclusion, the results of these studies contributed to the specification of a new monitoring system.

**Keywords:** Dynamics of structures, Detection and localization of damages, Operational Modal Analysis, Automatic and autonomous system, SHM