

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE

Faculté de génie

Département de génie civil

RELATION ENTRE LES MODES
PROPRES DES STRUCTURES ET LES
MESURES DE SAUT TEMPOREL
ULTRASONORE

Mémoire de maîtrise

Spécialité : génie civil

Mohammed Cherif

Jury : Patrice RIVARD (directeur)

Serge Apedovi KODJO

Charles-Philippe LAMARCHE

Sherbrooke (Québec), CANADA

Juillet 2017

Résumé

Le présent mémoire a pour objet d'étudier la relation entre les modes propres de vibration avec les mesures de saut temporel ultrasonore. La méthode de saut temporel est une technique de l'acoustique non linéaire qui s'intéresse à l'évaluation des dommages internes dans le béton notamment à un jeune âge. Elle est basée sur le décalage temporel dans le temps d'arrivée des ondes ultrasonores après que le milieu de propagation ait été soumis à une excitation mécanique par laquelle le réseau de microfissuration interne est perturbé. Son application in situ avait été testée, mais il y avait un consensus général que l'amplitude du saut temporel pouvait dépendre de la nature du mode propre excité de la structure. La méthode a donc été appliquée au laboratoire sur des poutres en béton armé (non endommagé) afin d'étudier cette influence. Les ondes de surface ont été étudiées à cause de leur sensibilité aux variations de propriétés mécaniques du béton. Les résultats obtenus montrent que les valeurs de saut temporel dépendent fortement du mode excité, les modes ayant manifesté d'une façon notable et énergétique dans le spectre de Fourier d'accélération sont ceux ayant provoqué un décalage temporel significatif. De plus, l'excitation de deux modes par une même amplitude ne produit pas le même effet. Par ailleurs, les résultats indiquent que le choix du mode à exciter est important, car l'excitation d'un mode inapproprié ne révèle pas l'état réel du béton/de l'ouvrage ausculté. Enfin, la présente étude conclut qu'il y a une dépendance entre les modes propres des structures sur les mesures de saut temporel ; la prise en compte de telle dépendance améliore l'efficacité de la technique de saut temporel, et tout dans une configuration simple et optimale.

Mots clés : saut temporel, modes propres, acoustique non linéaire, poutre, ondes ultrasonores, béton.

Abstract

The purpose of this project is to study the relationship between of eigenmodes of vibration and ultrasonic time shift measurements. Indeed, the method of time shift is a technique of nonlinear acoustics which is interested in the evaluation of the internal damage in the concrete especially at early age. It is based on the time shift in the arrival time of the ultrasonic waves after the medium has subjected a mechanical excitation by which the internal microcracking network is disturbed. Its application in situ was recently experienced, but there was a consensus that the amplitude of the time shift could depend on the nature of the excited eigenmode of the structure. The method was applied in the laboratory on reinforced concrete beams (undamaged) to assess their influence. The surface waves were thus investigated in this experiment because of their sensitivity to the variation of the mechanical properties of concrete. The results show that the time shift values depend strongly on the excited mode; the modes which have manifested in a notable and energetic manner in the acceleration spectrum are those which have caused a significant time shift. Moreover, the excitation of two modes by the same amplitude does not produce the same effect. Also, the results indicate that the choice of the mode to be excited is important, because the excitation of an inappropriate mode does not reveal the actual condition of the concrete or examined structure. Finally, the present study concludes that there is dependence between the eigenmodes of the structures on the time shift measurements; the taking into account of such dependence improves the efficiency of the time shift technique, all in a simple and optimal configuration.

Keywords: time shift, eigenmodes, nonlinear acoustic, beam, ultrasonic waves, concrete.

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier vivement mon directeur de mémoire, P^r Patrice Rivard, qui m'a lancé sur ce sujet passionnant avec enthousiasme et qui a, par la suite, dirigé mes travaux de recherche. J'ai eu un grand plaisir à travailler avec P^r Rivard et apprécié son soutien et ses conseils qui ont permis à ma formation dans le domaine du contrôle non destructif de prendre son envol avec succès dès mon arrivée, en janvier 2015. Je lui témoigne ma sincère gratitude.

Le présent travail est aussi le fruit d'une série de séances qui se sont déroulées au sein d'une équipe pluridisciplinaire que je remercie chaleureusement. Mes vives reconnaissances et remerciements vont au D^r Serge Apedovi Kodjo pour son soutien technique et scientifique dont l'assistance est l'une des raisons de ma réussite dans ce projet de recherche. Sa grande disponibilité et ses judicieux commentaires ont contribué à mener à terme ce projet d'envergure.

Je transmets également mes remerciements à nos techniciens du groupe, Danick Charbonneau et Ghislaine Luc, qui m'ont beaucoup aidé à la préparation de mon travail expérimental. Je leur en serai toujours reconnaissant. Il m'est particulièrement agréable d'adresser mes remerciements au personnel du groupe du béton et, en particulier, à Olivier Bonneau, pour son aide précieuse au départ de cette expérimentation.

Mes vifs remerciements s'adressent également au personnel de la bibliothèque des sciences et de génie qui n'ont jamais hésité à me venir en aide dans ma recherche de documents disponibles sur place et en ligne. Je vous suis reconnaissant.

Je remercie aussi mes collègues du groupe de recherche (Farid M.-Marani, Samuel Faucon, Ghasem Shams, Samuel Bauret et Ali Fathi), mes amis (Djamel Magramane, Mohamed Nesmene, Senhadji A. Abdessamad, Olivier Gauron, Kamel Benmiloud, etc.) et, d'une façon toute particulière, mon équipe d'ACI Section Sherbrooke (Jean-Martin Lessard, William Wilson, Ablam Zidol, Joris Deschamps, Redha Esselami et Hessam Azarijafari).

Enfin, ce travail n'aurait pas été impossible sans le soutien et l'aide incessante des membres de ma famille, mes parents, mes frères et mes sœurs : qu'ils trouvent ici l'expression de toute ma gratitude. C'est à vous que je dédie le fruit du présent travail.

Table des matières

1	INTRODUCTION	1
1.1	Contexte de la recherche	1
1.2	Problématique	3
1.3	Objectif général et objectifs spécifiques	4
1.4	Organisation du texte	5
2	APPLICATION DE L'ACOUSTIQUE DANS LE CONTRÔLE NON DESTRUCTIF – ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE –	7
2.1	Introduction.....	7
2.2	Les méthodes acoustiques appliquées au CND	8
2.3	Les méthodes acoustiques non linéaires	15
2.4	Conclusion	26
3	COMPORTEMENT MODAL DES POUTRES	27
3.1	Introduction.....	27
3.2	Analyse modale des structures	27
3.3	Modes propres des poutres	32
3.4	Réponse dynamique des poutres.....	40
3.5	Analyse modale expérimentale.....	45
3.6	Conclusion	50
4	ANALYSES MODALES EXPÉRIMENTALES.....	53
4.1	Introduction.....	53
4.2	Formulation des bétons	53
4.3	Analyse modale expérimentale.....	60
4.4	Conclusion	82
5	EFFET DES MODES PROPRES EXCITÉS SUR LA PROPAGATION DES ONDES ULTRASONORES.....	83

5.1	Introduction.....	83
5.2	Montage et paramètres de réglage	83
5.3	Procédure de traitement	89
5.4	Analyse des résultats.....	93
5.5	Étude paramétrique	110
5.6	Conclusion	123
6	DISCUSSION GÉNÉRALE	125
6.1	Introduction.....	125
6.2	Rappel des méthodes utilisées	125
6.3	Discussion des résultats	126
6.4	Portée de l'étude et ses limites.....	136
6.5	Recommandations.....	137
7	CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....	139
7.1	Conclusions.....	139
7.2	Impact du travail	141
7.3	Perspectives	142
8	ANNEXES	143
8.1	Annexe A.1 : Dimensionnement des poutres.....	143
8.2	Annexe A.2 : Modèle d'éléments finis de poutre	147
8.3	Annexe A.3 : Détermination du champ de déformation.....	152
8.4	Annexe B : Résultats d'analyse modale des poutres 2 et 3	153
8.5	Annexe C : Résultats de la technique de FDD.....	156
8.6	Annexe D : Variation des sauts temporels obtenus en fonction de l'amplitude de déplacement.....	159
9	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	160

Liste des figures

Figure 2-1 Mode de configuration de l'essai UPV (a) transmission directe (b) transmission indirecte [38].....	9
Figure 2-2 (a) essai pulse-écho destiné à mesurer l'épaisseur et la profondeur des défauts dans les dalles (image tirée de [7]) (b-d) configuration de l'essai d'impulse-écho (tirée de [5])	10
Figure 2-3 Détermination du coefficient de Poisson dynamique par la mesure de vitesses des ondes longitudinales et la vitesse des ondes de surface [59].....	12
Figure 2-4 Montage de l'essai de réponse impulsionnelle [5]	13
Figure 2-5 principe de l'essai d'émissions acoustiques [5].....	13
Figure 2-6 – Principe de technique de modulation non linéaire [94]	15
Figure 2-7 – Exemple de modulation des ondes acoustiques [95]	17
Figure 2-8 – Méthode de balayage des fréquences [99].....	18
Figure 2-9 – Décalages temporels des ondes directes (à gauche) et de la coda (à droite) [13]	20
Figure 2-10 Niveaux de diffusions des ondes ultrasonores selon les fréquences de propagations [109].....	21
Figure 2-11 – Exemple de détermination du décalage temporel maximal par saut le ST [114]	23
Figure 2-12 Montage de l'essai de saut temporel in situ (a)positions des capteurs (b) camion d'excitation et le dispositif d'obstacle [13].....	25
Figure 3-1 Amortissement de Rayleigh [119].....	32
Figure 3-2 Poutre d'Euler-Bernoulli.....	33
Figure 3-3 Les quatre premiers modes propres de flexion d'un élément poutre.....	35
Figure 3-4 Polynômes hermitiens d'interpolation	36
Figure 3-5 Élément fini de poutre d'Euler-Bernoulli	37
Figure 3-6 Déformées propres de six premiers modes propres obtenues par approche d'éléments finis comparées avec la solution exacte correspondante (axe horizontal représente la position relatives)	39
Figure 3-7 Amortissement proportionnel de Rayleigh	40
Figure 3-8 Mouvement de poutre sous régime libre dissipatif ($\xi=5\%$).....	43
Figure 3-9 Facteur de réponse dynamique du déplacement ($\xi=5\%$)	45

Figure 3-10 Pont-arc de Rialto à Venise (Italie) [130].....	47
Figure 3-11 Vibreurs à masses excentrées : (a) vue extérieure et (b) intérieure du vibreur [137].	49
Figure 3-12 modèle réduit de pont suspendu proposé par [138]	50
Figure 4-1 – (a) Coupe transversale typique d’une poutre - (b) coffrage et coulage du béton des poutres	55
Figure 4-2 – Mesures d’UPV sur poutres (a) : points de mesure (unités en cm), (b) : configuration de l’essai (unités en mm).....	58
Figure 4-3 – Variation de vitesse d’ultrasonore dans les poutres 1 (a), 2 (b) et 3 (c)	59
Figure 4-4 – (a) Dispositif d’instrumentation (unités en cm) – (b) Amplificateur – (c) Accéléromètre typique de classe 4395 [148].....	61
Figure 4-5 – Effet de fenêtrage par une fonction de Hanning sur le signal (a) avant multiplication (b) après multiplication	63
Figure 4-6 – Spectres de Fourier en accélération obtenus avec impact au : (a) section 2, (b) section 3 et (c) section 4	65
Figure 4-7 – Déplacements modaux de poutre #1 (point d’impact #3).....	69
Figure 4-8 – Amplitude maximale de déplacement vertical de poutre 1 (mm).....	70
Figure 4-9 – Spectre de Fourier de l’accélération transversale à mi-travée de poutre 2....	72
Figure 4-10 – Modes propres de la poutre #1.....	73
Figure 4-11 –Périodogramme modifié dû aux impacts appliqués au : (a) section 2, (b) section 3 et (c) section 4. (d) zoom de (c) entre 0 et 500 Hz.....	76
Figure 4-12 – Vecteurs propres obtenus par la méthode de FDD	77
Figure 4-13 – Évaluation de niveau de complexité d’une déformée modale d’une poutre simplement appuyée : (a) déformée réelle (b) déformée complexe [32].....	78
Figure 4-14 – Extraction des propriétés modales par la méthode de FDD.....	80
Figure 4-15 – Taux d’amortissement modaux de quatre premiers modes	81
Figure 5-1 – (a) Montage expérimental, (b-f) Appareillage utilisé	85
Figure 5-2 – Position du pot vibrant aux modes (a) 1, 3 et 5 et (b) aux modes 2 et 4.....	86
Figure 5-3 – Disposition des capteurs ultrasonores.....	87
Figure 5-4 – Signal typique d’un paquet d’ondes émis à une fréquence centrale de 250 kHz et d’une fréquence de récurrence de 2 kHz	88
Figure 5-5 – Méthodes de calcul de saut temporel (a) Méthode de subdivision (b) Méthode de fenêtre mobile (tirées de [13])	90

Figure 5-6 – Procédure de fenêtrage de signal d'intérêt.....	90
Figure 5-7 – Représentation graphique de propagation des ondes ultrasonores par rapport aux périodes naturelles des modes étudiés : (a) 1 ^e mode, (b) 2 ^e mode, (c) 3 ^e mode, (d) 4 ^e mode et (e) 5 ^e mode.....	92
Figure 5-8 – Résultats de sauts temporels déterminés par la 1 ^{re} méthode de traitement (a) modes 1 et 2 (b) modes 3 et 4 (c) mode 5.....	96
Figure 5-9 – Résultats de sauts temporels déterminés par la 2 ^e méthode de traitement (a) modes 1 et 2 (b) modes 3 et 4 (c) mode 5.....	99
Figure 5-10 Distribution du champ de déformation dans les cinq modes étudiés (les rectangles en jaune indiquent la position des capteurs dans cet essai).....	103
Figure 5-11 – Amplitude maximale de déformation longitudinale de la zone de propagation pendant la vibration des modes 1, 2 3, 4 et 5.....	103
Figure 5-12 - Histogramme des valeurs maximales et minimales des ST obtenues par (a & c) la 1 ^{re} méthode et (b & d) la 2 ^e méthode (en haut, les valeurs maximales, et en bas, les valeurs minimales).....	104
Figure 5-13 – Variation des ST en fonction des modes et du facteur d'amplification, obtenus par (a) la 1 ^{re} méthode et (b) la 2 ^e méthode.....	106
Figure 5-14 – Valeurs maximales (en haut) et minimales (en bas) de ST obtenues dans les ondes de Rayleigh et de coda selon le mode et l'amplitude d'excitation : (a) FA=57%, (b) FA=76% et (c) FA=100%.	109
Figure 5-15 – Variation de ST dans les deux situations de dilatation et de compression du béton pendant la vibration du mode #3.	110
Figure 5-16 – Configuration de test A.....	113
Figure 5-17 – Subdivision du signal ultrasonore en fenêtres : fenêtre #1 : ondes de Rayleigh et fenêtres #2, 3 et #4 ondes de coda.....	113
Figure 5-18 –Valeurs maximales (en haut) et minimales (en bas) de ST obtenues, avec le test A, dans les ondes de Rayleigh et de coda selon le mode et l'amplitude d'excitation : (a) FA=57%, (b) FA=76% et (c) FA=100%.	114
Figure 5-19 – Amplitude maximale de déformation longitudinale de la zone de propagation des ondes ultrasonores du test A pendant la vibration des modes 1, 2 3 et 4.....	115
Figure 5-20 – Configuration de test B.....	116

Figure 5-21 – Comparaison des valeurs maximales (en haut) et minimales (en bas) de ST obtenues dans les ondes de Rayleigh et de coda pendant la vibration des modes 2 (a) et 4 (b) aux tests A et B.	117
Figure 5-22 – Comparaison de forme de déformation longitudinale dans la zone de propagation pendant la vibration du mode #2 aux tests A et B (les rectangles en jaune et en vert indiquent la position des capteurs dans le test A et B respectivement).....	119
Figure 5-23 – Comparaison de l’amplitude de déformation longitudinale dans la zone de propagation pendant la vibration du mode #2 et #4 aux tests A et B.	120
Figure 5-24 – Configuration du test C (a) et D (b).	121
Figure 5-25 – Comparaison des valeurs maximales (en haut) et minimales (en bas) de ST obtenues dans les ondes de Rayleigh et de coda, aux tests C et D pendant la vibration du mode #2 et mode #4 (FA =100%).	122
Figure 5-26 – Amplitude maximale de déformation longitudinale déterminée dans le test C et D (FA =100%).	122
Figure 6-1 – Spectre de Fourier de réponse en accélération obtenu par l’accéléromètre #4 avant et après la mise en place du pot vibrant	127
Figure 6-2 – Amplitude de l’accélération obtenue dans l’accéléromètre (a) #1, (b) #2, (c) #3 et (d) #4 selon le mode et le taux de chargement (FA).....	132
Figure 6-3 – Variation des sauts temporels obtenus en fonction des accélérations mesurées	133
Figure 6-4 Comparaison du rapport u/n^2 avec les déformations de la poutre obtenues par un impact mené au point #6.....	135
Figure 8-1 Poutre simplement appuyée (les dimensions sont en cm)	143
Figure 8-2 Diagramme de déformation et de contrainte typique d’une section en béton sous armée [143].....	143
Figure 8-3 Modèle d’éléments finis de poutre.	147
Figure 8-4 Conversion en section équivalente	148
Figure 8-5 Comparaison des modes propres obtenues par la modélisation de poutre par éléments finis (en bleu) à la solution théorique (en rouge)	151
Figure 8-6 Distribution typique de déformation axiale par rapport à la profondeur de la poutre	152
Figure 8-7 Spectre de Fourier de réponse en accélérations des poutres 2 et 3.....	153
Figure 8-8 Modes propres de poutre 2	154

Figure 8-9 Modes propres de poutre 3	155
Figure 8-10 Résultats de technique de FDD (a) 1 ^e mode, (b) 2 ^e mode, (c) 5 ^e mode, (d) 6 ^e mode, (e) 7 ^e mode,.....	158
Figure 8-11 Variation des sauts temporels obtenus en fonction de l'amplitude du déplacement.....	159

Liste des tableaux

Tableau 1-1 – Évolution du pourcentage des structures en bon état depuis 2008 [3].	1
Tableau 3-1 Fréquences naturelles obtenues par approche d'éléments finis comparées avec les solutions exactes	39
Tableau 4-1 – Constitution des mélanges utilisés pour un m ³ du béton	53
Tableau 4-2 – Caractéristiques du béton à l'état frais	56
Tableau 4-3 – Propriétés physiques et mécaniques des bétons à 21j et 28 j	57
Tableau 4-4 – Comparaison des résultats obtenus sur éprouvettes avec ceux des poutres	60
Tableau 4-5 – Fréquences naturelles des poutres étudiées (Hz)	66
Tableau 4-6 – Évolution des constantes de déplacement modal en fréquence	71
Tableau 4-7 – Déplacement transversal de poutre 2 ($\times 10 - 6 mm$)	71
Tableau 4-8 – Comparaison de fréquences naturelles déterminées à partir de spectres de Fourier d'accélération (Y_n) et de FDD (unités : Hz)	74
Tableau 4-9 – Valeurs de MAC	78
Tableau 4-10 – Niveau de complexité des modes obtenus par la méthode de FDD	79
Tableau 5-1 – Facteurs d'amplification	87
Tableau 5-2 – Configuration adaptée aux nouveaux essais réalisés	111
Tableau 5-3 – Amplitudes d'excitation appliquée et les facteurs d'amplification correspondants	112
Tableau 8-1 Propriétés mécaniques des matériaux	144
Tableau 8-2 propriétés mécaniques et géométriques de poutre	147
Tableau 8-3 Comparaison des fréquences naturelles obtenues dans les deux approches par rapport à la solution théorique	150

Chapitre 1 Introduction

1.1 Contexte de la recherche

En ingénierie civile, un ouvrage d'art est implanté pour répondre aux besoins vitaux pour lesquels il est conçu. Pendant sa durée de vie utile, il est sujet aux différentes actions provenant en interaction avec son environnement, actions par lesquelles l'ouvrage est susceptible de subir certaines détériorations structurales. Un programme de suivi périodique est donc nécessaire pour entretenir et maintenir son comportement structural et assurer également un déplacement sécuritaire des usagers. Dans cette vision, une grande partie du parc d'ouvrages d'art du Québec, dont la majorité est en béton, fait face à une dégradation croissante sous plusieurs agents environnementaux [1]. Compte tenu de ses besoins vitaux pour l'économie du pays ainsi que pour le bien-être de la population, il est capital de surveiller continuellement cette infrastructure puisque la détérioration d'un ouvrage représente un fardeau financier important. Par exemple, le coût de réhabilitation requise seulement pour les différents réseaux routiers (routes et ponts) du Canada a été estimé à plus d'une centaine de milliards de dollars. D'ailleurs, au Québec seulement, le plan québécois des infrastructures prévoit un investissement de 88,4 milliards de dollars au cours des dix prochaines années (2015 – 2025) [2]. En effet, il y a plus de 10 000 ponts faisant partie du portefeuille du ministère des Transports du Québec (MTQ), dont la valeur s'élève à près de 30 milliards de dollars [3]. En 2014, 51,7 % des structures du réseau municipal étaient considérées en bon état, comparativement à 72,6 % pour le réseau supérieur [3]. Bien que ces rapports aient évolué depuis 2008, il reste encore une bonne partie du réseau à maintenir opérationnel (Tableau 1.1). Les chercheurs sont alors impérativement appelés à développer des techniques d'auscultation robustes permettant de caractériser l'état de cette infrastructure et de construire des ouvrages durables.

Tableau 1-1 – Évolution du pourcentage des structures en bon état depuis 2008 [3].

	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014
Réseau routier supérieur	57,7	61,8	66,2	68,1	69,9	71,2	72,6
Réseau routier municipal	38,6	43,8	46,6	48,7	49,7	50,4	51,7

Dans la pratique, les méthodes d'évaluation courantes de la condition du béton sont souvent rudimentaires. Les diagnostics du contrôle des ouvrages reposent en grande partie sur les résultats d'inspections visuelles réalisées à intervalles réguliers. Cependant, ces méthodes ne fournissent que des informations partielles et apparentes sur l'état de la structure. La plupart sont limitées aux relevés visuels réalisés sur l'enveloppe extérieure de l'ouvrage et les parties visibles [4]. D'ailleurs, la qualité de l'examen est subjective plutôt que qualitative et dépend grandement de la qualification et de l'expérience de l'inspecteur dans le comportement structurel et matériel et dans les méthodes de construction [5], [6]. Pour confirmer ces observations, l'ingénieur aura généralement recours aux essais réalisés sur des carottes prélevées à même l'ouvrage. Celles-ci sont toutefois limitées dans le temps et dans l'espace (quantification locale). Une troisième piste consiste à réaliser des essais non destructifs afin de connaître l'état global de l'ouvrage. Cela offre davantage d'être répétitif dans le temps et permettre une plus grande couverture d'investigation, à la fois en surface et en profondeur [7]. Parmi ces essais, on note l'application des techniques acoustiques [5], [8], [9]. Les techniques acoustiques sont développées en différents concepts afin d'identifier certaines pathologies recherchées. D'une manière générale, elles sont utilisées pour mesurer une dimension géométrique (épaisseur d'une dalle, profondeur d'un pieu, volume des vides, etc.) ou pour évaluer un défaut préjudiciable par évaluation d'un paramètre physique (vitesse moyenne, atténuation, fréquence de résonance) [5], [8], [9]. Bien qu'elles soient rapides, elles sont néanmoins peu efficaces pour évaluer l'état préliminaire d'un béton affecté par exemple, par la réaction alcali-granulat (RAG) ou la corrosion à âge précoce [10]–[12] ; de tels phénomènes touchent une grande partie des ponts du Québec.

L'étude de la RAG montre que cette réaction conduit à la formation d'un gel potentiellement gonflant qui peut créer des réseaux de microfissuration/fissuration au sein du matériau [13]–[15]. Quant à la corrosion, la réaction chimique conduit également à la microfissuration interne du béton par l'expansion des produits d'oxydation [16]–[19]. Ces réactions affectent ainsi les propriétés élastiques non linéaires du béton. De nombreux travaux de recherche sont menés pour tenter de lier les symptômes observés, depuis l'initiation de ces processus, au comportement non linéaire du matériau [11], [15]–[17], [20]–[22]. L'évaluation des propriétés élastiques non linéaires peut être étudiée au moyen des techniques d'acoustique non linéaire (ANL) [11], [20], [23]–[25]. Les expériences précédentes du groupe de recherche en auscultation et en instrumentation (GRAI) à

L'Université de Sherbrooke démontrent que la variation des paramètres acoustiques linéaires est souvent faible comparativement à l'évaluation du niveau de l'endommagement par rapport aux techniques d'ANL.

Les méthodes ANL présentent en effet une très grande sensibilité face à la détection des microdéfauts de sorte qu'on puisse établir une corrélation étroite entre les paramètres non linéaires et les faibles dégradations internes du matériau internes [23], [26], [27]. Le défi majeur de ces techniques demeure cependant la façon de produire, in situ, la non-linéarité dans le béton, surtout pour un élément à très grande dimension. Dernièrement, cette difficulté a été surmontée par la mise en œuvre d'un essai-pilote découlant de la méthode du saut temporel (ANL), réalisé sur un pont en service [11], [28]. Simple et rapide, cette technique présente un potentiel d'application sur site très intéressant.

La méthode du saut temporel est en outre basée sur le décalage temporel de l'arrivée des ondes acoustiques lorsque le milieu est perturbé [10]–[12]. Cette perturbation est réalisée par une excitation mécanique à basse fréquence et d'amplitude suffisamment élevée. Le principe consiste à sonder le matériau par une onde haute fréquence de faible amplitude (ondes ultrasonores) pendant qu'une onde basse fréquence de forte amplitude (onde mécanique) perturbe le milieu, modifiant de façon locale et temporelle les propriétés élastiques du matériau [29]. Cela permet de provoquer une non-linéarité dans le milieu (ouverture de microfissures). Cette technique a récemment été testée sur un simple pont-dalle en béton excité par une source naturelle (passage de camions) après avoir été simulé au laboratoire [13]. Les résultats obtenus ont montré la faisabilité de cette méthode sur site et la fiabilité des mesures dans une plage de températures comprise entre 10 et 30°C [28]. Il a également été démontré la capacité de cette technique à détecter la microfissuration du béton vis-à-vis de la RAG à âge précoce [11].

1.2 Problématique

Devant la sensibilité de cette technique, les mesures peuvent être altérées par des paramètres secondaires tels que les déformations propres de la structure sous l'effet de l'excitation mécanique à basse fréquence. En effet, l'excitation appliquée libère une énergie qui peut engendrer la vibration de plusieurs modes de la structure, notamment ceux à basse fréquence [30]–[32]. La distribution du champ de déformations suit, de ce fait, l'allure de déformées modales de l'ouvrage et son amplitude étant fonction de l'amplitude de chargement et de(s) mode(s) propre(s) excité(s). Donc, les déformations structurales de

l'ouvrage pourraient être plus accentuées en cas de dégradation locale des propriétés du matériau. Les déformations propres sont incorporées dans les mesures, dans ce cas. Par contre, aucune déformation structurale ne pourrait être détectée si les mesures sont faites au niveau des nœuds. Par conséquent, la mesure directe de l'amplitude de déformation sans tenir compte de la déformée propre de la structure ne peut pas fournir une information fiable de l'état de l'ouvrage ni du matériau en particulier. C'est dans ce contexte que découle la problématique de ce projet.

Le sujet traité dans ce projet de recherche consiste à étudier l'effet des modes propres des structures sur les mesures de l'acoustique non linéaire (saut temporel). L'interaction acousto-élasto-dynamique a récemment été abordée pour certaines applications (sur des prismes en béton [33], [34], une plaque en aluminium [35] voire aussi en mécanique des automobiles [36]). Un modèle numérique de mesure de contraintes, basé sur l'acousto-élasticité a été proposé par Albakri et Tarazaga [37]. Dans le présent projet, nous allons étudier cette interaction sur des poutres en béton armé impliquant les ondes de surface. Avant d'entreprendre les mesures acoustiques, il faut connaître les déformées propres de structure. Cela requiert la réalisation d'essais dynamiques (analyse modale opérationnelle). La connaissance des modes propres permettra d'optimiser l'emplacement des capteurs (transducteurs d'ultrasonore) et de déterminer les fréquences naturelles de la structure à exciter. Ensuite, chaque mode est excité séparément pour étudier son effet sur les mesures de l'ANL (saut temporel).

1.3 Objectif général et objectifs spécifiques

L'objectif de cette maîtrise est de déterminer la façon dont les modes propres peuvent influencer sur les résultats de la méthode de saut temporel. Les ondes de surface sont impliquées dans cette étude grâce à leurs avantages présentés au chapitre suivant. Ensuite, de faire ressortir les paramètres qui peuvent influencer cette mesure dans le béton (position des capteurs, fréquences naturelles, propriétés physiques et mécaniques du béton, etc.). L'établissement d'un protocole de mesure est au cœur du présent projet. Également, on vise par cette étude à mettre en évidence cette interaction en :

- Examinant l'évolution du décalage temporel par rapport aux déformées modales et les fréquences naturelles de la structure ;

- Établissant des liens entre les propriétés modales et les caractéristiques acoustiques abouties.

On peut également souligner les objectifs spécifiques au développement de cette technique :

- **La performance** : pouvoir détecter, localiser et évaluer un microdéfaut dans une structure en béton à âge précoce ;
- **La simplicité** : maîtriser la mise en œuvre de cette technique in situ par rapport aux modes propres de la structure ;
- **L'économie** : réduire d'une façon comparable le coût et le temps d'intervention.
- **L'innovation technologique** : présenter aux gestionnaires d'ouvrages une technique de CND in situ simple et efficace.

Autrement dit, la méthode de saut temporel est une nouvelle piste de recherche qui pourra être développée pour lever, par la suite, certaines difficultés rencontrées dans la pratique du contrôle non destructif, telles que :

- Détecter et quantifier sur site le degré d'endommagement d'un ouvrage affecté par la corrosion ;
- Être en mesure de déterminer les défauts dans les matériaux composites utilisés dans les ouvrages civils.

1.4 Organisation du texte

L'étude expérimentale, réalisée au laboratoire, est centrée sur des poutres en béton armé de deux mètres de longueur. Outre ce chapitre d'introduction, la présentation des démarches entreprises dans cette étude est répartie sur six chapitres :

- En premier lieu, une étude bibliographique de l'application de l'ANL au contrôle non destructif est élaborée afin de tenir en compte les avancées réalisées dans le domaine et de tirer les expériences de la pratique actuelle menées dans cet axe de recherche (**chapitre 2**).
- En second lieu, on se focalise sur l'étude de comportement modal des poutres et les méthodes d'analyse associées (**chapitre 3**). L'objectif est de formuler un modèle théorique de calcul dynamique des poutres et les principales caractéristiques modales à examiner.

- En troisième lieu, on présente l'ensemble des propriétés mécaniques et dynamiques des spécimens réalisés (**chapitre 4**). Cela aide à sélectionner les modes propres à étudier (qui contribuent d'une façon significative à la réponse dynamique) d'une part et la manière d'instrumentation (méthode de ST) d'autre part. Aussi, l'identification des caractéristiques dynamiques appuie à l'interprétation des résultats d'interaction acousto-élastique de la prochaine étape.
- Au **chapitre 5**, nous allons étudier l'effet de chaque mode sur les paramètres ANL. En effet, nous avons appliqué la technique de saut temporel pour une configuration des ondes de surface.
- Le **chapitre 6** comporte une discussion générale des résultats obtenus dans les deux volets (dynamique et acoustique) et de la méthodologie suivie ainsi que les recommandations tirées de cette étude.
- Finalement, la conclusion de travail présente le bilan global des différentes remarques est donnée au **chapitre 7**. L'impact de cette étude sur le côté scientifique et technologique est ainsi discuté, y compris les suggestions et les perspectives conclues pour les travaux futurs.

Chapitre 2 Application de l'acoustique dans le contrôle non destructif – Étude bibliographique –

2.1 Introduction

Étant donné que les ponts sont des points névralgiques pour le réseau de transport routier, il est capital de maintenir leur fonctionnement et la sécurité des usagers. À cet égard, un programme d'auscultation régulier est nécessaire.

L'auscultation d'un ouvrage d'art comprend une mission d'inspection visuelle, un examen de santé de l'ouvrage à l'aide d'essais destructifs ou non destructifs puis une instrumentation afin de surveiller l'ouvrage en temps réel [7]. Les techniques de contrôle non destructif (CND) sont largement utilisées dans cet objectif. Les différentes techniques du CND sont classées par rapport à la source du test, la nature ou la méthodologie adaptée ou par rapport au but visé [5].

Le contenu du présent chapitre est consacré à l'étude bibliographique des techniques acoustiques réalisées dans le cadre du CND des ouvrages civils. En raison de l'étendue de ces techniques et des domaines d'application, l'étude est essentiellement portée sur les méthodes acoustiques appliquées à l'auscultation des ponts en béton. Elle ne traite cependant pas les autres techniques ni les ponts autres qu'en béton (charpente métallique ou en maçonnerie).

Le but de ce chapitre est de résumer les principaux avancements théoriques et pratiques menés jusqu'à présent. Cela permet d'enrichir, par la suite, les démarches expérimentales à entreprendre dans ce projet de recherche. Le contenu de ce chapitre est partagé en deux parties. La première tient à rapporter les différentes applications actuelles des techniques acoustiques dans le CND. La seconde traite, en particulier, les techniques acoustiques non linéaires et son champ d'application.

Aussi, dans la littérature, on a un grand nombre des travaux qui traitent cette thématique (méthodes acoustiques). La présentation ici donne quelques références pour chaque sujet. Pour plus d'information, le lecteur est référé aux [5], [7], [8], [38]–[41]

2.2 Les méthodes acoustiques appliquées au CND

Les essais par mesures acoustiques sont utilisés dans le CND des infrastructures civiles dans de nombreuses applications [5], [7], [38], [42]. Habituellement, les essais acoustiques ont pour but de (a) mesurer une dimension géométrique (b) d'évaluer une propriété physique ou mécanique ou (c) de détecter une anomalie ou une pathologie recherchée [5], [8], [9]. Le choix d'un essai ou d'une technique dépend de l'objectif visé, de l'efficacité et la simplicité de la technique, du temps d'intervention alloué et du prix [5]. D'une manière générale, les techniques acoustiques applicables au génie civil peuvent être résumées dans les points suivants :

1. Techniques basées sur les modes de propagation :
 - a. Ondes de volume ;
 - b. Ondes de surface ;
2. Techniques de résonance telles que
 - a. Les essais de résonance ;
 - b. L'impact-écho ;
 - c. La réponse impulsionnelle.
3. Techniques basées sur l'émission acoustique.

Dans la première catégorie, les ondes de volume se propagent dans la matière de trois façons, soit par : (i) transmission (ii) réflexion ou (iii) réfraction. Chacun de ces modes révèle des informations pertinentes sur le milieu sondé. En outre, pour chaque mode, il y a un ensemble des méthodes qui s'y intéressent.

En mode de transmission, on trouve l'essai d'impulsion ultrasonore, mieux connu sous l'acronyme d'UPV (*Ultrasonic Pulse Velocity*). Le principe consiste à mesurer la vitesse de propagation d'une onde acoustique (onde de compression) à partir de son temps de parcours (ou temps de vol) entre un émetteur et un récepteur [43]. On parle d'ultrasonores puisque la fréquence de l'onde transmise est supérieure à 20 kHz. Cet essai est très pratique pour l'auscultation des ouvrages civils notamment les ponts, les tunnels, les dalles de stationnements multiétages, etc. L'objectif principal est d'estimer l'état du béton en

place en corrélation avec l'UPV (mesure sur échantillon au laboratoire si nécessaire). Cette estimation est souvent basée sur la corrélation de la vitesse de propagation avec la résistance mécanique. Cet essai est largement utilisé (béton ordinaire [44]–[46], béton structural léger [47], béton à poudre de verre [48], béton de pavement [49], etc.).

L'essai UPV est ainsi utilisé pour évaluer les dommages causés par la réaction alcali-granulats [14], [50], [51], le gel-dégel [52]–[54] ou par le feu [55]–[58]. En mode de transmission directe (figure 2.1-a), il est aussi capable de localiser et évaluer l'épaisseur d'une délamination interne des dalles [59]. En fait, la diffraction de l'onde longitudinale aux délaminations diminue la vitesse de l'onde, une corrélation qualitative a été établie entre le temps de vol du signal UPV et la taille de la délamination [59]. En mode de transmission indirecte (figure 2.1-b), le temps de propagation des ondes longitudinales directes et des ondes de Rayleigh permet ainsi d'évaluer le module de Young et le coefficient de Poisson [59]. En 2016, Saint-Pierre et al. [60] ont étudié l'indice d'endommagement du béton des barrages en proposant une approche permettant de laisser augurer l'état initial du béton.

Aussi, l'ultrason est employé pour l'investigation des fondations profondes (profondeur, anomalies de mise en œuvre, vides, discontinuités, contamination, etc.) [61]–[63]. Pour les pieux, on l'implique sous trois formes : « *cross-hole* », « *down-hole* » et « *up-hole* » [38], [64]. Et, sur une échelle plus petite, l'essai s'intéresse aux mesures de l'extension d'une fissure de surface [65]–[67]. L'essai est aussi requis pour la vérification de performance de scellement des fissures [68], [69].

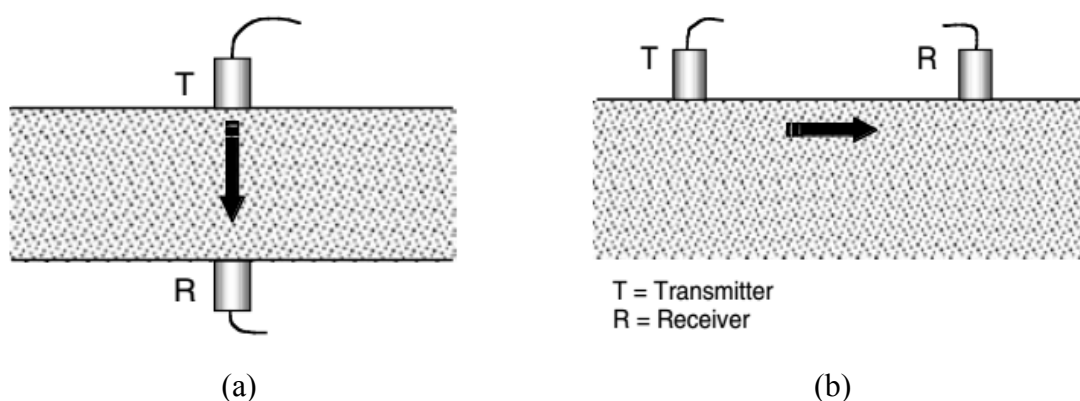


Figure 2-1 Mode de configuration de l'essai UPV (a) transmission directe (b) transmission indirecte [38]

En mode de réflexion, il y a les essais de pulse-écho et de l'impulse-écho [7], [38]. Dans l'essai de pulse écho, un transducteur est utilisé pour générer les ondes acoustiques dans le béton et recevoir les ondes réfléchies (figure 2.2.a) [64]. Dans le second essai (impulse-écho), les ondes sont générées par un impact mécanique, puis elles se réfléchissent lorsqu'elles rencontrent une discontinuité [64]. Concernant l'application in situ, le pulse-écho est particulièrement adapté pour caractériser les dommages dans les matériaux composites dans le béton (polymères renforcés de fibre de verre, par ex.) [70]. En outre, le pulse-écho peut être utilisé soit pour mesurer l'épaisseur et/ou la densité du matériau ou pour chercher un défaut interne (fissure ou décollement) [7]. Cet essai est parfois utilisé pour évaluer l'état d'adhérence des ancrages rigides ou des câbles de précontrainte [64]. La plupart des applications seraient des matériaux en forme de dalle ou bien des conditions proches de surface [7]. L'impulse-écho, appelé parfois sonique-écho [5], implique les trois configurations précédentes (figure 2.2.b). Colla et al. [71] ont utilisé le temps de parcours pour dessiner l'image 3D de la distribution de vitesse acoustique, si bien que le diagnostic graphique relève facilement les altérations locales de vitesse en cas d'une anomalie. Cependant, cet essai n'est pas recommandé pour une configuration indirecte en raison de mauvaises résolutions obtenues à partir de l'énergie à basse fréquence d'une part et de l'ambiguïté de distinguer ces ondes (réfléchies) par rapport aux ondes de surface, d'autre part [5], [72].

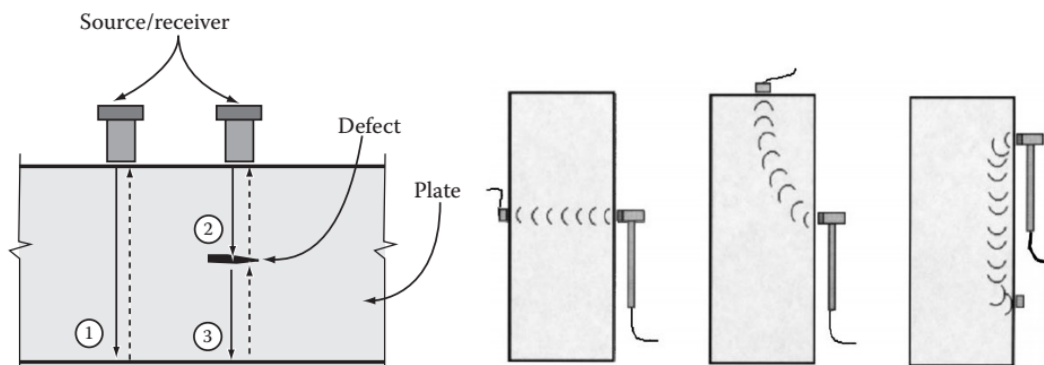


Figure 2-2 (a) essai pulse-écho destiné à mesurer l'épaisseur et la profondeur des défauts dans les dalles (image tirée de [7]) (b-d) configuration de l'essai d'impulse-écho (tirée de [5])

En revanche, les essais basés sur le principe de réfraction des ondes de volume sont beaucoup plus pratiques pour la quantification du délaminage à l'interface acier-béton [73], [74]. Quoiqu'elles se propagent dans les interfaces de contraste, les ondes réfractées sont rendues plus efficaces pour l'auscultation des joints froids et de problème d'adhérence d'un béton de réparation [64]. Récemment, Guo et al. [75] l'ont impliqué pour étudier la distribution des bulles d'air après durcissement du béton (étude menée sur des échantillons au laboratoire). Cependant, les essais ultrasons, y compris pulse-écho et l'impulse-écho, nécessitent un espacement très étroit entre émetteur/ récepteur afin d'obtenir des informations précises du milieu testé, cela prend beaucoup de temps [76]. La qualité des données dépend fortement du couplage de l'unité de transducteur, ce qui peut être difficile sur les surfaces rugueuses. En outre, comme l'UPV fonctionne dans le béton avec les fréquences plus basses, certains défauts pourraient ne pas être détectés [76].

Dans la même catégorie, on a aussi les techniques d'ondes de surface, telle que les ondes de Rayleigh. Elles se propagent dans la couche superficielle du béton, si bien qu'elles sont utilisées dans l'investigation de la qualité du béton de peau qui est souvent sujette au problème d'écaillage, de gel-dégel et de la RAG [77]. Ainsi, les ondes de Rayleigh ont trois avantages principaux : (i) elles se propagent en surface, ce qui permet d'ausculter les structures accessibles sur une seule face (ii) elles sont sensibles à la variation inhérente dans les propriétés mécaniques du béton et (iii) elles sont caractérisées par son épaisseur de pénétration, équivalente à sa longueur d'onde ($h \cong \lambda = V/f$) [8]. La variation dans les propriétés du béton (humidité relative, porosité et module d'élasticité) peut être étudiée en fonction de la profondeur de pénétration en rapport avec les fréquences correspondantes [8]. La mesure de vitesse des ondes longitudinales et la vitesse des ondes de surface permettent aussi de déduire le coefficient de Poisson (figure 2.3) [59].

Les propriétés élastodynamiques du béton peuvent aussi être mesurées via les techniques de résonance (2^e catégorie). L'essai de résonance, l'impact-écho et la réponse impulsionnelle sont les principales techniques employées dans cette catégorie.

Développé dans les années 1930, l'essai de résonance concerne la mesure de la fréquence de résonance de vibration d'un prisme en béton sous une configuration géométrique prescrite [78]. Cette mesure permet d'évaluer les propriétés élastodynamiques qui reflètent la qualité du matériau ausculté. Il s'applique plutôt aux échantillons du laboratoire et se focalise beaucoup sur le niveau d'endommagement et la durabilité des matériaux.

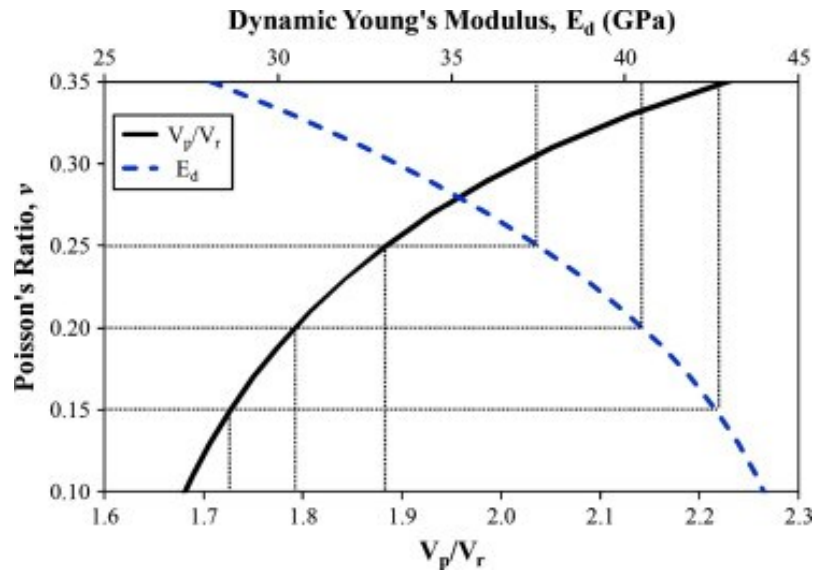


Figure 2-3 Détermination du coefficient de Poisson dynamique par la mesure de vitesses des ondes longitudinales et la vitesse des ondes de surface [59]

En 1988, Sansalone et Carino [79] ont développé l'impact-écho comme un outil très pratique sur chantier. Le principe consiste à générer une onde acoustique (généralement de 20 et 30 kHz [80]) à l'aide d'un impact mécanique de courte durée [81]. L'impact-écho est souvent utilisé pour deux raisons : (a) déterminer une dimension d'un élément de structure ou (b) pour détecter un défaut. Dans le premier cas, il offre l'avantage de mesurer une épaisseur d'une dalle, de recouvrement des barres d'armature et/ou de profondeur d'une conduite [76], [82]. En termes de détection des défauts, l'essai s'intéresse beaucoup plus au phénomène de délamination et de nids d'abeille [83]. Il peut également contrôler la qualité d'injection des gaines des câbles de précontrainte [64]. L'essai peut fournir une estimation du module d'élasticité ou de la résistance de compression du béton [81]. Cependant, sur des ponts ayant un revêtement d'asphalte, la détection est possible uniquement lorsque la température de l'asphalte est suffisamment faible [76], de sorte que le matériau ne soit pas très visqueux, ou lorsque les couches sont intimement liées. C'est pourquoi la technique d'impact-écho est souvent combinée avec l'essai UPV [80]. Il n'est aussi pas applicable aux éléments de structure tels qu'une colonne, une poutre, une pile, etc..., puisque les frontières vont produire des réflexions supplémentaires (problème d'interférence) [84]. Les résultats peuvent également être affectés par le champ proche d'une erreur systématique estimée à 5–15% [65].

La technique de réponse impulsionnelle a été développée principalement pour évaluer les fondations profondes (profondeur des pieux, défauts de construction) par la connaissance de rigidité dynamique [85]. En 1980, elle est rendue applicable aux dalles des ponts. Le principe consiste à appliquer une force d'impact (choc mécanique) à l'aide d'un marteau équipé d'un capteur de force, puis à mesurer l'amplitude de l'onde mécanique conduite par le choc à l'aide d'un capteur de déplacement (en général un géophone ou un accéléromètre) (figure 2.2). Les données sont traitées de sorte qu'on trace la courbe de mobilité (rapport vitesse/force vs fréquence) dans laquelle il est possible de déterminer la longueur des pieux, la raideur (à basse fréquence) et l'impédance caractéristique [86]. De plus, cet essai sert davantage de détecter les défauts dans les bétons [87], voire le décollement d'asphalte/béton sur les ponts et les trottoirs en béton. En termes de désavantages, l'essai peut être utilisé pour détecter de gros défauts dans la structure tandis que les petits défauts peuvent passer inaperçus [76].

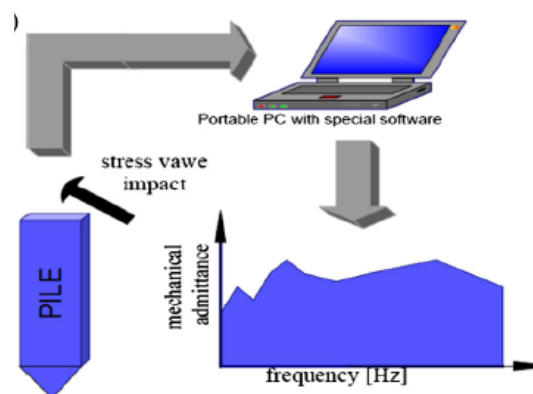


Figure 2-4 Montage de l'essai de réponse impulsionnelle [5]

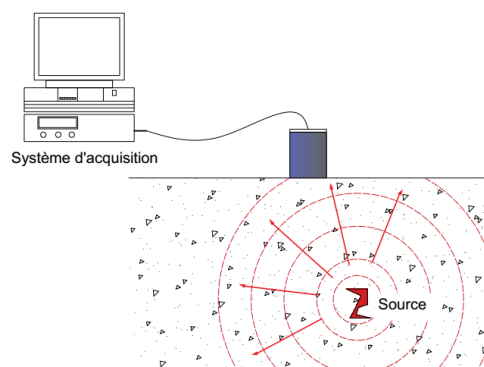


Figure 2-5 principe de l'essai d'émissions acoustiques [5]

La troisième catégorie de techniques acoustiques concerne les émissions acoustiques. Dans cette famille, les ondes acoustiques sont aussi des ondes élastiques mécaniques, se produisant suite à la libération d'énergie des déformations ou des dommages internes du matériau et se propageant de la source vers les capteurs (figure 2.5). Les premiers essais réalisés sur les ponts sont datés de 1939 [88]. Ensuite, de nombreuses applications aux ouvrages civils ont été réalisées grâce aux avantages majeurs apportés au domaine d'investigation des dommages : localisation, identification et évaluation de la sévérité de la source [5], [89]–[93]. Également, l'essai peut être appliqué pour la surveillance globale de la structure ou pour un dommage local spécifique. L'inconvénient majeur de l'émission acoustique est qu'aucune procédure standard n'est disponible pouvant être applicable à tous les types de structures et aux ponts spécifiquement [90]. Cette méthode nécessite ainsi un personnel expérimenté.

Bien que les techniques précitées présentent certains avantages de rapidité et de facilité de mise en œuvre lors d'un diagnostic d'un défaut préjudiciable, elles sont plutôt peu efficaces lorsqu'il est nécessaire de connaître l'expansion de la RAG ou de potentiel de corrosion à jeune âge [11], [13]. Une telle pathologie touche une grande partie des ouvrages d'art au Québec. La recherche est donc appelée à trouver une alternative plus efficace et robuste. En effet, l'essai d'ultrasons, comme d'autres essais acoustiques *classiques*, n'est pas en mesure de détecter ces deux pathologies dès son initiation. Les méthodes acoustiques classiques sont généralement limitées par le fait qu'elles sont axées sur la diminution de la vitesse de l'onde en fonction de l'endommagement. Une telle diminution relativement faible et nécessitant la connaissance à priori des caractéristiques initiales du béton. Or, cette vitesse n'est généralement pas connue pour un ouvrage existant et peut être variée de façon différente selon plusieurs facteurs, à l'instar de la variation de composition du béton inhérente (porosité, teneur en granulats, etc.). À cet effet, pour pallier cette limitation, on a recours à des méthodes plus avancées telles que l'acoustique non linéaire (ANL). Ces techniques ont retenu plus d'intérêt grâce à sa sensibilité face à la détection de microdommages dans le béton d'une part et sans connaissance préalable des propriétés initiales d'autre part [10], [11], [13].

2.3 Les méthodes acoustiques non linéaires

En élasticité linéaire, le principe de superposition stipule que deux ondes acoustiques se propageant dans un milieu n'interagissent pas. Le signal de sortie (*output*) est donc la somme de deux signaux d'entrée [94]. Cependant, ce principe n'est plus valide lorsque le milieu présente une sorte de non-linéarité matérielle [94], [95]. En effet, le champ résultant sera pour partie la somme de deux contributions, mais avec une contribution supplémentaire qui va apparaître à cause de l'interaction des deux ondes (figure 2.6). Cette contribution tient compte qu'une partie des ondes va subir une distorsion avec laquelle elles transportent les informations relatives à cette perturbation [94]. Ces informations sont en effet un indice important sur l'état de microdéfauts présents dans la matière (microfissuration, endommagement interne, expansion de RAG, etc.). Ainsi, elles servent à déterminer l'atténuation, la résonance et autres comportements élastiques non linéaires du milieu sondé.

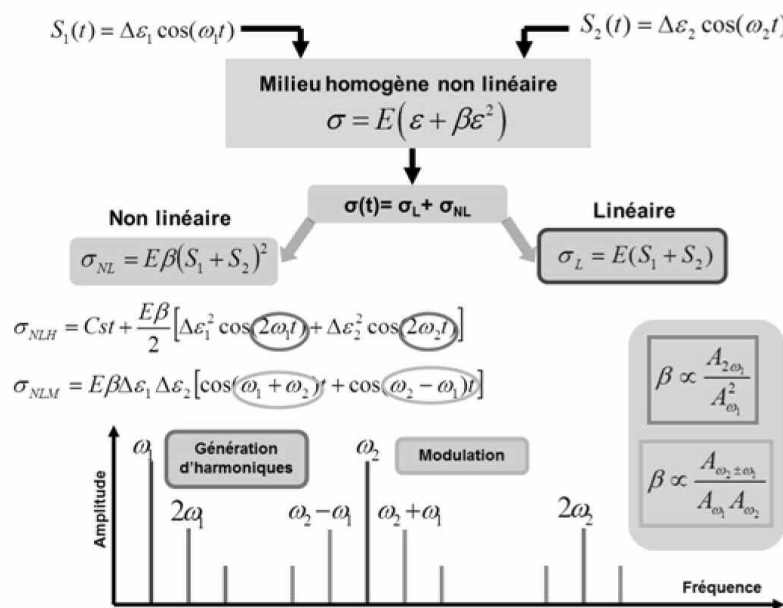


Figure 2-6 – Principe de technique de modulation non linéaire [94]

Autrement dit, le pouvoir de détection de microdéfauts dépend de la technique appliquée et de la gamme fréquentielle dans laquelle les ondes sont produites. En ANL, les ondes ont une longueur d'onde suffisamment petite devant la taille de défaut recherché. C'est la raison pour laquelle les ondes ANL sont générées dans les hautes fréquences (au-delà de 20 kHz). Dans la technique de spectroscopie de résonance ultrasonore non-linéaire

(*Nonlinear resonant ultrasound spectroscopy, NRUS*), les ondes sont générées dans les basses fréquences et à mesure que le niveau d'excitation augmente, la non-linéarité élastique se manifeste par un décalage de la fréquence de résonance [96], [97].

En général, les techniques classiques (linéaires) sont basées sur les principes de propagation des ondes acoustiques. Ces techniques sont habituellement appliquées pour mesurer une dimension géométrique (épaisseur d'une dalle, profondeur d'un pieu, volume des vides, etc.) ou un paramètre physique tel que : vitesse moyenne, atténuation ou une fréquence de résonance. Par ailleurs, les méthodes ANL sont introduites pour évaluer les paramètres de non-linéarité du béton [8], [12]. La particularité de l'ANL par rapport à l'AL est qu'il permet d'identifier l'état du matériau sans faire recours à un référentiel ou une comparaison entre deux états [10].

Les premières applications des méthodes ANL sont réalisées dans la caractérisation des massifs rocheux ensuite elles sont devenues de plus en plus pratiques pour les matériaux cimentaires tels que le béton [13]. Van Den Abeele et al. [23] puis Payan et al. [98] ont appliqué les deux techniques (AL et l'ANL), au laboratoire, sur des échantillons en béton afin de comparer la sensibilité de chacune. Ils ont constaté que les essais ANL relèvent une plus grande sensibilité face à l'endommagement mécanique et thermique des matériaux. Les travaux du GRAI de l'Université de Sherbrooke ont également abouti à la même conclusion [10], [12], [13], [26]. Actuellement, les méthodes ANL les plus connues sont : la résonance non linéaire, la modulation non linéaire et la technique du saut temporel [13].

2.3.1 Technique de modulation non linéaire

La technique de modulation non linéaire s'intéresse à l'évaluation de paramètre de non-linéarité, β de l'équation 2.2, qui caractérise la distorsion des ondes. En fait, dans un milieu non linéaire comme dans le béton par exemple, la vitesse de propagation dépend de la dérivée de la contrainte par rapport à la déformation, qui dépend également du niveau de déformations [94]. La figure 2.6 présente un schéma de cette dépendance. En effet, la contrainte développée lors d'une émission de deux ondes sinusoïdales (stationnaires) de fréquences différentes dans un milieu non linéaire va produire deux sortes de contraintes : une linéaire et une non linéaire. La partie linéaire est la superposition des deux ondes sources, celle-ci est détectée en deux pics de fréquences associées (ω_1 et ω_2) alors que

pour la partie non linéaire, représentant le carré de la somme des deux signaux, son spectre de Fourier reflète quatre pics de fréquences modulées [94] dont :

- Deux fréquences doubles, $2\omega_1$ et $2\omega_2$, appelées harmoniques, permettant de calculer le paramètre β par le rapport d'amplitudes ;
- Deux autres fréquences, $(\omega_1 + \omega_2)$ et $(\omega_2 - \omega_1)$.

Cette modulation est utilisée comme moyen de caractérisation de l'endommagement (Figure 2.7). Dans ce cas, le paramètre β est défini comme suit [99]:

$$\beta = \frac{8}{k^2 a} \frac{A_{\omega_2}}{A_{\omega_1}^2} \quad (2.1)$$

Où k est le nombre d'ondes, a : la distance de propagation et A_{ω_1} et A_{ω_2} sont les amplitudes relatives aux fréquences fondamentales ω_1 et ω_2 .

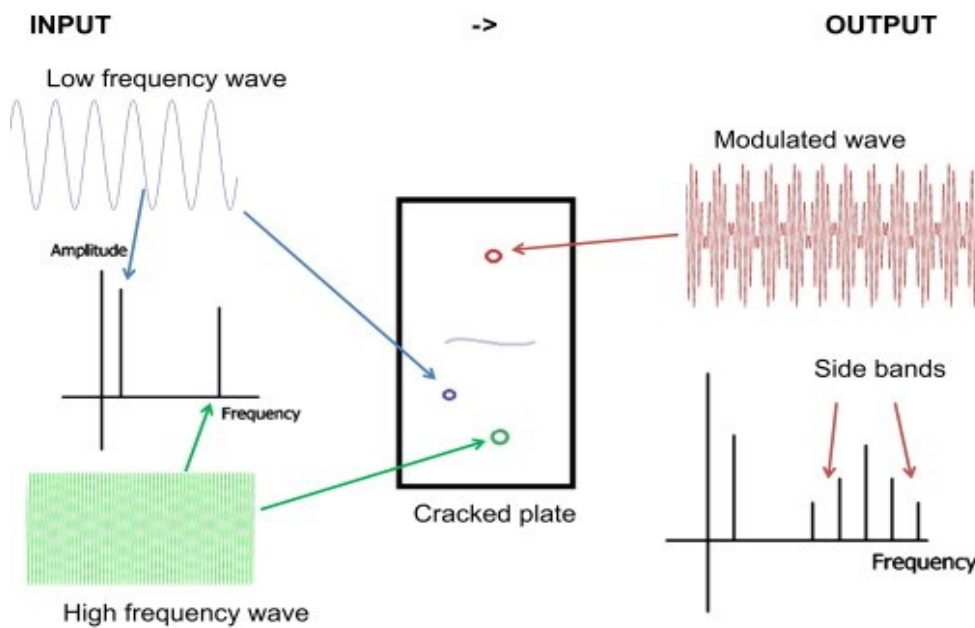


Figure 2-7 – Exemple de modulation des ondes acoustiques [95]

Par ce concept, Payan et al. [100] ont étudié la relation entre le degré de saturation et le paramètre de non-linéarité α du béton. L'objectif visé est déterminer les paramètres inhérents du béton (porosité et taux de saturation) à partir de la valeur de β . Pour cela, l'idée est de générer une onde monochromatique de basse fréquence avec une force d'impact. Étant donné que le paramètre β reste quasiment constant pour un degré de saturation supérieure à 20%, la technique ne pourra pas fournir des informations fiables

dans ce cas. Par contre, cette insensibilité rend cette méthode meilleure pour caractériser les autres types d'endommagement en dessous de ce niveau de saturation. En revanche, l'essai de modulation non linéaire est utilisé pour caractériser l'effet de corrosion des armatures sur les propriétés élastiques non linéaires du béton [16]. Bouchaala et al. [24] ont rendu cette technique applicable lors de l'évaluation de la carbonatation du béton pour quel le paramètre α est substantiellement amplifié par cette réaction.

Toutefois, l'application de cette technique in situ requiert la mise en excitation suffisante pour provoquer la non-linéarité, ce qui est l'un des défis majeurs de cette technique, présentement.

2.3.2 Technique de résonance non linéaire

Le principe de cette technique consiste à faire propager une onde continue dans un échantillon du béton en faisant un balayage de fréquence du signal. Par l'augmentation de l'amplitude des ondes émises, la fréquence de résonance d'un béton endommagé va se déplacer vers les basses fréquences (Figure 2.8). En outre, les propriétés élastiques (module de Young) changent en fonction de l'amplitude du signal [23]. En conséquence, ce décalage est plus prononcé dans les matériaux endommagés qu'en matériau sain [12]. Par ce principe, la caractérisation de l'endommagement est obtenue. En effet, Kodjo [12], Lesnicki et al. [20] et Boukari et al. [26] ont utilisé cette technique pour caractériser l'expansion de la réaction d'alcalis-silice (RAS) dans le temps. Ils ont constaté que le degré d'endommagement dépend du degré de saturation des vides en gel de RAS, ce qui se manifeste dans la réponse du milieu à la perturbation. Par ailleurs, l'essai permet d'estimer le niveau de dégradation d'une manière « quantitative ».

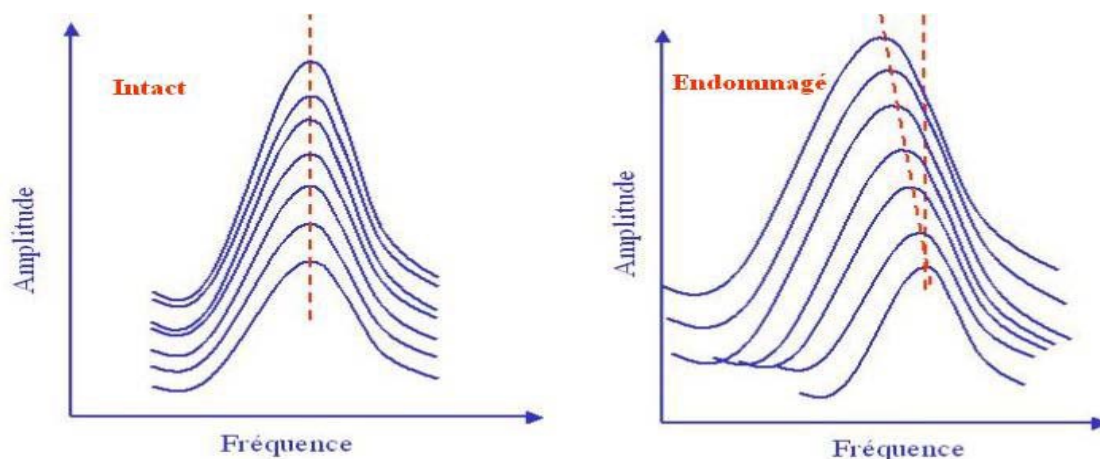


Figure 2-8 – Méthode de balayage des fréquences [99]

Dans la suite de ses travaux, Lesnicki et al. [20] a développé plus la résonance non linéaire afin d'établir un lien entre les paramètres de non-linéarité du béton et le degré d'endommagement du béton par la RAG. La sensibilité de cette technique est ainsi testée pour différents échantillons de granulats réactifs. Les résultats montrent la possibilité de suivre l'évolution des paramètres de non-linéarité dès l'initiation et le développement de microfissures. L'étude est conclue par l'efficacité de cette technique à distinguer les granulats réactifs par rapport aux non réactifs. Dans le même contexte, Eiras et al. [101] a également utilisé cette méthode pour évaluer l'endommagement du béton par la RAG. En comparaison avec l'UPV et l'essai de résonance, la technique de résonance non linéaire est parue plus sensible notamment à jeune âge. Dans la même période, Park et al. [102] a également pu utiliser la résonance non linéaire pour déterminer l'état du béton endommagé par le feu. Récemment, Boukari et al. [26] ont combiné l'essai de résonance non linéaire avec l'analyse physico-chimique pour évaluer les dommages causés par la RAG. Il a été remarqué que le paramètre de non-linéarité α , qui tient compte l'effet hystérétique des microfissures (§ Éq. 2.3), montre une grande variation (environ 10 fois plus élevée). La résonance non linéaire a aussi été utilisée au laboratoire pour la détection et l'évaluation de l'attaque de sulfates [103].

Bien que ces avancés soient plus performants notamment pour les échantillons en laboratoire, il est encore difficile de l'appliquer en pratique sur terrain. Le défi majeur de l'application de l'ANL in situ demeure, en effet, dans la manière de produire la non-linéarité dans le béton, surtout pour un élément de très grande dimension (barrage, pont..., etc.).

2.3.3 Méthode de saut temporel

Étant donné que les distorsions ayant subi les ondes acoustiques produisent un certain décalage dans le temps d'arrivée, cette idée a amené certains chercheurs à suggérer une nouvelle approche basée sur ce décalage ; un décalage plus remarquable dans les ondes de coda [12]. En effet, dans son étude portant sur l'évaluation de l'expansion de la RAG, Kodjo et al. [12] a constaté que lorsqu'un impact est appliqué, un décalage temporel du signal ultrasonore qui sonde le milieu. Ce décalage est plus important dans la partie queue du signal reçu (ondes de coda). Cette idée est à l'origine du développement de la méthode de saut- temporel (ST).

2.3.3.1 Principe de la technique ST

Le principe de ST consiste à appliquer un chargement mécanique ayant une amplitude suffisamment élevée pour pouvoir provoquer la non-linéarité du milieu sondé (ouverture de microfissures). Pour éviter l'interférence des fréquences d'excitation à celles des ondes émises (de hautes fréquences), l'excitation devrait être générée dans les basses fréquences. Le rôle de cette excitation est d'induire des déformations locales qui vont ensuite modifier instantanément et temporellement les propriétés mécaniques du milieu (chute rapide) et ce qui modifie la propagation des ondes d'ultrasonores. Dans la pratique, cette modification est évaluée par un décalage temporel (d'ordre microseconde), appelé saut temporel (figure 2.9).

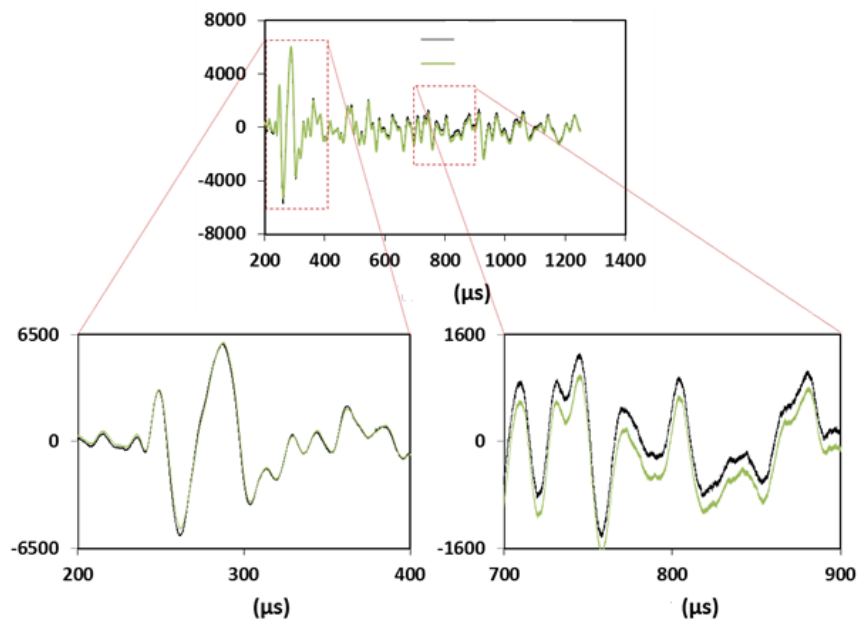


Figure 2-9 – Décalages temporels des ondes directes (à gauche) et de la coda (à droite) [13]

Théoriquement parlant, lorsque le béton est soumis à une onde de forte amplitude, on constate une chute rapide des propriétés élastiques (en fraction de seconde). Ce phénomène est appelé dynamique rapide. Lorsque la sollicitation est enlevée, le matériau recouvre lentement ses propriétés élastiques initiales, c'est la dynamique lente [94]. Quant à la méthode ST, elle s'intéresse au comportement rapide du béton.

Lorsque l'on applique une perturbation mécanique, le signal après propagation présente deux parties différentes. Les ondes directes arrivant en premier temps correspondant à la

portion des ondes ayant parcouru le chemin le plus court. Ensuite, une seconde partie d'ultrasons ayant subi de multiples réflexion-diffusion en interaction avec la matière (les granulats et les discontinuités) vont provenir de toute direction. Ce type d'ondes s'appelle « ondes coda » (figure. 2.9) [12], [105]. Leur parcours est relativement plus grand. Quoiqu'elles subissent de multiples réflexions-diffusions, elles apportent plus d'informations sur l'état des microdommages internes [10], [12], [106]–[108]. En se basant sur cette partie de signal, le décalage des phases est plus prononcé dans les milieux dégradés que dans les milieux sains. Par ce principe, l'état du matériau (béton) est évalué [29]. La corrélation de ce décalage de temps avec les propriétés non linéaires du matériau est discutée au paragraphe suivant.

Comme cité plus haut, les ondes ultrasonores sont générées dans les hautes fréquences, soit supérieures à 20 kHz. Planès et Larose ont distingué l'interférence des ondes ultrasonores avec la matière en quatre niveaux selon la fréquence (figure 2.10) [109]. Ils ont considéré que les ondes de fréquence de plus de 100 kHz sont celles qui vont subir de multiples diffusions parce que la longueur d'onde étant très petite devant la taille des discontinuités [109].

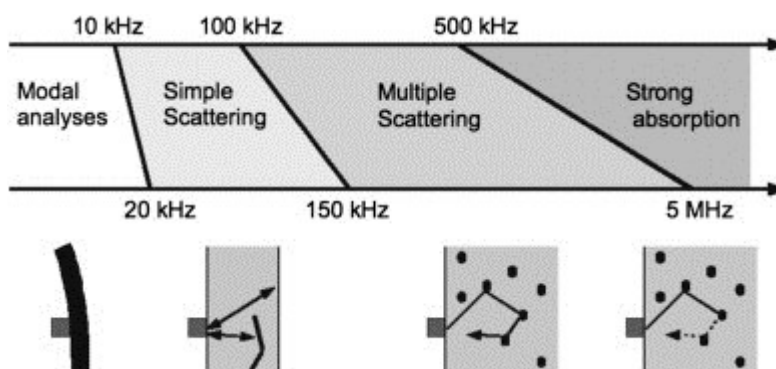


Figure 2-10 Niveaux de diffusions des ondes ultrasonores selon les fréquences de propagations [109]

En comparant la sensibilité de l'impact-écho et l'UPV avec l'essai de ST, ce dernier apparaît plus sensible lorsqu'il est utilisé en mode de transmission indirecte [10]. Le ST est également beaucoup plus sensible à l'initiation de l'endommagement du béton que les méthodes linéaires classiques. En effet, sa sensibilité est d'un grand intérêt pour l'évaluation rapide des structures [10].

2.3.3.2 Corrélation avec les paramètres de non-linéarité

Le comportement non linéaire dépend des modes d'ouverture et de fermeture des microfissures internes. En effet, selon l'amplitude d'excitation, les défauts et microfissures s'ouvrent et se ferment suivant leur extension et leur connexion. Ainsi, il est constaté que ces microfissures présentent un comportement hystérétique [12], [97], [110]–[112]. En général, quand un matériau hétérogène exhibe un comportement non linéaire, la relation contrainte-déformation pour un état de compression axiale est exprimée par :

$$\sigma = \int E(\varepsilon, \dot{\varepsilon}) d\varepsilon \quad (2.2)$$

Où E est le module d'élasticité non linéaire, il représente le rapport entre l'entité de contrainte et la déformation induite :

$$E = E_0(1 + \beta\varepsilon + \delta\varepsilon^2 + \dots + \alpha[\Delta\varepsilon + \varepsilon(t) \text{sign}(\dot{\varepsilon})]) \quad (2.3)$$

E_0 étant le module d'élasticité linéaire (constante). Les paramètres β et δ représentent les paramètres de non-linéarité du matériau. Le paramètre α est la constante non linéaire tenant compte l'effet hystérétique des microfissures, $\Delta\varepsilon = (\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min})/2$ et $\dot{\varepsilon}$ étant respectivement l'amplitude et la vitesse de déformation. Le paramètre $\text{sign}(\dot{\varepsilon})$ représente l'historique du chargement (cycles chargement-déchargement) :

$$\text{sign}(\dot{\varepsilon}) = \begin{cases} 1, & \dot{\varepsilon} > 0 \\ -1, & \dot{\varepsilon} < 0 \\ 0, & \dot{\varepsilon} = 0 \end{cases} \quad (2.4)$$

La fonction $\alpha[\Delta\varepsilon + \varepsilon(t) \text{sign}(\dot{\varepsilon})]$ tient compte du processus de chargement et de l'état du milieu (fermé ou ouvert) [97].

Le module d'élasticité dynamique peut entre-autres s'écrire en relation avec la vitesse de l'onde de compression ultrasonore comme suit :

$$E = \rho V^2 \quad (2.5)$$

Où ρ est la masse volumique. À partir des équations (2.3) et (2.5), la variation de la vitesse est en rapport avec le paramètre β et l'amplitude de déformation :

$$\frac{\Delta V}{V} = \beta \Delta\varepsilon \quad (2.6)$$

Étant donné également que la variation relative du profil de vitesse est linéaire avec le décalage temporel relatif, $\Delta V/V = -\Delta t/t$, le paramètre β peut s'écrire en relation directe avec le décalage temporel comme suit [113] :

$$-\frac{\Delta t}{t} = \beta \Delta \varepsilon \quad (2.7)$$

t et Δt représentent respectivement le temps de parcours des ondes ultrasonores et le saut temporel associé. L'équation (2.7) montre bien que le décalage temporel est fonction de l'amplitude des déformations locales imposées (par la force d'impact) et du paramètre de non-linéarité du béton β . En effet, par la mesure de déformations $\Delta \varepsilon$ et de saut temporel $\Delta t/t$, le paramètre de non-linéarité β peut être déterminé [13]. Pour déterminer le décalage temporel maximal par rapport à un signal de référence (avant perturbation), la fonction d'intercorrélation suivante est employée :

$$R_{S,S'}(\tau) = \int_{t-\frac{T_w}{2}}^{t+\frac{T_w}{2}} S(t) \cdot S'(t-\tau) dt \quad (2.8)$$

S et S' sont respectivement le signal avant et après perturbation (figure 2.11). T_w étant la période de la fenêtre considérée.

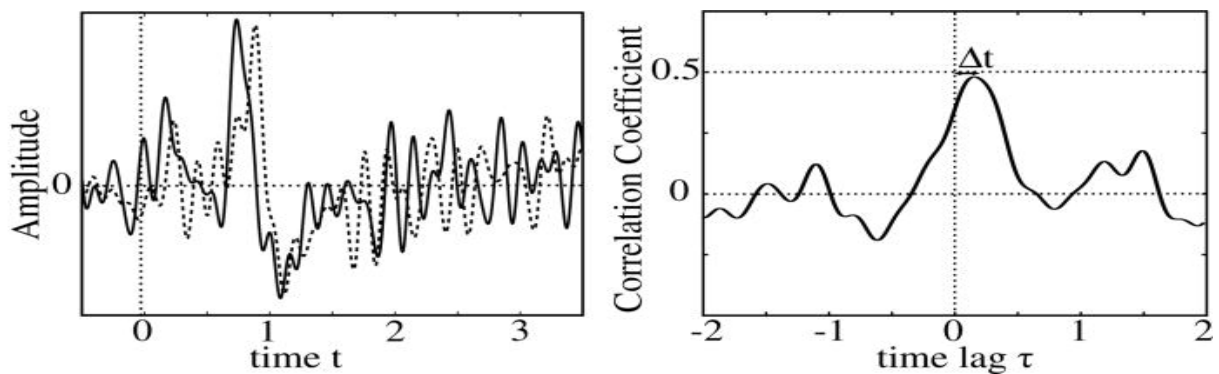


Figure 2-11 – Exemple de détermination du décalage temporel maximal par saut le ST [114]

2.3.3.3 Configuration de ST

En termes de configuration, la fréquence de propagation des ondes ultrasonores est le paramètre clé dans ce processus. En effet, les ondes ultrasonores sont générées dans les hautes fréquences de sorte que la longueur d'onde ($\lambda = V/f$) soit suffisamment petite devant la taille des défauts recherchés et pour surmonter l'atténuation matérielle des ondes. D'ailleurs, l'atténuation matérielle des ondes ultrasonores dépend directement de sa fréquence, f , et de la dimension maximale des granulats dans le béton (D_{max}). D'après [8], le paramètre d'atténuation α_0 est donné selon les cas de figure suivants :

$ka \ll 1$	$\alpha_0(f) = b_1f + c_1a^3f^4$	Champ de Rayleigh
$ka \approx 1$	$\alpha_0(f) = b_2f + c_2a^1f^2$	Champ stochastique
$ka \gg 1$	$\alpha_0(f) = b_3f + c_3a^{-1}f^0$	Champ géométrique

Où $k = 2\pi/\lambda$ et $a = D_{max}$ sont le nombre d'ondes et la taille maximale de granulats, respectivement. Les constantes b_i sont des coefficients attribués aux phénomènes d'absorption⁽¹⁾ et les c_i aux phénomènes de diffusion⁽²⁾ causée par les granulats [8]. Dans la pratique, une gamme de fréquences de 50 à 250 kHz ($\lambda = 10 - 100$ mm) émise dans un béton ayant une $D_{max} = 14$ mm, correspond à $ka = 1 - 10$ [8]. Donc, dans la plupart de tests acoustiques, le champ généré est stochastique et le matériau possède un comportement dispersif [8] où la vitesse ultrasonore et le coefficient d'atténuation varient en fonction de la fréquence.

Les mesures de ST dans les ondes de coda est aussi sujettes à l'effet de température du béton [28]. En, effet, dans des essais réalisés au laboratoire (du GRAI) sur une dalle en béton réactif (RAG), Moradi-Marani et al. [28] ont démontré que l'amplitude de la non-linéarité diminue pour les températures négatives (entre -10°C et 0°C) de telle manière que les bétons endommagés et non endommagés se comportent de la même façon. Par contre, il y a moins de fluctuations sur le comportement ANL si la température varie de 10°C à 30°C . C'est pourquoi il est suggéré de réaliser l'essai de ST dans une telle plage de température. Également, la sensibilité de cette technique été démontré au laboratoire pour la détection la microfissuration du béton vis-à-vis de la RAG à âge précoce [11].

L'application de cette technique in situ a été réussie pour la première fois par un essai pilote réalisé sur un pont-dalle en béton auquel une configuration de transmission indirecte a été adoptée [13]. C'est-à-dire, le dispositif de mesure était placé sous l'intrados du tablier (figure 2.12.a). En effet, deux positions sont testées, à savoir, au milieu du tablier et au proche de l'une des culées. L'excitation requise a été fournie par un camion suffisamment chargé. Le passage de camion a été essayé avec des vitesses différentes, soit 20, 30, 40 et 50 km/h. Aussi, un système d'obstacle y était mis en place de sorte que l'amplitude d'impact soit élevée (figure 2.12.b). Ils ont constaté que les ST mesurés dans la 2^e position (mi-portée) étant plus importants que celles de la 1^e position. Les mesures sont aussi fiables pour un trafic normal. Cette remarque est d'une importance significative, car aucun

¹ Par la conversion de l'énergie élastique en chaleur (par friction causée par le mouvement de l'eau dans les pores).

² Par la dispersion de l'onde au contact des constituants du matériau.

chargement supplémentaire ni fermeture du pont n'est requis. Cela simplifie beaucoup le montage de cet essai in situ.

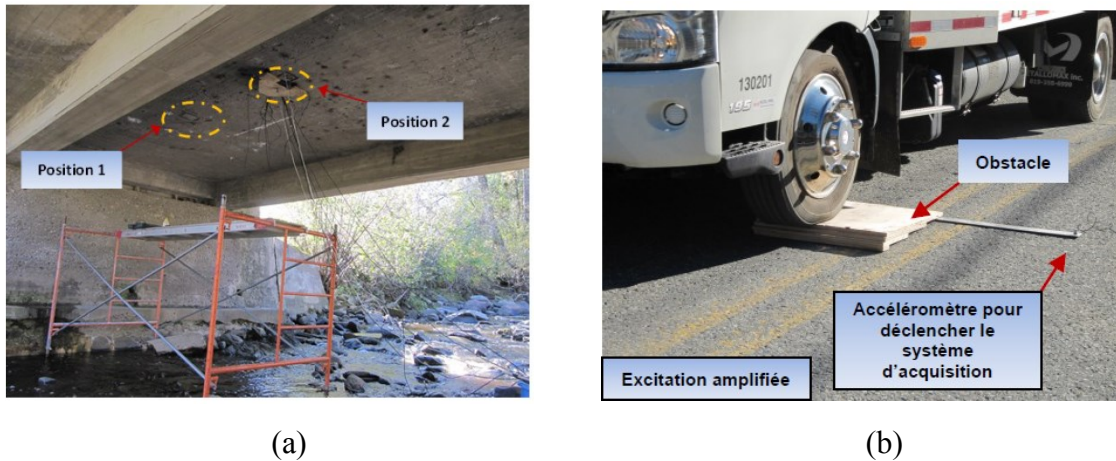


Figure 2-12 Montage de l'essai de saut temporel in situ (a) positions des capteurs (b) camion d'excitation et le dispositif d'obstacle [13]

D'après cette expérience, il ressort que la méthode de ST présente tant d'avantages sur le plan d'exécution que sur le plan d'exploitation des résultats. En effet, dans cet essai pilote, il semble que cette technique est plus rapide et simple à réaliser. Le traitement des résultats ne demande aussi pas trop de calcul.

En revanche, étant donné qu'il s'agissait, à notre connaissance, du premier test réalisé in situ, les mesures peuvent dépendre de plusieurs facteurs tels que le type de déformations propres de la structure excitée lors de l'essai. D'ailleurs, les signaux enregistrés dépendent de l'emplacement des capteurs ; positions auxquelles la déformée du tablier peut être incorporée dans les enregistrements. L'amplitude de déformation mesurée est en fonction de la forme propre de déformation de l'ouvrage. Elle pourrait être également plus accentuée dans le cas d'un endommagement local. Par contre, cette mesure (ST) pourrait être sous-estimée si le montage est placé dans une zone à faible déformation, un nœud par exemple. D'ailleurs, ils ont conclu que les modes propres peuvent régir ces mesures, ce qui fait l'objet de ce projet.

Plus de détails concernant cette problématique seront évoqués aux chapitres suivants.

2.4 Conclusion

À la lueur de cette étude bibliographique, il ressort que les techniques ANL présentent plus d'avantages de performance et d'efficacité sur le plan technique (identification à jeune âge, pas besoin de connaître l'état initial) que les techniques AL. Cependant, le défi majeur de ces techniques est la mise en pratique sur chantiers, et particulièrement sur le plan de la production de l'excitation requise permettant d'induire la non-linéarité dans le matériau. Avec l'essai pilote réalisé récemment pour la méthode de saut temporel, la voie de développement de cette technique est donc ouverte.

Cette technique est par ailleurs entreprise par d'autres groupes de recherche dans le monde notamment dans le contexte d'acousto-élasticité. On comprend ainsi que le travail qui reste à faire maintenant est d'examiner la relation qu'a le type de modes propres excité sur les mesures de cette technique (ST). On a aussi vu que les ondes de surface présentent des avantages particulièrement intéressants. C'est la raison pour laquelle elles seront utilisées aux prochaines démarches expérimentales.

Chapitre 3 Comportement modal des poutres

3.1 Introduction

Le présent chapitre est consacré principalement à l'étude de comportement modal des structures, en particulier, les poutres. Le contenu de ce chapitre est scindé en quatre parties. La première traite de la description des différentes étapes d'une analyse modale et des considérations rapportées lors de son application aux structures de génie civil. La deuxième partie est réservée au calcul des modes propres des poutres dans laquelle deux types de solutions sont présentés. Le premier est la solution théorique de vibration des poutres tout en s'appuyant sur le modèle d'Euler-Bernoulli. Les propriétés modales sont obtenues de façon analytique par la résolution de l'équation d'équilibre dynamique. On entend par propriétés modales, les fréquences naturelles et les déformées propres correspondantes. Le second type est l'approche par éléments finis qui sert essentiellement à concevoir les différentes entités physiques du système et résoudre le problème à partir de relation contraintes-déformations. Dans la troisième partie, on étudie l'équation du mouvement pour déterminer la réponse dynamique de poutre dans deux cas de figure : réponse à une force d'impact et réponse à une force harmonique. Ces deux sujets seront investigués dans les démarches expérimentales des prochains chapitres. Le phénomène de résonance est également étudié. Le développement de cette partie est inspiré principalement du livre de dynamique des structures de P. Paulire [115]. La dernière partie est dédiée à l'exploration des différentes techniques modales appliquées in situ. Des exemples pratiques y ont brièvement été rapportés.

3.2 Analyse modale des structures

Les caractéristiques dynamiques d'une structure sont explicitement associées aux procédures d'analyse modale. Les fréquences naturelles de vibration et les formes propres peuvent être déterminées d'une façon analytique si les propriétés suivantes sont définies : la rigidité, la masse et l'amortissement. Les résultats de cette analyse, notamment les

périodes modales, sont des paramètres clés du processus d'évaluation de la réponse structurelle [116]. En général, le calcul de réponse dynamique d'une structure sous différentes conditions d'excitation requiert seulement la connaissance de ces paramètres [117]. Les propriétés modales sont principalement impliquées dans les étapes d'analyse spectrale (spectre de Fourier de réponse) et d'analyse historique temporelle (*Time History Analysis*) [116]. D'ailleurs, à partir de ces caractéristiques, la réponse de la structure à un tremblement de terre est évaluée. En effet, l'analyse sismique d'une structure se base sur l'une des deux méthodes suivantes : méthode de spectre d'accélération ou méthode de simulation directe du mouvement sismique [116]. Un autre type d'analyse consiste à déterminer la réponse dynamique par la méthode de superposition modale. En effet, la réponse dynamique est reformulée sous forme d'une combinaison des différents modes selon le niveau de contribution, qui est discuté en détail dans ce chapitre. De plus, les propriétés modales sont aussi employées dans certains essais dynamiques *in situ* comme étant un indice révélant l'état de la structure. Il est donc capital de reconnaître ces propriétés afin d'effectuer toute sorte d'analyse dynamique associée.

3.2.1 Calcul des modes propres

En dynamique des structures, l'équation du mouvement est formulée par le principe d'équilibre dynamique des forces élastiques, d'inertie et d'amortissement d'une part, et des forces dues aux sollicitations extérieures agissantes d'autre part [115]. En effet, l'équation générale du mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté (*N-ddl*) s'écrit comme suit [115]

$$KU + C\dot{U} + M\ddot{U} = F(t) \quad (3.1)$$

Où K , C et M sont les matrices de rigidité, de l'amortissement et de masse respectivement. $F(t)$ représente le vecteur des forces appliquées à la structure ou des forces résultantes d'un déplacement d'appuis (cas de sollicitation sismique). L'analyse modale consiste à résoudre l'équation (3.1) en deux étapes : (a) résolution le système sans tenir compte du vecteur force pour déterminer les propriétés modales de la structure, ensuite (b) superposition des modes pour évaluer la réponse dynamique globale. Pour la première étape (a), la structure est considérée comme étant un oscillateur libre. Deux types d'approches sont proposées : approche par modes réels et approche par modes complexes [118]. L'approche par modes réels consiste à enlever le terme d'amortissement de l'équation (3.1) et à résoudre le système comme étant un oscillateur libre non amorti

(système libre conservatif). Après avoir déterminé les modes propres, la matrice d'amortissement sera réintroduite par un rapport linéaire avec la matrice de rigidité et la matrice de masse [119], soit

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (3.2)$$

La seconde approche (modes complexes) consiste à résoudre l'équation du mouvement tout en gardant la matrice d'amortissement (système libre dissipatif), mais le calcul est relativement complexe au sens algébrique [118] (se fait par intégrale directe). Cependant, les modes complexes représentent le cas général des modes de vibration d'une structure réelle [120]. Dans la pratique, les modes complexes sont habituellement réservés à des cas particuliers comme des structures fortement amorties ou pour des structures en torsion auxquelles la matrice C est antisymétrique [118]. Pour la plupart des cas, le calcul des modes propres est effectué par l'approche réelle. Donc, la première étape de résolution de l'équation (3.1) par l'approche des modes réels consiste à omettre le terme d'amortissement et le vecteur force, le système se réduit à

$$KU + M\ddot{U} = 0 \quad (3.3)$$

L'équation (3.3) admet une solution harmonique de la forme

$$U(\omega t) = \{\phi\}e^{i\omega t} \quad (3.4)$$

à laquelle tous les degrés de liberté meuvent en même phase ω [119]. Cela signifie, en conséquence, que tous les points atteignent leur maximum en même temps [120]. En portant la solution (3.4) dans l'équation (3.3), la résolution va aboutir au problème aux valeurs propres linéaire suivant

$$(K - \omega^2 M)\{\phi\} = 0 \quad (3.5)$$

Ce système admet N valeurs propres réelles ω_i et N vecteurs propres ϕ_i où N est le nombre de degré de liberté dynamique. La pulsation ω_i et le vecteur propre $\{\phi_i\}$ définissent le mode propre (i). Les vecteurs propres sont linéairement indépendants et vérifient le principe d'orthogonalité qui découle de la symétrie des matrices K et M [115], [119]

$$\begin{aligned} [\Phi]^t [M] [\Phi] &= [m_i] \\ [\Phi]^t [K] [\Phi] &= [m_i \omega_i^2] \end{aligned} \quad (3.6)$$

$[m_i]$ représente la matrice des masses généralisées. Les vecteurs modaux constituent une nouvelle base dans laquelle peut être exprimée la réponse de la structure. Souvent, les

vecteurs propres seront normalisés de telle sorte que la matrice de masse se rende unitaire. En effet, les relations précédentes deviennent :

$$\begin{aligned} [\Phi]^t[M][\Phi] &= [I] \\ [\Phi]^t[K][\Phi] &= [\Lambda] \end{aligned} \quad (3.7)$$

Où I est la matrice d'identité d'ordre N et $[\Lambda]$ est la matrice spectrale, stockant les N pulsations propres au carrée, ω_i^2 [115]. Il est intéressant de noter qu'en cas d'un oscillateur non amorti ou un oscillateur à un taux d'amortissement proportionnel (Éq. 3.2) ; on aboutit à un système linéaire à N valeurs propres réelles [118]. En outre, les composantes des vecteurs propres sont également réelles [120]. Cependant, dans le cas où l'amortissement est important, le système admet $2N$ valeurs propres complexes (valeurs propres quadratiques). Pour un mouvement de corps rigide, c'est-à-dire, sans déformations, les modes propres incluent des modes rigides et les pulsations propres correspondantes étant nulles [118].

Bien entendu, la deuxième étape (b) consiste à obtenir la réponse du système par la superposition modale. En effet, le champ de déplacement peut être réécrit dans la nouvelle base modale sous forme de combinaison linéaire des modes [115], [119]

$$\{U\} = \sum_{i=1}^N z_i \{\phi_i\} = [\Phi]\{Z\} \quad (3.8)$$

$\{Z\}$ Étant le vecteur des coordonnées généralisées, z_i , qui désignent l'amplitude de participation modale de chaque mode dans la réponse globale. Algébriquement, le vecteur Z représente les coordonnées de $\{U\}$ dans la base propre $[\Phi]$ des vecteurs modaux $\{\phi_i\}$ [121]. En fait, la détermination des taux de participation modale se fait de deux manières : si les matrices du système (K , C et M) et le vecteur chargement sont définis, il est possible de déterminer les valeurs de coordonnées généralisées, z_i , en résolvant l'équation différentielle du mouvement comme étant un oscillateur à un degré de liberté, grâce aux propriétés d'orthogonalité des modes (§ 4.1). La deuxième façon pour concevoir les z_i consiste à utiliser l'orthogonalité des modes par rapport à la matrice de masse lorsque la réponse dynamique $\{U\}$ est connue [115]

$$z_i = \frac{\{\phi_i\}^t M \{U\}}{\{\phi_i\}^t M \{\phi_i\}} \quad (3.9)$$

En général, on cherche un nombre suffisant des modes participants ($m \leq N$). La méthode de superposition modale consiste à ne conserver que la liste des m modes qui contribuent à

la réponse dynamique de la structure, qui ne sont donc pas nécessairement les m modes premiers [122]. La détermination de ces modes dépend du contenu fréquentiel de l'excitation. En génie civil, les sollicitations déterministes appliquées sur les structures ont une gamme de fréquences bien limitée ainsi que les modes sollicités sont ceux renfermés dans cette gamme dont la réponse dynamique en compose [122]. En cas de sollicitation aléatoire (vent, séisme, houle), les observations de ces phénomènes montrent que le contenu fréquentiel est significativement décroissant aux hautes fréquences, d'où la contribution des modes supérieurs souvent négligée [122]. Toutefois, l'erreur de cette troncature est minimale [115].

3.2.2 Matrice d'amortissement

Puisque le coût d'analyse augmente de façon notable si la matrice d'amortissement n'est pas diagonale, on utilise presque toujours un amortissement de type de Rayleigh lors d'une intégration directe de l'équation de mouvement [115]. Comme avantage, le frottement de Rayleigh rend le système découplé [121]. Considérant la linéarisation rapportée par Rayleigh (équation 3.2), les propriétés d'orthogonalité des modes par rapport aux matrices de masse et de rigidité sont aussi applicables à la matrice d'amortissement [115]

$$[\Phi]^T[C][\Phi] = [c_i] = (a_0 + a_1\omega_i^2)m_i \quad (3.10)$$

Par ailleurs, les coefficients $[c_i]$ sont souvent exprimés par un taux d'amortissement critique ξ_i , couramment appelé taux d'amortissement visqueux ou taux d'amortissement [115]

$$[c_i] = [2\xi_i\omega_i m_i] \quad (3.11)$$

Des deux équations précédentes, le taux d'amortissement se déduit,

$$\xi_i = \frac{a_0}{2\omega_i} + \frac{a_1\omega_i}{2} \quad (3.12)$$

dont le graphe (Figure 3.1) en fonction de la pulsation propre ω met clairement en lumière l'importance de la dissipation aux fréquences extrêmes. Le premier terme tient compte la proportionnalité par rapport à la masse tandis que le deuxième tient compte de la rigidité. Quant à la masse, le taux d'amortissement est inversement proportionnel à la fréquence de vibration, ω_i ; il est plus important aux basses fréquences, mais plus faible aux modes supérieurs. Quant à la part de rigidité, la variation est proportionnellement linéaire. Les modes supérieurs sont fortement amortis (rigides) [115], [121]. Connaissant le taux

d'amortissement modal correspondant aux deux fréquences, ω_k et ω_l , on peut déterminer les constantes de Rayleigh, a_0 et a_1 par [115]

$$\begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \frac{2\omega_k\omega_l}{\omega_l^2 - \omega_k^2} \begin{bmatrix} \omega_k & -\omega_l \\ -1/\omega_k & 1/\omega_l \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \xi_k \\ \xi_l \end{Bmatrix} \quad (3.13)$$

En revanche, à cause de la méconnaissance habituelle des mécanismes et des taux d'amortissement interne dans les structures mécaniques pour lesquelles l'hypothèse d'une faible dissipation est généralement justifiée, il est courant d'adopter un amortissement de type Rayleigh (Éq. 3.2). Pour cela, les coefficients d'amortissement sont à déterminer à partir des modes qui contribuent à la réponse dynamique de la structure. Ces coefficients peuvent être déterminés d'une façon expérimentale par des essais de vibrations [121]. En effet, il est recommandé de choisir la fréquence fondamentale comme première fréquence de contrôle (ω_k) et de choisir, comme deuxième fréquence de contrôle (ω_l), une des plus hautes fréquences parmi les modes qui participent le plus à la réponse dynamique [115].

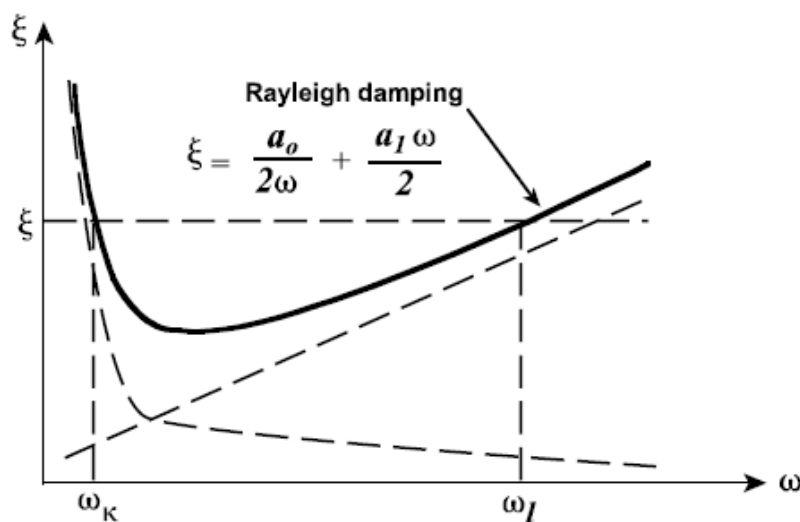


Figure 3-1 Amortissement de Rayleigh [119]

3.3 Modes propres des poutres

La poutre est l'élément structurel le plus courant en génie civil et mécanique. Elle se caractérise par sa dimension longitudinale qui est relativement beaucoup plus grande que ses dimensions transversales [115]. En général, elle est destinée à supporter les charges transversales à sa dimension longitudinale. L'hypothèse de Bernoulli-Euler est la plus souvent utilisée pour résoudre les problèmes des poutres quand les déformations en cisaillement sont négligeables [115]. Elle stipule que *les sections planes restent planes et*

normales à l'axe longitudinal après déformation. Le champ de déplacement est le déplacement transversal, $u = u_y(x)$, en considérant que l'axe longitudinal de la poutre est selon l'axe des x (Figure 3.2). Nous décrivons par la suite deux façons de déterminer les modes propres d'une poutre de Bernoulli-Euler, soient : la solution théorique et la solution par approche d'éléments finis.

3.3.1 Solution théorique

Soit la solution analytique de déformées propres d'une poutre simplement appuyée aux extrémités (Figure 3.2). Selon le modèle d'Euler-Bernoulli, l'équation locale d'équilibre dynamique en flexion s'écrit [123], [124]

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\frac{EI}{\rho S} \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} \quad (3.14)$$

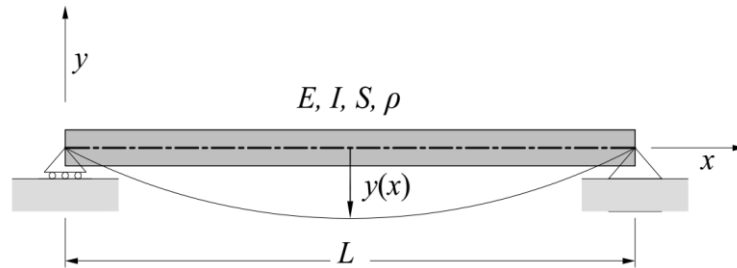


Figure 3-2 Poutre d'Euler-Bernoulli

E et I étant respectivement le module d'élasticité et l'inertie de flexion de la poutre. ρ et S sont la masse volumique et l'aire de la section transversale. Bien que $u(x, t)$ soit le déplacement de l'axe neutre de la poutre à la position x , à l'instant t , il peut être décomposée en deux variables [123]

$$u(x, t) = y(x) e^{i\omega t} \quad (3.15)$$

$y(x)$ représente la flèche de la poutre le long de l'axe x . En portant l'équation (3.15) dans la relation d'Euler-Bernoulli, on obtient [123]

$$\frac{\partial^4 y}{\partial x^4} - k^4 y = 0, \quad \text{avec} \quad k^2 = \omega \sqrt{\frac{\rho S}{EI}} \quad (3.16)$$

La solution générale de l'équation différentielle précédente est donnée, pour $\omega \neq 0$, par [123]

$$y(x) = A \sin(kx) + B \cos(kx) + C \sinh(kx) + D \cosh(kx) \quad (3.17)$$

Pour déterminer les constantes A, B, C, D et k , il suffit d'introduire (a) les conditions aux limites géométriques (ou cinématiques) et (b) les conditions aux limites de forces (dites naturelles), suivantes :

a) Le déplacement vertical et la rotation sont nuls aux appuis :

$$\begin{aligned} y(x=0) &= y(x=L) = 0 \\ \left(\frac{\partial y}{\partial x}\right)_{x=0} &= \left(\frac{\partial y}{\partial x}\right)_{x=L} = 0 \end{aligned} \quad (3.18)$$

b) Le moment de flexion étant également nul aux appuis :

$$\left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}\right)_{x=0} = \left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}\right)_{x=L} = 0 \quad (3.19)$$

Par conséquent, solution générale se réduit à [123]

$$\sin(kL) \sinh(kL) = 0 \quad (3.20)$$

En résulte, la solution unique l'équation (3.20) est obtenue lorsque $kL = n\pi$. En substituant cette valeur dans l'équation (3.16), on obtient les $n = 1, 2, 3, \dots$ formes des déformées modales correspondant aux vecteurs propres du problème :

$$y(x) = A \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \quad (3.21)$$

Donc, la vibration d'une poutre dans le mode n s'écrit finalement

$$u_n(x, t) = \bar{U}_n \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right) e^{i\omega t} \quad (3.22)$$

où \bar{U}_n est l'amplitude maximale que la flèche peut atteindre. Ainsi, les déformées modales d'une poutre simplement appuyée découlent de la forme sinusoïdale qui vérifie, à la fois, les conditions aux limites géométriques et naturelles (Figure 3.3). En remplaçant la valeur de $k = n\pi/L$ dans la formule (3.16), on obtient également les n pulsations propres du problème

$$\omega_n = (n\pi)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho SL^4}}, \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (3.23)$$

Bien que le premier mode ($n = 1$) soit une flexion pure, la flèche étant maximum à mi-travée et la fréquence fondamentale correspondante s'écrit :

$$f_1 = \frac{\omega_1}{2\pi} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{EI}{\rho SL^4}} \quad (3.24)$$

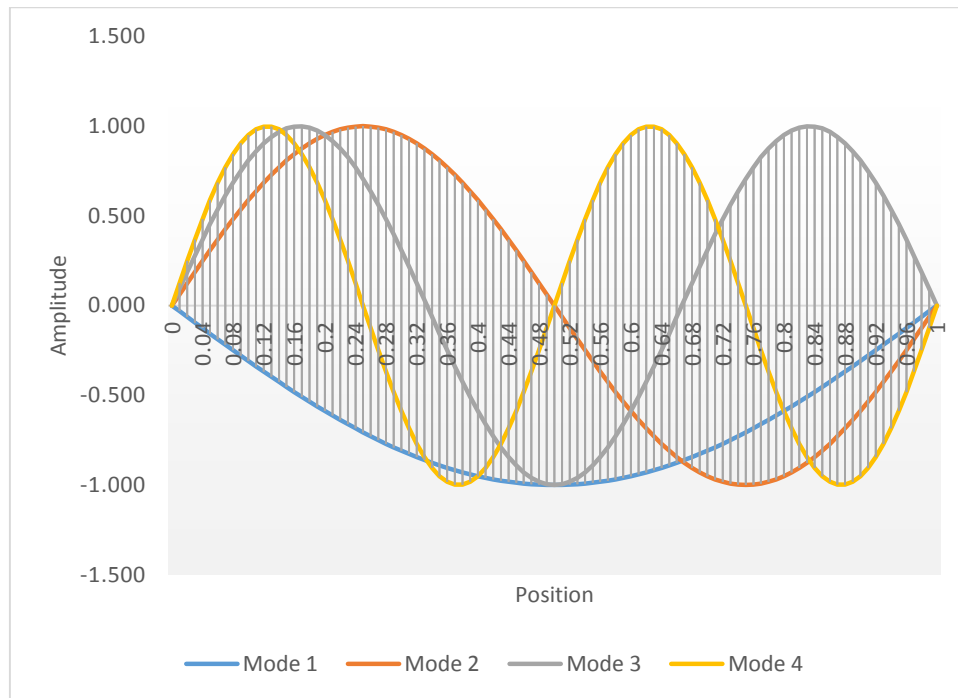


Figure 3-3 Les quatre premiers modes propres de flexion d'un élément poutre.

Une simple technique de vérification de la solution obtenue consiste à appliquer la méthode de quotient de Rayleigh. En effet, la méthode de Rayleigh est basée sur le principe de conservation d'énergie [115]. L'énergie potentielle de déformation en flexion du système est donnée par la relation suivante [115]

$$V = \frac{1}{2} \int_0^L EI(x) \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right)^2 dx \quad (3.25)$$

Substituant pour $u_n(x, t)$ et calculant le maximum de V , qui vaut

$$V_{max} = \frac{1}{2} EI \int_0^L \left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right)^2 dx = \frac{1}{2L^3} \bar{U}_n EI (n\pi)^4 \quad (3.26)$$

D'un autre part, l'énergie cinétique du mouvement est exprimée par [115]

$$K = \frac{1}{2} \int_0^L \rho S \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)^2 dx \quad (3.27)$$

Substituons pour $\dot{u}_n(x, t)$ et calculons le maximum de K

$$K_{max} = \frac{1}{2} \rho S \omega^2 \int_0^L (y(x))^2 dx = \frac{1}{2} L \bar{U}_n^2 \rho S \omega_n^2 \quad (3.28)$$

Puisque $V_{max} = K_{max}$ pour un système conservatif, on obtient

$$\omega_n = (n\pi)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho S L^4}}, \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (3.29)$$

qui correspond avec la solution (3.23) obtenue par la résolution de l'équation du mouvement précédente.

3.3.2 Approche par éléments finis

Dans le modèle d'éléments finis de poutre d'Euler-Bernoulli, le champ de déplacement est rapporté en lien avec les quatre déplacements nodaux, $u_1 = u_y^{(1)}, u_2 = \theta_z^{(1)}, u_3 = u_y^{(2)}, u_4 = \theta_z^{(2)}$, en utilisant les polynômes d'Hermite, comme étant des fonctions d'interpolation (Figure 3.4). Le champ de déplacement s'écrit, [115]

$$u(x) = H_1(x)u_1 + H_2(x)u_2 + H_3(x)u_3 + H_4(x)u_4 \quad (3.30)$$

avec

$$\begin{aligned} H_1(x) &= 1 - \frac{3x^2}{L^2} + \frac{2x^3}{L^3} & H_3(x) &= \frac{3x^2}{L^2} - \frac{2x^3}{L^3} \\ H_2(x) &= x - \frac{2x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} & H_4(x) &= -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \end{aligned} \quad (3.31)$$

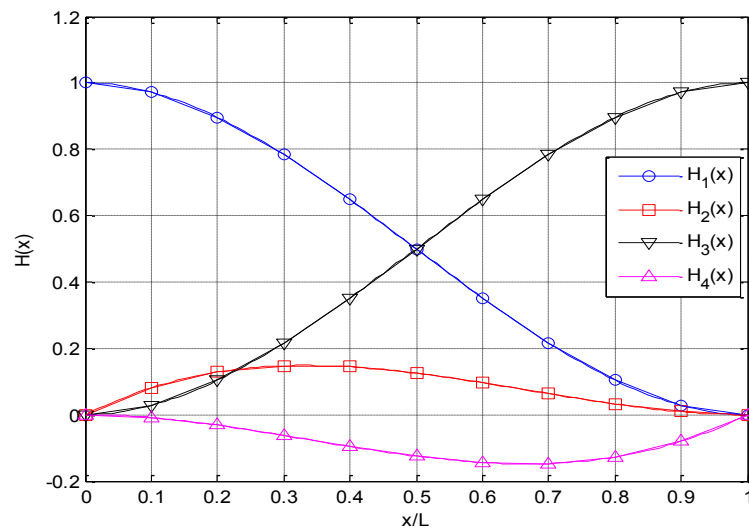


Figure 3-4 Polynômes hermitiens d'interpolation

Soulignons que ces polynômes ne sont valables que pour un élément poutre satisfaisant la théorie d'Euler-Bernoulli [115]. La contrainte généralisée est le moment de flexion, M_z , lié à la déformation généralisée par la relation suivante [115] :

$$M_z(x) = -EI \frac{d^2 u}{dx^2} \quad (3.32)$$

L'axe z est l'axe perpendiculaire au plan de déformation XY (Figure 3.5). Le champ de déplacement $u(x)$ est appelé parfois la flèche transversale et le terme $\left(\frac{d^2 u}{dx^2}\right)$ représente la courbure de la poutre (déformation généralisée) [115]. D'après l'équation précédente, la flèche tiendra la forme d'une fonction cubique pour assurer la continuité inter-élément du déplacement ainsi que de la dérivée première ($\theta_z = \frac{du_y}{dx}$).

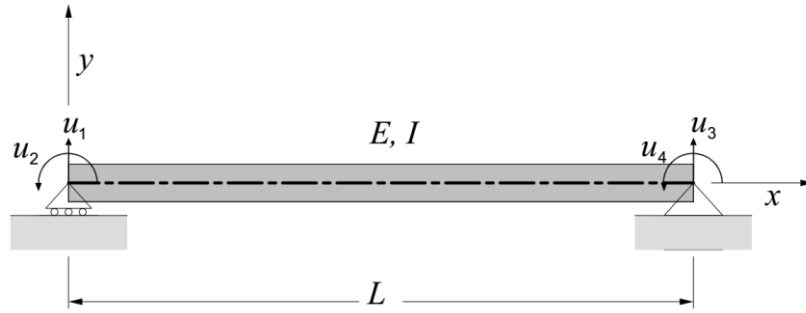


Figure 3-5 Élément fini de poutre d'Euler-Bernoulli

La matrice de rigidité d'un élément poutre ayant une section uniforme¹ est obtenue par l'intégrale suivante [115]

$$k_e = \int_0^L B^T EI B dx = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (3.33)$$

Où B est la dérivée seconde de la matrice de polynômes hermitiens ($B = \frac{d^2 H}{dx^2}$). Dans le même contexte, la matrice de masse cohérente d'un élément se calcule par [115]

$$m_e = \int_0^L \rho S H^T H dx = \frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22L & 54 & -13L \\ 22L & 4L^2 & 13L & -3L^2 \\ 54 & 13L & 156 & -22L \\ -13L & -3L^2 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (3.34)$$

¹ La section est homogène et constante (pas de barres de renforcement).

On note que le calcul de matrice de masse tient plusieurs formes. En effet, en plus de la forme cohérente, il y a la matrice de masse concentrée où la masse de l'élément est considérée comme étant localisée aux nœuds (avec ou sans effet d'inertie). Aussi, il y a également la matrice de masse diagonale *HRZ* proposée par Hinton, Rock et Zienkiewicz [115]. Dans une étude comparative portant sur l'influence du choix de la matrice de masse, il ressort que la matrice de masse cohérente donne une bonne estimation de fréquence fondamentale (erreur de 0.4%) par rapport aux autres approches (matrice de masse concentrée et celle de HRZ) [115]. Par contre, l'erreur vaut 11% pour la deuxième fréquence et augmente rapidement dès la troisième fréquence (24% et plus). Cependant, l'erreur diminuerait rapidement avec un raffinement du maillage [115]. L'exemple de simulation ci-dessous montre ce constat.

Tenant un exemple typique d'une poutre ayant 2 m de longueur et possédant une section rectangulaire de $b \times h = 15 \times 18 \text{ cm}^2$, constituée d'un matériau homogène ayant un module d'élasticité, $E = 35 \text{ GPa}$ et une masse volumique, $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$. Un taux d'amortissement de $\xi = 5\%$ est considéré. Concernant le maillage, la poutre est subdivisée en 2, 4, 6 puis 8 éléments pour pouvoir estimer l'erreur induite. Les fréquences naturelles sont calculées par la méthode des éléments finis sous l'hypothèse d'Euler-Bernoulli, et comparées avec la solution exacte (Éq. 3.23). Les matrices de masse et de rigidité globales sont montées par assemblage des matrices élémentaires. Ensuite, les conditions aux limites géométriques seront introduites. La matrice d'amortissement C est construite par les coefficients de Rayleigh (Éq. 3.2) en considérant que les deux premiers modes ont le même taux d'amortissement, c'est-à-dire, $\xi_1 = \xi_2 = 5\%$. Le tableau (3.1) monte les résultats obtenus. En effet, un maillage de 2 éléments est suffisant pour estimer la fréquence fondamentale du système. L'erreur augmente cependant rapidement à partir la deuxième fréquence. Comparée aux autres cas, l'erreur est grandement diminuée avec le raffinement du maillage.

La figure (3.6) présente l'allure des modes propres de la poutre auquel les déformés propres sont parfaitement semblables à celles obtenues par la solution théorique (Figure 3.3). La variation de taux d'amortissement par rapport à la fréquence est dessinée dans le graphe (3.7) dans lequel on voit bien que l'amortissement de deux premiers modes est identique. Notons que l'amortissement de Rayleigh n'a pas d'influence sur les fréquences naturelles et les modes propres puisqu'il est proportionnel à la masse de masse et à la rigidité de la structure.

Tableau 3-1 Fréquences naturelles obtenues par approche d'éléments finis comparées avec les solutions exactes

Modes	Fréquences naturelles	2 éléments		4 éléments		6 éléments		8 éléments	
	[Hz]	[Hz]	Erreur relative (%)	[Hz]	Erreur relative (%)	[Hz]	Erreur relative (%)	[Hz]	Erreur relative (%)
1	78	78	0%	78	0%	78	0%	78	0%
2	312	346	11%	313	0%	312	0%	312	0%
3	701	870	24%	714	2%	704	0%	702	0%
4	1 247	1 585	27%	1 384	11%	1 262	1%	1 252	0%
5	1 948	-	0	2 200	13%	2 000	3%	1 966	1%
6	2 805	-	0	3 478	24%	3 114	11%	2 857	2%
7	3 818	-	0	5 211	36%	4 211	10%	3 937	3%
8	4 987	-	0	6 342	27%	5 790	16%	5 535	11%
9	6 312	-	0	-	-	7 826	24%	6 892	9%
10	7 792	-	0	-	-	10 359	33%	8 798	13%

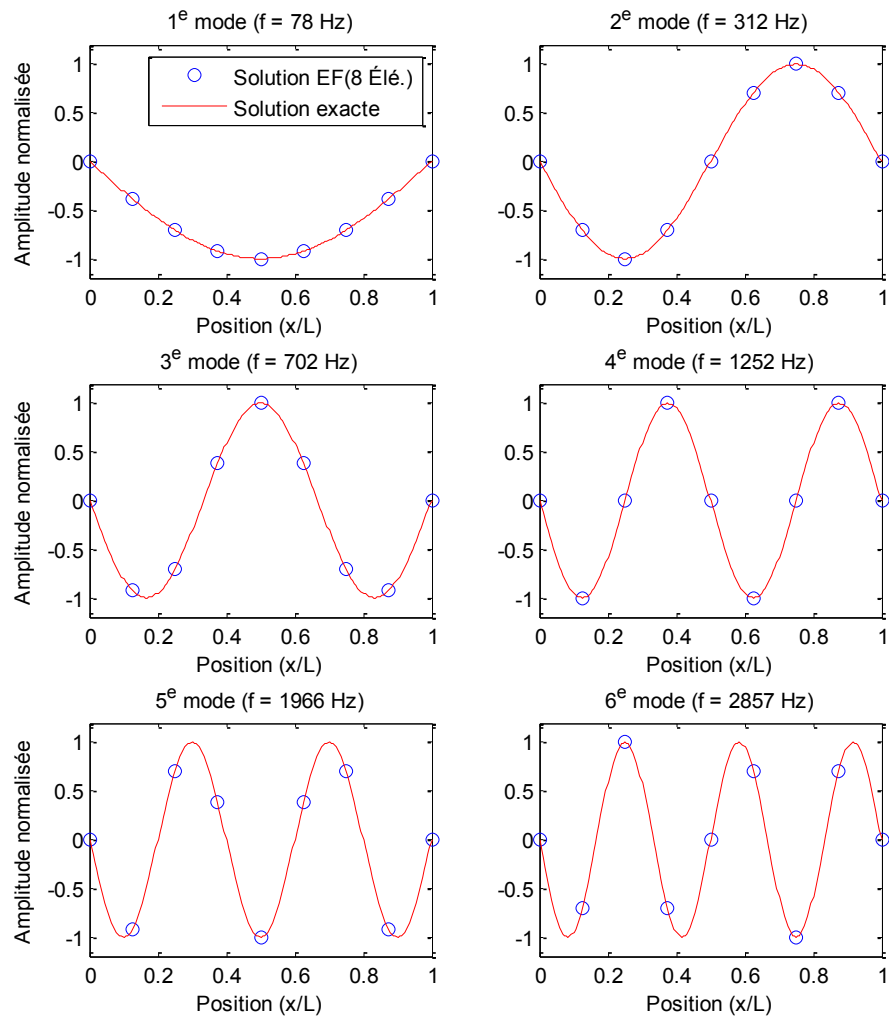


Figure 3-6 Déformées propres de six premiers modes propres obtenues par approche d'éléments finis comparées avec la solution exacte correspondante (axe horizontal représente la position relatives)

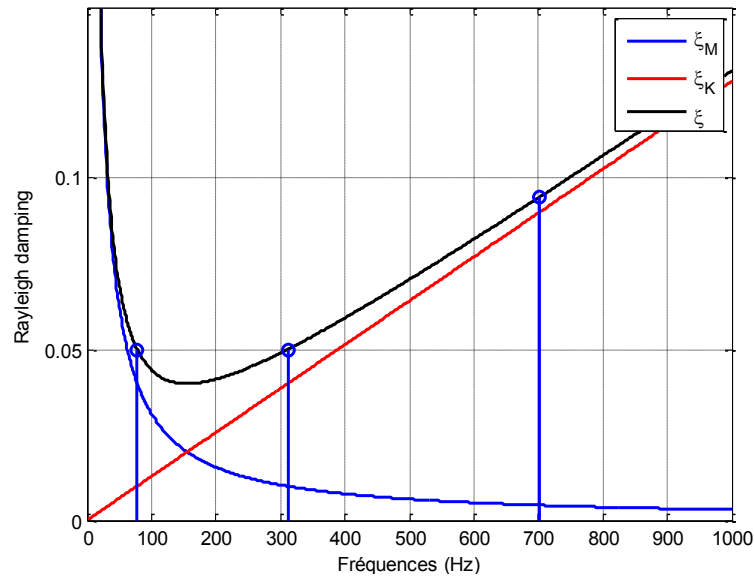


Figure 3-7 Amortissement proportionnel de Rayleigh

3.4 Réponse dynamique des poutres

Après avoir déterminé les propriétés modales, on veut maintenant calculer la réponse dynamique d'une poutre par la méthode de superposition modale (2^e étape). Dans cette partie, on tient compte de vecteur des forces appliquées à la poutre duquel la solution dépend. En effet, on introduit les propriétés des modes pour arriver à une équation caractéristique par laquelle l'amplitude modale sera évaluée. Rappelons que les solutions décrites ici sont pour un système linéaire, qui est le cas de la plupart des structures en génie civil (taux d'amortissement faible). Un système est dit linéaire si les propriétés du système ne dépendent pas de la réponse ni du temps. En conséquence, dans un système non linéaire, le principe de superposition n'est plus valable. La seule généralement utilisée pour analyse non linéaire de la réponse est l'intégration directe d'étape par étape [119].

3.4.1 Équation caractéristique de l'amplitude modale

Bien que l'équation (3.8) soit la solution de vibration de poutres, par remplacement à (3.1), on aboutit à l'expression suivante

$$K\Phi z(t) + C\Phi \dot{z}(t) + M\Phi \ddot{z}(t) = F(t) \quad (3.35)$$

Ainsi, il est intéressant de relever qu'une version voisine de l'équation (3.35) peut être obtenue en prémultipliant les deux membres par Φ^T , de la façon suivante

$$\tilde{K} z(t) + \tilde{C} \dot{z}(t) + \tilde{M} \ddot{z}(t) = \tilde{F}(t) \quad (3.36)$$

Où

$$\tilde{K} = \Phi^T K \Phi \quad (3.37)$$

$$\tilde{C} = \Phi^T C \Phi \quad (3.38)$$

$$\tilde{M} = \Phi^T M \Phi \quad (3.39)$$

et

$$\tilde{F} = \Phi^T F(t) \quad (3.40)$$

Utilisant les propriétés d'orthogonalité des modes propres par rapport aux matrices de masse et de rigidité, la relation (3.36) peut s'écrire comme suit,

$$\tilde{k}_i z_i(t) + \tilde{c}_i \dot{z}_i(t) + \tilde{m}_i \ddot{z}_i(t) = \tilde{f}_i(t), \quad i = 1, 2, 3, \dots \quad (3.41)$$

dans laquelle

$$\tilde{m}_i = \phi_i^T M \phi_i \quad (3.42)$$

$$\tilde{k}_i = \phi_i^T K \phi_i = \omega_i^2 \tilde{m}_i \quad (3.43)$$

$$\tilde{c}_i = \phi_i^T C \phi_i = 2\xi_i \omega_i \tilde{m}_i \quad (3.44)$$

et

$$\tilde{f}_i = \phi_i^T F(t) \quad (3.45)$$

L'introduction des relations précédentes dans l'équation (3.41) va réduire significativement le problème d'un système à plusieurs degrés de liberté à un système à un degré de liberté (z_i) qui donne finalement l'équation caractéristique sous la forme différentielle suivante

$$\omega_i^2 z_i(t) + 2\xi_i \omega_i \dot{z}_i(t) + \ddot{z}_i(t) = \tilde{f}_i(t)/\tilde{m}_i, \quad i = 1, 2, 3, \dots \quad (3.46)$$

Rappelons que le calcul de z_i sert à calculer la réponse globale dans le système de coordonnées géométriques à partir de l'équation (3.8). La solution de l'équation (3.46) dépend la forme de force appliquée. Puisqu'on va analyser au chapitre suivant les résultats expérimentaux d'une excitation par impact et par pot vibrant, nous allons étudier ici le contexte théorique de ces deux expériences. En effet, on entretient la réponse de poutre précédente dans deux cas de figure : cas d'une force d'impact et cas d'une excitation harmonique. Les résultats développés ici servent à déterminer les différents paramètres régissant la réponse expérimentale. À cet égard, la solution de l'équation (3.46) est examinée. La présence ou l'absence de sollicitation pendant le mouvement produit deux sortes de régime : régime libre dissipatif et régime forcé dissipatif.

3.4.2 Régime libre dissipatif

En premier lieu, lorsque l'on applique un coup de marteau, la force se transmet à la poutre sous forme d'un impact ou impulsion qui se caractérise par un changement brusque dans un intervalle de temps très serré, de surcroît, la réponse qui en résulte décroît vers zéro après un certain temps [120]. C'est une excitation à caractère transitoire, très commune dans les tests dynamiques expérimentaux grâce à sa simplicité. L'avantage de ce type d'excitation est qu'elle permet d'exciter toute une gamme de fréquences avec sensiblement la même énergie et d'effectuer une série de tests avec un temps très court [120]. La décroissance observée dans la réponse découle de l'amortissement visqueux du milieu excité ; c'est la raison pour laquelle le mouvement est appelé dissipatif. Cet amortissement est souvent petit par rapport à l'amortissement critique, si bien que les oscillations sont dites sous-amorties [115]. Puisque l'impact se produit dans un délai relativement très court par rapport à la réponse de poutre qui suit, le mouvement de la poutre est appelé un régime libre dissipatif¹ (décroissant avec le temps à cause de l'amortissement). En effet, la solution générale de l'équation du mouvement est obtenue en enlevant le terme de force dans l'équation (3.46)² [115] :

$$z(t) = z_0 e^{-\xi\omega t} \cos(\omega_D t - \psi) \quad (3.47)$$

Le paramètre $\omega_D = \omega\sqrt{1 - \xi^2}$ est appelée la pulsation propre amortie et z_0 désigne l'amplitude de mouvement, qui peut être exprimé par les conditions initiales de déplacement, $z(0)$, et de vitesse, $\dot{z}(0)$,

$$z_0 = \sqrt{(z(0))^2 + \left(\frac{\xi\omega z(0) + \dot{z}(0)}{\omega_D}\right)^2} \quad (3.48)$$

ψ étant le déphasage du mouvement, qui vaut

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{\xi\omega z(0) + \dot{z}(0)}{\omega_D z(0)} \right) \quad (3.49)$$

En revanche, l'amplitude z_0 et l'angle ψ peuvent être déterminés d'une façon expérimentale dont on peut alors en déduire les conditions initiales du système comme suit

$$\begin{cases} z(0) = z_0 \cos \psi \\ \dot{z}(0) = z_0(\omega_D \sin \psi - \xi\omega \cos \psi) \end{cases} \quad (3.50)$$

¹ Le régime est dit dissipatif quand l'amortissement est non nul.

² Afin d'alléger l'écriture, l'indice i de l'équation (3.46) est abrégé dans tout le développement qui suit.

Donc, la réponse de poutre est une contribution des modes inclus dans la marge de fréquences excitées sous forme des régimes oscillatoires décroissants, (Figure 3.8)

$$\{U(t)\} = \sum_{i=1}^m z_i \{\phi_i\} = \sum_{i=1}^m z_{0i} e^{-\xi_i \omega_i t} \cos(\omega_{Di} t - \psi_i) \{\phi_i\} \quad (3.51)$$

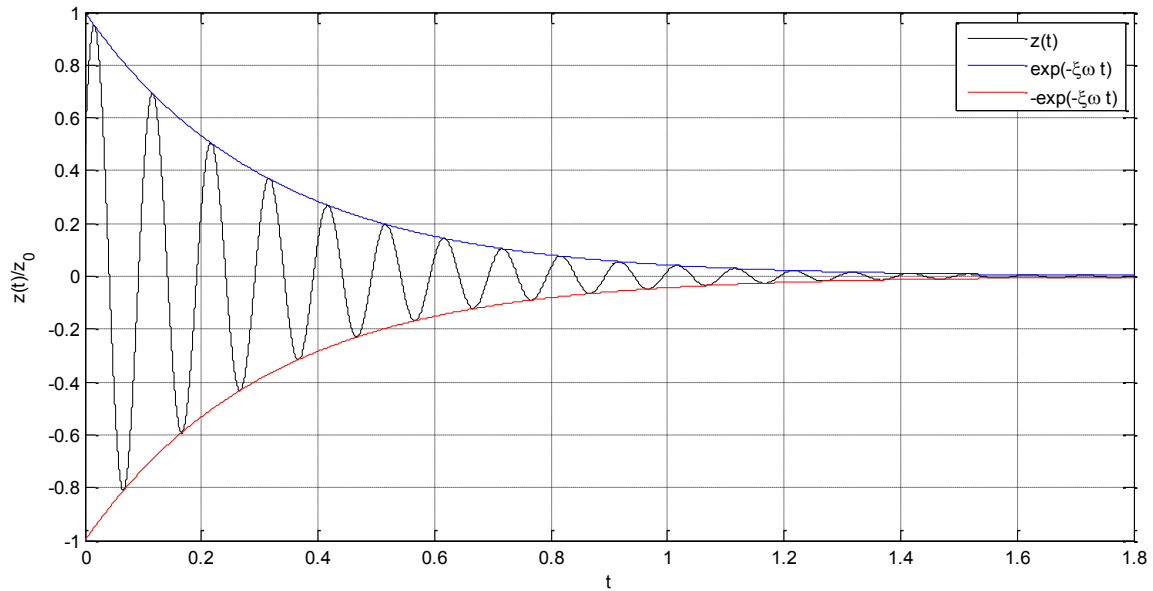


Figure 3-8 Mouvement de poutre sous régime libre dissipatif ($\xi=5\%$)

3.4.3 Régime forcé dissipatif

Quand la poutre est soumise à une force continue dans le temps, comme dans le cas de vibrations générées par un pot vibrant, la réponse de la poutre suit le régime d'un oscillateur forcé. Par conséquent, tous les paramètres de l'équation (3.46) sont présents pendant le mouvement. Ce dernier est composé de deux types de mouvement, solutions de l'équation différentielle : la solution complémentaire et la solution particulière. La première correspond à un régime dissipatif libre solution de l'équation homogène sans second membre (équation (3.47)). La deuxième est une solution particulière qui tient compte de la forme de l'excitation appliquée.

Pour une force harmonique, $f(t) = f_0 \sin \omega t$, la poutre aura comme solution particulière [115]

$$z_p(t) = \frac{f_0}{k} \frac{1}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} ((1 - \beta^2) \sin \omega t - 2\xi\beta \cos \omega t) \quad (3.52)$$

Le paramètre $\beta = \varpi/\omega$ étant un rapport adimensionnel de fréquence d'excitation sur celle de mouvement (pulsation relative). Pour un $\beta = 1$, on se rend à une situation de résonance, expliquée au paragraphe suivant. La solution complète est donc la somme de deux mouvements, complémentaire et particulier [115]

$$z(t) = e^{-\xi\omega t}(A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) + \frac{f_0}{k} \frac{1}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} ((1 - \beta^2) \sin \varpi t - 2\xi\beta \cos \varpi t) \quad (3.53)$$

Le premier terme correspond au *régime transitoire* qui disparaît rapidement à cause de terme d'amortissement $e^{-\xi\omega t}$ tandis que le deuxième correspond au régime permanent [115], [121]. Les constantes A et B peuvent être évaluées par les conditions initiales. Bien que le régime transitoire disparaisse après un certain temps, le mouvement permanent de la poutre est un régime harmonique, oscillant à la fréquence de force appliquée, mais déphasée par rapport à cette dernière. Toutefois, le déplacement maximum peut se produire avant l'établissement du régime permanent [115]. De façon similaire de l'équation (3.47), on peut récrire la solution permanente de la forme harmonique suivante [115]

$$z_p(t) = z_{p0} \sin(\varpi t - \varphi) \quad (3.54)$$

où z_{p0} représente son amplitude,

$$z_{p0} = \frac{f_0}{k} \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \quad (3.55)$$

et φ le déphasage correspondant,

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{2\xi\beta}{1 - \beta^2} \right) \quad (3.56)$$

Ce déphasage par rapport à la force modale associée est comprise entre 0 et 180° [121]. Puisque notre étude porte sur l'effet des modes propres, on va examiner la réponse de poutre lorsqu'un mode est excité. Cela nous ramène à l'étude du phénomène de résonance ($\varpi = \omega$).

3.4.4 Résonance

Revenons à la relation exprimant la réponse totale du système (Eq. 3.53) ; en mettant $\beta = 1$, l'équation du mouvement aura l'écriture suivante

$$z(t) = e^{-\xi\omega t}(A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) - \frac{f_0 \cos \varpi t}{k} \frac{1}{2\xi} \quad (3.57)$$

Bien que le mouvement transitoire ne dépende que des conditions initiales, il n'est pas entrete nu par l'excitation [115]. Par contre, la réponse forcée dépend uniquement de force extérieure. Pour des conditions initiales du repos, et un taux d'amortissement plus petit (cas plus pratique), le mouvement deviendra, après avoir noté que la pulsation amortie devienne $\omega_D \approx \omega \approx \varpi$, [115]

$$z(t) \approx \frac{1}{2\xi} \frac{f_0}{k} (e^{-\xi\omega t} - 1) \cos \omega t \quad (3.58)$$

Le facteur de réponse dynamique du déplacement aura donc pour expression [115]

$$R(t) \approx \frac{1}{2\xi} (e^{-\xi\omega t} - 1) \cos \omega t \quad (3.59)$$

En effet, dans le cas de résonance, le mouvement dynamique de la poutre est amplifié continuellement jusqu'à atteindre son maximum, et ce, après un certain nombre des cycles, selon le degré d'amortissement du système [115]. Dans les cas courants, une structure ayant un taux d'amortissement de 5% a besoin quatorze cycles pour amener la réponse à un régime permanent (Figure 3.9) [115]. On verra plus tard l'exploitation de ce facteur dans les démarches expérimentales.

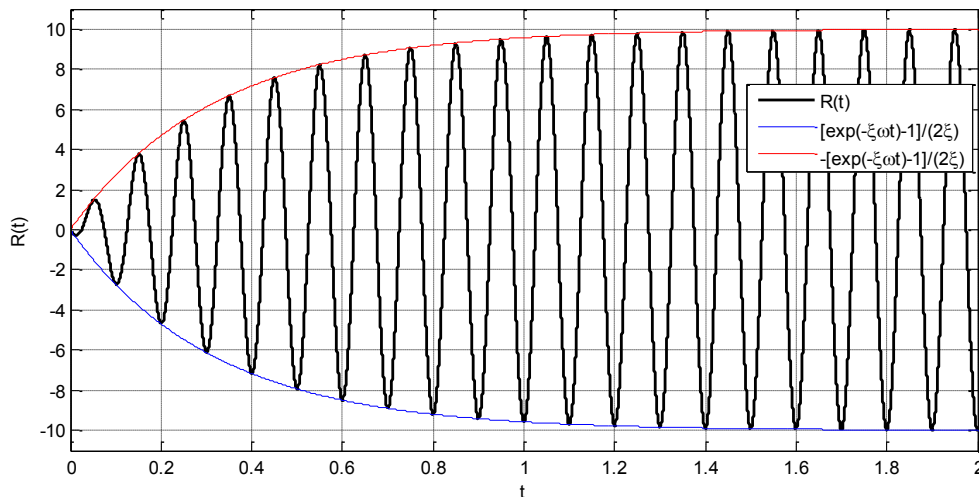


Figure 3-9 Facteur de réponse dynamique du déplacement ($\xi=5\%$)

3.5 Analyse modale expérimentale

En plus des méthodes d'analyse suscitées, les propriétés dynamiques d'une structure peuvent aussi être évaluées par voie expérimentale. Les essais dynamiques in situ

permettent d'évaluer les formes modales, les fréquences naturelles de vibration, l'amortissement structural ainsi que les facteurs d'amplification dynamique [31], [125]. Les tests de vibration modale sont développés dans les trois dernières décennies, occasionnés par le développement en matière de fabrication des transducteurs spécialisés et des systèmes d'acquisition et des algorithmes de calcul sophistiqués [42]. Ces techniques sont appliquées dans tous les domaines parmi lesquels le génie civil et mécanique, l'aérospatial, l'aéronautique, etc. Dans la plupart de ces tests, un modèle d'éléments finis est établi pour fournir une première approximation des fréquences naturelles et des formes modales de la structure. Ce modèle aide, en conséquence, à spécifier la bande de fréquence d'excitation et les positions des capteurs pour une application in situ [30]. En génie civil, il y avait un intérêt considérable dans l'usage des tests de vibration dynamique notamment dans le monitoring d'identification structurelle (*Structural Health Monitoring*) de sorte que sa pratique a poussé constamment son évolution [42]. En général, les différentes techniques d'essais dynamiques appliquées aux ouvrages civils peuvent être regroupées en deux catégories : les essais sous vibrations ambiantes et les techniques modales opérationnelles [7], [31], [125]. L'une des raisons les plus avantageuses est qu'il est faisable de mesurer d'une façon expérimentale les propriétés modales qui reflètent en effet les propriétés structurelles associées pour évaluer un niveau d'endommagement donné [42].

3.5.1 Essais sous vibrations ambiantes

L'essai sous vibrations ambiantes consiste à mesurer les déformations, les déplacements et les accélérations d'une structure sous des conditions normales d'utilisation, c'est-à-dire, les vibrations ambiantes dues à la circulation et/ou au vent. Les vibrations induites par le vent sont préférables dans le cas où le vent contient un contenu fréquentiel de large bande et une amplitude de vibration très faible [126]. Cela est mieux pour des structures plus flexibles telles que les ponts suspendus [31], [125]. Comme avantage, il n'est pas nécessaire de contrôler la circulation ni de concevoir un dispositif d'excitation coûteux [126]. Cet avantage est particulièrement important avec la majorité des ponts à grande portée qui sont difficiles à exciter [127]. D'ailleurs, le viaduc de Millau (parmi les plus longs ponts au monde) a été ausculté par cette technique [128]. En revanche, le défi de cette technique réside dans la caractérisation de la source de vibration dont l'amplitude, la durée, la direction et le contenu fréquentiel sont sujets de variabilité [30]. Ainsi, les caractéristiques de véhicules (masse et amortissement) peuvent biaiser les résultats pour un pont à portée

modérée [127]. Cependant, les tests à vibrations ambiantes ont généralement une longue durée d'acquisition qui aide à compenser ces désavantages et vérifier les hypothèses d'analyse [30].

De nombreux travaux ont abordé l'étude de cette technique lors de diagnostic des ponts, notamment les ponts suspendus et les ponts à caractère historique. On peut citer quelques exemples réalisés récemment. En 2014 [129] ont mené une étude sur la sécurité structurale d'un pont arc en béton par un modèle d'éléments finis calibré par les résultats du test à vibrations ambiantes. Ils ont opté sur l'action du vent et des piétons pour identifier les paramètres modaux tels que les fréquences naturelles, les déformées propres et les taux d'amortissement modaux. Dans le même contexte [130] a présenté une étude dynamique du pont de Rialto à Venise (Italie), par les vibrations ambiantes en se basant sur la charge du trafic, de piétons, de vent et de vagues marines (Figure 3.10). Des essais non destructifs incluant le géoradar et l'essai sonique ont été réalisés pour compléter le modèle d'éléments finis. Au cours de la même année, Li et al. [131] ont réalisé une étude portée sur l'analyse des vibrations ambiantes du pont de French Creek (BC, Canada) par laquelle le modèle d'élément fini associé est utilisé pour évaluer la performance sismique du pont conformément au nouveau *code canadien de conception des ponts routiers, 2015*[132].



Figure 3-10 Pont-arc de Rialto à Venise (Italie) [130]

Aussi, Chen et al. [133] ont pu analyser le phénomène d'affouillement de piliers de pont de Kao-Ping-Hsi (Taïwan) à partir des données de vibrations ambiantes. Raeesi et al. [134] ont présenté un modèle aérodynamique de vibration des câbles de suspension des ponts lorsque l'action de vent est retenue pour calibrer les résultats expérimentaux. On peut citer

également les travaux de Perez-Ramirez et al. [135] qui ont proposé une nouvelle méthodologie de calibration et d'amélioration de la qualité d'informations recollées lors de cet essai.

À l'université de Sherbrooke, l'essai à vibrations ambiantes est également investigué dans les protocoles de détection de l'endommagement *in situ*. En effet, [136] ont mené une étude réalisée sur un pont routier en service (pont Est de la Rivière-aux-Mulets, Sainte-Adèle, QC). Le protocole d'essai s'appuie sur la mise à jour automatique des propriétés physiques d'un modèle numérique de façon à reproduire les fréquences et les modes propres de la structure, mesurées expérimentalement.

3.5.2 Techniques modales opérationnelles

Le principe de ces techniques consiste à faire vibrer une structure de façon à exciter les différents modes simultanément ou successivement [31]. Trois principales techniques sont utilisées dans ce processus d'identification modale [125] :

1. Excitation harmonique à l'aide d'un générateur de vibrations (excitation à masses excentrées ou agitateur harmonique) pour laquelle la structure tient un régime de mouvement forcé. Ces tests sont fondés sur le balayage de fréquences où tous les paramètres sont contrôlés.
2. Excitation à l'aide d'un marteau pour caractériser le mouvement libre de la structure. La magnitude et la gamme des fréquences excitées dépendent de la taille de masse et l'embout du marteau [30], [120]. [127] suggère l'utilisation de cet essai pour des ponts ayant une portée moins de 30 m.
3. Lâchement puis relâchement soudain de la structure de manière à produire des vibrations dans la structure (*Sudden Release Method*) [125].

En effet, l'avantage des essais par excitation harmonique comparativement aux essais à vibrations ambiantes réside dans le fait que les paramètres de l'essai sont bien maîtrisés [30]. La réponse du pont est ainsi au-dessus des bruits inhérents. Cependant, la réalisation de cet essai *in situ* requiert la fermeture de l'ouvrage et parfois la déviation du trafic. Aussi, l'essai à vibration forcé n'est praticable que dans certaines situations, car c'est un test plus onéreux, plus difficile à déplacer et nécessitant une source d'alimentation supplémentaire [30], [39]. Toutefois, les résultats correspondants sont concluants.

Les essais réalisés avec impact sont par ailleurs des essais simples à exécuter ; leur mobilité et leur coût relativement moindre les rendent plus pratiques. Néanmoins, il est difficile de contrôler de façon précise la bande de fréquence et l'amplitude de l'excitation [30].

En ce qui concernant les essais de relâchement, le déplacement initial imposé à la structure requiert un support massif ou une structure adjacente très rigide. Ils s'appliquent seulement dans certaines conditions strictes, puisque son mode opérationnel demande une grande quantité d'énergie pour lâcher toute une structure entière [30].

Sur le terrain, Chen et al. [137] ont étudié d'une façon expérimentale l'effet d'amplitude de force et de réponse sur la variabilité des paramètres modaux d'un ouvrage à l'aide d'un vibreur à masses excentrées (Figure 3.11). En effet, la technique de balayage de fréquence (au voisinage de résonance) est employée pour déterminer la *fonction de réponse en fréquence* à partir de laquelle les propriétés modales sont identifiées.



Figure 3-11 Vibreurs à masses excentrées : (a) vue extérieure et (b) intérieure du vibreur [137].

Coté laboratoire, [138] ont construit un modèle réduit d'un pont suspendu sur lequel ils ont analysé la réponse modale par le régime de vibration forcé sous différentes configurations (figure 3.12). Ils ont utilisé cette maquette pour calibrer le modèle d'éléments finis ainsi que pour réaliser le processus de détection des dommages via la *technique d'indice dommage*. Au laboratoire des structures de l'Université de Sherbrooke, [32] ont réalisé une étude de suivi de l'évolution des propriétés dynamiques de poutres en béton armé en fonction de différents niveaux d'endommagement qui leur sont infligés. En effet, les types

d'endommagement considérés sont l'endommagement dû à la fatigue en flexion-cisaillement et l'endommagement associé à la corrosion des armatures de flexion. L'analyse modale est portée sur les résultats des tests réalisés à l'aide du marteau d'impact et d'une série d'accéléromètres. L'étude conclut que les fréquences naturelles et les déformées modales sont des indicateurs très clairs de l'altération des conditions d'appuis et de la fissuration en flexion-cisaillement. Par contre, la corrosion des armatures est un dommage beaucoup plus difficile à saisir à travers l'évolution des propriétés modales. Ainsi, l'ensemble des analyses expérimentales montre que les taux d'amortissement modaux seuls ne constituent pas des indicateurs fiables des endommagements suscités.

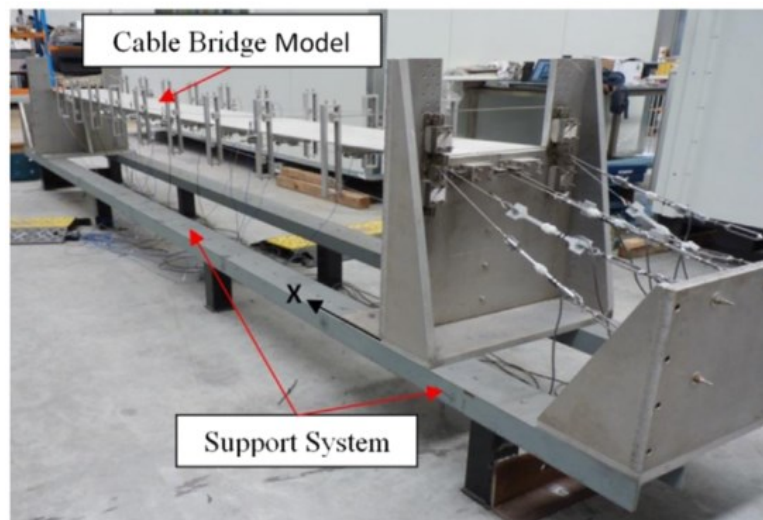


Figure 3-12 modèle réduit de pont suspendu proposé par [138]

3.6 Conclusion

De façon générale, l'analyse modale est l'une des étapes essentielles dans le processus d'analyse des structures. La connaissance de propriétés modales d'une structure permet de réaliser diverses formes de calcul dynamique. Selon le modèle d'Euler-Bernoulli, les modes propres d'une poutre prennent la forme sinusoïdale vérifiant les conditions aux limites cinématiques et naturelles.

La réponse dynamique de poutres soumises à une charge d'impact ou harmonique est développée. Comme nous le verrons au chapitre 4 de ce mémoire, il s'agit des exemples d'essais réalisés à l'aide d'un marteau ou d'un pot vibrant. Ces deux essais sont retenus

dans cette étude grâce à leur simplicité et leur répétabilité (essai d'impact) et à la maîtrise de leurs paramètres de contrôle (pot vibrant).

D'après un aperçu bibliographique de l'application des méthodes modales aux ouvrages en services, on comprend bien de l'importance de cette étape dans le processus de diagnostic des structures. La connaissance des propriétés modales permet d'évaluer l'état global de la structure sous des charges normales ou accidentelles d'une part et de localiser et quantifier certains dommages, d'autre part. On appréhende également que la simulation par éléments finis soit toujours nécessaire pour élaborer un modèle plus réaliste. D'ailleurs, la modélisation préalable de la structure fournit une bonne approximation des fréquences naturelles et des déformées propres qui aide à préciser la bande d'excitation et les positions des capteurs lors de son instrumentation.

Chapitre 4 Analyses modales expérimentales

4.1 Introduction

Ce chapitre présente la première partie des résultats d'étude expérimentale réalisée portant sur l'identification des propriétés modales des poutres. Pour des fins d'organisation, ce chapitre est scindé en deux parties : la première expose la formulation des mélanges de béton et les essais de caractérisation physico-mécanique des spécimens. La seconde partie est consacrée au traitement des résultats d'analyse modale expérimentale.

4.2 Formulation des bétons

Les mélanges de béton utilisés dans cette étude sont présentés dans le tableau 4.1. Nous avons préparé deux types de béton ayant des rapports E/C de 0,68 et de 0,47. Pour chacun, la pâte de ciment occupe environ 25 % du volume total. Les critères de formulation sont basés sur la performance mécanique (résistance à la compression et module d'élasticité) que sur la durabilité. Par conséquent, aucun ajout cimentaire ni entraîneur d'air n'y est introduit.

Tableau 4-1 – Constitution des mélanges utilisés pour un m³ du béton

	Béton A	Béton B
E/C	0,68	0,47
Eau (L)	172,5	155,5
Ciment GU (kg)	253,8	327,5
Granulats grossiers 10/20 (kg)	211,5	208,6
Granulats grossiers 5/14 (kg)	796	792
Sable (kg)	1 009	995
Superplastifiant (ml/100 kg de liant)	1 042	1 274

Un ciment GU (*General User*) du Groupe CRH Canada Inc. (anciennement *Holcim*) a été utilisé avec un superplastifiant à base polynaphtalène de type EUCON 37 [139] pour améliorer la plasticité des mélanges. L'EUCON 37 est un adjuvant à haut degré de réduction d'eau ; c'est pourquoi, il est recommandé pour un béton à faible rapport E/C

[140]. Le dosage en superplastifiant peut varier selon la consistance souhaitée, soit de 400 à 1170 ml pour 100 kg de liant [140]. Il est versé, pendant le malaxage, par volumes typiques de 100 ml afin de contrôler son effet dispersif [139].

Les gros granulats (origine calcaire dolomitique) proviennent de carrière de St-Dominique tandis que les granulats fins (sable) proviennent de la carrière Saint-François. La combinaison de granulats fins et de gros granulats (GN10/20 et GN5/14) est mise à l'essai de sorte que l'écart par rapport à la courbe moyenne soit minimum. L'optimisation des deux mélanges a été faite selon la méthode de volume absolu dans laquelle le volume des granulats est déterminé en fonction de quantité du sable utilisé [141].

Les spécimens de notre étude sont des poutres simples au sens de l'article 10.2.2 du code CSA/CAN A23.3-14. Elles ont une longueur de 2100 mm et une section rectangulaire de 180x150 mm. Concernant le ferrailage, chaque poutre est dotée de deux barres d'armature longitudinales de 10 mm de diamètre (10M) afin de reprendre les contraintes permanentes (poids propre). Les critères de dimensionnement et de ferrailage sont décrits ci-dessous et le calcul correspondant est présenté en détail dans l'annexe A (8.1) :

- Le dimensionnement de poutre est réalisé vis-à-vis des efforts de flexion ;
- Les sections restent ductiles. En effet, les barres d'armature sont considérées élastiques parfaitement plastiques [115] ;
- Le mode de rupture de poutre étant la plastification des armatures (section sous armée) ;
- Les contraintes de cisaillement devraient être reprises par le béton et les barres d'acier (sans étriers) ;
- Respect du pourcentage minimal d'armature fixé par CSA A23.3-14 [142].

Par ailleurs, aucune armature de cisaillement n'est utilisée. La reprise de contraintes de cisaillement doit toutefois être assumée par le béton et les barres d'acier longitudinales. Il est intéressant de noter que ces poutres vont ainsi servir à la poursuite des études ultérieures portées sur des thématiques de corrosion pour lesquelles on n'a pas prévu des armatures comprimées (nappe supérieure) ni d'étriers.

Ainsi, la différence dans le rapport E/C permet d'avoir deux mélanges à caractéristiques élastiques et dynamiques différentes. L'idée consiste à construire des poutres constituées de deux couches de béton différent (figure 4.1a). La première couche couvre la partie inférieure sur une épaisseur moyenne de 65 mm, du béton A (E/C=0.68). Ensuite, la couche suivante, constituée du béton B (E/C=0.47), remplit tout le reste des spécimens

(figure 4.1-a). En effet, le mélange A est coulé en premier lieu afin d'avoir un béton relativement poreux qui facilite la pénétration des ions de chlorures lors des futurs essais (suivi de corrosion). De plus, on arrive avec cette idée à simuler un cas plus ou moins réel d'une structure partiellement endommagée (béton à propriétés modérées). Une autre raison découle du calcul du béton armé qui considère la contribution du béton à la résistance par traction, dans cette partie, est négligeable [142], [143].

En conséquence, les volumes de béton nécessaires pour la fabrication de ces poutres sont de 62 (béton A) et 110 litres (béton B). La norme A23.2-2C décrit la séquence de malaxage à suivre [144].

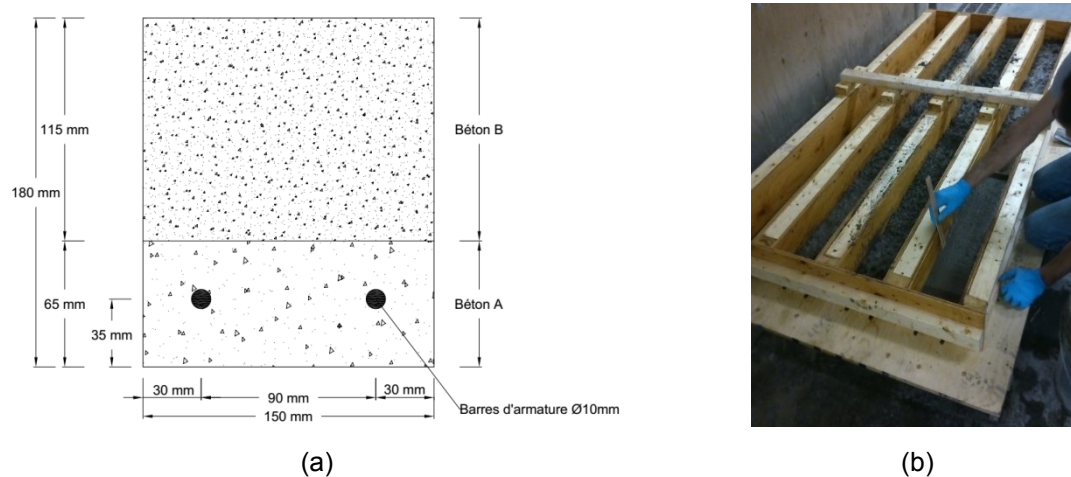


Figure 4-1 – (a) Coupe transversale typique d'une poutre - (b) coffrage et coulage du béton des poutres

4.2.1 Essais de caractérisation à l'état frais

Des essais de caractérisation préliminaire du béton à l'état frais ont également été réalisés. Il s'agit en effet des tests suivants [145]:

- Détermination de la teneur en air conformément à la norme CSA A23.2-4C [144]. La teneur en air est habituellement exprimée en pourcentage du volume total de béton ;
- Mesure de l'affaissement par la méthode d'Abram selon la procédure CSA A23.2-5C [144] ;
- Détermination de la masse volumique du béton suivant la CSA A23.2-6C [144] ;
- Confection des éprouvettes cylindriques selon la norme CSA A23.2-3C [144].

Les résultats sont récapitulés dans le tableau 4.2. Le béton A ($E/C=0,68$) possède une masse volumique de 2368 kg/m^3 à l'état frais avec un affaissement de 175 mm, car le rapport massique Eau/Ciment est relativement élevé. Par contre, le béton B, dont le rapport $E/C=0,47$, l'affaissement obtenu est de 45 mm, en dépit de dosage élevé en superplastifiant (jusqu'à 1274 ml/100 kg du liant). Sa masse volumique est de 2436 kg/m^3 . Aussi, ce mélange détient 2,5 % du volume d'air, étant donné que les granulats fins (sable) entraînent beaucoup d'air dans le béton [146].

Tableau 4-2 – Caractéristiques du béton à l'état frais

Essai	Béton A	Béton B
E/C	0,68	0,47
Masse volumique kg/m^3	2386	2436
Affaissement mm	175	45
Teneur en air (%)	2,0	2,5

Concernant le coulage, on a suivi la méthode de consolidation par pilonnage, de même pour les éprouvettes que les poutres, telle que spécifié dans la CSA A23.2-3C [144] (figure 4.1-b). Puisque l'affaissement est supérieur à 40 mm, une tige ronde droite peut servir comme bourroir pour consolider le béton (CSA A23.2-3C art. 8.4) [144]. Il est intéressant de souligner que les deux bétons sont coulés d'une manière consécutive (subséquente), de surcroît, les deux couches auront un bon accrochage (adhérence), notamment à l'état frais.

Les poutres sont ensuite gardées dans un environnement à température ambiante avec un murissement assuré aux premiers jours d'hydratation. Six éprouvettes de 100x200 mm ont également été prélevées de chaque mélange et préservées dans une chambre à température et humidité contrôlées (température de $23 \text{ }^\circ\text{C} \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ et humidité relative $> \text{ à } 95 \text{ \%}$) [144].

4.2.2 Essais de caractérisation à l'état durci

Après murissement du béton (des éprouvettes), on a réalisé les essais ci-dessous pour identifier les propriétés mécaniques et physiques des bétons réalisés.

4.2.2.1 Essais sur éprouvettes

À 21 jours, trois éprouvettes de chaque mélange sont surfacées, afin d'obtenir deux faces régulières sur lesquelles sera appliquée une force axiale perpendiculaire et homogène

(CSA A23.2-9C). Ensuite, elles ont été soumises aux essais suivants : détermination de la masse volumique et des vitesses ultrasonores (UPV) puis aux essais mécaniques : résistance à la compression non confinée (CSA A23.2-9C) et module d'élasticité (ASTM 469). La même séquence d'essais est appliquée aux autres trois éprouvettes à 28 jours. Le tableau 4.3 résume les résultats obtenus.

Tableau 4-3 – Propriétés physiques et mécaniques des bétons à 21j et 28 j

	Âge (Jours)	Densité (kg/m ³)	UPV (m/s)	fc' (MPa)	E statique (GPa)
Béton A	21	2441	4993	27,2	33,4
	28	2426	4965	28,2	33,4
Béton B	21	2497	5106	45,7	37,2
	28	2455	5053	47,0	37,8

La mesure de temps de propagation des ondes ultrasonores entre deux faces d'éprouvettes relève qu'il n'y a pas de différence significative entre les deux bétons. Nous avons donc mesuré les vitesses ultrasonores (UPV) directement sur les poutres. Les vitesses mesurées sur le béton A sont légèrement plus faibles que sur le béton B, en raison de sa densité moins élevée.

Le béton B (E/C=0.47) a donné une meilleure résistance à la compression par rapport au béton A (E/C=0.68), étant donné que le rapport E/C joue un rôle crucial concernant la résistance. Aussi, le module d'élasticité du béton B est un peu plus élevé que celui du béton A.

4.2.2.2 Essais sur poutres

On a procédé à la caractérisation du béton des poutres par mesure d'UPV selon la norme ASTM 597 [43]. Le but est de vérifier l'homogénéité des pièces et la correspondance en matière de confection du béton de poutres à celui d'éprouvettes. En effet, on mesure le temps de propagation des ondes ultrasonores entre les deux faces latérales des poutres (mode de transmission directe), soit dans neuf sections espacées chacune de 25 cm (figure 4.2.a). Puisque les poutres ont été coulées à partir de deux bétons différents, on a effectué deux mesures par section (figure 4.2.b). La première est située à 30 mm de profondeur (béton B), tandis que la deuxième est à 150 mm de profondeur (béton A), pour un total de dix-huit points de mesure par poutre.

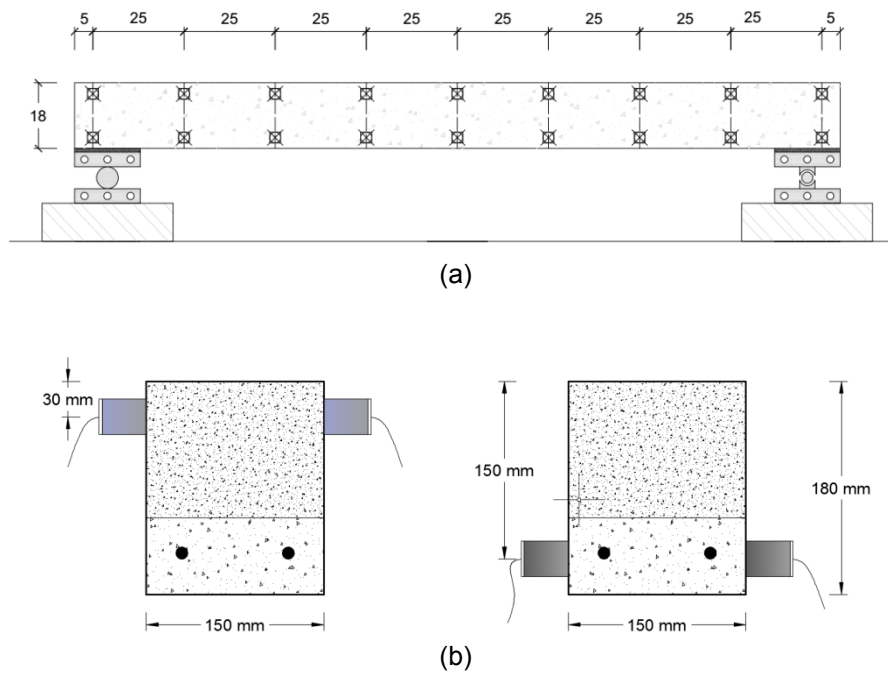


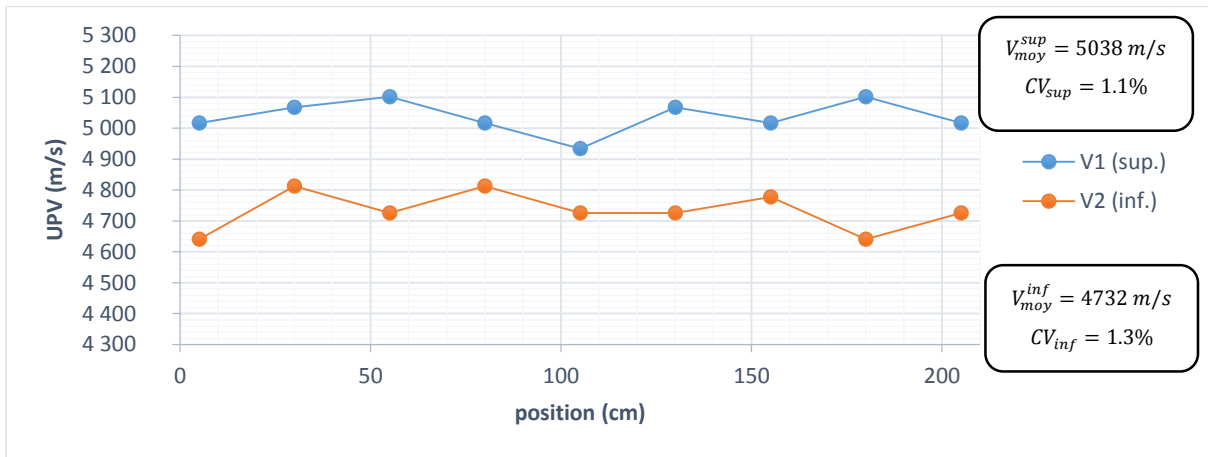
Figure 4-2 – Mesures d’UPV sur poutres (a) : points de mesure (unités en cm), (b) : configuration de l’essai (unités en mm)

Étant donné que l’acier d’armature a une grande incidence sur les résultats d’essais, les valeurs de vitesses mesurées dans le béton A sont ensuite corrigées par la formule suivante [38] :

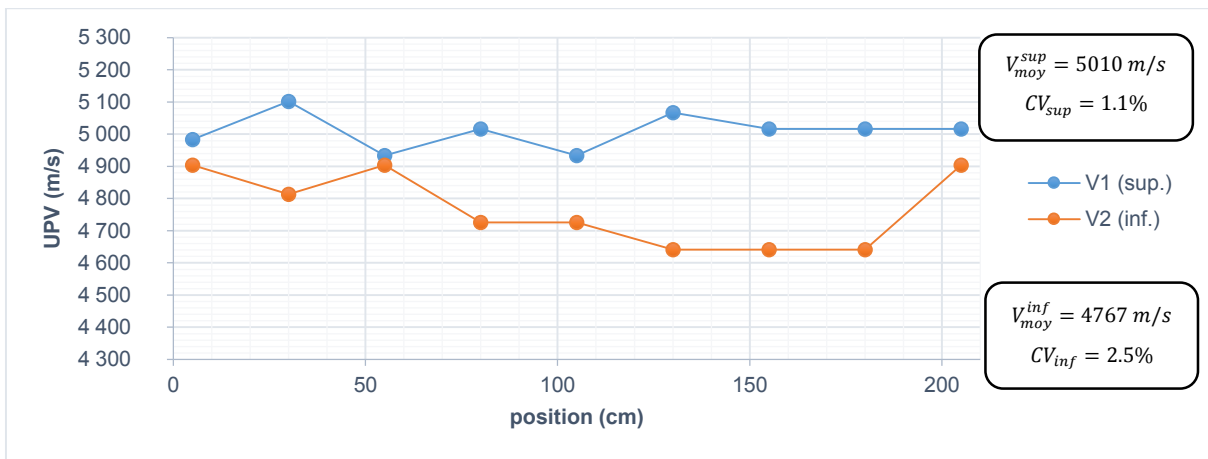
$$V_b = \left[1 - \frac{2\phi}{b} \left(1 - \frac{V_b}{V_a} \right) \right] V_{ba} \quad (4.1)$$

Où ϕ et b sont respectivement le diamètre de barres d’acier et la largeur de poutre. V_a et V_{ba} étant respectivement les vitesses de propagation des ondes ultrasonores dans l’acier et dans le béton armé, avec $V_a = 5900 \text{ m/s}$.

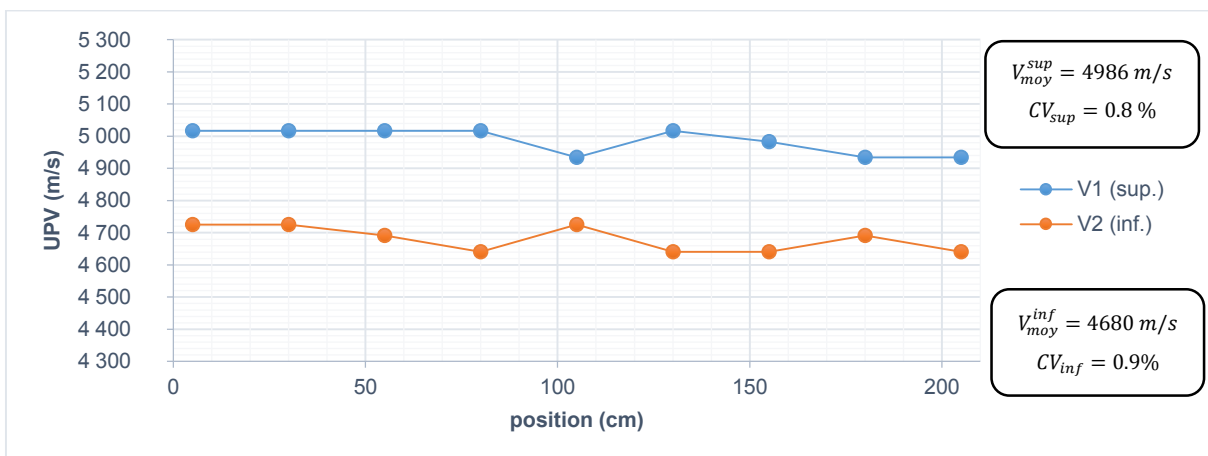
La figure 4.3 (a, b, c) illustre les résultats obtenus. Les deux bétons sont bien distingués par la valeur de vitesse ultrasonore. En fait, la partie inférieure de la poutre, composée d’un béton relativement poreux, donne des valeurs inférieures par rapport à celles de la partie supérieure (béton sain). Donc, on peut déduire que les propriétés de deux bétons, à savoir la densité et le module d’élasticité, sont également différentes. Cependant, dans chacun de ces deux bétons, ces propriétés varient très peu par rapport à la moyenne ; d’ailleurs, le coefficient de variation est très faible ($CV < 2.5 \%$). Cela permet de déduire de l’homogénéité des spécimens. Les valeurs de vitesse dans le béton A (partie inférieure) et B (partie supérieure) sont notées par V_{inf} et V_{sup} respectivement.



(a)



(b)



(c)

Figure 4-3 – Variation de vitesse d’ultrasonore dans les poutres 1 (a), 2 (b) et 3 (c)

Par ailleurs, le rapport entre les vitesses moyennes de deux bétons V_{inf}/V_{sup} vaut respectivement 94 %, 95 % et 94 % pour la poutre 1, 2 et 3. Cela indique que les poutres ont les mêmes quantités du béton A et B. Ainsi, par comparaison avec les résultats obtenus sur éprouvettes, les valeurs moyennes d'UPV du béton A sont relativement plus fortes que celles obtenues sur poutres (tableau 4.4). L'écart¹ étant de 5% environ. Concernant le béton B, les valeurs de vitesse UPV obtenues sur poutres sont presque identiques à celles obtenues sur éprouvettes. D'ailleurs, le ratio de vitesses moyennes et de modules statiques est presque identique $(V_{sup}/V_{inf})^2 \cong E_B/E_A$. Cela permet de conclure que les poutres sont plus ou moins identiques.

Tableau 4-4 – Comparaison des résultats obtenus sur éprouvettes avec ceux des poutres

	Âge	Sur éprouvettes	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3	
	(Jours)	V (m/s)	V (m/s)	Écart	V (m/s)	Écart	V (m/s)	Écart
Béton A	28	4965	4 732	4,7%	4 767	4,0%	4 680	5,7%
Béton B	28	5053	5 038	0,3%	5 010	0,9%	4 986	1,3%

4.3 Analyse modale expérimentale

On a vu au chapitre 3 qu'il y a plusieurs techniques de reconnaissance des modes propres d'une structure. La plus simple dans notre cas, consiste à mesurer les vibrations induites par un impact quelconque. En effet, l'acquisition d'une accélération, d'une vitesse ou d'un déplacement permet de reconnaître les fréquences naturelles grâce à l'analyse de Fourier. L'excitation de la poutre par un impact génère des coups à courte durée et la réponse dynamique suit un régime libre amorti (dissipatif) [120]. Cela dépend des conditions initiales du mouvement. Aussi, l'impact excite généralement plus d'une fréquence propre [147]. L'avantage du test par impact est que ce type d'excitation permet d'exciter toute une gamme de fréquences avec sensiblement la même énergie [120] et d'effectuer ainsi une série de tests dans un temps relativement court.

¹ L'écart de valeurs d'UPV sur poutre est calculé par rapport à la moyenne obtenue sur éprouvettes.

4.3.1 Instrumentation et procédure de traitement

Pour déterminer les déformés propres d'une façon plus précise, il nous faut un nombre suffisant des capteurs pour couvrir toute la zone d'intérêt. Dans notre dispositif, on a utilisé sept accéléromètres (capteurs d'accélération), placés le long de la portée de poutre (sections 1 à 7) avec un espacement de 25 cm, ainsi on mesure les vibrations verticales induites (figure 4.4.a). On veille à ce que le dispositif soit symétrique afin de pouvoir comparer la qualité des informations récoltées et ainsi optimiser le protocole d'essai.

Un amplificateur à huit canaux, avec des gains de 1, 10, 100 y est également attaché (figure 4.4.b). Le tout est relié à un ordinateur muni d'une carte d'acquisition par lequel on peut contrôler certains paramètres (fréquence d'échantillonnage, longueur de signal numérisé ...etc.).

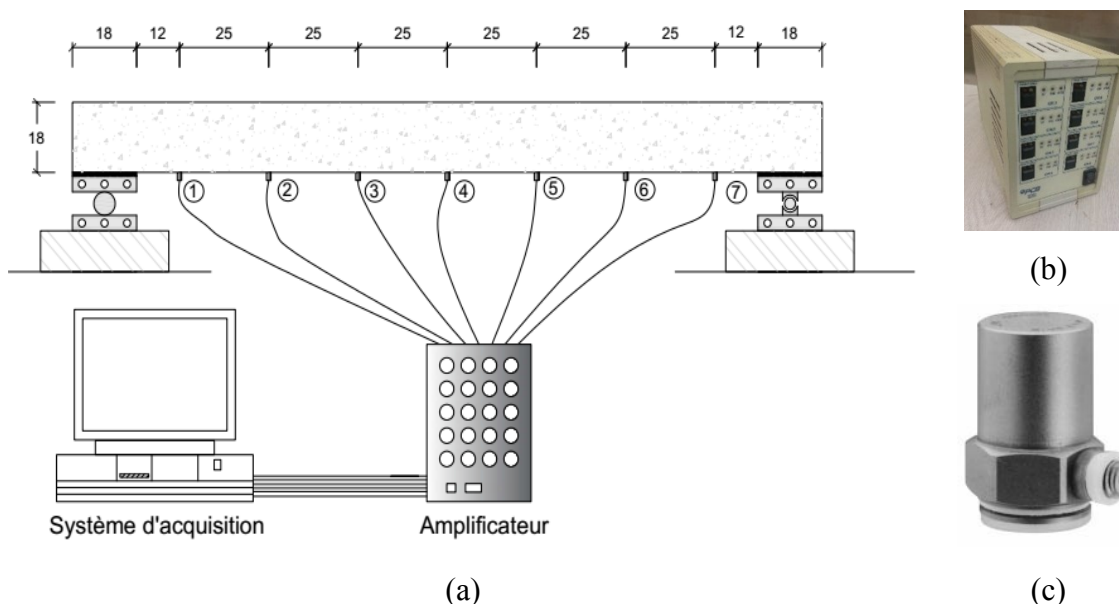


Figure 4-4 – (a) Dispositif d'instrumentation (unités en cm) – (b) Amplificateur – (c) Accéléromètre typique de classe 4395 [148]

Les accéléromètres utilisés sont de type 4395 de marque DeltaTron (figure 4.4.c). Ils fonctionnent selon le principe de conduite de courant à ligne constante [148], c'est-à-dire qu'ils sont conçus pour fonctionner sur une alimentation électrique à courant constant. L'avantage de cette catégorie est de délivrer des signaux de sortie proportionnels à l'accélération sous forme de modulation de tension. Ces accéléromètres disposent de fréquences de résonance du mode longitudinal (37 kHz) et du mode transversale (13 kHz),

qui sont nettement supérieures aux fréquences de résonance des spécimens étudiés (poutres). Cette catégorie d'accéléromètres est principalement destinée à mesurer l'accélération normale à une surface de contact, oscillant typiquement entre 0.3Hz et 18kHz. En outre, le mouvement transversal n'affectera pas beaucoup cette mesure, étant donné que les vibrations transversales maximales susceptibles d'être captées est très faible (<4%) par rapport aux vibrations transversales [148]. La conversion du signal acquis (en volt) en un signal réel (accélération ms^{-2}) se fait à l'aide de relation suivante :

$$Acc. (\text{m/s}^2) = \frac{Signal(V)/Gain}{Sensibilité} \quad (4.2)$$

Le gain étant la valeur par laquelle le signal initial est amplifié ; autrement dit, le ratio du signal de sortie sur celui d'entrée de l'amplificateur. Selon le catalogue fourni, la sensibilité de cette classe est de 1 mV/ms^{-2} , soit (1/g). Cette catégorie de capteurs est recommandée par Green [127] pour les essais dynamiques des structures civiles [30].

Par ailleurs, pour avoir un nombre suffisant des modes, on applique l'impact (coup de marteau) à différents points. Les poutres sont simplement appuyées aux extrémités sur deux appuis rotulés et très rigides dans la sens vertical. En raison de la symétrie de pièce, on a choisi les sections # 2, 3 et 4, situées à l'abscisse $x = 55, 80$ et 105 cm par rapport à l'extrémité gauche (figure 4.4-a). On a vu au chapitre précédent que les modes propres d'une poutre simplement appuyée sont dus au mode de flexion qui tient une forme symétrique (sinusoïdale). Chaque essai est répété trois fois pour vérifier la répétabilité de l'essai et obtenir des résultats moyens.

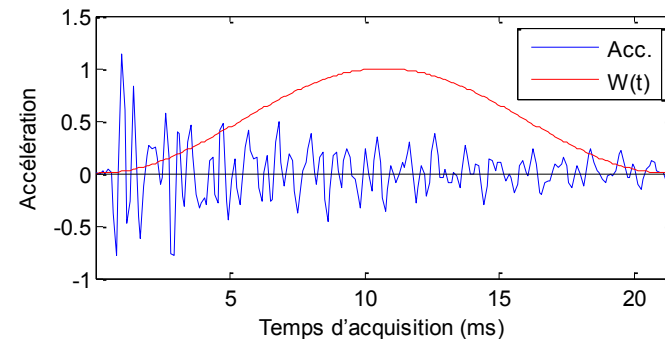
De plus, vu que l'amplitude d'excitation n'affecte pas les propriétés modales, il n'est donc pas nécessaire de produire un impact important, afin d'éviter que le signal acquis soit saturé. C'est-à-dire, l'amplitude du signal acquis par les accéléromètres (en volt) ne devrait pas dépasser la capacité limite de la carte d'acquisition (± 5 V). Le béton exhibe ainsi un comportement linéaire. On a également choisi une fréquence d'échantillonnage de $f_e = 500 \text{ kHz}$, avec une longueur de $N = 2^{15}$ points avec lesquelles toute l'information concernant les accélérations est entièrement contenue dans les valeurs échantillonnées $y_n(N\Delta t)$ pourvu que $\Delta t \leq 1/(2f_e)$ [32]. Les informations recherchées sont en effet les premières fréquences propres des poutres. Une partie *pré-trigger* est également enregistrée. Il s'agit d'un nombre d'échantillons acquis juste avant le déclenchement du système d'acquisition. Le système d'acquisition est déclenché au moment d'excitation. Dans ces

essais, l'un des accéléromètres placés soit sur le spécimen (dont le signal est amplifié) ou soit sur la tête du marteau sert comme déclencheur de l'acquisition.

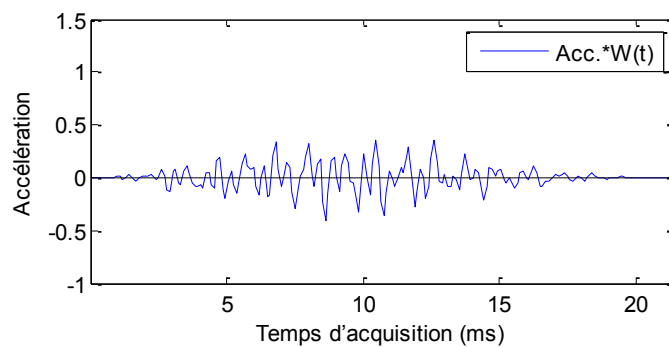
Ensuite, un traitement de signal a lieu, qui consiste d'abord à enlever la partie *pré-trigger* du signal puis le convertir en accélération à l'aide de relation précédente (Éq.4.2). Ensuite, on transforme le signal d'accélération du domaine temporel au domaine des fréquences par l'analyse de Fourier. Puisque ce signal est à durée finie (par nature fenêtré par la fenêtre rectangulaire), la transformation de Fourier peut entraîner des erreurs systématiques, mais on peut choisir des formes particulières de fenêtre qui auront moins d'impact sur la transformée de Fourier. Cette idée consiste en la multiplication des sous-intervalles par une fenêtre rendant ainsi le signal plus apte à la transformée de Fourier discrète [149]. La fonction de fenêtrage la plus utilisée dans le cas des vibrations aléatoires est la fonction de Hanning qui a pour effet d'enrayer la discontinuité entre le début et la fin de fenêtre du signal (figure 4.5) [149]. Son expression mathématique s'écrit,

$$W(k + 1) = \frac{1}{2} \left(1 - \cos \left(\frac{2\pi k}{N_W - 1} \right) \right) \quad k = 0, 1, 2, \dots, N_W \quad (4.3)$$

N_W étant la longueur de fenêtre de Hanning.



(a)



(b)

Figure 4-5 – Effet de fenêtrage par une fonction de Hanning sur le signal (a) avant multiplication (b) après multiplication

4.3.2 Détermination des fréquences naturelles

En utilisant le spectre de Fourier du signal de l'accéléromètre, les fréquences propres peuvent être déterminées graphiquement en se basant sur la variation de l'amplitude d'accélération en fonction de la fréquence. Elles se manifestent plutôt sous forme des pics attestant généralement la présence d'un mode propre. On identifie donc les fréquences naturelles sur le spectre de Fourier par inspection des maxima. Rappelons que l'excitation (impact) est appliquée dans trois positions (sections #2, #3 et #4, voir figure 4.4) dont nous obtenons trois spectres différents. Le contenu fréquentiel de ces spectres montre les modes excités dans chaque cas. Comme nous cherchons à identifier les premiers modes pour étudier leurs effets sur la propagation des ondes ultrasonores, nous allons considérer, dans cette étude, seulement les modes vibrant dans la marge comprise entre 0 et 3.5 kHz.

Nous avons aussi appliqué le même protocole aux trois poutres. Le graphe présenté ici est limitée aux résultats obtenus sur la 1^{ère} poutre. Les autres graphes sont toutefois présentés dans l'annexe de ce mémoire (§ 8.4).

Les figures (4.6-a-c) présentent les spectres de Fourier en accélération de poutre #1 dans le domaine des fréquences. Le premier graphe correspond à l'application de l'impact au niveau de la section #2 dans lequel plusieurs pics sont révélés (figure 4.6.a). Dans cette figure, les fréquences naturelles correspondent aux sept pics manifestés au niveau des fréquences : 91.6, 511.2, 885, 1358, 1934.1, 2487,2 et 3059.4 Hz. Ces fréquences correspondent aux modes propres qui contribuent à la vibration de poutre dans ce cas. La première fréquence représente la fréquence fondamentale de la poutre. On constate aussi que l'amplitude de maxima n'est pas identique. En effet, l'amplitude relative à la fréquence 885 Hz paraît plus prononcée, suivie de celle de fréquence 511.2 et 91.1 Hz. À un degré moindre, on retrouve le reste des modes. Cela nous permet de conclure que le mode associé à la fréquence 885 Hz est le plus excité dans cet essai.

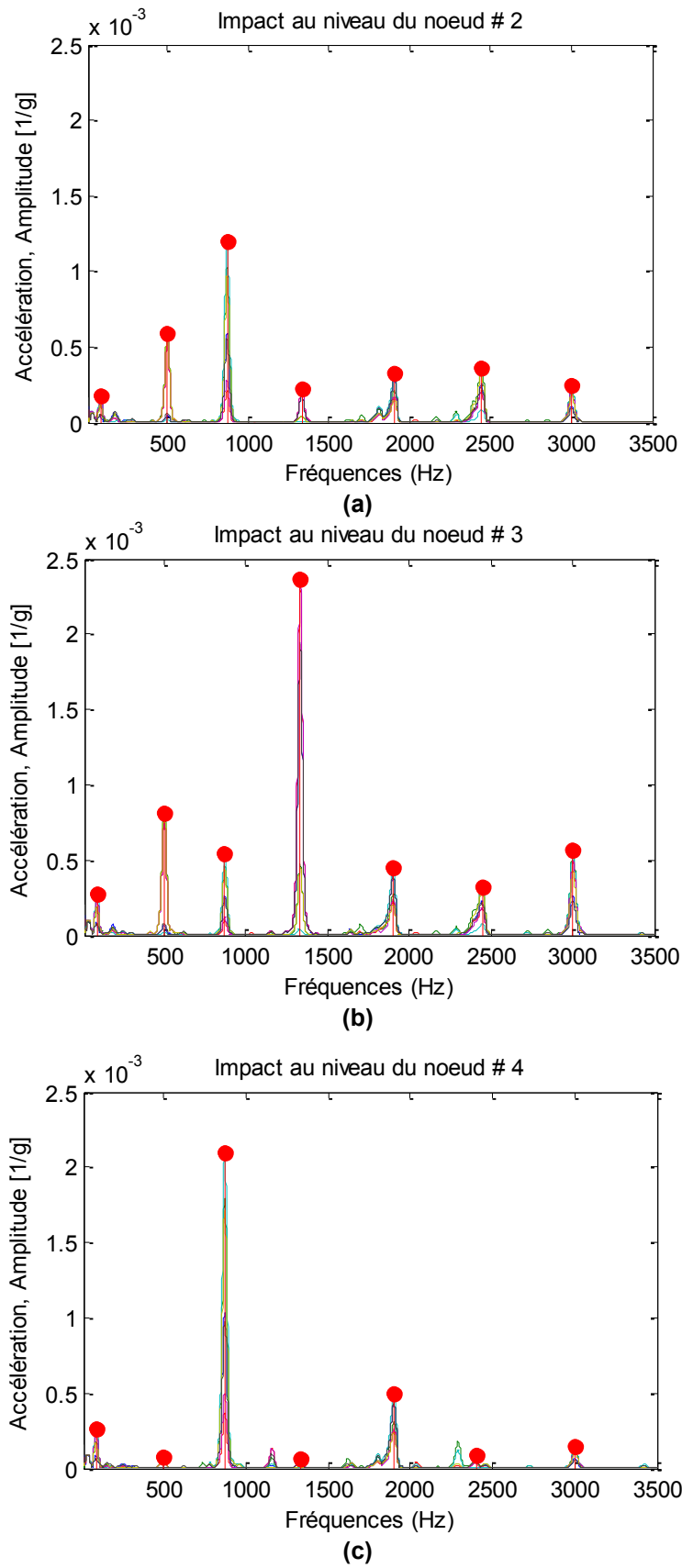


Figure 4-6 – Spectres de Fourier en accélération obtenus avec impact au : (a) section 2, (b) section 3 et (c) section 4

En variant, le point d'application de l'impact, les amplitudes de pics changent également. En effet, les 2^e et 3^e graphes correspondent à un impact appliqué respectivement au niveau de sections #3 et #4 (figures 4.6.b et 4.6.c). On voit dans la figure (4.6.b) que l'amplitude relative à la fréquence 1387 Hz devient la plus énergétique. Par contre, quand l'impact est appliqué au milieu de la poutre (section #4), les modes associés aux fréquences 511,2, 1358 et 2587,2 Hz ont presque disparu et celui de fréquence 885 Hz paraît le plus important (figure c). Cela nous permet de déduire que la section #4 représente un nœud pour ces modes de vibration.

Par ailleurs, les résultats obtenus sur les poutres #2 et #3 sont presque similaires. Le tableau 4.5 regroupe les fréquences propres obtenues lors de cette reconnaissance. En effet, les premiers modes vibrent presque dans les mêmes fréquences naturelles. Cela suggère qu'il y a certainement une ressemblance dans les propriétés du béton. En revanche, les fréquences des modes supérieurs sont légèrement différentes.

Aussi, les fréquences sont comparées à la solution théorique correspondante, déduite de l'équation (2.23). En effet, la solution théorique est calculée à la base des propriétés équivalentes de la poutre telles que expliquées en annexe A.2. D'après cette comparaison, on remarque que les fréquences des modes #1, 4 et 7 correspondent plus ou moins aux valeurs théoriques. Par contre, la fréquence du troisième mode est plus basse que celle obtenue par l'expérimentation. Le mode # 2 est par contre incomparable. Cela reflète de conditions d'appui qui peuvent varier lors de l'installation des poutres ou de la différence dans les propriétés intrinsèques du béton entre les éprouvettes et les poutres. Ainsi, la solution théorique donne une première approche de fréquence fondamentale de la poutre. Cette approche s'applique pour les modes de flexion des poutres. En effet, le mode #6 n'est pas un mode de flexion, c'est plutôt un mode de déplacement longitudinal d'après une modélisation par éléments finis, expliquée en annexe A.2 (§ 8.2).

Tableau 4-5 – Fréquences naturelles des poutres étudiées (Hz)

	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Solution théorique
Mode 1	91,6	99,2	93,5	85,8
Mode 2	511,2	509,3	511,2	342,5
Mode 3	885,0	885,0	865,9	768,7
Mode 4	1358	1356	1328	1363,2
Mode 5	1934	1885	1928	2125,4
Mode 6	2487	2468	2428	/
Mode 7	3059	3052	3006	3054,9

Il est toujours faisable de dessiner les modes propres associés aux fréquences naturelles obtenues, et ce, en tenant compte de la relation entre le déplacement et l'accélération. Également, on peut déduire l'expression analytique de la variation du champ de déplacement de façon approximative, comme expliqué à la section 4.3.3.

4.3.3 Détermination du champ de déplacement

Par l'application d'une force harmonique, la réponse résultante est aussi de la même forme. En effet, le champ du déplacement (vertical) tient de la déformée modale associée au mode propre excité. La vibration verticale de poutre autour de sa position d'équilibre est exprimée par l'équation (3.4). L'allure d'un mode propre peut être dessinée en se basant sur les valeurs de l'amplitude du déplacement mesurées au niveau des sections choisies. Nous avons donc sept points auxquels on peut déterminer la valeur de l'amplitude de déplacement. Ainsi, le vecteur déplacement dans un mode m peut s'écrire,

$$\{U\}_m = \{\bar{U}_1, \bar{U}_2, \bar{U}_3, \bar{U}_4, \bar{U}_5, \bar{U}_6, \bar{U}_7\}_m^t \quad (4.4)$$

Les \bar{U}_i représentent l'amplitude de déplacement vertical du point (i) qui peut être déterminée à partir de l'amplitude de l'accélération correspondant, soit

$$\bar{U}_i = -\frac{\bar{\ddot{U}}_i}{(\omega_m)^2} \quad (4.5)$$

Où ω_m est la fréquence angulaire propre du mode m , ($\omega_m = 2\pi f_m$) en rad/s. Les $\bar{\ddot{U}}_{i=1,7}$ représentent l'amplitude de l'accélération à la fréquence modale f_m . Les deux paramètres ($\bar{\ddot{U}}_{i=1,7}$ et ω_m) peuvent simplement être tirés de spectres de Fourier précédents. On peut alors tracer la courbe de déplacement vertical de la poutre à chaque fréquence propre (figure 4.7). Aussi, une façon plus pratique pour déterminer l'expression de l'amplitude du déplacement par rapport à l'abscisse x sous forme analytique est de l'approcher par une fonction sinusoïdale (Éq. 3.21). En effet, l'expression générale de déformée propre des poutres telle qu'étudiée au chapitre précédent, peut être approximée par :

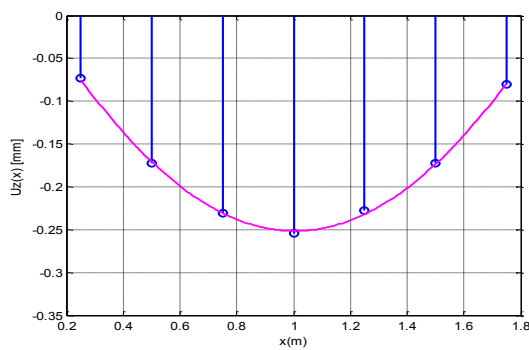
$$y(x) = \bar{U}_{0m} \sin(Ax + B) + u_r \quad (4.6)$$

\bar{U}_{0m} , A , B et u_r sont des constantes à retenir par cette approximation. La valeur de \bar{U}_{0m} tient compte de l'amplitude du déplacement modal (flèche) tandis que le paramètre u_r représente le déplacement résiduel issu de cette approximation. L'erreur est optimisée au sens du moindre carrée, soit

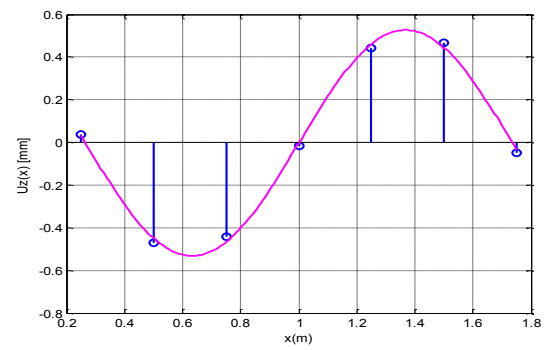
$$\epsilon = \sum_{i=1}^7 (\bar{U}_i - y(x_i))^2 \quad (4.7)$$

La figure (4.7) présente le champ du déplacement modal des sept premiers modes. L'approche par fonction sinusoïdale y est également dessinée. En effet, tous les modes obtenus sont associés au mode de flexion, puisqu'on a instrumenté la poutre de sorte que la vibration verticale soit retenue. Dans ces figures, on constate que :

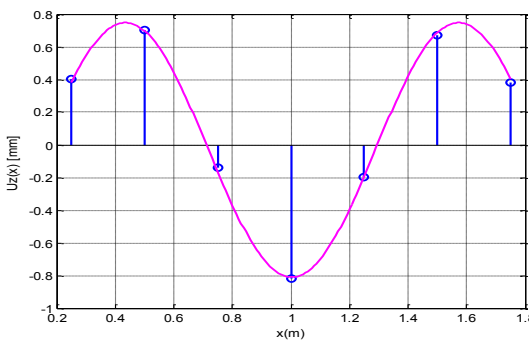
- D'une façon générale, l'évolution de l'allure déplacement selon la fréquence suit une forme sinus telle que démontré analytiquement au chapitre précédent (Éq. 3.21).
- Conformément aux constats précédents, la section médiane (#4) représente un nœud au sens de déformée de modes 2, 4 et 6 associés respectivement aux fréquences 511.2, 1357.6, et 2491 Hz.
- On remarque aussi qu'il y a une grande correspondance avec les amplitudes calculées et les fonctions approchées, l'erreur étant donné très petite (tableau 4.6).



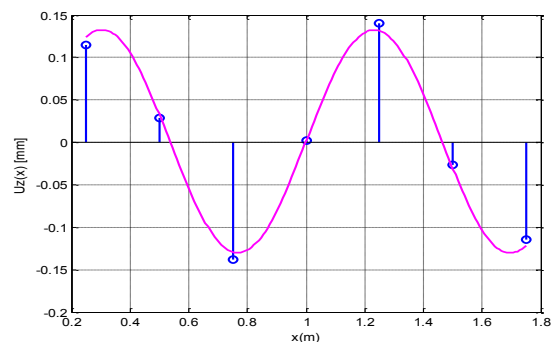
Mode 1



Mode 2



Mode 3



Mode 4

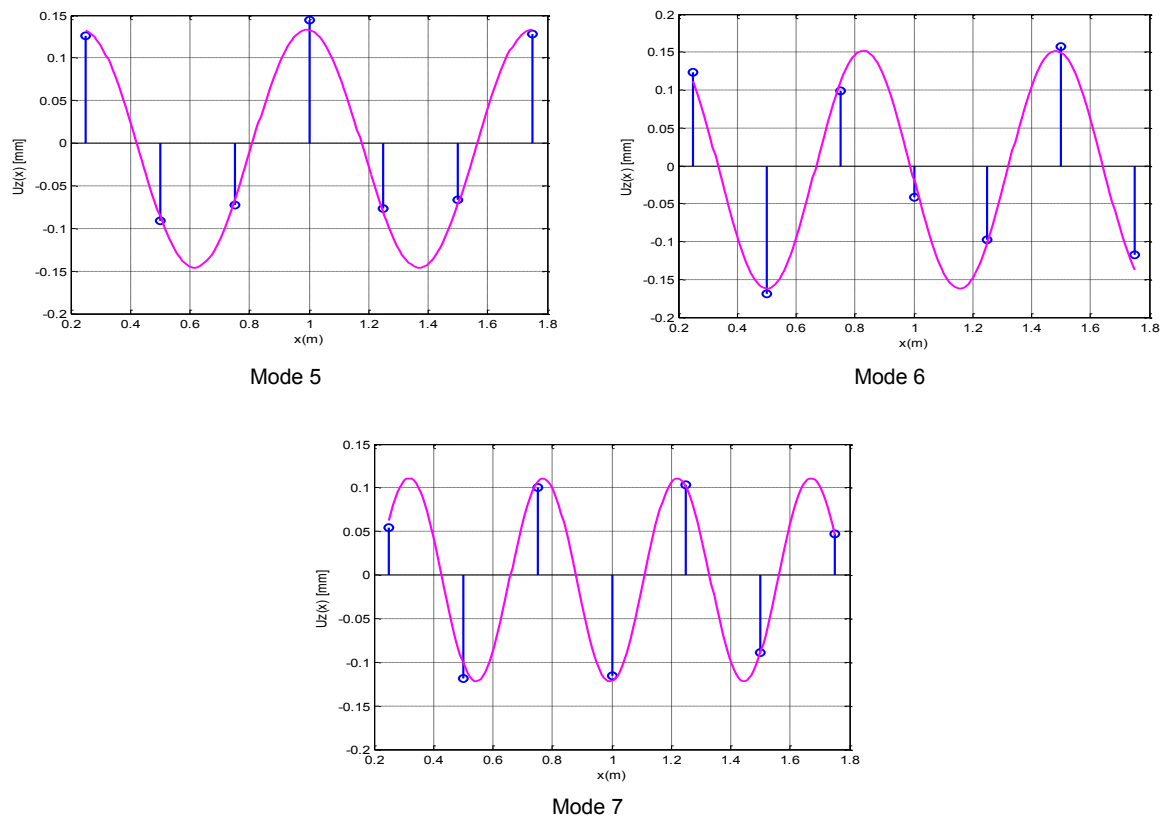


Figure 4-7 – Déplacements modaux de poutre #1 (point d'impact #3)

Aussi, l'amplitude du déplacement varie d'un mode à l'autre. Elle résulte de l'intensité de force d'impact et du taux de participation de chaque mode. Dans ce cas, on est tenu à normaliser les résultats par rapport au premier mode pour pouvoir comparer la flèche maximale relative de chaque mode (figure 4.8). En effet, quand l'excitation est appliquée à la section #2 (test 1), l'amplitude du déplacement des modes 1 (91 Hz), 2 (511 Hz) et 3 (887 Hz) est relativement plus importante. Les trois premiers modes contribuent d'une façon significative à la réponse dynamique, dans ce cas. En revanche, quand l'impact est mené à la section #3 (test 2), le 4^e mode contribue d'une façon majoritaire à la réponse de la poutre, conjuguée à degré moindre avec le 2^e mode. Lorsque l'impact est appliqué au milieu de la poutre (test 3), la participation du 3^e mode domine le mouvement. La contribution des autres modes étant cependant plus faible. On verra à la section 3.4 comment déterminer l'évolution du taux de participation modale d'une façon plus détaillée. Ce qu'il faut retenir dans cette partie, c'est que la réponse dynamique de poutre est principalement formée des quatre premiers modes de flexion ; la contribution des modes supérieurs (5^e mode et plus) est relativement négligeable (en raison d'une faible amplitude).

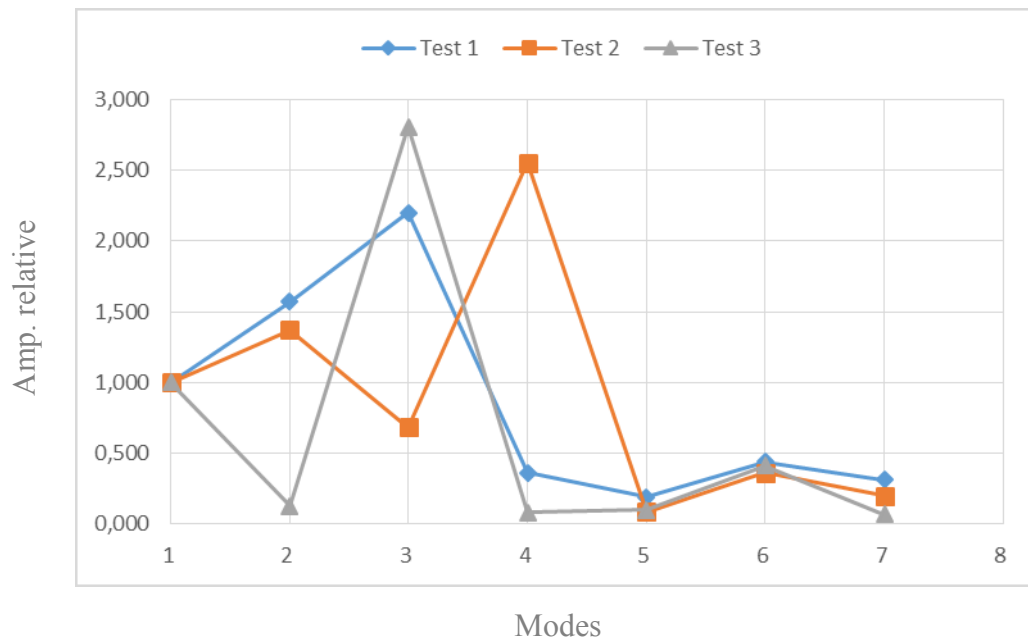


Figure 4-8 – Amplitude maximale de déplacement vertical de poutre 1 (mm)

Le tableau 4.6 montre l'évolution des paramètres de l'équation (Éq. 4.6) selon la fréquence. On constate que le déplacement résiduel est relativement important dans le 1^{er} mode. On peut l'expliquer par les vibrations au niveau des appuis. D'une façon globale, l'amplitude du mouvement de la poutre est relativement petite, c'est pourquoi, il y a des petits déplacements au niveau des appuis qui nuisent ces résultats. On peut l'aisément constater sur l'allure de déformée propre du mode 1 (figure 4.7) où l'amplitude de déplacement au niveau de sections #1 et #7 ne tend pas à zéro (sections à proximité des appuis). Ensuite, ce résidu est presque nul dans le reste des modes, étant donné que le ratio entre le déplacement résiduel et l'amplitude du mouvement est très faible. Cela reflète l'efficacité de l'approximation proposée. Du côté de l'erreur, on constate qu'il y a une bonne approximation pour les trois premiers modes, alors que pour les modes suivants, l'erreur relative dépasse les 10%. Cela n'affectera pas significativement les calculs qui suivent car l'amplitude de ces modes est négligeable.

Tableau 4-6 – Évolution des constantes de déplacement modal en fréquence

Mode	f_m [Hz]	ω_m [rad/s]	A	B	\bar{U}_{0m} [mm]	u_r [mm]	$\frac{u_r}{\bar{U}_m}$	ϵ [10^{-10}]	$\frac{\sqrt{\epsilon}}{\bar{U}_{0m}}$
1	91,6	572	0,98	-2,55	0,68	0,43	63%	0,32	1%
2	511	3 212	4,27	-4,27	0,53	0,00	0%	24,42	9%
3	885	5 576	5,52	-7,11	0,78	-0,03	-4%	19,43	6%
4	1358	8 530	6,77	-6,77	0,13	0,00	1%	3,11	13%
5	1934	12 176	8,33	-6,70	0,14	-0,01	-5%	3,08	13%
6	2487	15 651	9,60	-6,38	0,16	-0,01	-3%	13,20	23%
7	3059	19 220	13,94	-9,15	0,12	-0,01	-5%	4,48	18%

Il y a lieu de vérifier si une partie d'énergie du mouvement était dissipée sous forme de vibration transversale parasite. Un accéléromètre a été placé sur l'une des faces latérales de 2^e poutre pour enregistrer ce type de vibration. Les résultats d'analyse de Fourier nous ont donné les spectres de Fourier présentés dans la figure 4.10. Les spectres de Fourier montrent qu'il y a de nouveaux pics par rapport aux spectres précédents du mouvement vertical. Les plus prononcés se sont manifestés au niveau des fréquences 101, 750, 1192 et 1631 Hz. Les amplitudes de déplacement correspondant sont données dans le tableau 4.7. On constate que les maxima varient selon le point d'impact ; quand l'excitation est générée au milieu de la poutre, ce type de vibration est relativement amplifié. Toutefois, les valeurs sont très faibles par rapport à celles du mouvement vertical ($\bar{U}_{trans} \leq 5 \times 10^{-6} mm$) ; le ratio par rapport à l'amplitude de mouvement vertical étant très petit ($\bar{U}_z/\bar{U}_y \approx 7 \times 10^{-6}$). Cela indique que la quantité de mouvement transversal dissipée pendant les essais est négligeable. Enfin, il y a toujours des vibrations parasites (dans la direction transversale), mais sa grandeur est beaucoup plus faible par rapport à celle du mouvement vertical.

Tableau 4-7 – Déplacement transversal de poutre 2 ($\times 10^{-6} mm$)

Fréquence (Hz)	Test 1	Test 2	Test 3
101	1,20	1,98	5,02
511	0,01	0,01	0,01
750	0,03	0,02	0,10
1192	0,00	0,00	0,01
1631	0,01	0,00	0,01

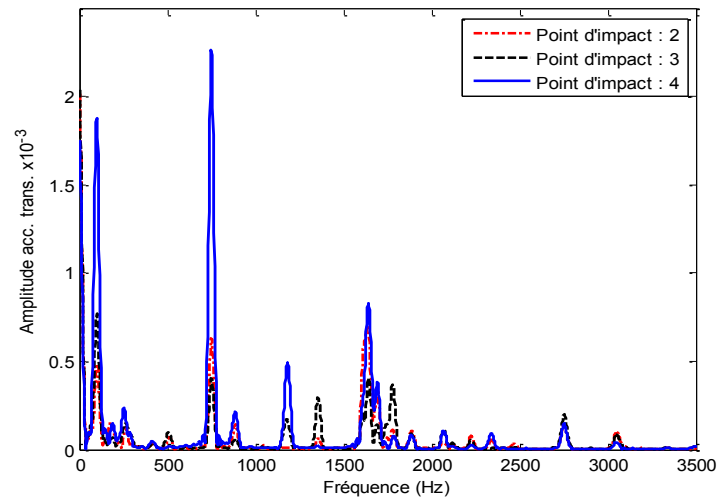


Figure 4-9 – Spectre de Fourier de l'accélération transversale à mi-travée de poutre 2

4.3.4 Détermination des vecteurs propres

Après avoir déterminé le champ de déplacements modaux, on peut déduire la base des vecteurs modaux correspondants. L'expression analytique du déplacement précédente permet de déduire les vecteurs propres. En effet, le déplacement résiduel étant négligeable, les vecteurs propres sont obtenus par la normalisation du vecteur déplacement par rapport à son amplitude crête, soit,

$$\{\phi\}_m = \sin(Ax + B) \quad (4.8)$$

Pour rappel, cette fonction satisfait l'équation d'équilibre dynamique de poutre d'Euler-Bernoulli ainsi que les conditions aux limites, discutées au chapitre précédent (§ 3.3.1). La figure 4.10 présente l'allure de base modale obtenue. D'une façon générale, il y a une bonne correspondance entre les modes obtenus et les modes calculés par la solution analytique.

Il y a aussi un autre moyen pour vérifier les résultats obtenus. Il s'agit en effet d'une méthode basée sur la décomposition de la matrice de densité spectrale de puissance, dénommée, la méthode de décomposition dans le domaine des fréquences (*FDD*, *Frequency Domain Decomposition*). C'est une méthode généralement utilisée dans les cas des vibrations ambiantes.

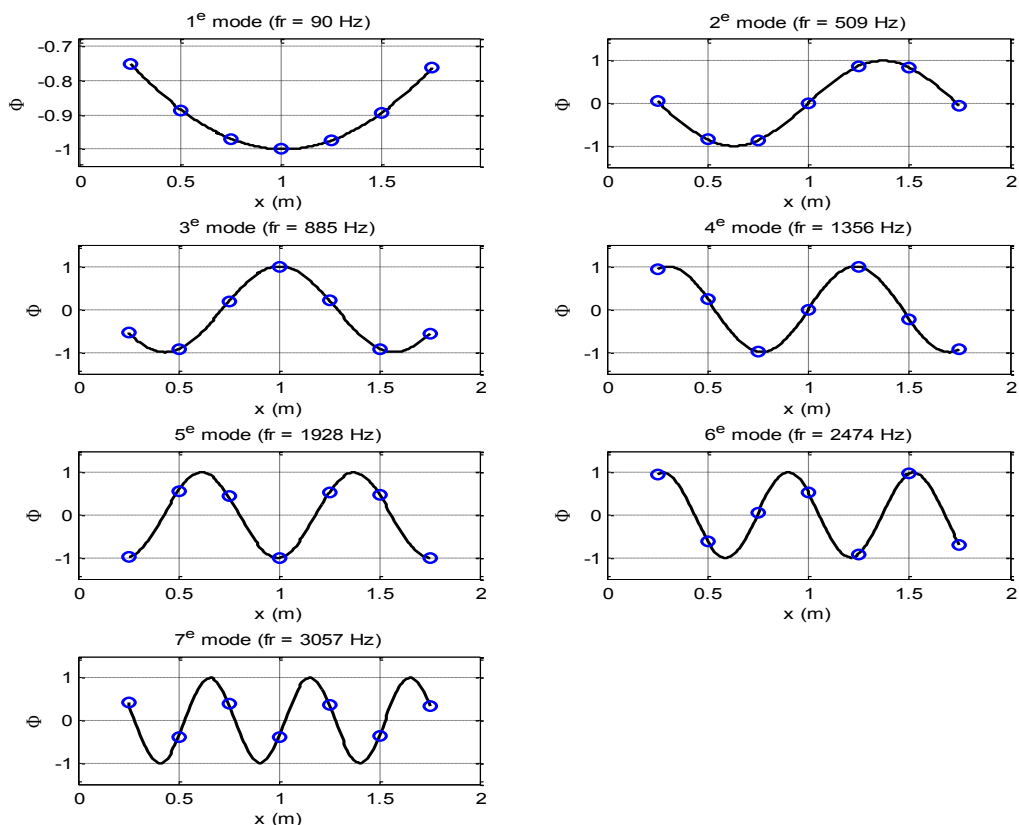


Figure 4-10 – Modes propres de la poutre #1

4.3.5 Méthode de décomposition *FDD*

La méthode FDD consiste à extraire les propriétés modales d’une structure à partir de la décomposition de la matrice de densité spectrale de puissance (*PSD, Power Spectral Density*) en valeurs singulières. En effet, la décomposition en valeurs singulières (*SVD, Singular Value Decomposition*) du PSD permet de déduire les fréquences naturelles et les vecteurs propres du système. La première étape consiste, bien évidemment, à déterminer la matrice de PSD des réponses (accélérations), notée G_{yy} . Cette dernière peut être exprimée en rapport avec les accélérations par l’équation suivante [32], [149]:

$$G_{yy} = \frac{2}{T} \left(\begin{pmatrix} Y_1^* \\ Y_2^* \\ \vdots \\ Y_N^* \end{pmatrix} [Y_1 \ Y_2 \ \dots \ Y_N] \right) = \begin{pmatrix} G_{y_1 y_1} & G_{y_1 y_2} & \dots & G_{y_1 y_N} \\ G_{y_2 y_1} & G_{y_2 y_2} & \dots & G_{y_2 y_N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ G_{y_N y_1} & G_{y_N y_2} & \dots & G_{y_N y_N} \end{pmatrix} \quad (4.9)$$

Y_n Étant le vecteur complexe issue de la transformé de Fourier du vecteur d’accélération. Y_n^* désigne le conjugué complexe de Y_n . La décomposition SVD s’écrit comme suit [32], [149]

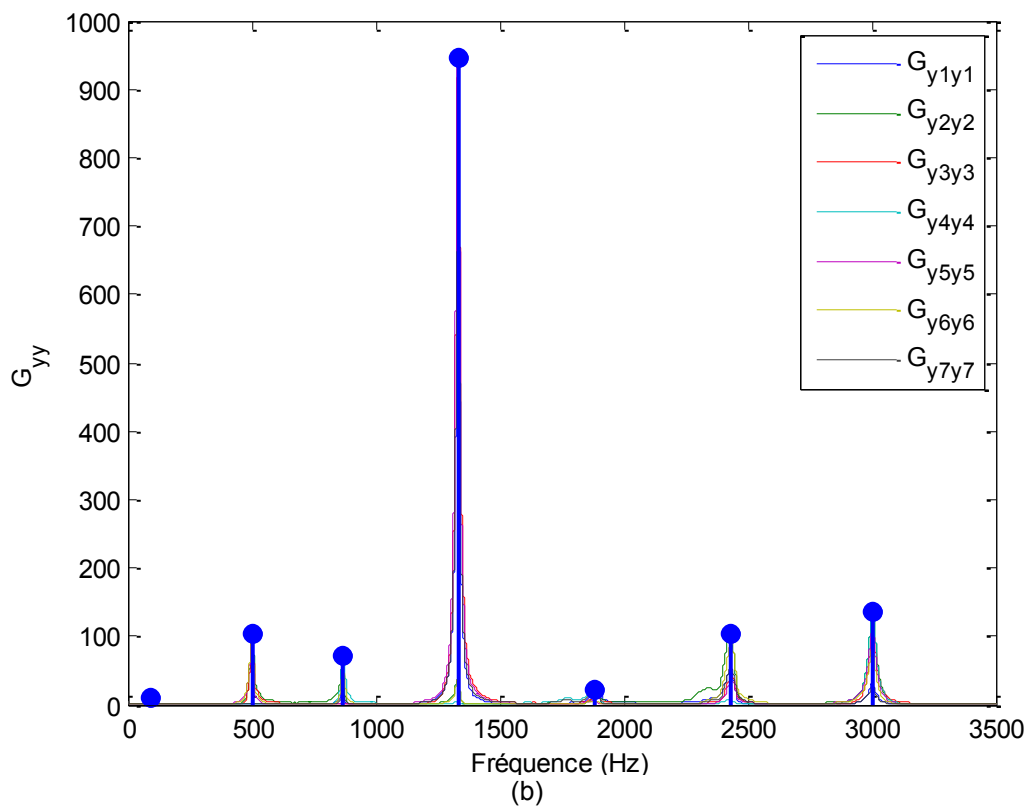
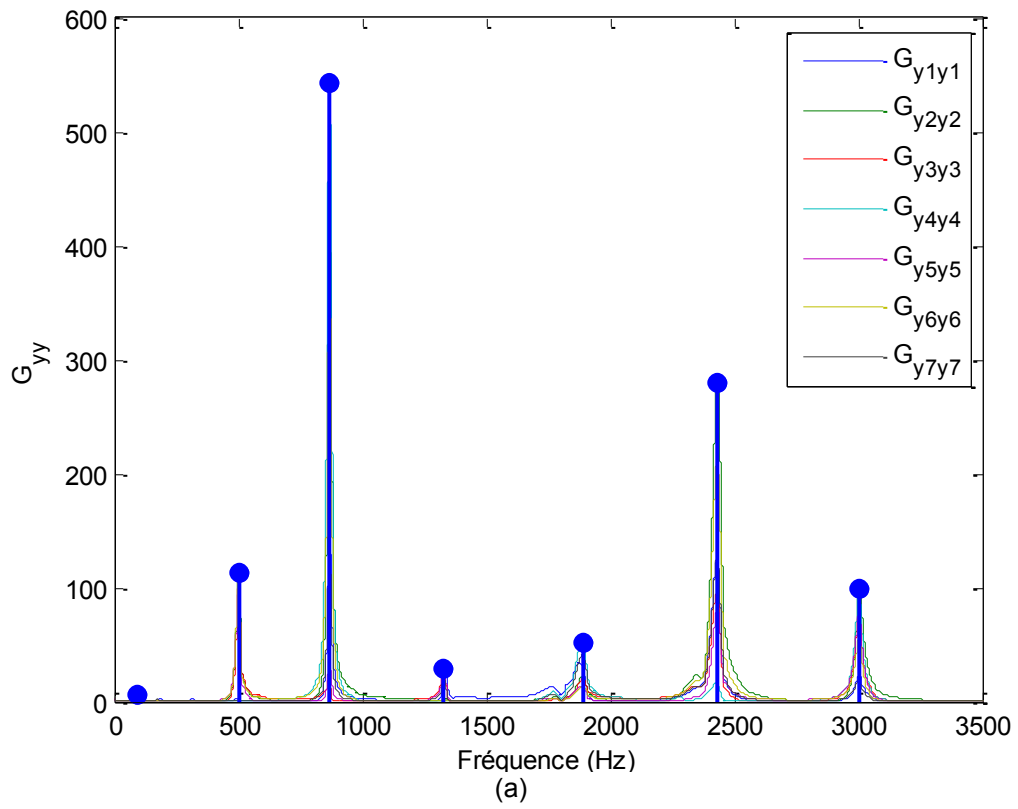
$$G_{yy} = U \Lambda U^H \quad (4.10)$$

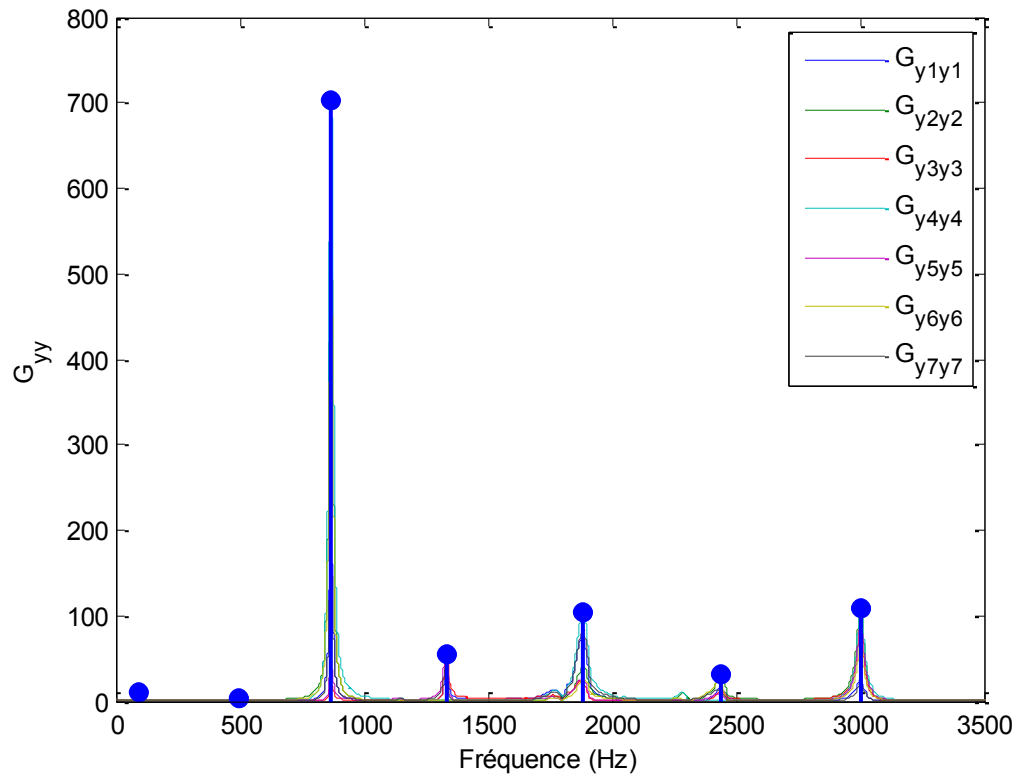
La lettre H indique la transposée et conjuguée complexe. Λ est une matrice diagonale contenant les N valeurs singulières $\lambda_i(f)$ $i = 1, 2, \dots, N$; classées en ordre décroissant. Elles ont les mêmes unités que la densité spectrale. N est le nombre des valeurs singulières correspond au nombre de points de mesure, dans notre cas ($N = 7$). La matrice U se compose de N vecteurs colonnes orthogonales, les uns par rapport aux autres. La première colonne représente le vecteur propre du mode m au niveau de fréquence naturelle f_m (cas de modes éloignés). Les fréquences naturelles sont à déterminer par inspection du maxima de PSD. Puis, les vecteurs propres seront évalués à l'aide de la SVD du PSD au niveau de ces fréquences.

En termes de résultats, la figure 4.12 présente la variation de $G_{yy}(f)$ en fonction de la fréquence. Les graphes (a, b et c) montrent six maximas (pics) au niveau des fréquences propres déterminées précédemment. Concernant la première fréquence, elle est présentée séparément dans le graphe (d), puisque son amplitude est relativement petite. Les courbes sont relativement lisses. On a obtenu les mêmes fréquences naturelles que trouvées précédemment (tableau 4.8).

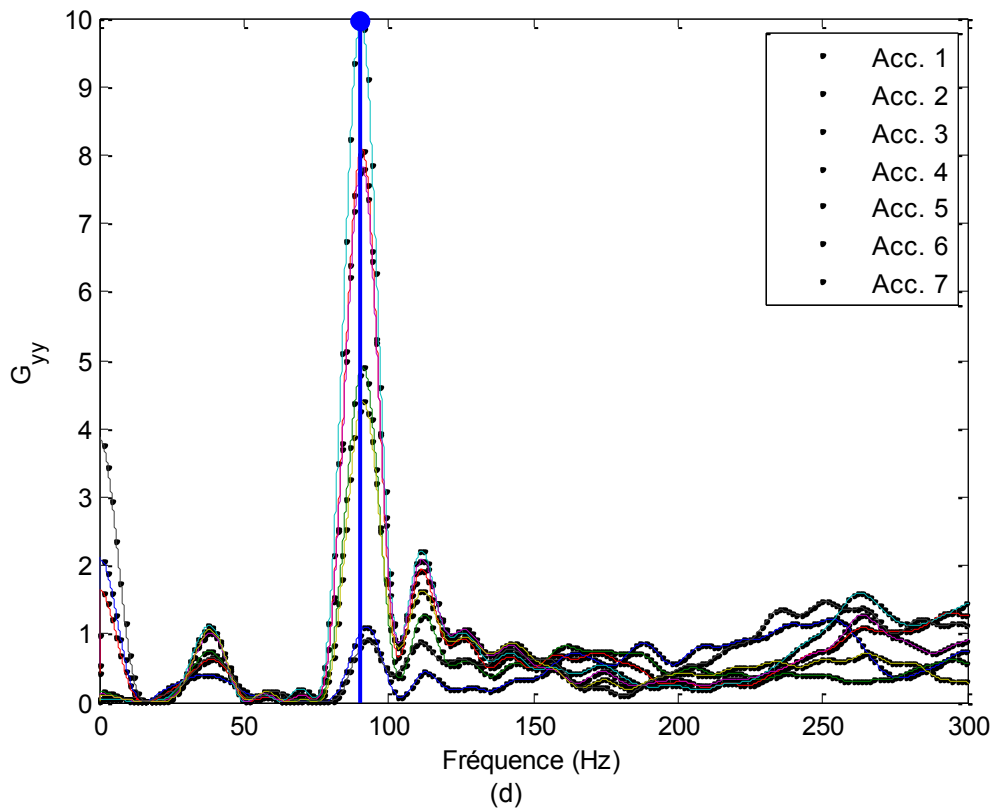
Tableau 4-8 – Comparaison de fréquences naturelles déterminées à partir de spectres de Fourier d'accélération (Y_n) et de FDD (unités : Hz)

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6	Mode 7
Y_n	91,6	511	885	1358,0	1934	2483	3059
FDD	87,7	511	885	1358,0	1934	2483	3059
Diff.	3,81	0	0	0	0	0	0





(c)



(d)

Figure 4-11 –Périodogramme modifié dû aux impacts appliqués au : (a) section 2, (b) section 3 et (c) section 4. (d) zoom de (c) entre 0 et 500 Hz

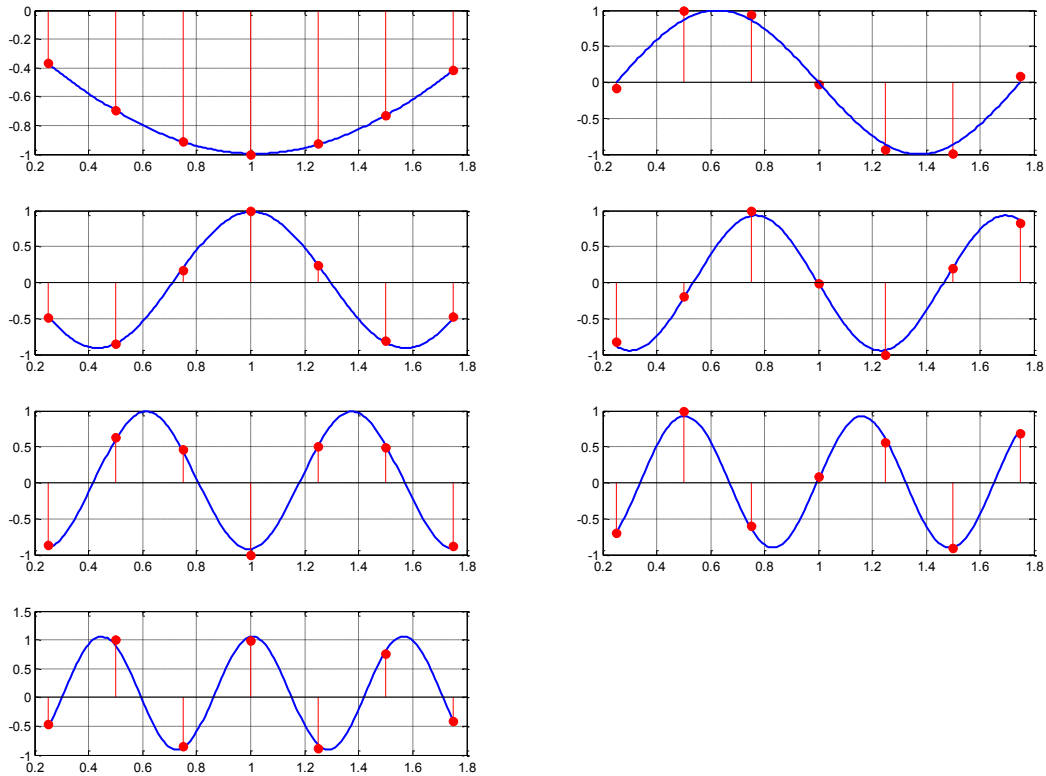


Figure 4-12 – Vecteurs propres obtenus par la méthode de FDD

La décomposition de la matrice spectrale (PSD) en valeurs singulières permet également de déterminer les vecteurs propres correspondants. Ces résultats sont absolument conformes à ce que nous avons obtenu précédemment (figure 4.13). En outre, les vecteurs propres devraient d’abord être linéairement indépendants et vérifier les critères d’orthogonalité (pour constituer une base modale). L’une des techniques d’évaluation du degré d’indépendance des modes est le critère d’assurance modale (*Modal Assurance Criterion, MAC*). Elle s’écrit, pour deux vecteurs modaux ϕ_i et ϕ_j comme suit [32], [149] :

$$MAC_{ij} = \frac{|\phi_i^H \phi_j|^2}{(\phi_i^H \phi_i)(\phi_j^H \phi_j)} \quad (4.11)$$

La valeur de *MAC* varie entre zéro et l’unité. Une valeur nulle signifie que les deux vecteurs sont linéairement indépendants alors qu’une valeur unitaire signifie que les deux vecteurs sont parfaitement colinéaires [149], [150]. Une valeur intermédiaire entre zéro et l’unité signifie que les vecteurs comparés détiennent un certain degré de corrélation [149]. L’application de ce critère pour nos résultats nous a donné les valeurs présentées dans le

tableau 4.9. On constate que les valeurs de MAC sont presque négligeables devant l'unité sauf le MAC_{24} ($MAC_{24} = MAC_{42} = 0.21$). Par ailleurs, les vecteurs propres sont alors indépendants.

Tableau 4-9 – Valeurs de MAC

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6	Mode 7
Mode 1	1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Mode 2	0,00	1	0,00	0,21	0,00	0,07	0,00
Mode 3	0,00	0,00	1	0,00	0,07	0,00	0,01
Mode 4	0,00	0,21	0,00	1	0,00	0,01	0,00
Mode 5	0,00	0,00	0,07	0,00	1	0,00	0,00
Mode 6	0,00	0,07	0,00	0,01	0,00	1	0,01
Mode 7	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,01	1

Les vecteurs propres calculés par la FDD sont complexes (modes complexes). Une déformée complexe signifie qu'il y a un certain déphasage entre les vibrations des différents degrés de liberté [32]. Par contre, dans les structures civiles, les méthodes d'analyses modales par FDD devraient toujours fournir des déformées réelles [32]. La complexité rencontrée dans les solutions de FDD est cependant attribuée à la proximité de certains modes et aux erreurs expérimentales liées aux faibles niveaux d'énergie, ou encore le non-respect des hypothèses de la théorie engendrant certains niveaux de complexité dans les déformées modales [32]. Ce niveau de complexité peut être évaluée par la méthode de diagramme d'Argand [151]. La procédure consiste à déterminer l'aire de polygone formé par les points ayant pour coordonnées les parties réelle et imaginaire normalisées de vecteur propre (déformée modale) (figure 4.14).

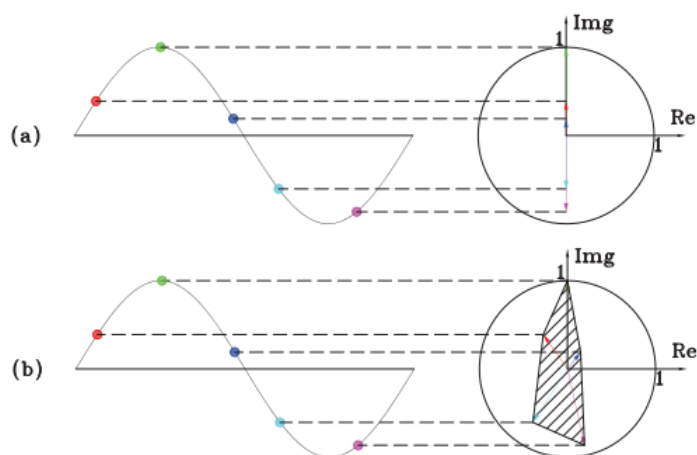


Figure 4-13 – Évaluation de niveau de complexité d'une déformée modale d'une poutre simplement appuyée : (a) déformée réelle (b) déformée complexe [32]

L'expérience montre qu'un mode est bien défini si son niveau de complexité est inférieur à 10%, correct s'il est situé entre 10% et 20%, et potentiellement très erroné s'il est supérieur à 20% [32]. Le niveau de complexité de la déformée d'un mode expérimental peut être utilisé comme indicateur de la précision du mode mesuré expérimentalement [32]. Dans notre cas, les modes calculés sont bien définis puisque leurs niveaux de complexité sont très faibles (Tableau 4.10).

Tableau 4-10 – Niveau de complexité des modes obtenus par la méthode de FDD

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6	Mode 7
Test 1	0,52%	0,03%	0,19%	0,24%	1,80%	1,07%	0,21%
Test 2	0,40%	0,11%	0,18%	0,31%	1,79%	1,12%	0,15%
Test 3	0,02%	0,06%	0,20%	0,26%	1,89%	1,14%	0,21%

Ensuite, nous pouvons également extraire les autres paramètres modaux tels que le taux d'amortissement modal. Comme mentionnée plus haut, la première colonne de la matrice U représente la déformée propre à la fréquence f . C'est à la base de ce vecteur que la fréquence naturelle estimée au début de l'analyse est recorrectée et que les taux d'amortissement modal seront déterminés, par la suite [149]. En fait, la procédure d'extraction est la suivante [32], [149].

- Pour une fréquence naturelle, f_m , la première valeur singulière associée à ce mode est $\lambda_1(f_m) = S(1,1)$ et sa déformée modale est estimée par le vecteur de première colonne de U , noté $\{u_1(f_m)\}$. Le spectre de Fourier de $\lambda_1(f)$ est représenté dans le graphe (a) de figure 4.14.
- Ensuite, ce spectre est balayé de part et d'autre de la fréquence f_m en vue de chercher les autres valeurs singulières qui définissent le mode étudié. On atteint cet objectif en comparant le vecteur $\{u_1(f_m)\}$ aux vecteurs $\{u_1(f)\}$ par le biais du critère de MAC (figure 4.14.b).
- Les fréquences $f_{\tilde{m}}$, pour lesquelles la valeur du MAC excède une valeur minimum spécifiée par l'utilisateur (généralement, on utilise une valeur de 0.8), sont retenues (zone grise de graphe -b-)
- La cloche spectrale (figure 4.14.c) correspondant à l'ensemble de ces valeurs singulières ($\lambda_1(f_m)$ et $\lambda_1(f_{\tilde{m}})$) est ensuite ramenée dans le domaine temporel via la transformée inverse de Fourier. Elle a pour nom, la *pseudo-fonction de*

corrélation, notée $IFFT[sub(\lambda_1)]$ (figure 4.14.d). Cette dernière permet de réévaluer la fréquence naturelle identifiée au départ ainsi que d'estimer les taux d'amortissement modaux correspondants. Ce dernier est comparé avec ceux obtenus par la méthode de l'acuité de résonance (à l'usage de spectre de Fourier en accélération). Cette comparaison est reprise au paragraphe 4.3.6.

N.B : L'exemple de 3^e mode est utilisé juste pour des fins d'illustration de démarches d'extraction. Toutefois, les résultats obtenus sont présentés dans l'annexe 8.5.

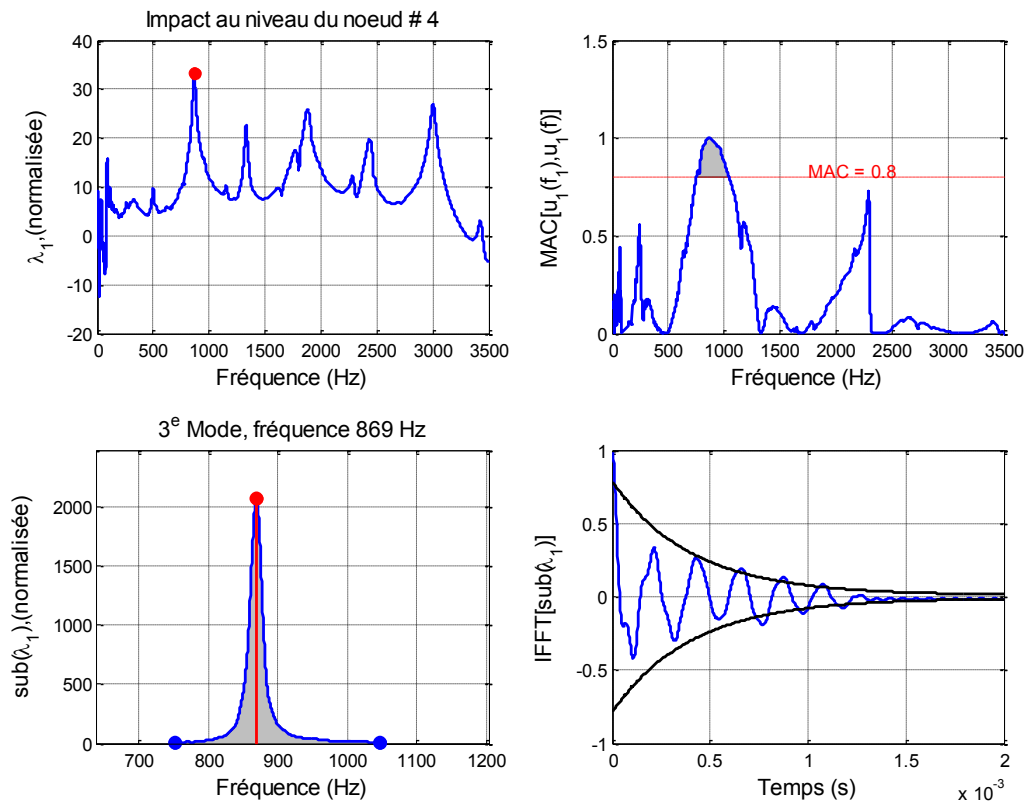


Figure 4-14 – Extraction des propriétés modales par la méthode de FDD

4.3.6 Évaluation des taux d'amortissement modaux

Les taux d'amortissement modaux peuvent être déterminés de trois façons :

- À partir de la méthode de FDD (par le décrément logarithmique) ;
- À partir des fonctions d'approximation de coordonnées généralisées, $z(t)$ (par lissage) ;
- Par la méthode de l'acuité de résonance à partir des spectres de Fourier des accélérations (Y_n) ;

Dans cette dernière, le taux d'amortissement modal peut être calculé à partir de deux valeurs des fréquences pour lesquelles l'amplitude de déplacement \bar{U}_m est réduite à $(\bar{U}_m)_{max}/\sqrt{2}$ [115],

$$\xi(\%) = \frac{f_2 - f_1}{2f_0} \quad (4.12)$$

Où f_0 est la fréquence propre du mode considéré, f_1 et f_2 , les fréquences associées à l'amplitude réduite $(\bar{U}_m)_{max}/\sqrt{2}$. Il est également rapporté que cette estimation est encore valable pour le cas d'une accélération (pour des systèmes à faible amortissement) [115].

La figure 4.15 présente les valeurs de $\xi(\%)$ déterminées par ces trois méthodes. En effet, l'estimation du taux d'amortissement à partir des spectres de Fourier d'accélération et de déplacement donne des résultats similaires. Les amortissements calculés par la FDD sont néanmoins un peu plus petits par rapport à ces derniers, l'écart est de 20%. D'une façon générale, les deux premières méthodes donnent une bonne évaluation du paramètre d'amortissement.

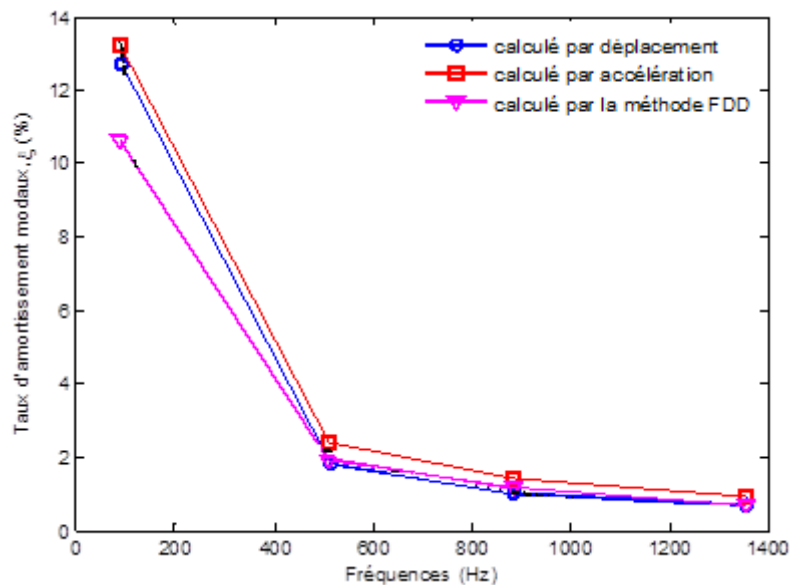


Figure 4-15 – Taux d'amortissement modaux de quatre premiers modes

4.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les premiers résultats expérimentaux de ce projet de recherche. En effet, nous avons déterminé les propriétés modales des poutres réalisés. Les fréquences naturelles sont, presque dans le même intervalle pour les 3 spécimens testés. Également, les modes propres identifiés sont semblables puisque les poutres sont constituées de mêmes mélanges. La méthode de décomposition FDD est ainsi employée pour vérifier ces propriétés. Elle est généralement appliquée aux problèmes de vibrations ambiantes.

Le mouvement étant constaté majoritairement dominé par les quatre premiers modes. Le reste des modes participent d'une faible amplitude. Ainsi, les amortissements visqueux modaux sont évalués par trois méthodes qui ont abouti au même résultat.

Les modes retenus sont de flexion simple. Cela correspond en analogie en quelque sort avec les modes propres d'un pont à poutres. Les cinq premiers modes sont étudiés au chapitre suivant pour voir leurs effets sur les ondes ultrasonores.

Chapitre 5 Effet des modes propres excités sur la propagation des ondes ultrasonores

5.1 Introduction

Dans ce chapitre, on étudie la relation des modes propres des poutres avec la propagation des ondes de surface dans le béton. La question traitée dans ce contexte est de savoir si les mesures de saut temporel (ST) ultrasonore dépendent de tels modes excités. Si oui, de quelle façon et à quel niveau d'impact ?

En effet, les modes propres des poutres déterminés au chapitre 4 sont étudiés ici. On travaille sur des bétons non endommagés afin de comprendre s'il y a un effet sur les mesures réalisées par la méthode de ST même si l'échantillon est intact.

Avant la mise en exergue des tests acoustiques, il y a lieu de vérifier ces modes et les fréquences naturelles associées, puisque l'attache du pot vibrant peut altérer la fréquence propre du spécimen étudié [147]. La vérification des modes propres peut être réalisée de deux manières : soit par la technique d'excitation par impact ou soit par un balayage des fréquences à l'aide du pot lui-même. Le montage expérimental et les paramètres de mesure appliqués dans cette étude sont expliqués dans la section suivante.

5.2 Montage et paramètres de réglage

Le dispositif de mesure adopté dans cette expérimentation est composé de deux parties :

- 1- Dispositif de mesure de réponses dynamiques : on a utilisé un pot vibrant, un marteau d'impact, un générateur, un amplificateur et sept accéléromètres. L'ensemble est relié à un ordinateur muni d'une carte d'acquisition. Le mode de fonctionnement de cet appareillage est expliqué au chapitre précédent (§ 4.3.1). Ce dispositif sert à (i) identifier les propriétés modales des spécimens, (ii) à fournir l'excitation requise et (iii) à mesurer la réponse dynamique résultante.
- 2- Dispositif de génération des ondes acoustiques : un générateur d'impulsion et de deux transducteurs piézoélectriques (émetteur /récepteur), de fréquence centrale de 250 kHz

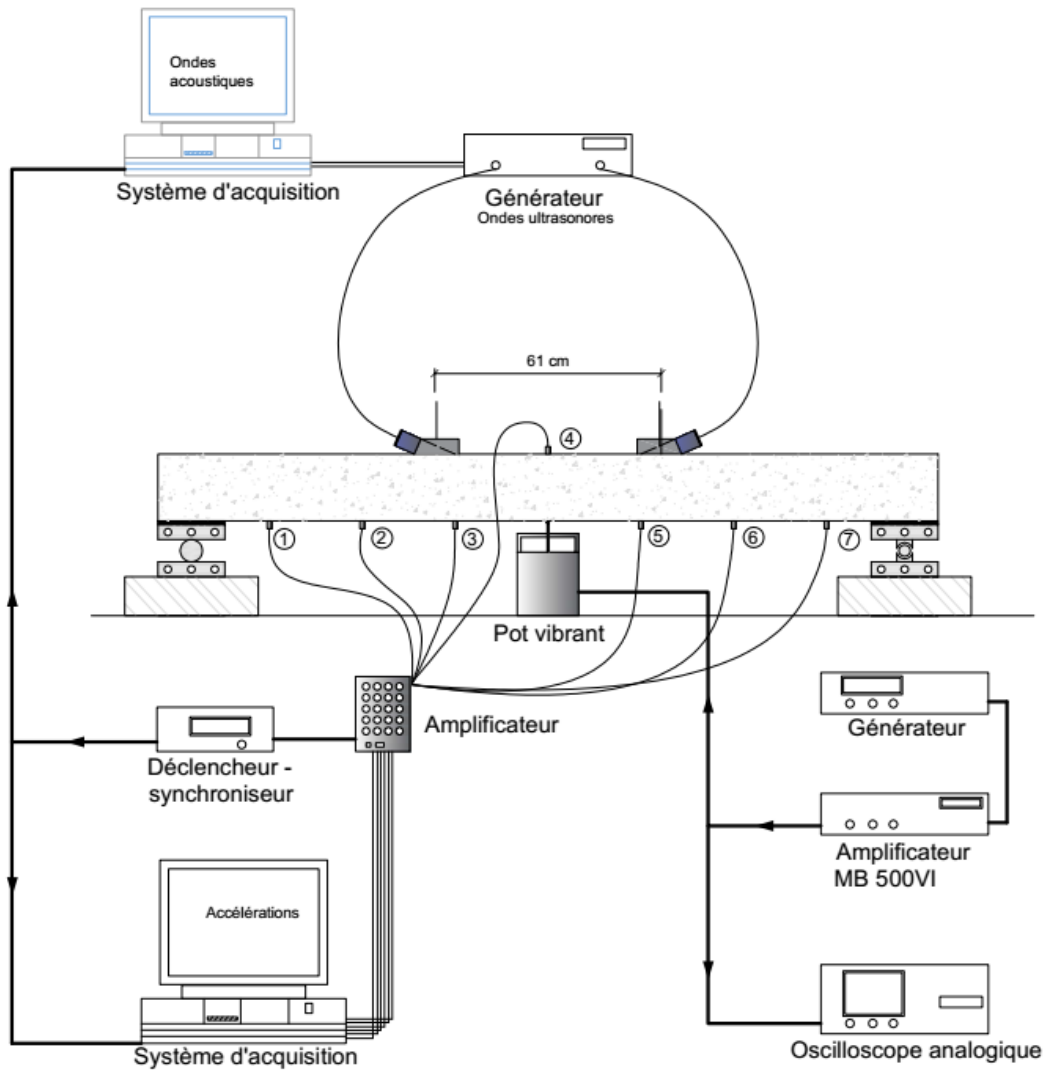
sont utilisés pour générer les ondes ultrasonores dans le béton. Le paragraphe 2.3.3 explique le principe de la technique de ST ainsi que la configuration requise.

La configuration de ce dispositif est présentée dans la figure 5.1-a. Les accéléromètres sont placés en dessous de la poutre, sauf celui du milieu (#4) qui est collé au-dessus, puisque le pot est attaché en dessous pour exciter les modes impaires (modes 1, 3 et 5) (figure 5.2-a). Toutefois, l'espacement des accéléromètres est identique, soit de 25 cm. La tête du pot est munie d'une barre horizontale permettant un bon contact avec la poutre et une répartition uniforme de la force vibratoire générée. On se veille à ce que la tête du pot ne soit pas trop comprimée ni tirée pour de ne pas créer une force supplémentaire (*offset*) dans le mouvement vibratoire de poutre, étant donné que cet *offset* peut créer un décalage temporel initial [33], [104]. Concernant les conditions d'appui, on garde les mêmes dispositions que celles prises au début de ce projet (§ 4.3.1) : les poutres sont maintenues sur des appuis simples et très rigides dans la direction verticale.

Il est intéressant de noter que l'acquisition des deux mesures (réponses dynamiques et ondes acoustiques) est synchronisée. On utilise souvent un appareil de déclenchement instantané qui sert à lancer l'enregistrement de deux paquets simultanément (photo 5.1-f). On gère ainsi cette acquisition par des interfaces de contrôle développées dans le langage LabVIEW par l'équipe du GRAI.

Pour la première partie de ce montage, le pot est utilisé pour produire les vibrations dynamiques dans la poutre et est placé selon le mode étudié (figure 5.2-a, b). Concernant la chaîne de génération des ondes dynamiques, elle est composée d'un générateur (photo 5.1-d), d'un amplificateur analogique et du pot vibrant. Les vibrations induites sont des ondes harmoniques monochromatiques de fréquence égale à plus ou moins la fréquence naturelle du mode propre investigué, si bien que la réponse est ramenée à un régime de résonance (§ 3.4.4). Son amplitude dépend de la capacité de composantes matérielles utilisées. En effet, le modèle du pot est de type *MB Dynamic, SS250 VCF* qui possède une capacité de 200 N (50 lb) et une cadence maximale de 25 mm et pouvant produire des excitations jusqu'à 5 kHz ⁽¹⁾. L'amplificateur est de type *MB500VI* avec une capacité maximale RMS (*Root Mean Square*) de +/- 10 V. Donc, l'amplitude *Peak-to-peak* de l'onde à la sortie du générateur ne devrait pas dépasser la limite matérielle de l'amplificateur ni celle du pot vibrant.

¹ Selon le manuel d'utilisation fourni.



(a)



(b) Générateur des pulses ultrasonores



(c) Oscilloscope analogique



(d) Générateur des ondes dynamiques



(e) Amplificateur



(f) Synchroniseur

Figure 5-1 – (a) Montage expérimental, (b-f) Appareillage utilisé

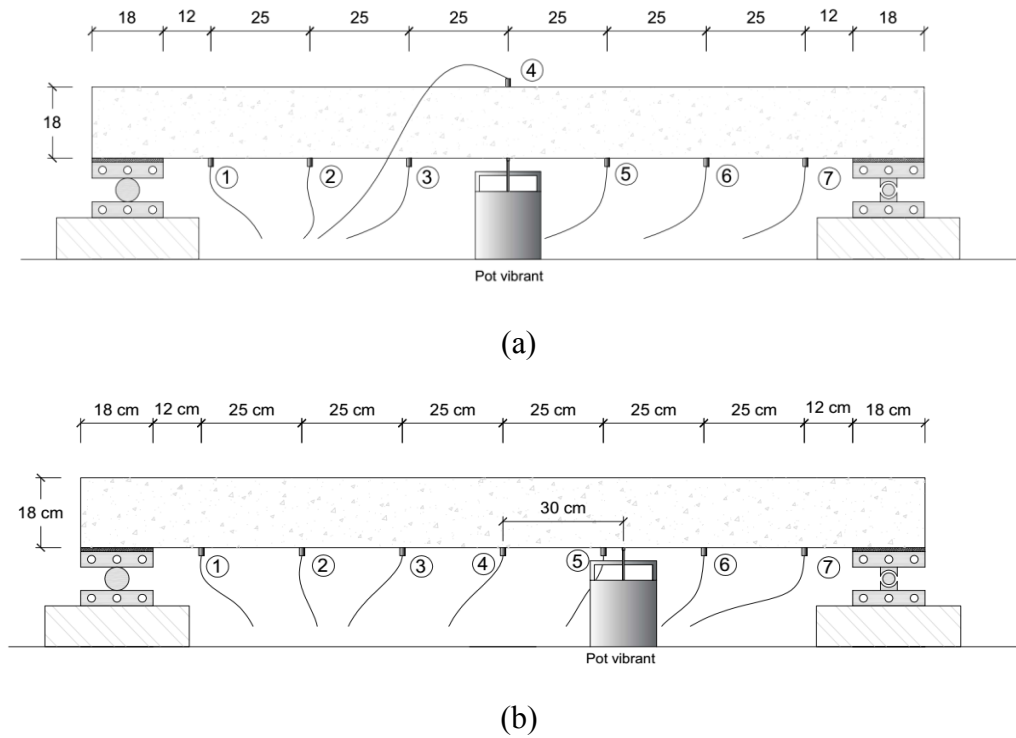


Figure 5-2 – Position du pot vibrant aux modes (a) 1, 3 et 5 et (b) aux modes 2 et 4

Pour cela, une amplitude de $A_{pk-pk} = 2V$ est le maximum à pouvoir générer, dans ce cas. Cette limite est jugée suffisante pour produire les perturbations nécessaires (préalablement vérifiée). Rappelons que la relation d'équivalence entre l'amplitude *Peak-to-peak* et celle du RMS s'écrit,

$$A_{pk-pk} = 2\sqrt{2} RMS \quad (5.1)$$

Cela permet de choisir aussi d'autres amplitudes d'excitation, soit $A_{pk-pk} = 1.10, 1.50$ et $2V$. Un oscilloscope (figure 5.1-c) est ainsi attaché au dispositif pour servir au contrôle de ces paramètres.

Pour des fins de présentation, on a défini un facteur d'amplification (FA) comme étant le ratio des amplitudes par rapport à l'amplitude maximale générée, soit,

$$FA (\%) = \frac{A_{pk-pk}}{(A_{pk-pk})_{max}} \times 100 \quad (5.2)$$

Ce ratio aide aussi à vérifier la proportionnalité entre les amplitudes spécifiées au générateur d'une part et celles mesurées par l'oscilloscope ou enregistrées par la carte d'acquisition, d'autre part. Cette proportionnalité est respectée dans les trois sources (tableau 5.1).

Tableau 5-1 – Facteurs d’amplification

Entrées au générateur		Mesurées par oscilloscope		Obtenues par acquisition	
1,100	55%	5,37	57%	0,0150	56%
1,500	75%	7,19	76%	0,0203	76%
2,000	100%	9,44	100%	0,0268	100%

Concernant la voie d’acquisition, les réponses dynamiques (accélérations) sont aussi amplifiées avant qu’elles soient acheminées à la carte d’acquisition (capacité +/- 5V). Un amplificateur à gains (X1, X10 et X100) est ainsi utilisé (photo 5.1-e). La fréquence d’échantillonnage pour ces signaux est de 500 kHz.

En ce qui concerne la seconde partie du montage (dispositif du test acoustique), les transducteurs sont placés au dos de la poutre, séparés d’une distance PCS¹ (*Probe Center Space*) de 61 cm et sont inclinés de 66° par rapport à la normale (figure 5.3). Le générateur d’impulsions (photo 5.1-b) génère une rafale d’ondes à haute fréquence dont chaque envoi comporte quatre pulses successifs (figure 5.4). La fréquence de récurrence des pulses est de 2 kHz, si bien qu’ils se répètent chaque 500 µs. On a aussi choisi une fréquence d’échantillonnage relativement élevée ($f_e = 60 \text{ MHz}$) afin de pouvoir détecter les ST (d’ordre de grandeur en microseconde) [11], [12], [28]. Il faut veiller à assurer un bon contact entre les capteurs et le béton, un bon couplant peut servir (vaseline ou miel par exemple).

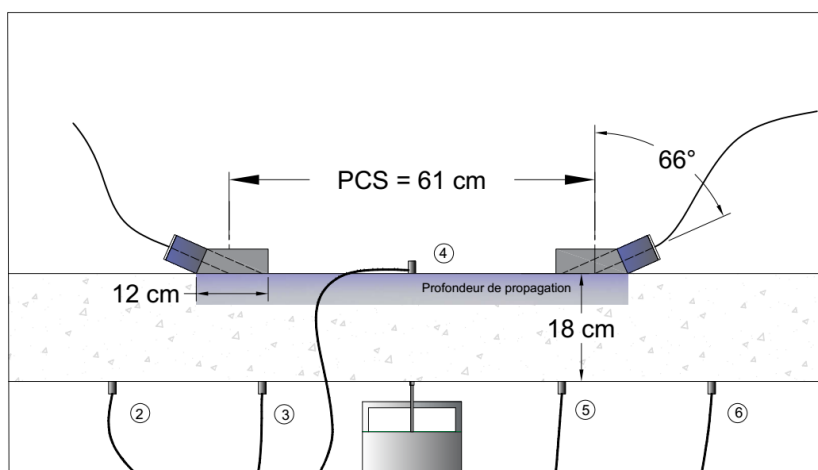


Figure 5-3 – Disposition des capteurs ultrasonores

¹ PCS est la distance entre chacun des points d’impact du faisceau sur la pièce (<http://www.extende.com/fr/ut-tofd-generalites>)

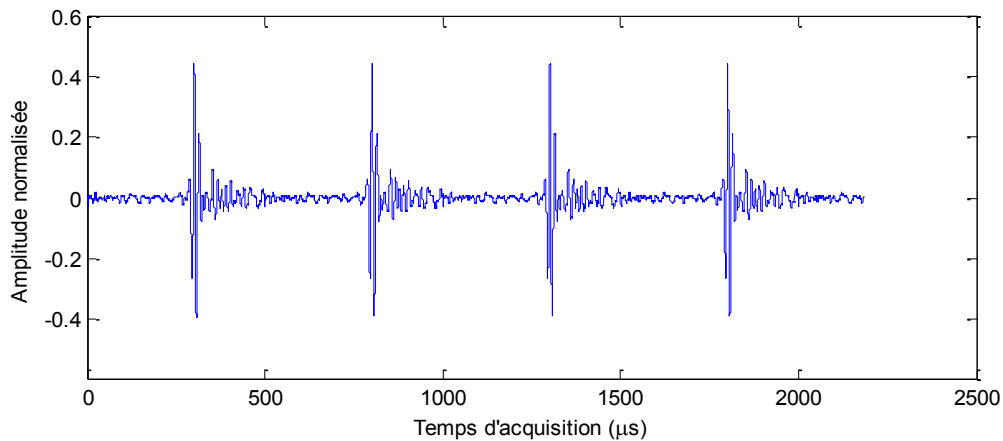


Figure 5-4 – Signal typique d'un paquet d'ondes émis à une fréquence centrale de 250 kHz et d'une fréquence de récurrence de 2 kHz

On enregistre les signaux reçus avant et après la mise en excitation, séparément. En effet, 16 signaux sont acquis avant l'excitation, alors que 512 le sont après. Les signaux reçus avant l'excitation permettent de représenter un signal moyen du passage des ondes (signal de référence) tandis que les signaux reçus après apportent les informations recherchées (ST). Puisque l'excitation est harmonique, on recevra donc ces informations dans différentes situations (dilatation/compression) de la zone sondée (figure 5.3, zone en couleur grise).

Par ailleurs, on a constaté durant les essais préliminaires que la réponse dynamique de poutres ne s'idéalise sous forme sinusoïdale (régime permanent) qu'après un certain nombre de cycles, allant jusqu'à 30 ms près (§ 3.4.4). À cet effet, on a choisi un délai de 35 ms entre le début du mouvement et l'acquisition, pour commencer l'enregistrement des 512 signaux (après excitation).

Le mode opératoire ci-dessous résume brièvement le protocole de cet essai.

- Premièrement, on monte le dispositif selon la description plus haut ;
- Ensuite, on vérifie les propriétés modales du spécimen par un test d'impact (avant sonder le milieu) ;
- On vérifie également la charge limite et la déformation admissible d'une façon expérimentale, puisqu'on va travailler proche de la résonance ;
- On traite ensuite ces données préliminaires pour vérifier le fonctionnement global du système ;

Après vérification, on lance les tests.

- On envoie les ondes ultrasonores depuis le générateur. Le système d'acquisition est maintenant à l'écoute des signaux transmis.
- On spécifie la valeur de l'amplitude d'excitation au générateur puis on lance le système de vibration. Le pot vibrant traduit ces signaux en mouvement oscillatoire. Aussitôt que ce mouvement est détecté par les accéléromètres, le déclencheur donnera le signal aux cartes d'acquisition. Les signaux acoustiques seront enregistrés dès que le mouvement dynamique s'idéalise sous forme d'onde harmonique¹ (un délai de 35 ms en est prévu).
- On répète l'essai au moins trois fois pour s'assurer de la qualité des données acquises.
- On applique la même procédure pour différents niveaux d'amplification et aux autres modes.

La procédure de traitement suivie dans cette étude est expliquée dans ce qui suit.

5.3 Procédure de traitement

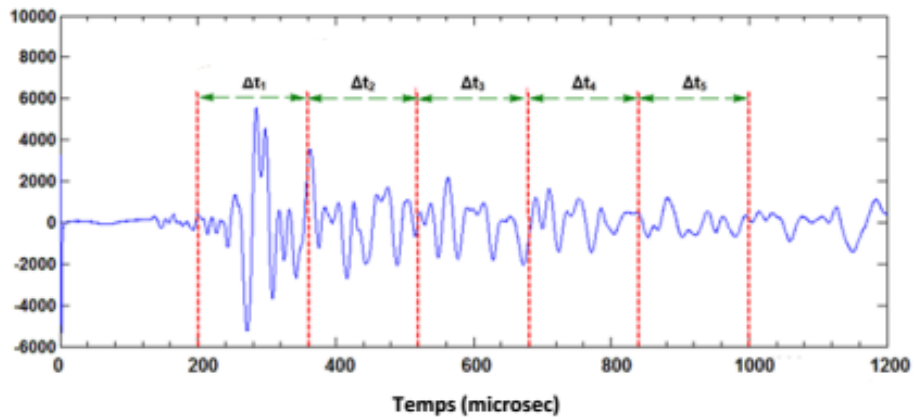
En premier lieu, on regarde les données des accéléromètres. Un signal parfaitement continu signifie que l'énergie d'excitation est bien transmise au spécimen étudié. En autres termes, il n'y a pas un détachement ou décollement entre la tête du pot et la poutre pendant l'essai. Ainsi, la vérification de la proportionnalité des amplitudes émises et reçues permet de conclure de l'état de contact (à l'aide du facteur FA). Pour vérifier également si bien que la fréquence spécifiée au vibreur est respectée, on peut avoir recours aux analyses de Fourier. Par ces deux aspects, l'état de contact poutre-pot est donc déduit.

En second lieu, on s'intéresse aux données acoustiques. Le ST est défini comme le décalage temporel dans le temps d'arrivée des ondes ultrasonores par rapport à un signal de référence. Contrairement aux ondes dynamiques, elle se propageant aux hautes fréquences et à faible amplitude.

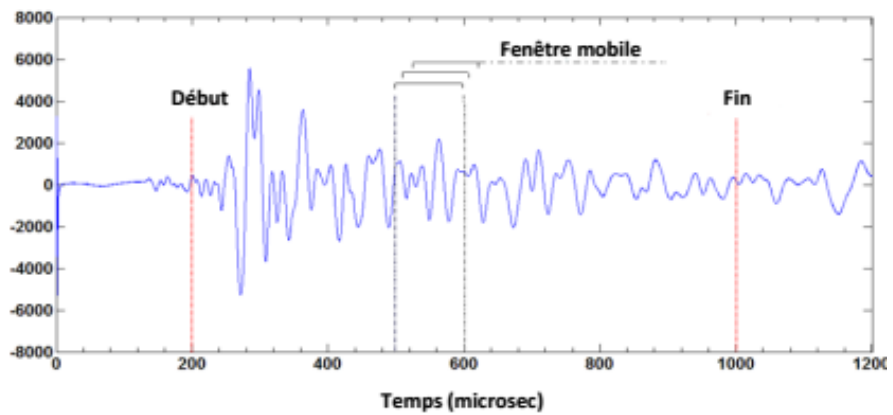
En faisant référence aux travaux de recherche du GRAI [10]–[12], [14], [28], l'analyse de ces données se fait selon deux approches. La première consiste à subdiviser le signal d'onde en plusieurs fenêtres de longueur temporelle égale (figure 5.5.a). La seconde consiste à évaluer le ST en faisant un balayage du signal par une fenêtre mobile (figure 5.5.b). Puis, on détermine le ST dans chaque fenêtre à l'aide de la fonction de corrélation

¹ Disparition du régime transitoire.

donnée par l'équation (2.8). Le nombre et la longueur de fenêtre dépendent de certains paramètres expliqués plus bas.



(a)



(b)

Figure 5-5 – Méthodes de calcul de saut temporel (a) Méthode de subdivision (b) Méthode de fenêtre mobile (tirées de [13])

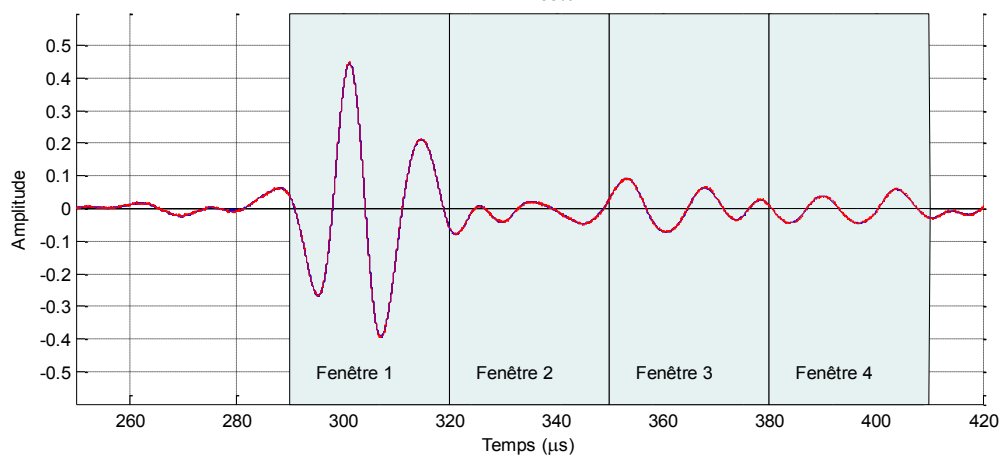


Figure 5-6 – Procédure de fenêtrage de signal d'intérêt

Puisqu'on étudie l'effet des modes propres sur les ondes de surface, on s'intéresse à la partie du signal qui contient de l'onde directe (pulse) et une partie des ondes de coda. Pour cela, on a considéré l'intervalle 290 à 410 μs pour calculer le saut (figure 5.6), le temps de vol mesuré est de $t_0 = 288 \mu\text{s}$. Cet intervalle est subdivisé en quatre fenêtres ayant une longueur identique. Ainsi, la longueur d'une fenêtre (T_w) est prise cinq fois plus grande que la fréquence de l'onde sondeuse ($f_s = 250 \text{ kHz}$) [33], soit $T_w = 30 \mu\text{s} \leq 5/f_s$. En fait, cette durée correspond exactement à la période du maxima du pulse dans laquelle on voulait examiner si les modes propres ont une influence (figure 5.5).

Vu et al. [34] et Renaud et al. [152] ont préconisé que le temps de propagation (t_0) soit moins d'un dixième de la période naturelle du mode étudié (T_m). Ces constantes sont prises en considération dans ce traitement (figures 5.7). Les figures 5.7 montrent également le nombre des pulses auquel est soumise une particule du béton pendant sa période de vibration. Le nombre des pulses diminue évidemment avec la réduction de la période modale. On distingue aussi les pulses qui se propagent dans la peau du béton pendant les phases de dilatation et de compression, dues aux ondes à basses fréquences (d'excitation). En général, une phase de dilatation est caractérisée par une ouverture de fissures alors que la phase de compression l'est par leur fermeture. Pour cela, on aura deux types de saut, positif et négatif. Un saut temporel positif signifie que l'onde ultrasonore perturbée arrive après l'onde de référence, étant donné que l'ouverture de fissures allonge la trajectoire des ondes ultrasonores [11]. Par contre, lorsque le béton est en phase de compression, les fissures ont tendance à se refermer, et l'onde ultrasonore est relativement *accélérée*, puisque son parcours est raccourci. Ce décalage temporel indique ainsi que le comportement du matériau est non-linéaire. Cette non-linéarité dans la réponse est étudiée au moyen des valeurs de décalage temporel (ST) selon le signe et la valeur maximale atteinte, mais on s'intéresse beaucoup plus à la grandeur des valeurs absolues mesurées. Les analyses suivantes illustrent ces résultats.

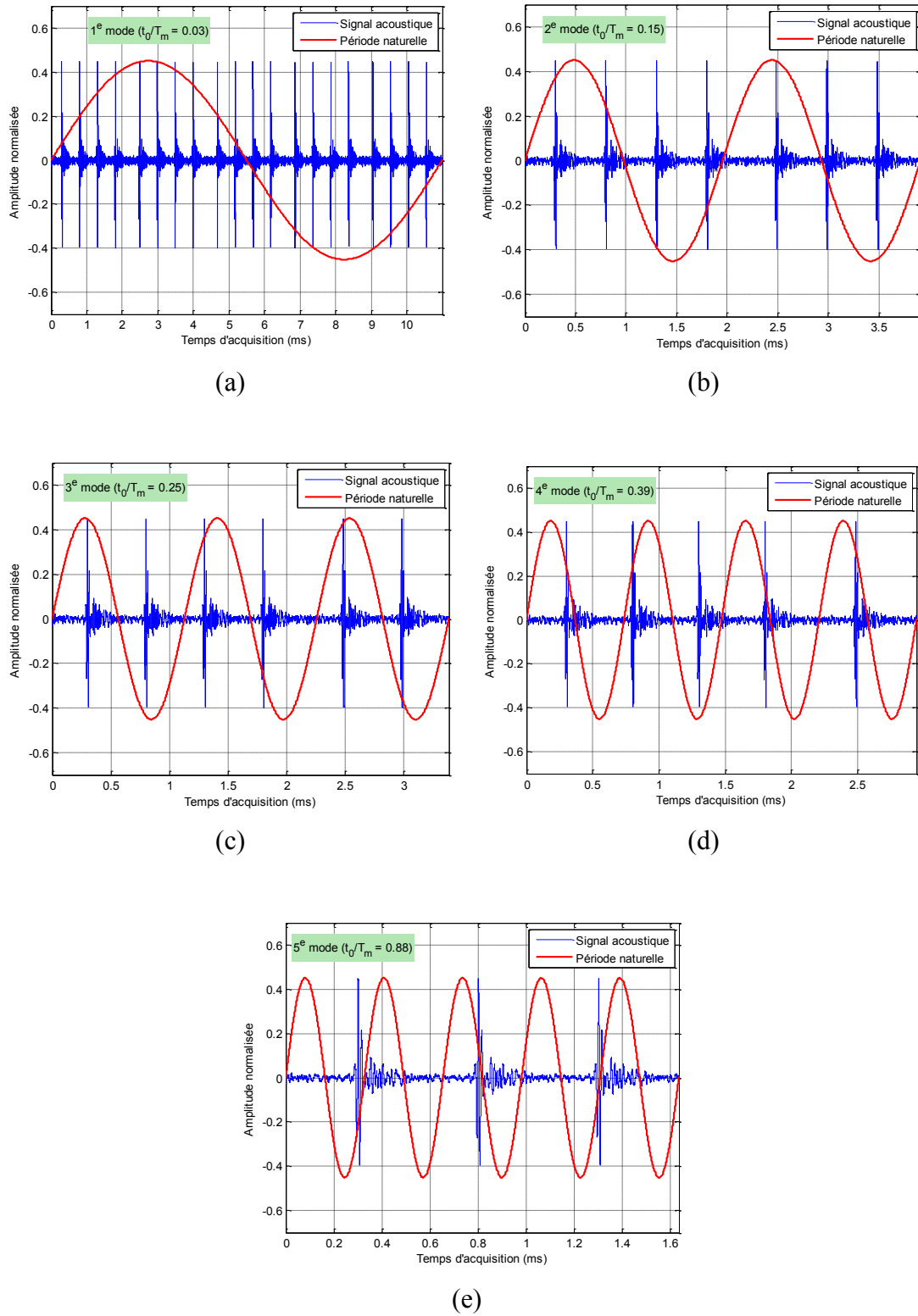


Figure 5-7 – Représentation graphique de propagation des ondes ultrasonores par rapport aux périodes naturelles des modes étudiés : (a) 1^{er} mode, (b) 2^e mode, (c) 3^e mode, (d) 4^e mode et (e) 5^e mode

5.4 Analyse des résultats

Nous avons abordé l'analyse des données selon les méthodes de traitement expliquées plus haut. La comparaison de deux résultats est présentée à la fin de ce paragraphe.

Le décalage temporel est souvent exprimé en rapport avec le temps de parcours ($\Delta t/t_0$). Dans chaque niveau d'excitation, on détermine les valeurs maximales et minimales de ce décalage pour chacune des fenêtres. Ainsi, on dessine aussi les limites de fluctuation¹, notées $\pm dt/t_0$, pour distinguer les valeurs de saut temporel.

5.4.1 Résultats obtenus par la 1^{re} méthode

La figure 5.8 montre les sauts détectés dans les signaux perturbés par les vibrations des différents modes. On remarque que le décalage obtenu n'est que la fluctuation ($dt/t_0 = \pm 0.06 \times 10^{-3}$) dans presque tous les signaux, même en augmentant l'amplitude de vibrations. Particulièrement, on a un saut lorsque le premier mode est suffisamment excité, soit par une amplitude maximale de $A_{pk-pk} = 2V$ (FA = 100%).

5.4.2 Résultats obtenus par la 2^e méthode

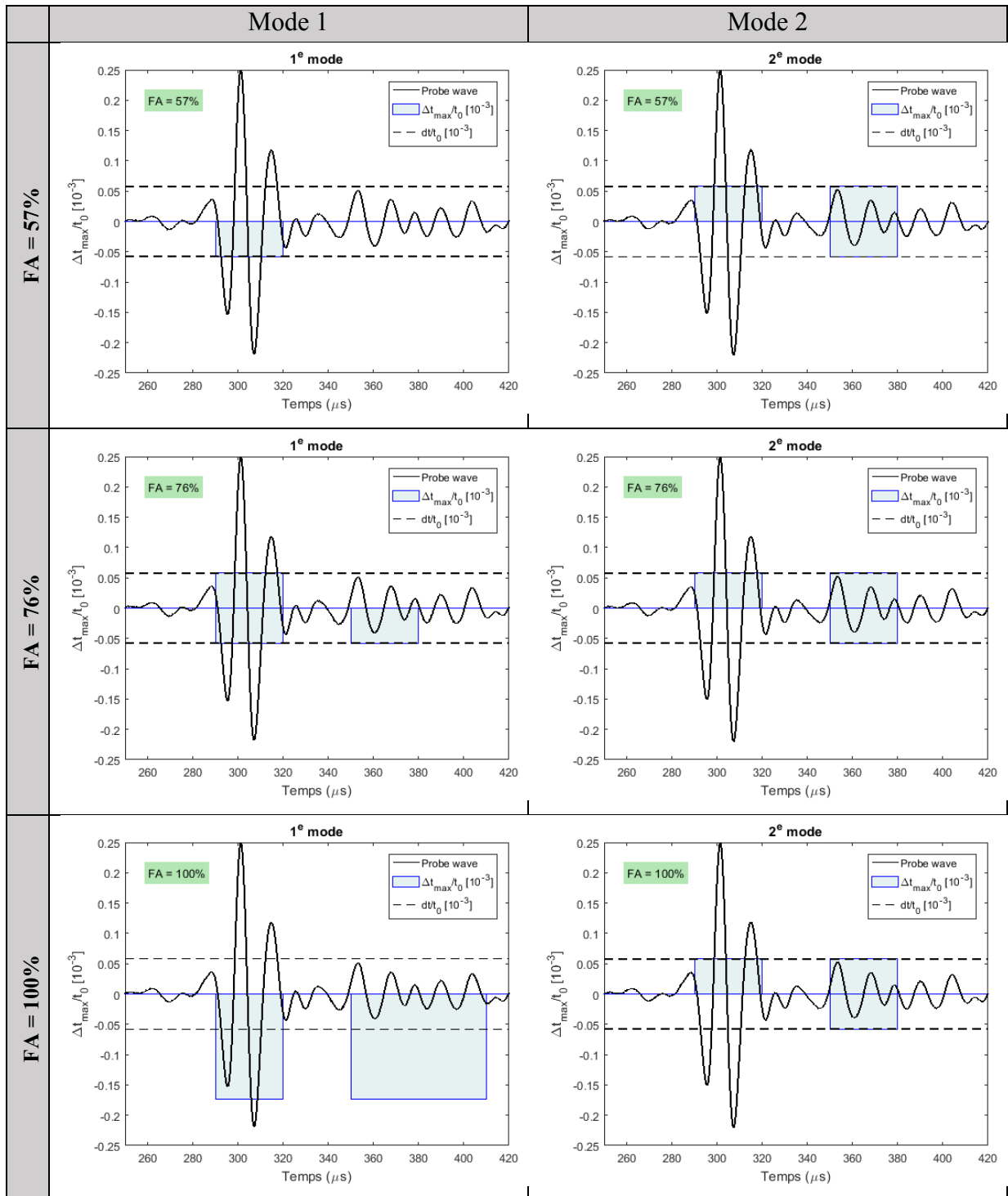
En faisant un balayage du signal par une fenêtre mobile, on arrive à détecter des ST dans les différentes parties de l'onde (figure 5.9). En effet, une fenêtre de 30 μs se glisse d'un pas de 1 μs pour balayer tout l'intervalle d'intérêt. On constate que :

- Le balayage permet de détecter des ST entre les signaux ;
- Le rapport ($\Delta t/t_0$) augmente avec le facteur d'amplification (FA) ;
- Les décalages au niveau des maxima sont négligeables (fluctuations), étant donné que le ST est plus remarquable dans les ondes de coda [12]. Cependant, l'excitation du premier mode par un maximum d'énergie (FA = 100%) engendre un petit décalage au niveau du pulse (fenêtre 2). Cela est également constaté dans les résultats de la méthode précédente ;
- Par ailleurs, les sauts ($\Delta t/t_0$) sont relativement importants dans les modes 1, 3 et 4.

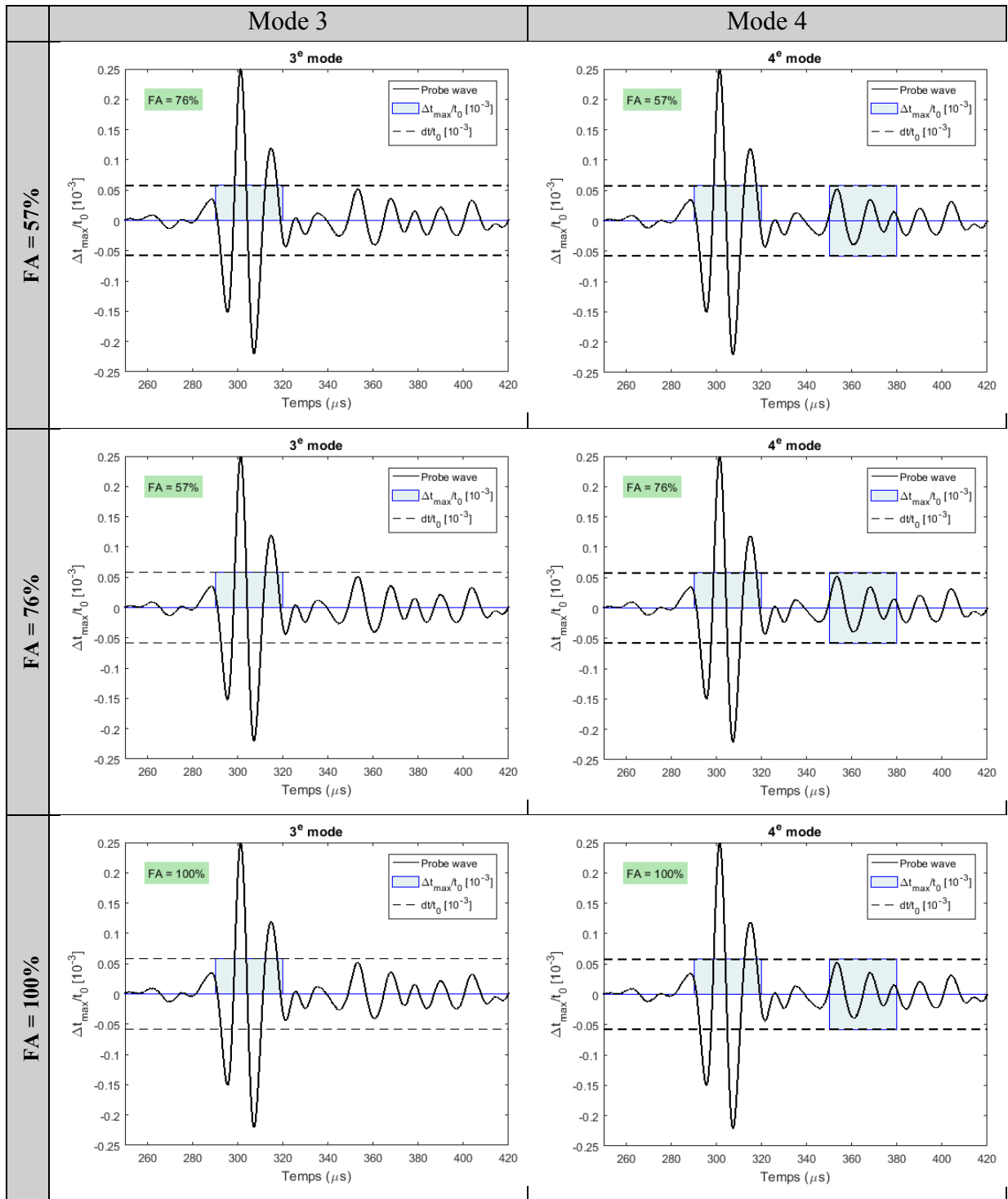
On conclut que les ST sont produits dans différentes parties de signal, notamment aux ondes de coda. Ces dernières sont le sujet des perturbations dynamiques. Les ondes de surface ne sont généralement pas affectées par ce mouvement, sauf si le mode fondamental (1^{re} fréquence) est suffisamment excité. Concernant la déformation, on n'a pas mis des

¹ Présentées par des lignes discontinues aux figure 5.8 et 5.9.

jauges électriques pour en mesurer, mais on peut estimer son amplitude grâce à l'approximation du champ de déplacement dans la poutre par une fonction sinusoïdale (§ 4.3.3). Cette approche est expliquée dans l'annexe § 8.3. Les résultats obtenus sont présentés dans le paragraphe suivant.



(a)



(b)

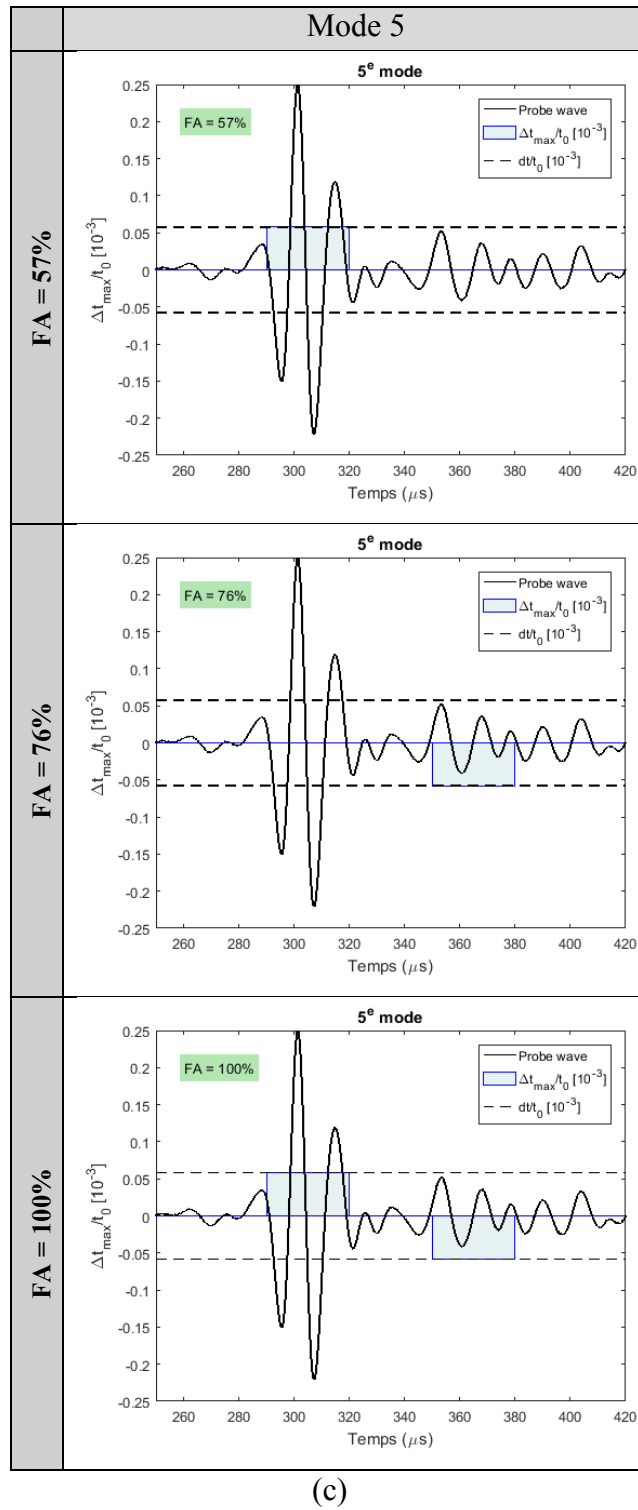
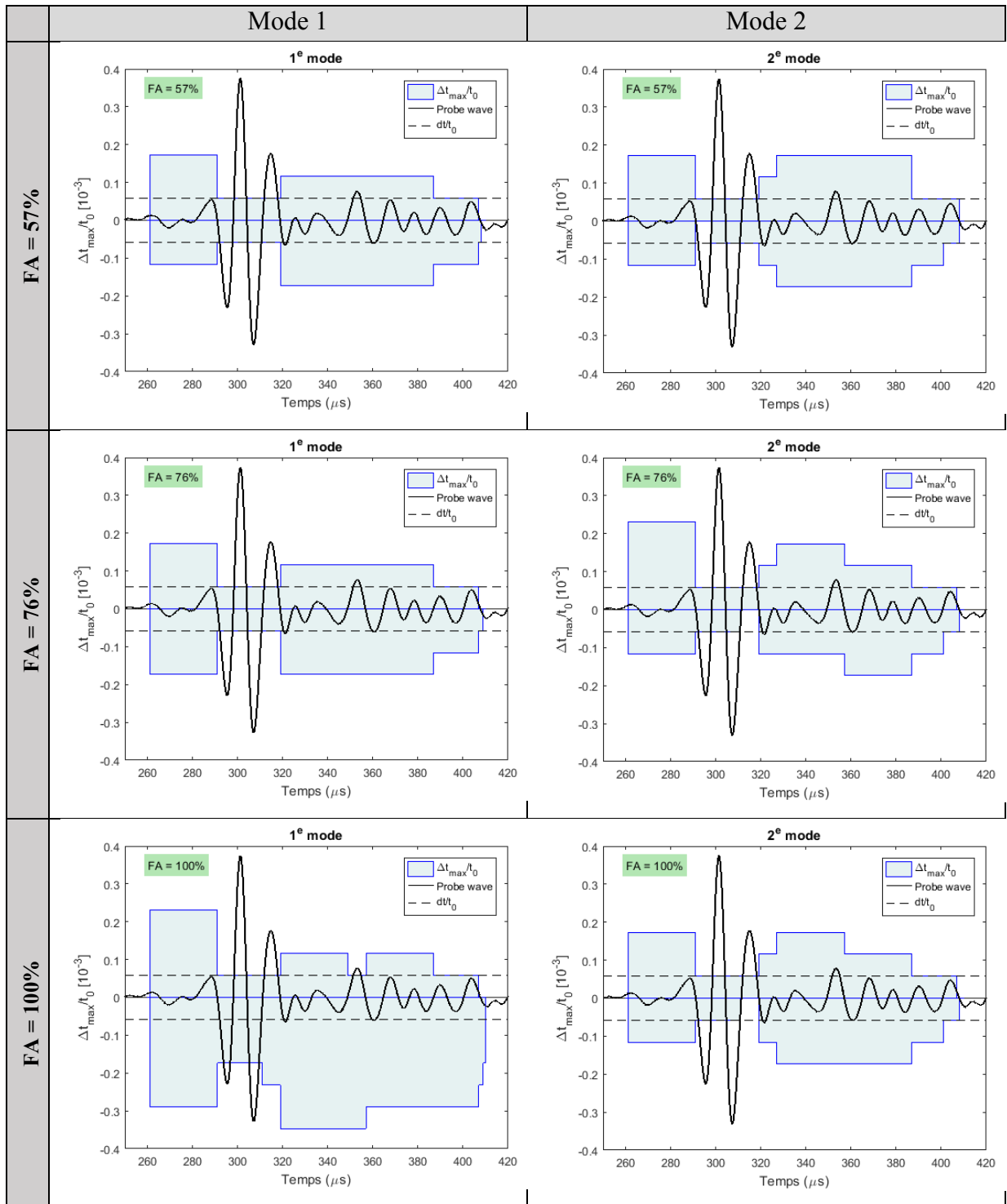
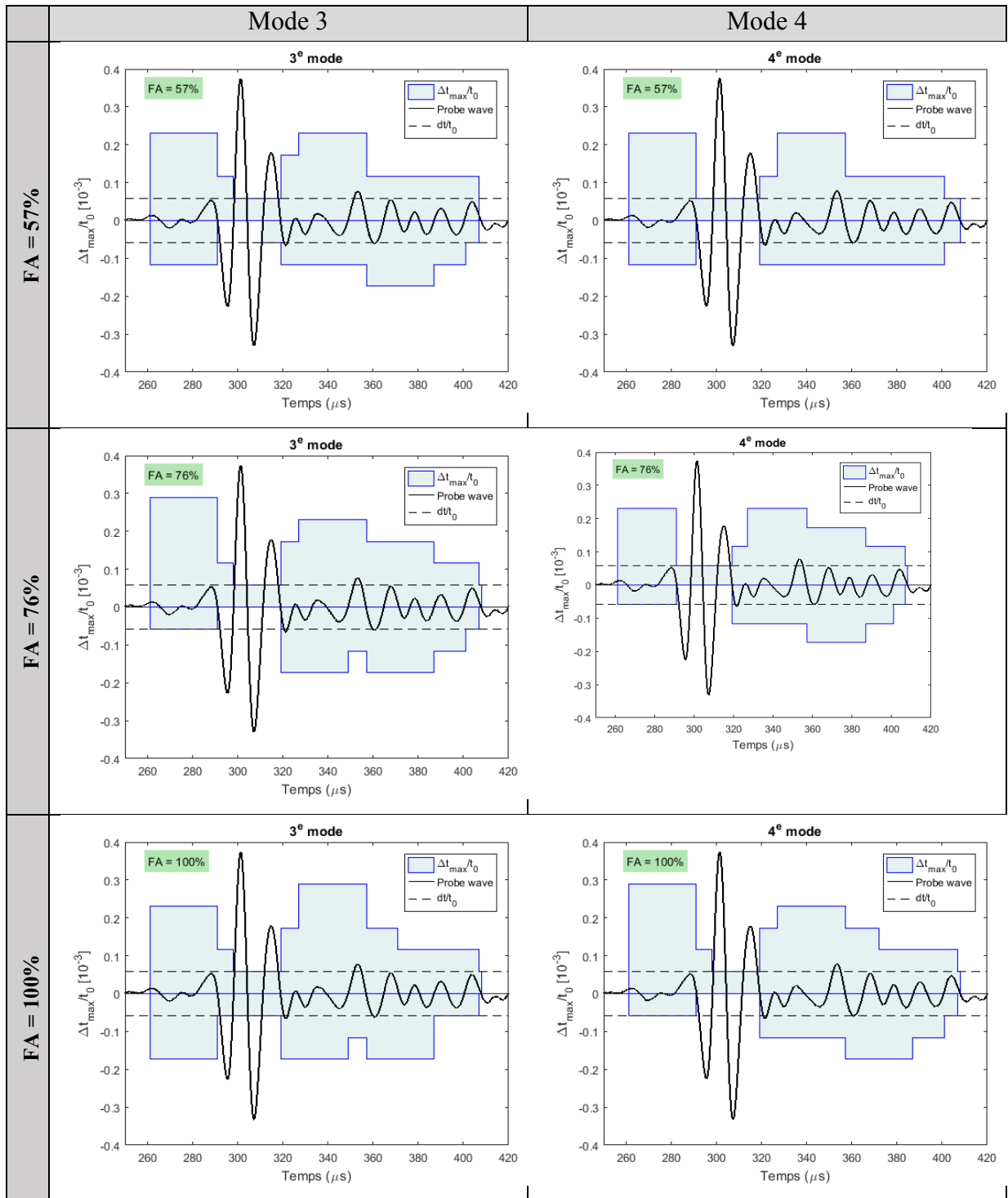


Figure 5-8 – Résultats de sauts temporels déterminés par la 1^{re} méthode de traitement (a) modes 1 et 2 (b) modes 3 et 4 (c) mode 5.



(a)



(b)

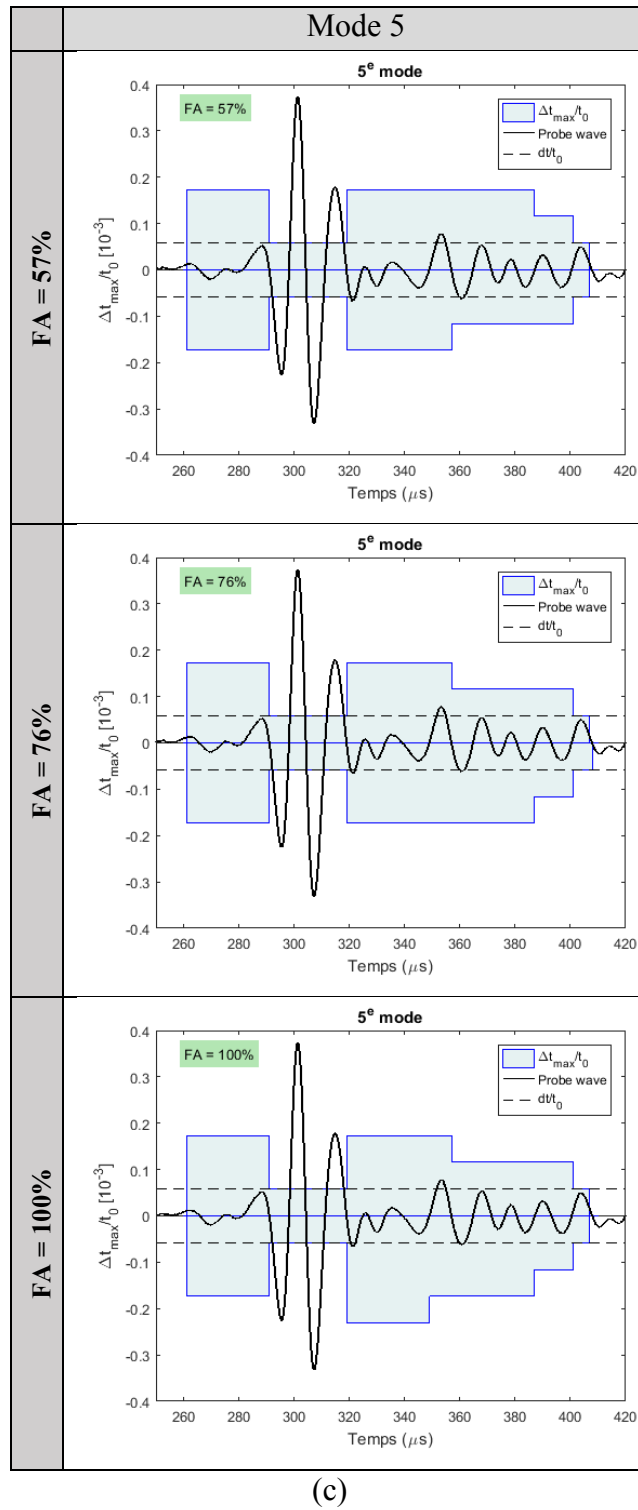


Figure 5-9 – Résultats de sauts temporels déterminés par la 2^e méthode de traitement (a) modes 1 et 2 (b) modes 3 et 4 (c) mode 5.

5.4.3 Calcul de déformations

La déformation généralisée dans un élément poutre est la déformation longitudinale (axiale). Cette déformation est en rapport avec la courbure de la poutre (dérivée seconde de déplacement) (Éq. 8.19). Le calcul de son amplitude repose sur l'obtention d'une bonne approximation de la fonction analytique représentant la variation de l'amplitude de déplacement dans la poutre. Tel que démontré au chapitre 3, la fonction sinusoïdale est la solution de l'équation du mouvement d'une poutre de type Euler-Bernoulli. Elle s'applique ici pour exprimer l'amplitude du déplacement de la poutre en tout point. La méthodologie de cette approximation est décrite dans la section § 4.3.3.

Dans le cas présent, on s'intéresse à la distribution de champ de déformation dans la zone de passage des ondes ultrasonores. Les déformations sont calculées dans cette zone et principalement dans la surface du béton supérieur (§ 8.3 Annexe A.3). Compte tenu de la périodicité des dérivées des fonctions trigonométriques, l'allure de répartition de déformation longitudinale $\varepsilon_{xx}(x, y)$ par rapport à l'axe de la poutre est identique à la forme modale du mode considéré puisqu'elle est sa dérivée seconde (Éq. 8.19). À cet effet, on examine l'allure modale spécifiquement dans cette zone d'étude.

La comparaison du champ de déformation obtenu dans les différents modes est abordée en deux volets : soit de l'amplitude maximale enregistrée, d'une part et de la forme de la déformée associée, d'autre part.

Concernant la forme de déformation, on constate qu'elle est différente dans l'ensemble des modes investigués. Les figures 5.10 montrent la distribution du champ de déformation dans les cinq modes étudiés. On retient seulement les cas où l'erreur de l'approximation est minimale¹. Les capteurs sont présentés sous forme de rectangles (jaune) pour des fins de démonstration.

La comparaison de ces déformées nous a permis d'écrire les principaux points de différence suivants :

- la déformée de la poutre dans les modes impaires (1, 3 et 5) est symétrique, alors qu'elle est antisymétrique dans les modes paires (2 et 4). En outre, toute la zone de propagation entre émetteur-récepteur se déforme en même phase,

¹ Les graphes où l'erreur est non-négligeable sont omis afin de ne pas biaiser le calcul de déformations qui suit.

dilatation/compression. Par contre, la vibration de modes 2 et 4 y est déphasée ; la moitié de cette zone se trouve en dilatation alors que l'autre en compression.

- Dans les modes 2 et 4, les ondes ultrasonores traversent ainsi la section #4 (médiane) qui en représente un nœud (déformation nulle), soit $\varepsilon_{xx}(x = L/2, y) = 0$. Également, les ondes ultrasonores vont rencontrer deux nœuds pendant leur voyage au mode de vibration #5.
- La déformation maximale est au milieu de la poutre (section médiane) dans les modes impaires 1 et 3, alors qu'elle est maximale au niveau des capteurs ultrasonores dans les modes paires (2 et 4).

Donc, la façon de déformation de la zone de propagation des ondes ultrasonores n'est plus identique dans ces modes.

Regardons maintenant les amplitudes de déformations maximales calculées dans chaque mode (figure 5.11). On voit que les modes 1, 3 et 4 viennent en première place. Ce sont ceux qui ont induit une déformation maximale dans la surface du béton (surface de propagation des ondes de Rayleigh). Les déformations maximales obtenues dans ces modes sont presque de même grandeur [6.5 à 7.5 x 10⁻⁶]. Cependant, il y a quelques points de différence principale entre ces trois modes qu'on peut noter :

- **La fréquence de vibration** : la période de vibration des particules du béton dans ces trois modes n'est pas identique. Dans le premier mode, la période de vibration est plus grande que les deux autres modes (3 et 4). En autre mot, une particule du béton vibre dix fois plus dans le 3^e mode que dans le 1^e mode, et ce, pour une amplitude de déformation pratiquement égale. Pour le 4^e mode, les particules font alors plus de 14 cycles de vibration pendant un cycle de vibration dans le 1^e mode, et pour une même amplitude de déformation.
- **La forme modale** : le troisième mode détient deux nœuds dans son allure propre, alors que le 4^e détient trois. Les modes 1 et 3 sont symétriques tandis que le 4^e est antisymétrique.
- **L'amplitude de réponse en accélération** : on remarque que les amplitudes dans le spectre de réponse de Fourier en accélération d'un impact quelconque mené dans un point donné de la zone sollicitée ne sont pas identiques (figure 4.6). Le pic de 3^e mode y étant le plus prononcé. Toutefois, les trois modes participent ensemble à cette réponse.

Ces remarques aident plus tard à l'interprétation des résultats obtenus sur les mesures acoustiques, discutés aux prochaines démarches.

On remarque aussi que l'excitation de différents modes par une même amplitude d'excitation ne produit pas la même déformation. Cela nous conduit à souligner qu'il y a des modes plus sensibles par rapport d'autres (en termes de déformabilité). Donc, il est important de connaître ces modes.

Ainsi, les déformations calculées dans cette zone de vibration sont proportionnelles à l'amplitude d'excitation appliquée. Elles augmentent avec l'ampleur de chargement d'une façon monotone. Particulièrement au premier mode, les déformations obtenues avec $FA=57\%$ et $FA=76\%$ sont presque pareilles. Cela est dû peut-être par une erreur pendant le calcul de l'amplitude de déplacement ou de l'accélération lors de la transformation au domaine de Fourier. Dans l'ensemble, l'amplitude de déformation dans la poutre est de l'ordre 10^{-6} . Cette valeur est relativement petite, mais elle est acceptable pour donner des ST dans le signal ultrasonore (production de la non-linéarité dans le béton). On va voir dans la deuxième partie de cette étude qu'on peut aller jusqu'à une amplitude de 10^{-5} (§ 5.5).

Il est intéressant de noter que les capteurs ultrasonores sont placés au-dessus de deux nœuds du 3^e mode. Cela favorise peut-être l'obtention des valeurs particulières de ST dans ce mode. La discussion de la relation de ST avec les déformations est rapportée au paragraphe suivant.

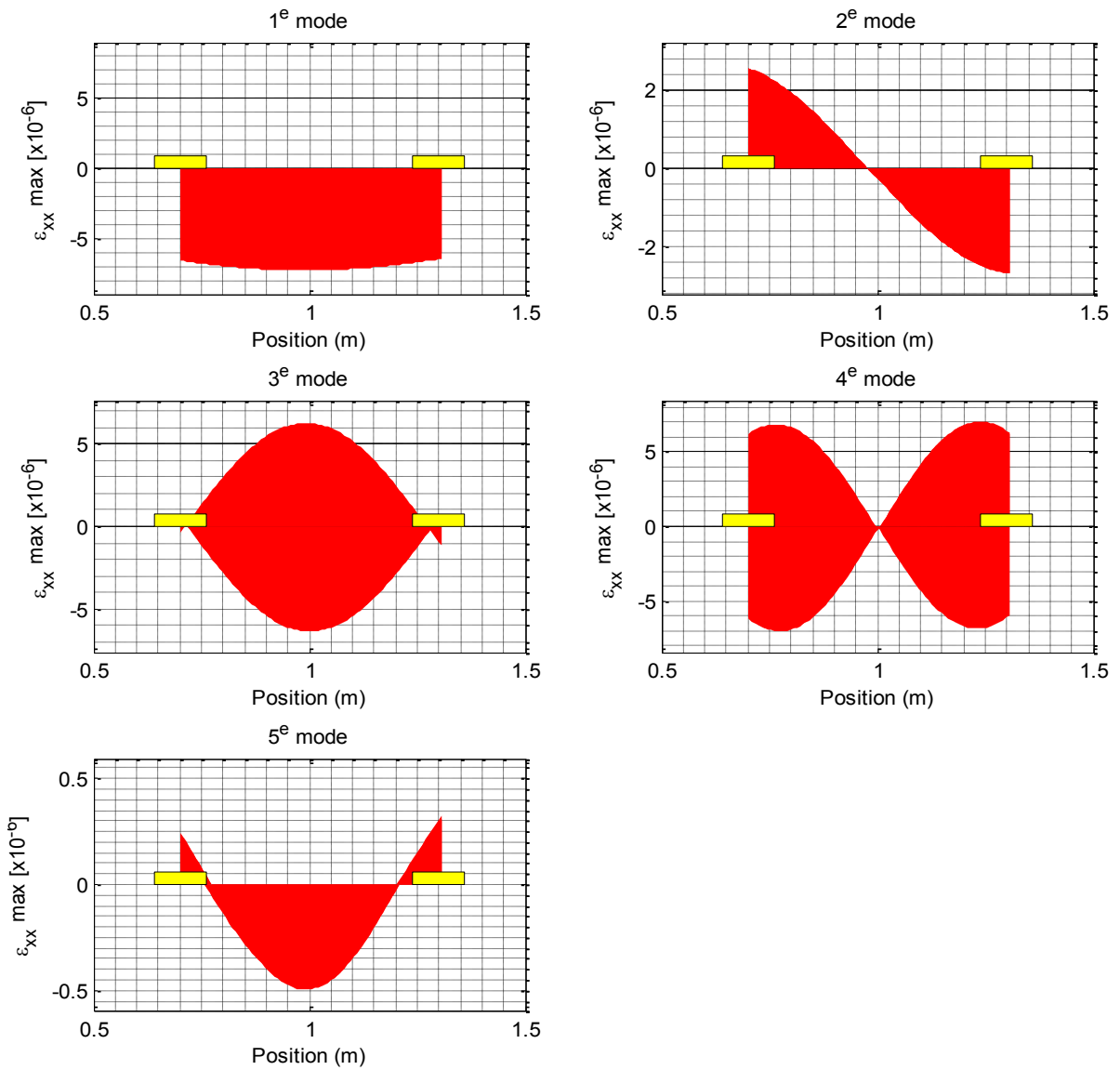


Figure 5-10 Distribution du champ de déformation dans les cinq modes étudiés (les rectangles en jaune indiquent la position des capteurs dans cet essai).

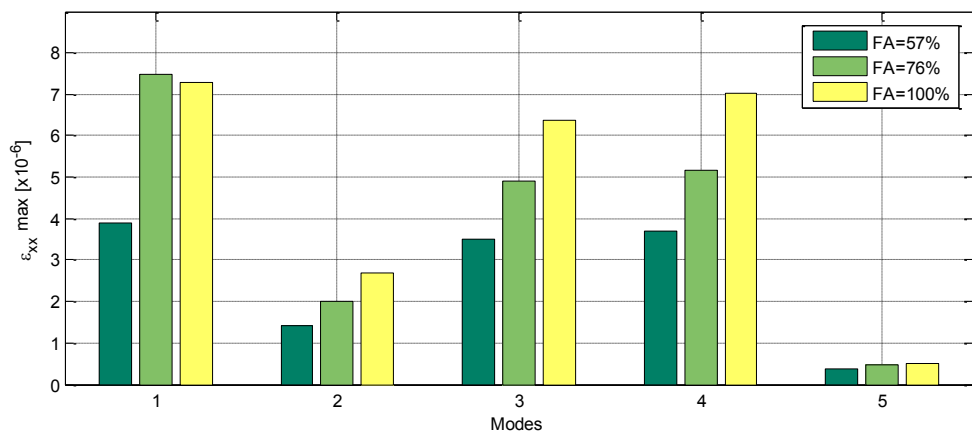


Figure 5-11 – Amplitude maximale de déformation longitudinale de la zone de propagation pendant la vibration des modes 1, 2 3, 4 et 5.

5.4.4 Comparaison des résultats

En premier lieu, on compare les valeurs de ST obtenues par les deux méthodes de traitement dans tout le signal ultrasonore. Ensuite, on étudie en détail ces valeurs (ST) par rapport au mode et à l'amplitude et selon le type d'onde (les différentes fenêtres de subdivision). En effet, comparativement à la 1^{re} méthode, les ST obtenus par la seconde méthode sont importants. La figure 5.12 représente l'histogramme des valeurs maximales des sauts obtenues. Dans cette figure, on a comparé les valeurs maximales et minimales du ST obtenus par l'excitation des cinq modes. Cela permet de conclure que la méthode de traitement par fenêtre mobile offre plus de sensibilité par rapport à la méthode de subdivision. D'ailleurs, les publications récentes l'ont préconisé [33], [34]. D'une façon générale, le décalage temporel varie de -0.35×10^{-3} à 0.28×10^{-3} . Ces valeurs sont très petites, si bien que les tests sont réalisés sur des poutres non endommagées.

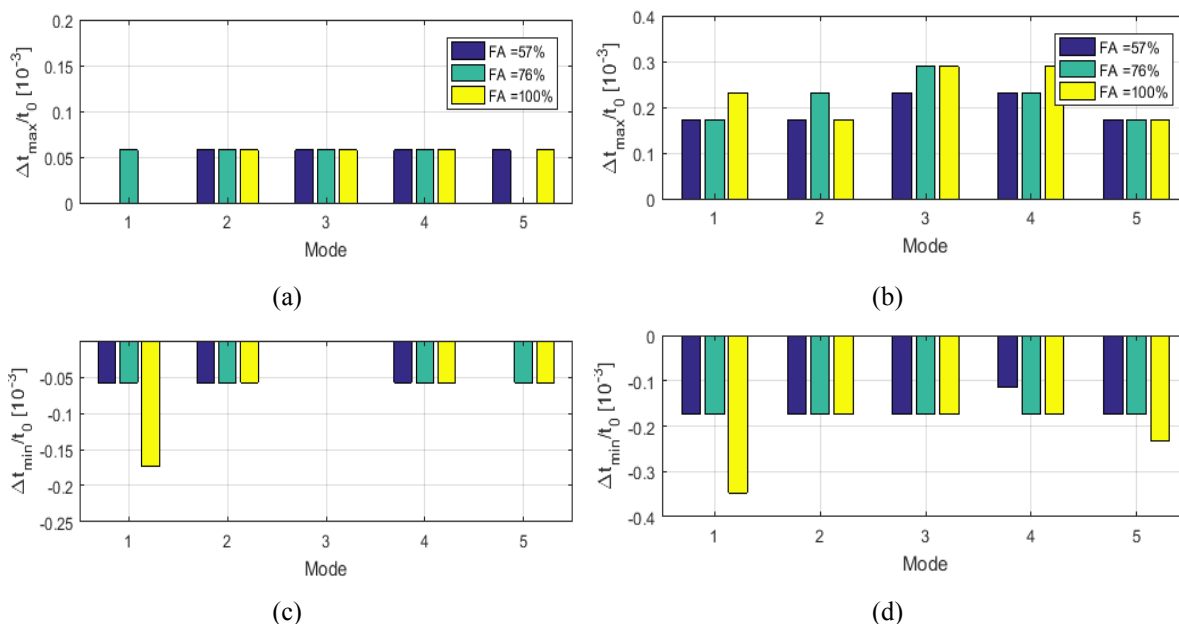


Figure 5-12 - Histogramme des valeurs maximales et minimales des ST obtenues par (a & c) la 1^{re} méthode et (b & d) la 2^e méthode (en haut, les valeurs maximales, et en bas, les valeurs minimales)

En second lieu, la figure 5.13 montre la marge de variation des ST selon le mode et le taux d'excitation exercée (aire en bleu). En effet, une valeur nulle signifie qu'il n'y a aucune perturbation engendrée, c'est plutôt l'onde de référence (axe Ox où $\Delta t/t_0 = 0$). Une valeur positive représente un ST maximal obtenu dans tout le signal excité, résultant du retard en temps d'arrivé par rapport à la référence. De la même façon, une valeur négative est la résultante de la diminution de temps de parcours (onde arrivée avant l'onde de référence). Par ce concept, on peut considérer les valeurs maximales (absolues) dans les deux cas

comme étant des indicateurs sur le maximum et de minimum du volume des vides ouvert/fermé par l'onde mécanique. La mesure de l'aire de variation de ces valeurs peut donner une information sur ce volume. Pour cela, on définit les deux paramètres suivants :

1. La longueur $L_{\Delta t}$ comme étant la distance de variation des ST entre ses valeurs extrêmes :

$$L_{\Delta t} = \left(\frac{\Delta t}{t_0}\right)_{max} - \left(\frac{\Delta t}{t_0}\right)_{min} \quad (5.3)$$

2. L'aire de variation de sauts par

$$Aire = \sum_{m=1}^5 \frac{L_{\Delta t}^{(m)} + L_{\Delta t}^{(m+1)}}{2} \quad (5.4)$$

D'une façon générale, on remarque que les ST de la première technique de traitement sont relativement moins importants (figure 5.13-a). Toutefois, l'aire (en couleur bleue) augmente avec l'augmentation du niveau d'énergie émise. La variation des ST par rapport aux modes étant faible, d'ailleurs. Ce sont plutôt des fluctuations associées à l'échantillonnage des mesures.

Concernant les résultats de la 2e méthode (de traitement), on regarde que la distance $L_{\Delta t}$ varie aussi selon le mode et l'amplitude d'excitation (figure 5.13-b). L'excitation des différents modes par un même niveau d'énergie ne produit pas les mêmes valeurs du ST. En effet, pour un facteur FA= 57%, on constate que la longueur $L_{\Delta t}$ est relativement plus élevée dans le 3^e mode. C'est aussi le même constat en amenant l'amplitude de sollicitation à un niveau plus élevé (FA = 76%). Donc, les valeurs de ST dépendent du mode propre excité, et par conséquent, ils régissent aussi les déformations locales liées à l'ouverture et la fermeture de telles fissures. Cela permet de répondre à la première question évoquée dans ce projet. On a constaté que les modes peuvent influencer de manière significative les valeurs de ST, pour un même échantillon et de même énergie de perturbation. Aussi, l'amplitude de chargement peut augmenter la distance de variation.

Aussi, l'aire augmente lorsque l'amplitude de sollicitation dynamique appliquée s'accroît. En principe, l'augmentation de l'amplitude d'excitation engendre plus de déformation, c'est pourquoi le test pilote de l'application de cette technique in situ requiert une énergie mécanique plus forte [13]. Par conséquent, cette augmentation sert à provoquer la non-linéarité dans le milieu (extension des microfissures).

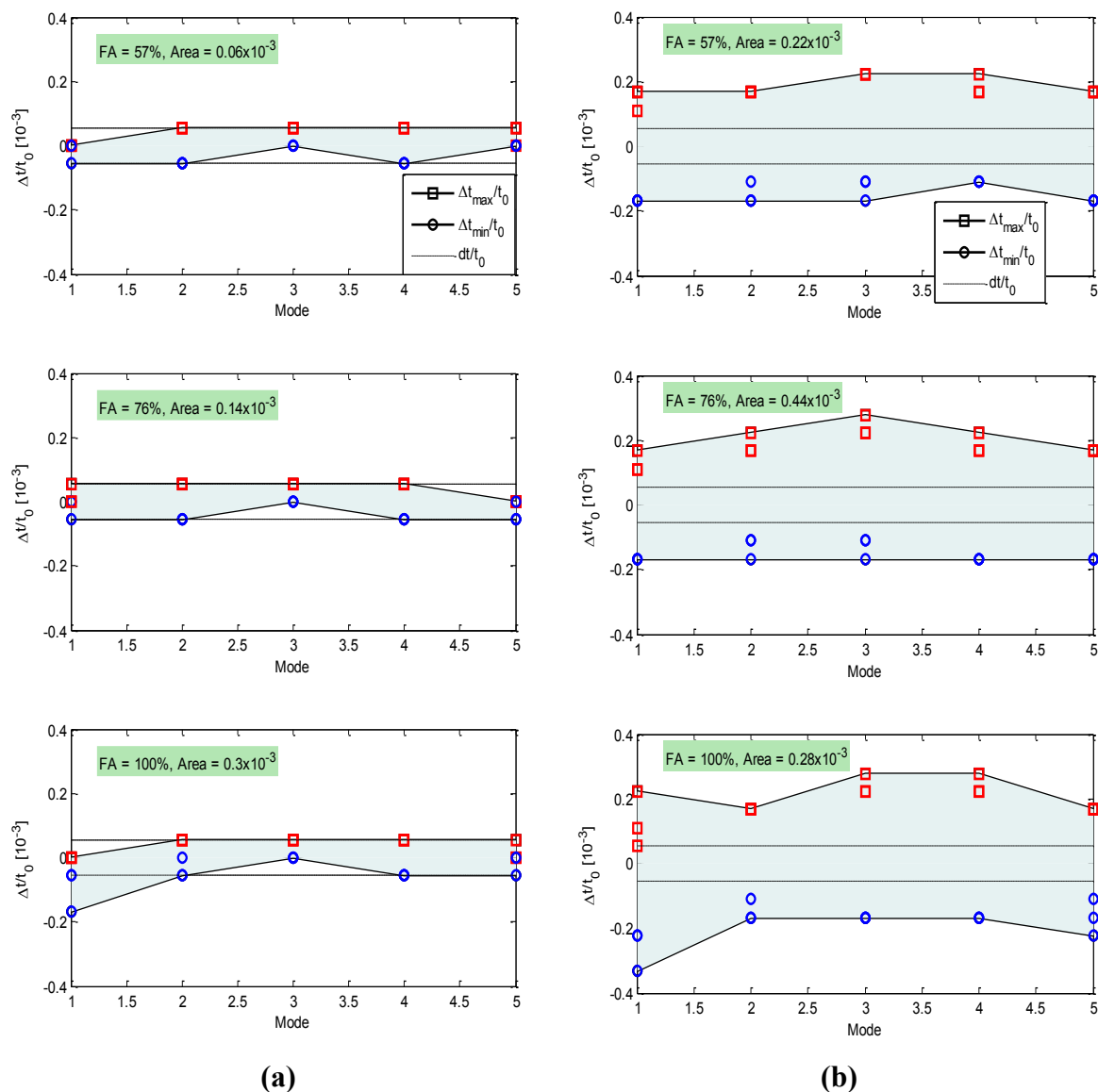


Figure 5-13 – Variation des ST en fonction des modes et du facteur d’amplification, obtenus par (a) la 1^{re} méthode et (b) la 2^e méthode

Les valeurs du ST varient aussi d’un mode à l’autre et selon l’amplitude de chargement. Pour cela, on a scindé la présentation de ces valeurs en tenant compte de ces facteurs. Les figures 5.14-a-b-c montrent les valeurs maximales et minimales du ST obtenues dans les cinq modes étudiés selon le niveau de sollicitation appliquée (FA=57%, 76% et 100%) et le type d’ondes (Rayleigh ou coda). En effet, les colonnes en bleu représentent les valeurs de ST obtenues dans les ondes de Rayleigh tandis que les colonnes en rouge représentent ceux des ondes de coda. La ligne discontinue étant le seuil de fluctuations qui peuvent avoir lieu.

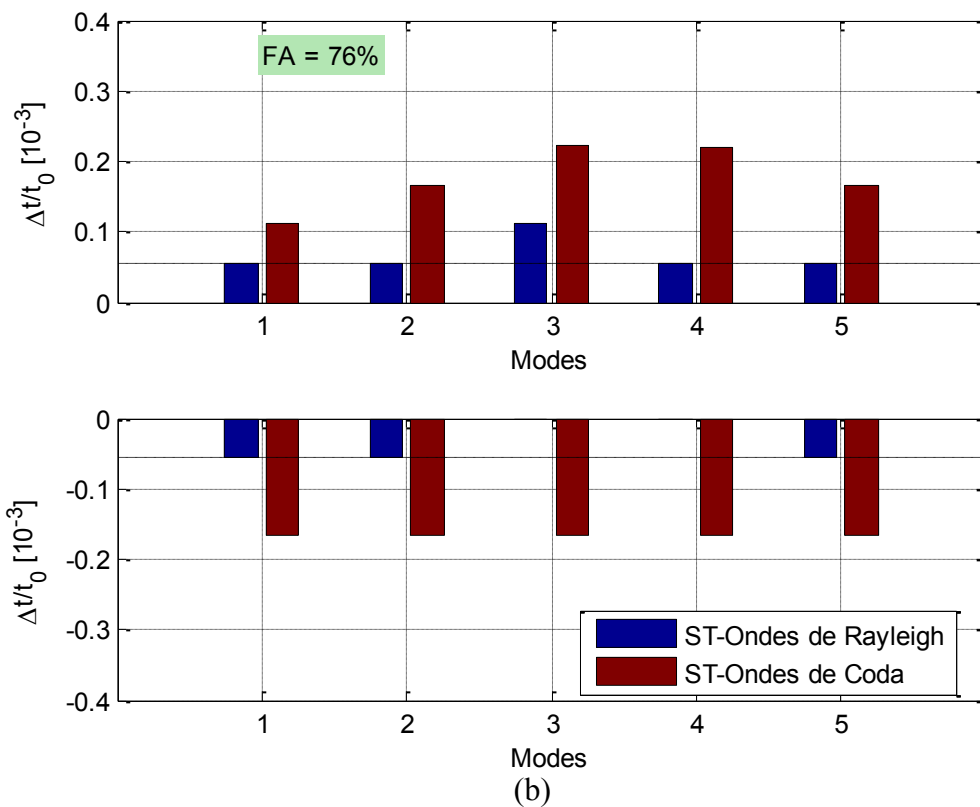
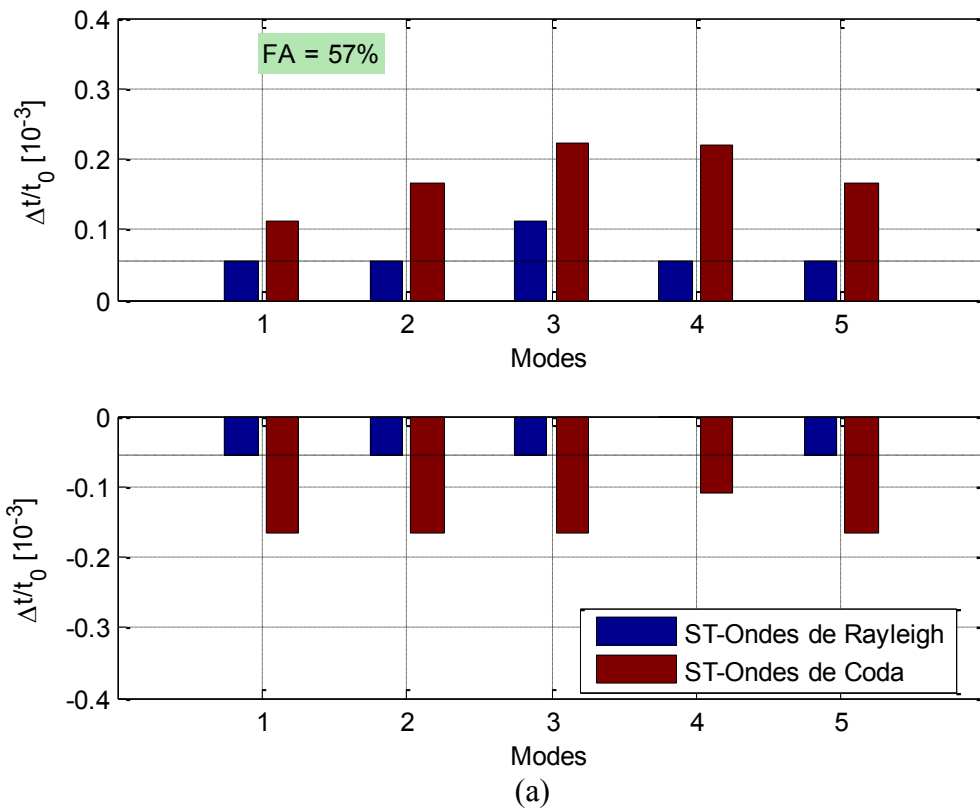
Concernant les ondes de Rayleigh, les valeurs de ST varient de 0 à 0.11×10^{-3} . Elles tiennent son maximum avec le 3^e mode dès le premier palier de chargement, FA= 57%. On peut avoir un décalage temporel maximal avec les autres modes tels que le 1^e et le 4^e mode de $ST=0.22 \times 10^{-3}$ et $0.0.11 \times 10^{-3}$ respectivement avec toute l'amplitude d'excitation faisable (FA =100%) (Figure 5.14-c). D'ici, le mode #3 est considéré comme étant sensible (en termes de perturbation des microfissures) quoique les ondes de Rayleigh soient perturbées lorsqu'elles se propagent pendant la vibration de ce mode, même avec les premiers niveaux d'oscillation. Par ailleurs, on a vu au paragraphe précédent que les déformations de la zone de propagation sont relativement importantes dans ces trois modes (1, 3 et 4). C'est pourquoi les ondes de surface y sont perturbées. Concernant les ondes de coda, elles sont également sujettes de cette perturbation dans ces trois modes. Donc, les modes pouvant induire une grande déformation dans la poutre sont ceux qui perturbent de plus le milieu en donnant naissance à son comportement non linéaire. Certes, l'augmentation de l'amplitude de sollicitation engendre cette non-linéarité, mais la question évoquée dans ce contexte est comment d'abord déterminer le mode le plus énergétique qui peut créer la non-linéarité dans le béton avec une moindre d'énergie. D'ailleurs, l'excitation de deux modes par une amplitude pratiquement identique ne produit nécessairement pas la même perturbation (décalage temporel). Le décalage temporel ultrasonore (ST) dépend donc aussi du mode excité.

C'est dans ce contexte que la problématique d'optimisation de protocole de mesure de la technique de ST est initiée. La connaissance de l'amplitude de déformation des modes n'est que la moitié de la réponse à cette question.

D'après les analyses du contenu fréquentiel des réponses de poutre en accélération lors d'un essai d'impact mené dans la zone d'intérêt, il ressort que le 3^e mode est relativement plus énergétique (§ figures 4.6). Cela nous permet de déduire que les modes propres provoquant une déformation maximale dans le chemin de propagation des ondes ultrasonores sont ceux qui produisent des ST importants, et que le mode le plus énergétique (parmi ces modes) est celui qui donne les grandes valeurs de ces sauts.

On peut consolider cette idée par le fait que le ST étant un indicateur sur les déformations internes dans le béton (ouverture/fermeture des microfissures). En effet, les ST caractérisent l'état du réseau de fissuration, une telle valeur donne de l'information sur le taux d'ouverture/fermeture des microfissures/fissures. Les valeurs maximales de ST

obtenues avec les modes 1, 3 et 4 indiquent aussi que la zone sondée (peau du béton) a subi des déformations élastiques relativement importantes.



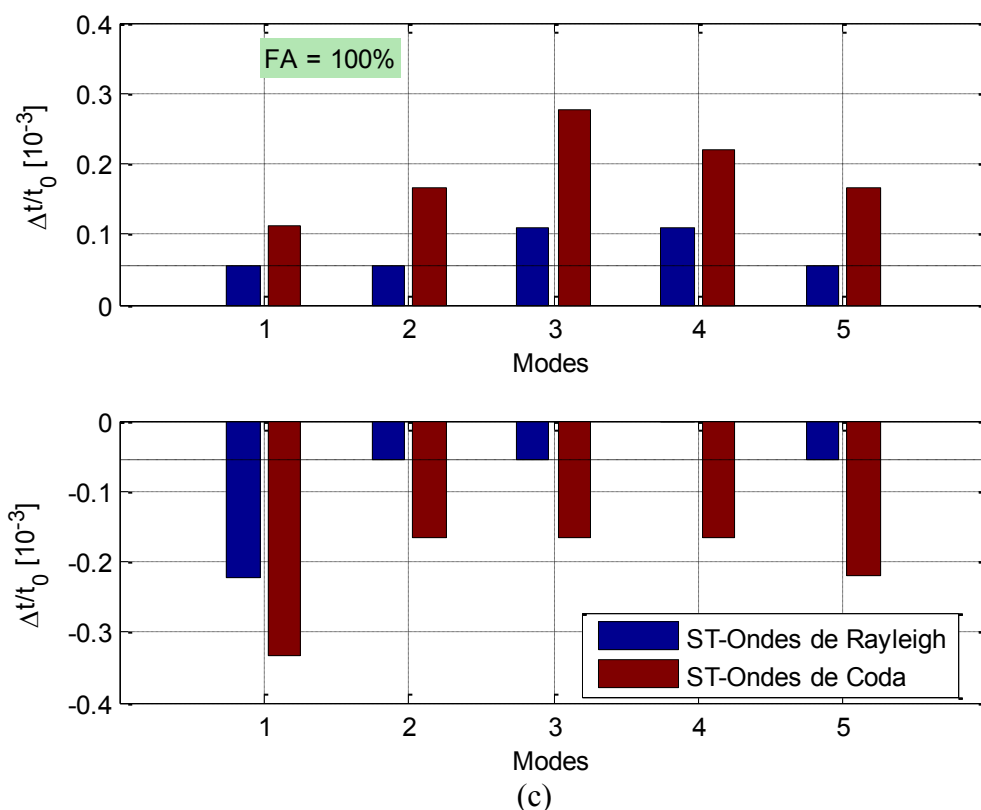


Figure 5-14 – Valeurs maximales (en haut) et minimales (en bas) de ST obtenues dans les ondes de Rayleigh et de coda selon le mode et l’amplitude d’excitation : (a) FA=57%, (b) FA=76% et (c) FA=100%.

En comparant les ST dans les ondes de Rayleigh par rapport à ceux des ondes de coda, ils sont importants dans les ondes de coda que dans les ondes de Rayleigh. En effet, les vibrations induites dans la poutre affectent beaucoup plus les ondes de coda. Dans cette dernière, les valeurs maximales du ST varient du 0.11×10^{-3} à 0.35×10^{-3} . Compte tenu de trois essais de chargement, le 3^e mode est encore le plus sensible. Le premier mode peut créer un décalage maximal dans ces ondes s’il est excité à FA = 100% d’énergie (ST = 0.35×10^{-3}).

On a auparavant eu un ST de 0.22×10^{-3} dans les modes 3 et 4 lorsqu’ils sont excités respectivement par une amplitude relative de FA = 57% à 76% (figure 5.14-a-b). D’un degré moindre, on a obtenu une valeur de ST de 0.16×10^{-3} avec les modes 2 et 5 par différentes amplitudes de chargement, soit de FA=57% à 100% respectivement. Donc, on peut avoir des valeurs de ST identiques dans deux modes par un rapport FA différent. Les modes sensibles (3^e mode dans ce cas) requièrent une moindre d’énergie (d’excitation) pour atteindre pratiquement le même niveau de perturbation requis. D’où l’importance de reconnaître les modes énergétiques de la structure étudiée.

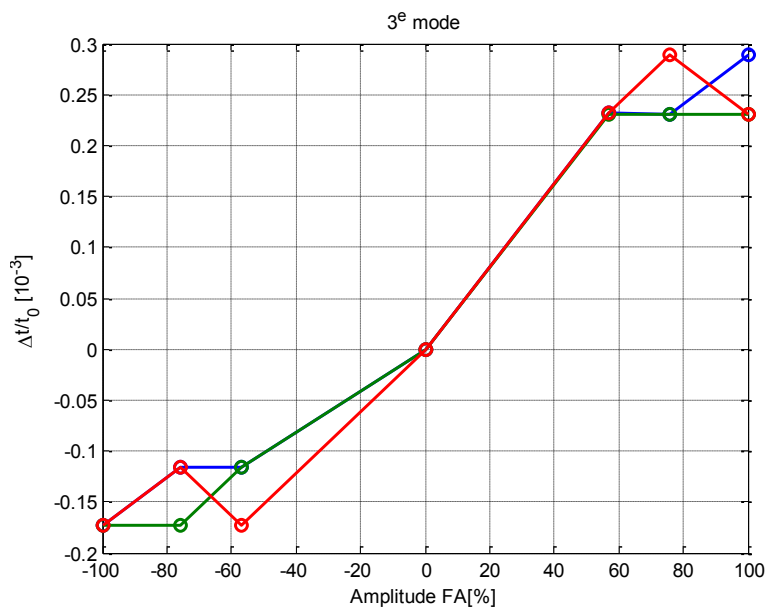


Figure 5-15 – Variation de ST dans les deux situations de dilatation et de compression du béton pendant la vibration du mode #3.

En rappel que la perturbation mécanique est une onde monochromatique oscillant dans la même fréquence modale, il est donc préférable que la réponse de la poutre soit en résonance. Dans cette situation, le mouvement dynamique est complètement amplifié (déformations maximales). Le facteur d'amplification dynamique étant au maximum (§ 3.4.5). La figure 5.15 présente la variation des ST par rapport au taux de chargement obtenus dans le 3^e mode étudié. Cette figure montre qu'on peut distinguer l'effet de tel mode en augmentant l'ampleur de chargement. Ainsi, les valeurs sont plus ou moins constantes (pas de grande dispersion).

5.5 Étude paramétrique

Dans ce projet de recherche, nous avons complété cette étude par des essais réalisés sur la même poutre afin d'examiner quelques paramètres qui peuvent influencer les mesures de ST. Le programme expérimental établi dans ce contexte est résumé dans le tableau 5.2. En effet, on a changé l'emplacement des capteurs, soit en intrados, et on les a placés dans différentes positions, par exemple, centrés par rapport à la section médiane (#4) et #6. Aussi, on a réalisé des essais avec une nouvelle distance inter-capteurs, soit de 23 cm et 39 cm. Les résultats sont abordés selon le paramètre étudié.

L'objectif de ce programme est de mettre en évidence les points suivants :

- L'effet de l'emplacement de tel dispositif de mesure en comparant les valeurs de ST obtenues sur la face intrados à ceux de la face extrados de poutre (Test A et B);
- L'effet de position des capteurs par rapport à la déformée modale du mode considéré (Test C et D);
- Étudier ainsi la répétabilité des résultats obtenus dans la première partie de cette étude;
- Conclure de tels paramètres pouvant régir la mesure de ST.

Tableau 5-2 – Configuration adaptée aux nouveaux essais réalisés.

Position des capteurs	Emplacement des capteurs					
	Face intrados			Face extrados		
	Test	PCS	Modes excités	Test	PCS	Modes excités
la section #4	A	39 cm	1, 2, 3 et 4	C	23 cm	2 et 4
la section #6	B	39 cm	2 et 4	D	23 cm	2 et 4

Dans cette partie du projet, les essais sont réalisés avec de nouvelles dispositions, à savoir :

- ✚ Après avoir ramené la poutre au laboratoire, tout le dispositif a été remonté à nouveau, et de la même façon auparavant. Cependant, en replaçant la poutre sur appuis, il est difficile d'obtenir exactement la même configuration précédente (changement dans les conditions d'appuis). En conséquence, les fréquences naturelles sont légèrement modifiées, mais les modes propres non plus.
- ✚ Une nouvelle carte d'acquisition ayant une fréquence d'échantillonnage peut aller jusqu'à 100 MHz, y étant utilisée.
- ✚ Aussi, la façon d'acquisition a également été modifiée. En effet, deux signaux, avant et après excitation, sont enregistrés. Chaque signal contient un paquet de 20 pulses et d'une longueur totale de 2^{20} points.
- ✚ Après un changement dans la chaîne d'excitation à basses fréquences (enlèvement de l'ancien amplificateur), on a pu appliquer de nouvelles amplitudes un peu plus élevées. Le tableau 5.3 montre ces valeurs ainsi que la proportionnalité entre elles.

Tableau 5-3 – Amplitudes d'excitation appliquée et les facteurs d'amplification correspondants

Entrées au générateur		Mesurées par oscilloscope	
0.300 V	60%	12.7 V	60%
0.400 V	80%	16.9 V	80%
0.500 V	100%	21.1 V	100%

5.5.1 Propriétés modales de poutre

Après avoir monté le dispositif et mise en place du pot vibrant et le système de mesure, une étude de reconnaissance de propriétés modales de poutre était réalisée. Des impacts par un marteau sont menés aux différents points de la structure pour faire révéler les modes présents. Tel que réalisé au chapitre précédent, les fréquences naturelles sont déterminées par inspection graphique des spectres d'accélération. Les nouvelles valeurs de fréquences naturelles de cinq premiers modes sont : 62.4, 477.0, 845, 1315 et 1894 Hz. Ces valeurs sont légèrement inférieures à celles étudiées aux premiers essais, mais les déformées propres sont toujours pareilles.

5.5.2 Effet de l'emplacement des capteurs

Les tests qu'on a faits précédemment sont montés sur l'extrados de poutre. En autre mot, les ondes de Rayleigh propagent dans la surface du béton supérieur (Béton B). On voulait dans cet essai étudier le cas de propagation en bas. La configuration adoptée est montrée dans la figure 5.16. En effet le dispositif est installé en intrados à mi-travée. Les transducteurs sont espacés d'une distance de 26 cm (PCS = 39 cm). Le pot vibrant est placé à mi-portée dans les modes impaires et à quad-portée dans les modes paires.

On adapte ainsi la même méthode de traitement (méthode de fenêtre mobile, § 5.3). Le signal ultrasonore est subdivisé en quatre fenêtres : la première contient l'onde de Rayleigh et les trois suivantes représentent la première partie des ondes de coda (figure 5.17). Comme on a eu des résultats un peu plus biaisés avec le 5^e mode, la présentation ci-dessous concerne alors les résultats obtenus avec les modes 1, 2, 3 et 4, et scindés selon le cas. Les résultats sont présentés dans les figures 5.18.

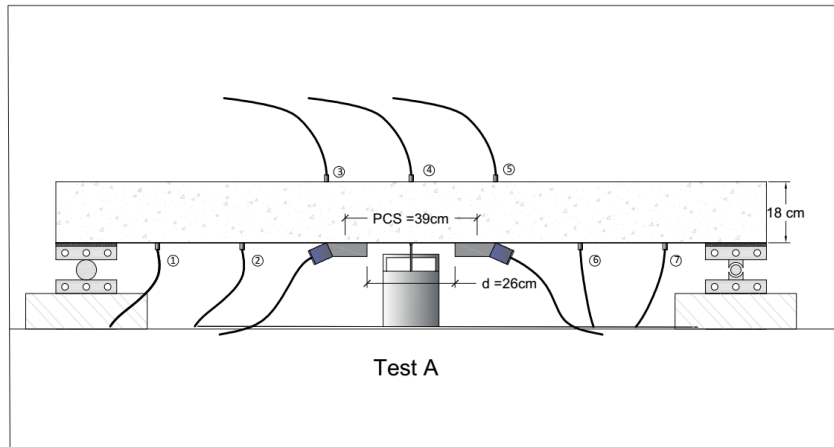


Figure 5-16 – Configuration de test A

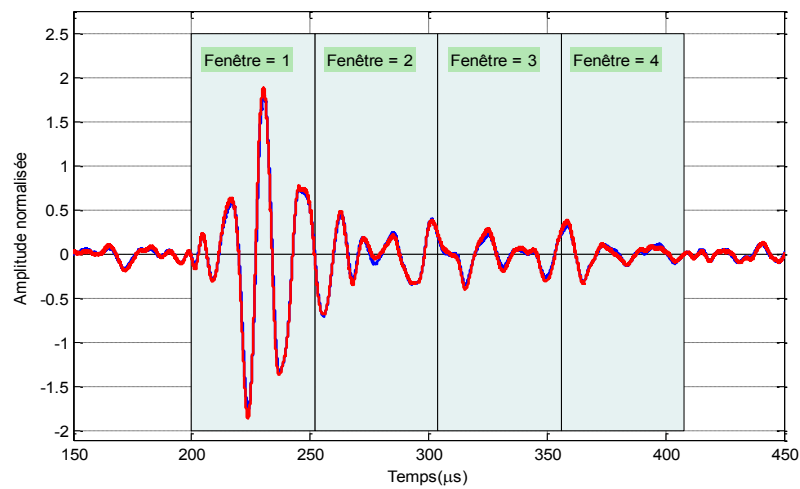


Figure 5-17 – Subdivision du signal ultrasonore en fenêtres : fenêtre #1 : ondes de Rayleigh et fenêtres #2, 3 et #4 ondes de coda.

Dans ces histogrammes, on remarque que les ondes de surface sont également perturbées en propageant pendant la vibration des modes 1, 2 et 4 et à degré moindre au mode 3. Ce constat est aussi observable dans les ondes de coda. Cependant, les ST dans le mode 3 augmentent avec l'amplitude. Côté déformations, elles sont plus grandes par rapport aux tests précédents, soit de l'ordre 10^{-5} (figure 5.19). Toutefois, l'allure de déformations est similaire à celle présentée à la figure 5.10. Les déformations dans le mode 1 étant plus importantes par rapport aux autres modes. À degré décroissant, on trouve le 3^e mode puis le 2^e et finalement le 4^e.

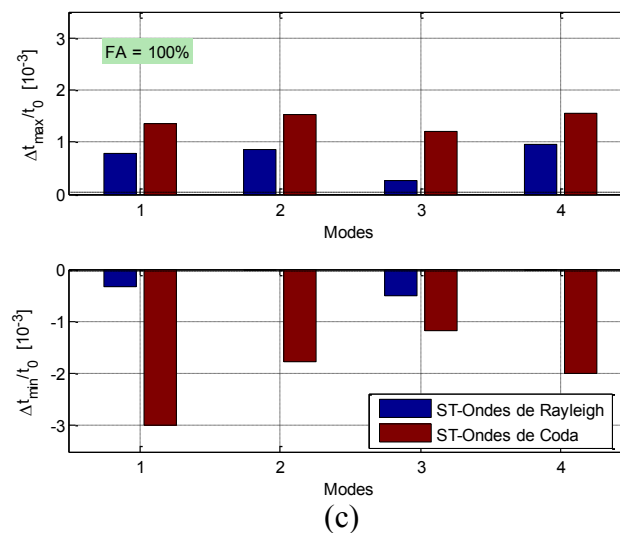
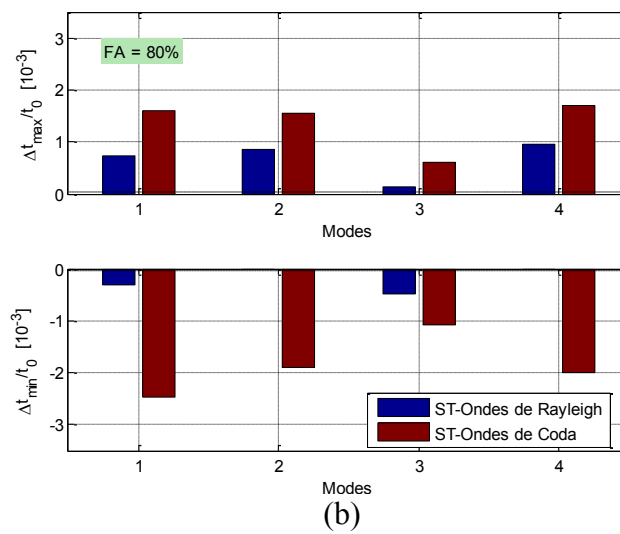
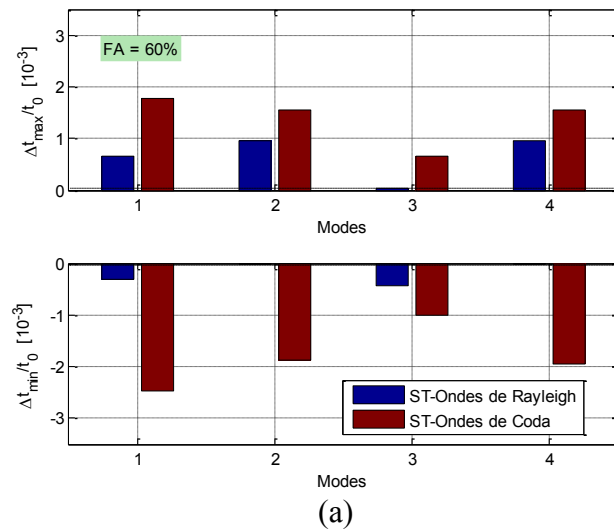


Figure 5-18 – Valeurs maximales (en haut) et minimales (en bas) de ST obtenues, avec le test A, dans les ondes de Rayleigh et de coda selon le mode et l'amplitude d'excitation : (a) FA=57%, (b) FA=76% et (c) FA=100%.

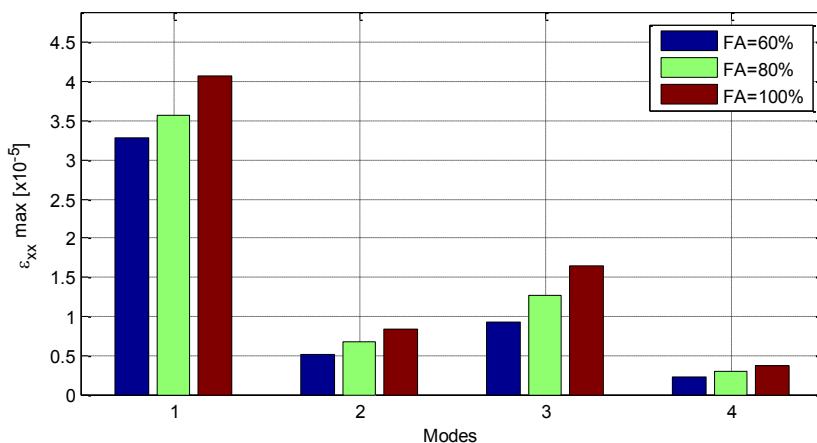


Figure 5-19 – Amplitude maximale de déformation longitudinale de la zone de propagation des ondes ultrasonores du test A pendant la vibration des modes 1, 2 3 et 4.

Dans ce test, les valeurs de ST sont relativement plus grandes qu’aux tests précédents. Cela peut être expliqué par les raisons suivantes :

- L’amplitude de sollicitation appliquée dans cet essai est plus grande que le dernier. Les amplitudes précédentes représentent 25%, 34% et 45% de la force maximale produite dans cet essai, si bien que les valeurs correspondantes sont plus petites.
- Par conséquent, les déformations dans la région de propagation sont dix fois plus grandes qu’aux derniers tests.
- Les essais précédents sont réalisés sur l’intrados de poutre où le béton est différent de celui en extrados en termes de rapport E/C (Tableau. 4.2).
- La distance inter-capteur est également différente. En effet, dans les tests précédents le PCS est de 61 cm. Par contre, ici, le PCS est de 39 cm.
- La présence des barres d’armatures proches de la surface de propagation peuvent peut-être influencer ces mesures.

Toutes ces remarques peuvent être un facteur pour obtenir ces nouveaux résultats. Les essais qui suivent tiennent compte de ces facteurs au fur et à mesure.

5.5.3 Effet de position des capteurs

On a remarqué que la section #4 (section médiane) représente une déformation maximale dans les modes impaires 1 et 3, et un nœud dans les modes paires 2 et 4. Nous voulons étudier l’effet de position des capteurs par rapport à la déformée modale en deux

configurations, soit à mi-travée et à quart-travée de la poutre. En effet, les deux capteurs ultrasonores sont centrés par rapport à la section #6 qui présente selon les déformées modales une zone à déformation non nulle au sens de mode 2. On a aussi étudié l'effet de telle position par rapport à la déformée modale de deux modes (2 et 4) en intrados et extrados de la poutre. L'idée est de vérifier si la position des capteurs par rapport aux nœuds a une influence sur les mesures de ST. Les résultats sont présentés ci-dessous selon le cas.

5.5.3.1 Capteurs placés en intrados de la poutre

En premier lieu, on traite le cas où le dispositif est placé en intrados de poutre. On a mesuré les ST à quad-portée de la poutre (figure 5.20) puis les a comparés aux résultats du test A, obtenus précédemment (à mi-portée). Le pot vibrant est placé en dessous de la section #6 par rapport à laquelle les capteurs sont centrés. On a gardé, cette fois-ci, les mêmes paramètres d'essai (distance, amplitudes d'excitation, fréquence de sondage et d'échantillonnage...). Les résultats sont présentés dans la figure 5.21 dans laquelle les ST obtenus dans les ondes de Rayleigh sont distingués de ceux des ondes de coda. Il est important de noter que les valeurs de ST dans les modes 2 et 4 sont obtenues par rapport à une même référence. Ce signal de référence (avant excitation) est mesuré dans les situations où aucune excitation ne précède (longue période de repos). Les résultats sont ainsi scindés par rapport au mode excité et comparé avec ceux de test A.

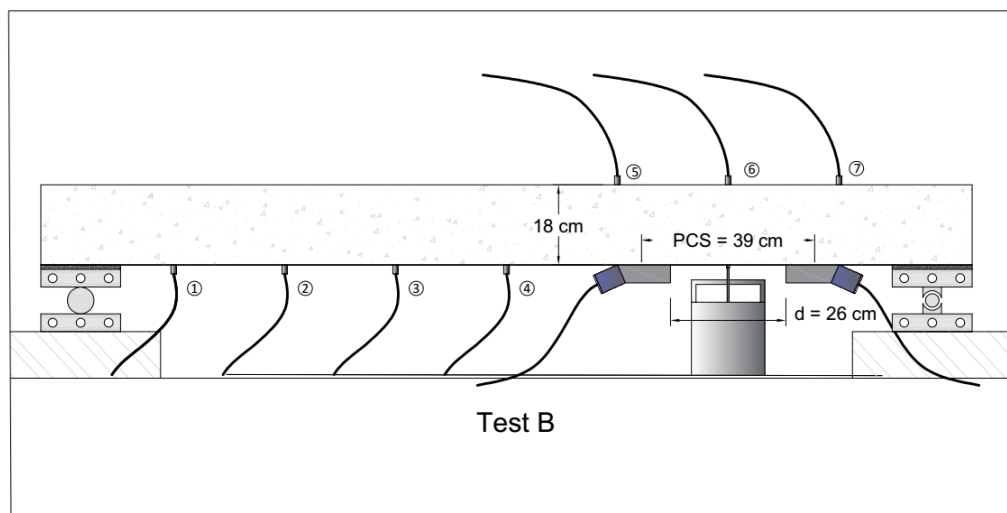
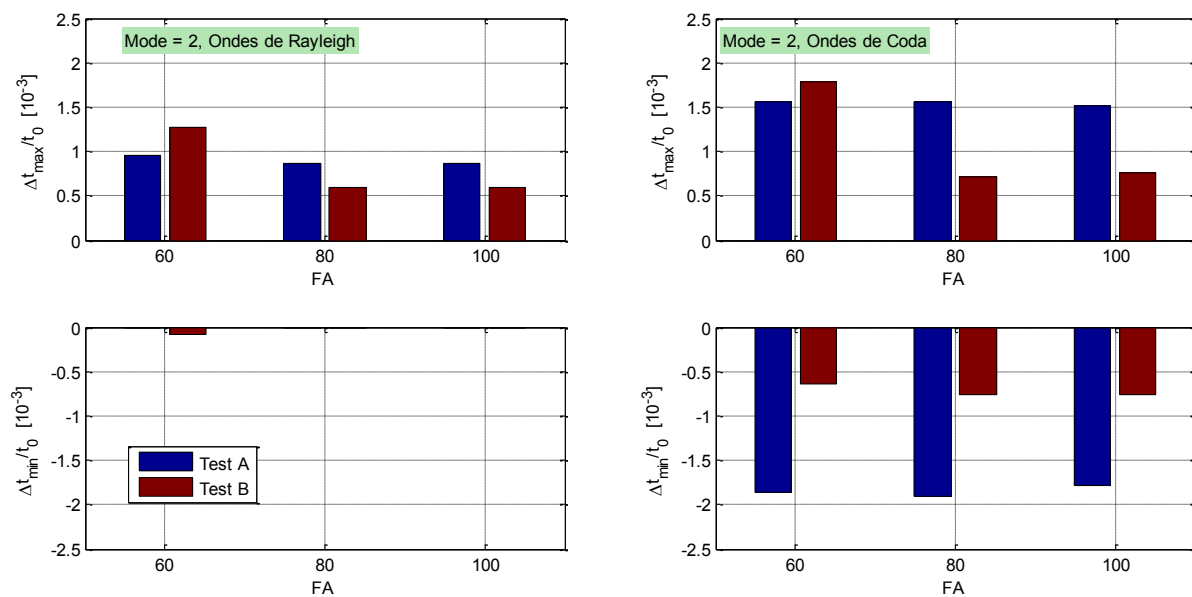
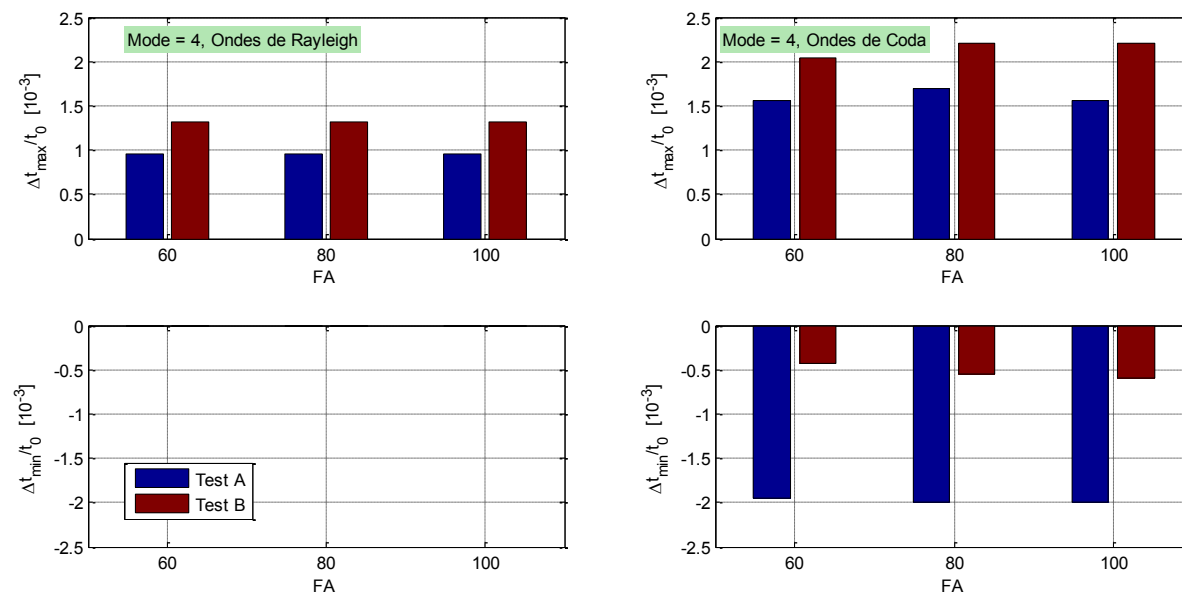


Figure 5-20 – Configuration de test B.



(a)



(b)

Figure 5-21 – Comparaison des valeurs maximales (en haut) et minimales (en bas) de ST obtenues dans les ondes de Rayleigh et de coda pendant la vibration des modes 2 (a) et 4 (b) aux tests A et B.

Résultats et discussions

Pour le mode #2, on constate dans le premier cas de chargement (FA=60%) que les valeurs de ST obtenues dans les ondes de Rayleigh avec le test B (où le dispositif est placé au niveau de la section #6) sont plus importantes par rapport à celles du test A (dispositif installé à mi-portée). En effet, comme les ST sont aussi liés à l'amplitude de déformations,

la déformée du mode #2 dans la zone de propagation du test B est relativement maximale par rapport à celle du test A (section médiane), l'objet qu'on peut aisément constater dans la figure 5.22. Cela explique que la mesure de saut temporel dépend de position de capteur par rapport à la déformée modale. Pour une bonne estimation de ST, il faut alors chercher l'endroit où la déformée de tel mode est maximale. En conséquence, il faut éviter les zones à faibles déformations ou mêmes nulles (nœud). Ce constat est également facile à remarquer aux résultats du mode #4 (dans les ondes de Rayleigh et de coda, également) (Figure 5.21-b).

Toujours au mode #2 (Figure 5.21-a), on remarque aussi dans le test A que les ST sont pratiquement identiques dans les trois cas de chargement. Par contre, dans le test B, on constate une diminution dans les valeurs de ST par rapport à l'amplitude d'excitation. Cette remarque est aussi observée dans les ondes de coda. Cela est expliqué par le temps écoulé entre chaque essai. En effet, le premier essai du test A (mode 2, FA=60%) était réalisé après 40 minutes de dernier essai (mode 3, FA=100%). Par contre, le deuxième essai (de FA=80%) était réalisé dans les quatre minutes suivantes, et l'essai à FA=100% était exécuté après 1 min du deuxième. Ce délai, comme si petit, il ne permet pas de laisser au matériau à recouvrer ses propriétés non linéaires d'une façon suffisante. C'est pourquoi on avait de mêmes valeurs de ST dans ces essais (Test A : essais FA=80% et 100%). Concernant le test B, les essais sont commencés par une amplitude de chargement à 100%, ensuite à 80% et en finissant par 60% (chemin de chargement décroissant). De plus, l'essai avec 80% était réalisé après 1 min par rapport à l'essai précédent (FA=100%), mais l'essai de FA=60% était réalisé après plus d'une heure. C'est pourquoi, on voit que le ST dans ce dernier (de FA=60%) est relativement plus important, malgré à une amplitude relativement moindre. D'ailleurs, on voit dans la figure 5.21-a, en particulier les valeurs minimales de ST dans les ondes de Rayleigh, qu'il n'y a aucun ST pour l'essai 80% et 100%. Cela atteste que le matériau n'est pas encore revenu à son état initial, étant donné que les valeurs négatives de ST découlent du rétrécissement de taille des fissures (voir aussi des microfissures) par rapport à son ouverture initiale. Cependant, pour le test avec FA=60% où le matériau est laissé en repos pendant une heure de temps, on remarque un petit décalage attestant que le matériau est légèrement contracté. Ces essais nous rapportent enfin un autre facteur à tenir compte. Il s'agit, en effet, du temps entre-essais ou bien le temps de repos du matériau, puisque les excitations produites sont menées au voisinage de fréquences propres de la poutre (proche de résonance). Donc, pour avoir des valeurs

efficaces de ST (particulièrement dans les ondes de Rayleigh), il y a lieu de choisir l'endroit où les déformations soient maximales et de donner le temps nécessaire au matériau pour qu'il puisse revenir à son état initial, après chaque excitation appliquée. Cette période de repos n'est pas étudiée dans cette expérimentation, mais on peut souligner quelques recommandations au prochain chapitre (§ 6.5).

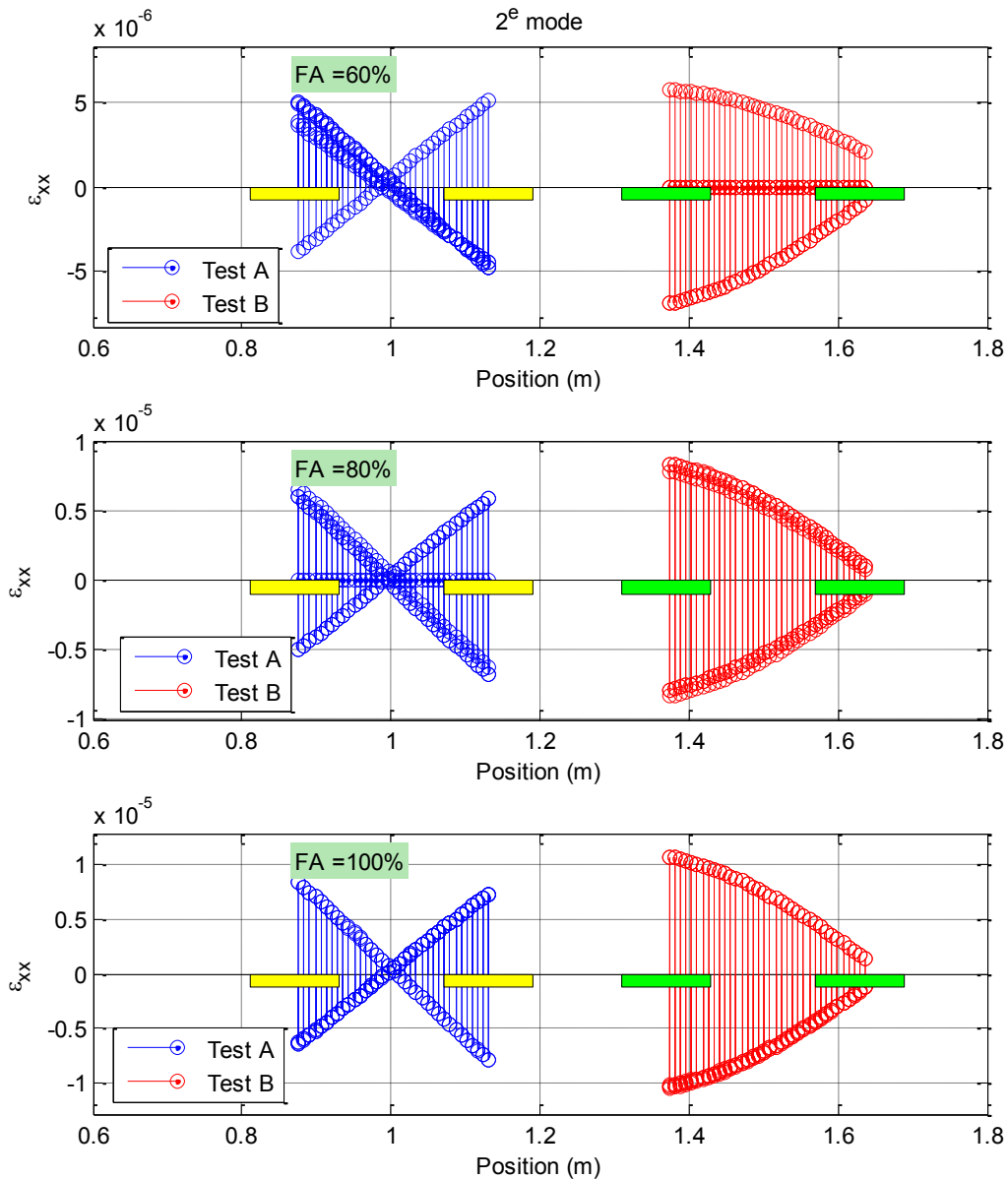


Figure 5-22 – Comparaison de forme de déformation longitudinale dans la zone de propagation pendant la vibration du mode #2 aux tests A et B (les rectangles en jaune et en vert indiquent la position des capteurs dans le test A et B respectivement).

Dans le mode 4, les déformations dans la section investiguée par le test B sont plus importantes par rapport à celles du test A (Figure 5.23). C'est pourquoi les valeurs de ST dans cet essai (B) sont relativement grandes (figure 5.21-b). Toutefois, on ne voit pas

l'effet de l'amplitude d'excitation puisque le temps entre-essai est relativement très court (4 à 8 min). Évidemment, le matériau n'était pas encore revenu n'est son état initial pour qu'on puisse avoir des ST négatives (par contraction de béton) (figure 5.21-b).

En regardant maintenant les résultats des ondes de coda, on peut souligner une certaine proportionnalité dans les valeurs de ST. En effet, les valeurs maximales de ST, dans les deux modes, sont proportionnelles dans les ondes de Rayleigh par rapport à celles des ondes de coda. Toutefois, les valeurs de ST dans cette dernière (coda) sont relativement plus importantes.

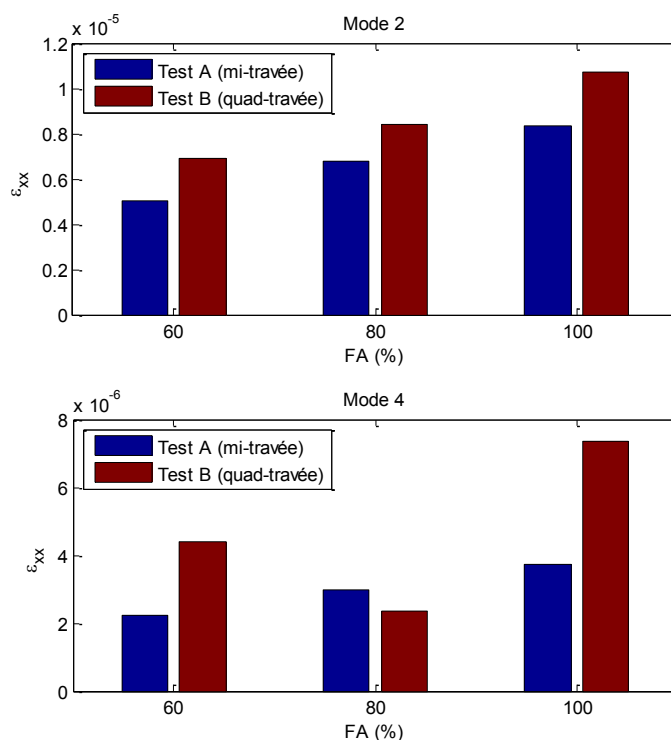


Figure 5-23 – Comparaison de l'amplitude de déformation longitudinale dans la zone de propagation pendant la vibration du mode #2 et #4 aux tests A et B.

5.5.3.2 Capteurs placés en extrados de la poutre

En second lieu, on a investigué l'effet de position des capteurs par rapport à la déformée propre sur l'extrados de poutre. En effet, deux tests, nommés C et D, sont réalisés avec des paramètres pratiquement identiques. Les modes 2 et 4 y sont investigués dans deux positions différentes, soit les sections #4 et 6 (figures 5.24). Dans ces tests, les capteurs sont placés d'une distance $d=10$ cm ($PCS = 23$ cm) pour les deux raisons suivantes :

- La première est pour que les ondes ultrasonores puissent sonder le milieu plusieurs fois pendant la période de vibration modale (de basse fréquence), notamment pour le 4^e mode ;
- La deuxième est pour éviter le nœud qui se présente dans la déformée du mode 4 à proximité de section 6 (Test D).

Les résultats obtenus sont montrés dans la figure 5.25 de la même manière que la précédente. Dans cette figure, on constate, d'une façon générale, que les décalages ayant subi les ondes ultrasonores dans ces modes est plus prononcé dans les la section 6 que dans la section 4 (médiane). Concernant les déformations, elles sont montrées dans la figure 5.26 (amplitude maximale). D'après cette figure, les déformations sont maximales à quad-portée (test D) qu'au milieu de la poutre, et ce, pour les deux modes étudiés. Cela indique pourquoi les ST sont aussi importants dans le second essai (Test D). Comparativement aux résultats de tests précédents (A et B), les ST sont moins importants, puisque le béton en bas (face intrados de poutre) est relativement plus poreux qu'en haut (§ 4.2.2).

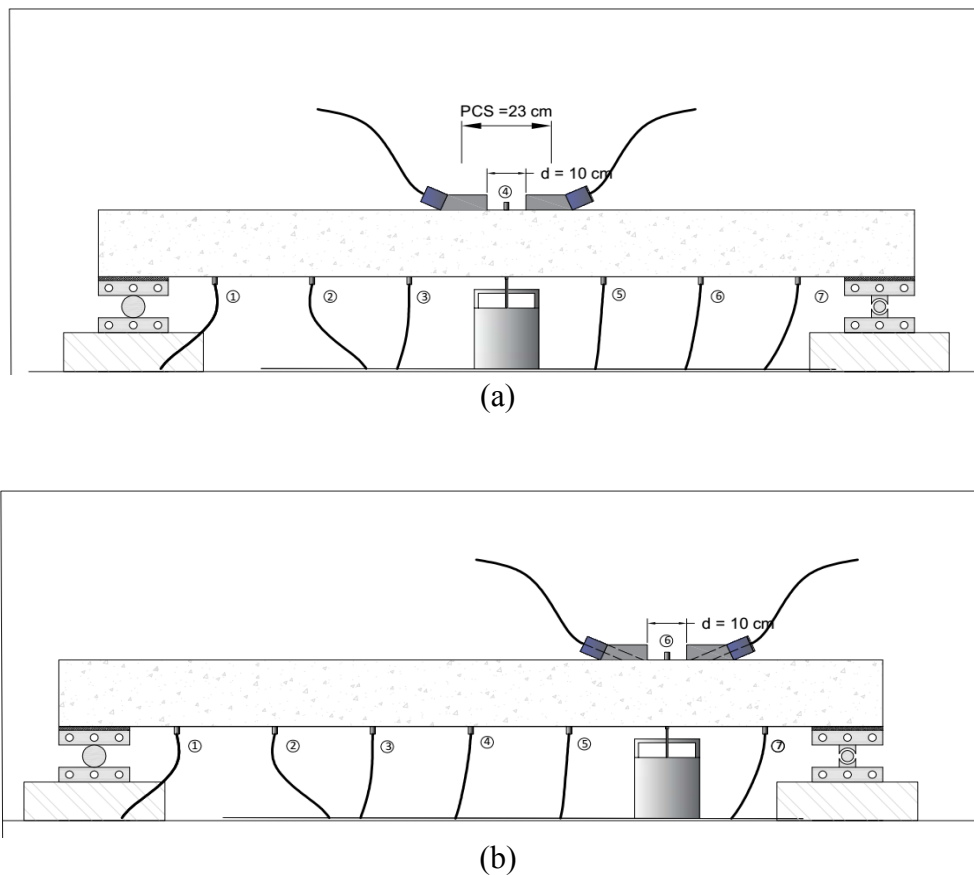


Figure 5-24 – Configuration du test C (a) et D (b).

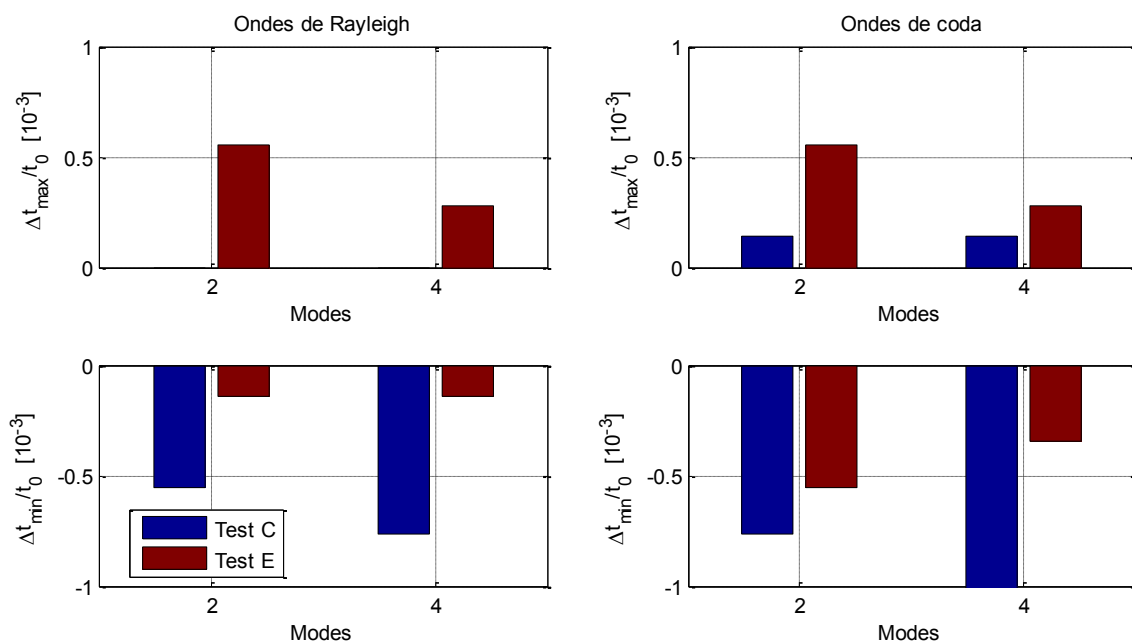


Figure 5-25 – Comparaison des valeurs maximales (en haut) et minimales (en bas) de ST obtenues dans les ondes de Rayleigh et de coda, aux tests C et D pendant la vibration du mode #2 et mode #4 (FA =100%).

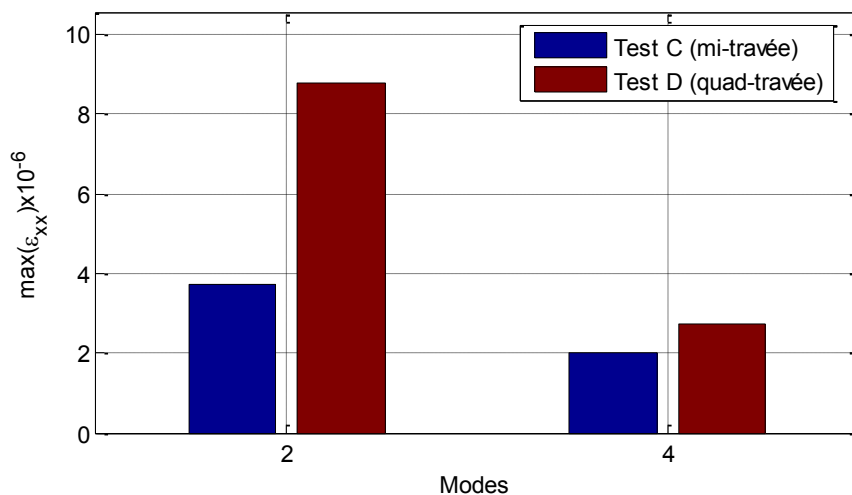


Figure 5-26 – Amplitude maximale de déformation longitudinale déterminée dans le test C et D (FA =100%).

Aussi, en comparant les résultats de deux modes, le décalage temporel est important dans le mode ayant induit une déformée importante dans la section investiguée. D'où le choix de mode est ainsi important (§ 5.4.3).

On remarque dans cette étude que les valeurs de ST dépendent du :

- Mode propre ayant une déformation importante ;
- La position par rapport à la déformée propre de ce mode ;
- Temps entre chaque excitation appliquée à la structure ;
- L'amplitude de cette excitation ;
- Et bien sûr, de la qualité du matériau (béton) investigué.

5.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'effet des propriétés modales des poutres sur la propagation des ondes acoustique. En effet, les cinq premiers modes que nous avons déterminés au chapitre 4 ont été examinés afin de déterminer les effets mutuels qui peuvent avoir lieu quand le milieu est sondé par les ondes de surface. On a constaté que lorsqu'une perturbation dynamique est appliquée au béton, le saut temporel de l'onde ultrasonore dépend de la nature du mode excité. En effet, pour une même amplitude de chargement, une différence dans le ST est observée pour différents modes. Cet effet est plus prononcé quand cette amplitude est suffisamment élevée (FA =100%).

La modélisation de poutre par éléments finis sert aussi à déterminer les modes propres et à localiser les déformations maximales de chaque mode.

Des essais complémentaires ont aussi été réalisés avec des nouvelles dispositions. D'après les résultats obtenus, on a conclu que les valeurs de ST dépendent du :

- Mode propre créant une déformation importante ;
- La position par rapport à la déformée propre de ce mode ;
- Temps entre chaque excitation appliquée à la structure ;
- L'amplitude de cette excitation ;
- Et évidemment, de la qualité du matériau (béton) investigué.

Cela implique que les mesures de sauts temporels sont affectées par les modes propres de différentes façons. La discussion de ces résultats en rapport avec les propriétés modales et dynamiques est menée au chapitre suivant.

Chapitre 6 Discussion générale

6.1 Introduction

Le présent chapitre propose une discussion générale des résultats obtenus au cours des différentes étapes de cette étude. Il présente d'abord la méthodologie suivie lors des expérimentations réalisées et le traitement des données. Les valeurs obtenues de saut temporel sont ensuite discutées en rapport avec les paramètres modaux d'une part et avec le mode d'ouverture/fermeture des microfissures d'autre part. Le chapitre conclut aussi avec la portée de cette étude ainsi que les recommandations qui peuvent être tirées de ces expériences.

6.2 Rappel des méthodes utilisées

En premier lieu, nous avons réalisé une étude modale expérimentale (analyse modale opérationnelle) pour reconnaître les propriétés dynamiques des poutres (chapitre 4). L'expérience réalisée a consisté à mesurer les réponses en accélération lorsqu'une excitation impulsionnelle (à l'aide d'un marteau d'impact) est appliquée. Les propriétés modales, telles que les fréquences naturelles, les modes propres et les taux d'amortissement modaux, ont été identifiées par l'analyse du contenu fréquentiel des réponses mesurées (via la transformée de Fourier). Les fréquences naturelles sont, en effet, déterminées par inspection graphique des maximas des amplitudes du signal résultant (accélération). Les déformées propres sont également déduites par les amplitudes du déplacement modal, calculées au niveau de ces fréquences en tenant compte de la relation déplacement-accélération. L'approximation des déformées propres obtenues par une fonction sinusoïdale a donné une meilleure approche, puisque cette fonction remplit, à la fois, les conditions aux limites naturelles et cinématiques [115]. Les spectres de Fourier en accélération permettent aussi de déduire les taux d'amortissement modaux via la méthode de l'acuité de résonance (appelé parfois la méthode de 3 dB) [115].

En second lieu, les propriétés modales ont été vérifiées au moyen de la technique de décomposition modale au domaine fréquentiel, appelée FDD [149]. Cette dernière est basée sur la décomposition de la matrice de densité spectrale de puissances des réponses en valeurs singulières (valeurs propres du système). Le critère du *Modal Assurance Criterion*

(MAC) a également été appliqué pour vérifier l'indépendance des modes obtenus. La complexité des modes est ainsi examinée à l'aide de la méthode de diagramme d'Argand (MDA) [32], [151]. Ces vérifications (FDD, MCA, MDA) permettent de recorriger les propriétés modales obtenues [149].

Après avoir déterminé les modes propres des poutres, nous avons étudié la relation de ces modes avec la propagation des ondes ultrasonores (chapitre 5). Nous avons choisi comme première expérience les ondes de surface (ondes de Rayleigh). Le montage expérimental comporte deux parties, une concernant la génération des ondes acoustiques et une autre pour la mise en mouvement des cinq premiers modes, oscillant dans les fréquences comprises entre 90 Hz et 2 kHz. Dans la première partie, deux capteurs ultrasonores ont été placés sur l'extrados de la poutre, à une distance $PCS^1 = 61$ cm (zone d'intérêt). L'émetteur génère une rafale d'ondes ayant pour fréquence centrale 250 kHz. Côté excitation, un pot vibrant a été utilisé pour produire la vibration requise. Ensuite, une étude paramétrique a été réalisée afin de comprendre les facteurs (autres que les modes propres) qui peuvent influencer les mesures de ST. Les résultats obtenus sont discutés à la section suivante.

6.3 Discussion des résultats

Nous avons vu au cours de cette étude que les valeurs de ST dépendent d'une part de la déformation du mode considéré et des paramètres d'essai comme la position des capteurs par rapport à la déformée propre, le temps entre chaque excitation appliquée et l'amplitude de cette excitation, d'autre part. Nous allons aborder l'influence de ces facteurs dans cette discussion pour comprendre les résultats qu'on a eus.

6.3.1 Relation de saut temporel – modes propres

En premier lieu, on examine la relation de ST avec les modes propres pour l'obtention des valeurs efficace de ST (perturbation maximale de microfissures). On a remarqué que les valeurs de ST sont importantes dans les modes 1, 3 et 4 (figure 5.14). Ils (ST) sont particulièrement maximaux dans le 3^e mode, et ce, depuis les premiers niveaux d'excitation. En calculant les déformations dans ces trois modes, on a constaté que les

¹ PCS : *Probe Center Space* (§ figure 5.3)

déformations y sont relativement plus importantes (figure 5.11). En effet, les valeurs de ST ultrasonore dépendent de déformations induites.

Les modes en question ont engendré des déformations presque de même grandeur dans la zone de propagation. Cependant, la fréquence de vibration, la forme modale et l'amplitude de réponse en accélération de ces modes étant différentes. En effet, lorsqu'on a fait les tests d'impact (sur poutre) pour vérifier les modes propres après la mise en place du pot vibrant, on a constaté que l'amplitude du 3^e mode est relativement la plus prononcée (figures 6.1). C'est pourquoi on a obtenu des valeurs de ST maximales dans ce mode. On a donc déduit que les modes relativement « énergétiques » (créant une grande déformation et contribuant d'une façon significative à la réponse dynamique des structures) sont ceux qui peuvent conduire à des valeurs importantes du ST. Comme l'application de la méthode de saut temporel in situ requiert l'excitation de la structure par un impact mécanique relativement important, on devrait savoir a priori quel est le mode énergétique qui produit la non-linéarité dans le matériau d'une façon maximale. D'après ces tests, on peut se baser sur le spectre de Fourier d'un accéléromètre placé dans la zone d'intérêt pour connaître quels sont les modes pouvant provoquer un décalage important. L'effet de position de tel accéléromètre est discuté au paragraphe suivant (§ 6.3.2). Pour une intervention in situ, cette connaissance est d'une importance primordiale, car elle permet de prioriser les modes à exciter afin d'aboutir à la perturbation requise (ouverture des microfissures/fissures).

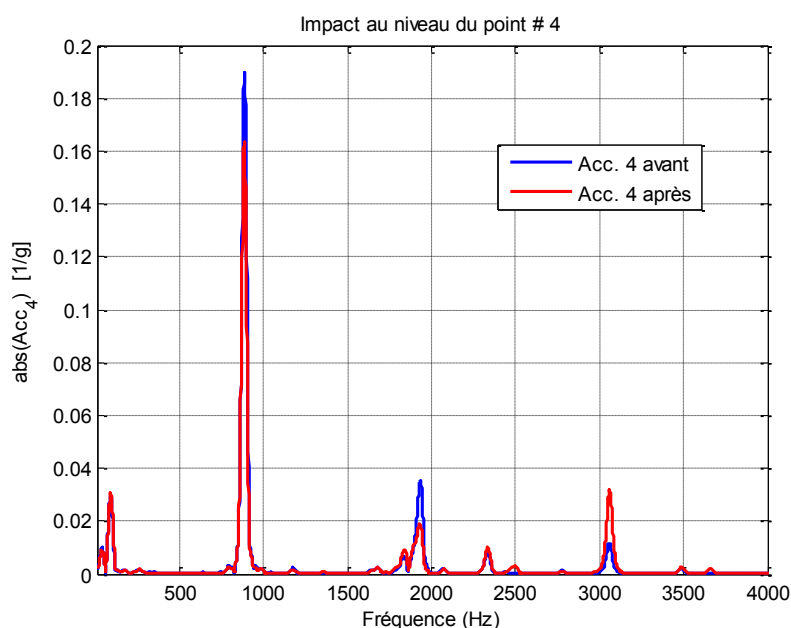


Figure 6-1 – Spectre de Fourier de réponse en accélération obtenu par l'accéléromètre #4 avant et après la mise en place du pot vibrant

En revanche, la connaissance des fréquences naturelles des modes ne suffit pas. Il faut un nombre suffisant des capteurs de mouvement (accéléromètres) pour définir la déformée propre associée. Le choix du nombre de ces capteurs est discuté plus bas dans ce chapitre.

En second lieu, l'analyse des résultats obtenus dans les différents modes relève deux points intéressants :

- 1- L'excitation de deux modes par une amplitude pratiquement identique ne produit pas la même perturbation (décalage temporel) ;
- 2- On peut avoir un ST identique dans deux modes par un rapport FA différent.

Concernant le premier point, on a constaté que l'excitation du 3^e mode par une amplitude relative de FA=57% donne un ST relativement important par rapport à la même amplitude appliquée au 2^e mode. Ce constat est aussi observé entre les modes 3 et 4, et entre les modes 4 et 5. Les résultats de ST dépendent alors du mode excité. Le choix du mode est donc important, car l'excitation d'un mode inapproprié ne pourrait pas révéler toute l'information recherchée du matériau (microfissuration, fissuration, défauts internes, etc.). En autre terme, la sélection adéquate du mode à exciter conduit à des mesures efficaces du ST. Ce point d'une importance significative en cas d'un endommagement précoce dans le béton (la RAG par exemple). On comprend aussi que l'ampleur de l'excitation n'est pas le seul paramètre déterminant les valeurs du ST.

Le second point est remarquable quand le 2^e mode est excité à un niveau FA=76% par rapport aux 3^e ou 4^e modes, excités par une amplitude un peu plus basse (FA=57%). Donc, on peut choisir le mode qui provoque une grande perturbation avec une moindre d'énergie. Cela nous ramène à reconsidérer l'énergie qu'on peut économiser lors d'un essai in situ. En effet, la vibration du 3^e mode permet d'engendrer la non-linéarité dans la poutre par une énergie relativement moindre (soit de 19% d'économie). Cet enjeu (l'économie) est d'ailleurs parmi les objectifs spécifiques au développement de cette technique (méthode de saut temporel), tels que décrits au départ de ce projet de recherche (§ 1.3). Donc, les deux points précédents permettent de conclure que le choix d'un mode approprié (mode sensible) conduit à une mesure efficace de ST et à un gain économique au niveau de production d'énergie d'excitation.

La reconnaissance des modes énergétiques permet non seulement d'économiser la quantité d'énergie à produire, mais aussi d'aboutir à un montage convenable de technique de ST. En effet, la connaissance des périodes naturelles des modes énergiques aide à déterminer

l'emplacement des capteurs et à la configuration des paramètres de contrôle tels que : la fréquence de génération des ondes ultrasonores (ou la durée de récurrence) et le rapport temps de vol/période modale (t_0/T_m). La fréquence de récurrence devrait être assez grande de telle sorte qu'une dizaine d'ondes puissent sonder le milieu durant la période de vibration (période naturelle) tandis que le rapport (t_0/T_m) devrait être assez petit pour assumer une déformation quasi constante pendant le temps de parcours [33], [34]. Le choix de ces deux paramètres est donc relatif à la période naturelle du mode propre investigué. Étant donné que la vitesse de propagation est souvent mesurable in situ, on peut alors jouer sur la distance inter-capteurs (PCS) pour respecter ce rapport. Concernant la fréquence de sondage (ou choix des capteurs), cela dépend de la profondeur d'investigation souhaitée et de la taille de l'anomalie recherchée.

Aussi, la connaissance de la déformée propre de la zone d'intérêt (distance PCS) est nécessaire pour l'interprétation subséquente des données. En effet, grâce aux informations fournies par les accéléromètres, les propriétés modales (fréquences naturelles et taux d'amortissement) et dynamiques (modes énergétiques, amplitude de déplacement et déformation) sont identifiées. Un nombre suffisant d'accéléromètres est donc requis pour couvrir toute cette zone, car ils permettent de (a) vérifier si le mode excité est bien que celui identifié par les accéléromètres, (b) de déterminer la déformation de la zone d'intérêt pendant l'essai et (c) de servir à la confirmation des informations recueillies, ce qui ne peut être fait avec un seul accéléromètre. D'ailleurs, un accéléromètre ne permet pas de vérifier si la zone sondée ne contenait pas un (des) nœud(s) (sections à déformation nulle). Dans les expériences réalisées, on a mis un accéléromètre chaque 25 cm de sorte qu'au moins trois soient dans la zone de propagation (PCS = 61 cm). Le rapport nombre d'accéléromètres/portée de poutre étant 1/25, si bien que la déformée modale soit bien maîtrisée. Aussi, un nombre minimum de trois accélérations est recommandé pour vérifier les trois objectifs suscités (a, b, c). Pour une application in situ (un pont ou un barrage...etc.), on peut cependant simplifier le dispositif en mettant trois accéléromètres à l'intérieur de la zone sondée et deux à l'extérieur. C'est une question de simplicité : il faut assurer que les accéléromètres soient bien espacés et bien alignés. Dans le cas des dalles, la répartition des accéléromètres doit être faite dans les deux directions horizontales. Pour de courtes distances (PCS < 1 m), on peut simplifier le dispositif à trois accéléromètres tel que réalisé dans le présent projet. La distance PCS, de laquelle dépend le nombre d'accéléromètres, est alors un paramètre clé pour la configuration correcte de cet essai.

L'identification de la déformée propre du mode à investiguer sert entre autre à localiser à priori les déformations maximales. Dans cette étude, la déformation généralisée d'une poutre étant la déformation longitudinale (axiale) qui peut être obtenue de la dérivée seconde du champ de déplacement. Compte tenu des propriétés des fonctions trigonométriques, elle tient de la même distribution que le champ de déplacement. Cela nous permet de déterminer les zones à déformation maximale à partir de modes propres de la poutre étudiée. Un modèle numérique peut aussi aider à la détermination de ces modes. En connaissant la déformée de la structure, l'emplacement des capteurs ultrasonores soit ainsi optimisé. La symétrie du dispositif optimise aussi cette expérience. Cette optimisation est l'un des soucis majeurs de cette expérimentation. Question de coût, l'ajout d'un accéléromètre dans la zone sondée peut considérablement réduire le coût d'investigation in situ de l'essai ST.

Donc, l'étude des propriétés modales permet d'améliorer l'efficacité de la technique de ST, d'offrir une économie avantageuse et tout dans une configuration simple et optimale.

En guise de conclure cette partie, on peut résumer les démarches d'investigation in situ dans le protocole suivant :

- Localiser l'endroit où on voulait identifier l'état du béton/ouvrage ; choisir la direction dans laquelle la déformée globale de l'ouvrage est dominante ;
- Placer un accéléromètre dans la zone d'investigation puis appliquer le test d'impact. Le spectre de Fourier d'accéléromètre permet de déterminer les fréquences naturelles des vibrations induites (réponse de la structure). Aussi, il permet d'identifier les modes les plus énergétiques (voir la section § 6.3.3). Si plusieurs modes apparaissent, choisir celui de longue période pour éviter les sections à faibles déformations (nœuds), étant donné que le nombre des nœuds se multiplie dans les fréquences des modes supérieurs. Puis chercher le point (d'impact) où ce mode devient relativement plus prononcé (en tapant en plusieurs points dans cette zone). Une modélisation par éléments finis permet aussi à déterminer les modes propres de la structure en question à condition que les propriétés mécaniques et géométriques (y compris les conditions aux limites) soient bien définies ;
- Mesurer ensuite la vitesse de propagation des ondes de surface dans le béton puis réajuster les transducteurs de telle sorte que le temps de propagation soit assez petit par rapport à la période du mode sélectionné ($t_0 \leq T_m/10$) ;

- Après avoir repositionné les capteurs ultrasonores, installer maintenant des accéléromètres dans la zone d'intérêt afin de mesurer à la fois la déformée propre de la structure et de s'assurer que le mode propre détecté par l'accéléromètre est bien que celui du mode investigué. Le nombre des accéléromètres dépend fortement de la distance PCS. Il est recommandé de mettre au moins un accéléromètre chaque 25 cm de long ;
- Concernant la fréquence de récurrence des pulses, elle devrait être assez grande devant la fréquence du mode excité, ($f_{rec}/f_m \geq 10$). C'est pourquoi aussi recommandé de choisir un mode à longue période ;
- On peut maintenant commencer l'essai. Enregistrer des échantillons du signal avant et après impact pour pouvoir déterminer le ST. Pour des fins de qualité, il vaut mieux d'appliquer l'essai plusieurs fois avec les mêmes paramètres et d'un impact pratiquement en même position ;
- Il est intéressant de signaler qu'un certain temps à laisser après chaque essai pour que le matériau puisse recouvrir ses propriétés dynamiques (dynamique lente). Ce délai peut varier d'un matériau à un autre. Dans la littérature, ce sujet est d'un long débat [97], [104]. Dans nos essais, le temps entre les essais était en moyenne de 1 à 8 min, mais une durée d'une heure est recommandée surtout on travaille proche de la résonance. Ce point est repris au paragraphe de recommandations de cette étude (§ 6.5).

6.3.2 Relation de saut temporel – accélérations

L'objectif de ce paragraphe est d'étudier la relation de ST avec les accélérations enregistrées.

En premier lieu, on examine l'effet de position des accéléromètres sur la détermination de modes dominants de la poutre. En effet, dans les expériences réalisées, on a deux sortes de capteurs : un accéléromètre placé dans la zone de propagation (Acc. #4) et six dehors (en dessous de la poutre). Par la production d'un impact, chacun détecte le(s) mode(s) y vibrant. La comparaison des spectres permet de déterminer le(s) accéléromètre(s) pouvant déceler le mode recherché (dominant). La figure 6.2 représente les histogrammes des amplitudes d'accélérations obtenues dans les différents accéléromètres lorsqu'un impact est mené au milieu de la poutre.

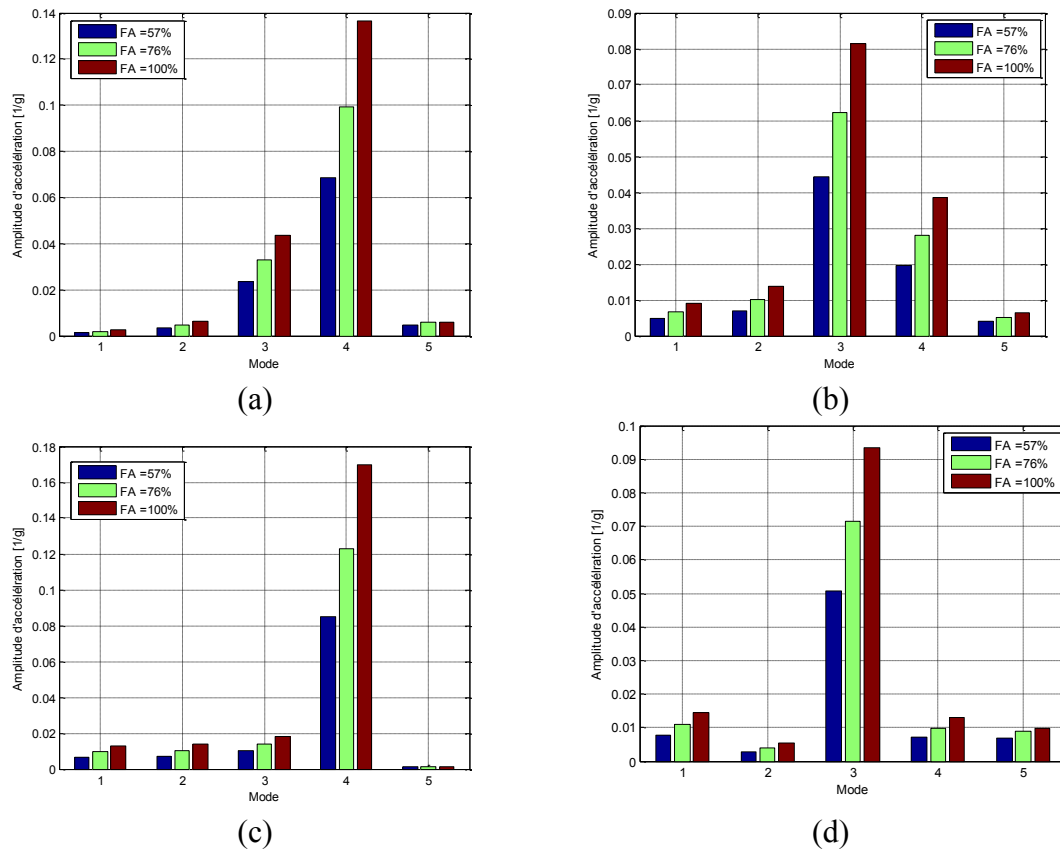


Figure 6-2 – Amplitude de l'accélération obtenue dans l'accéléromètre (a) #1, (b) #2, (c) #3 et (d) #4 selon le mode et le taux de chargement (FA).

En raison de la symétrie du dispositif, la présentation est limitée aux résultats de l'accéléromètre 1, 2, 3 et 4. On remarque que le 3^e mode est détectable par les accéléromètres #2 et #4 tandis que le 4^e mode l'est par les accéléromètres #1 et #3. Donc, l'accéléromètre #4 (histogramme d) a aisément détecté le 3^e mode dans lequel les valeurs de ST sont importantes. On peut alors limiter la recherche des modes dominants aux résultats d'un accéléromètre installé dans la zone d'intérêt (distance PCS).

En second lieu, on présente les valeurs du ST maximales obtenues dans ces modes en fonction de l'amplitude des accélérations correspondantes afin de savoir si les ST dépendent du type de mode ou de l'amplitude d'accélération (figure 6.3).

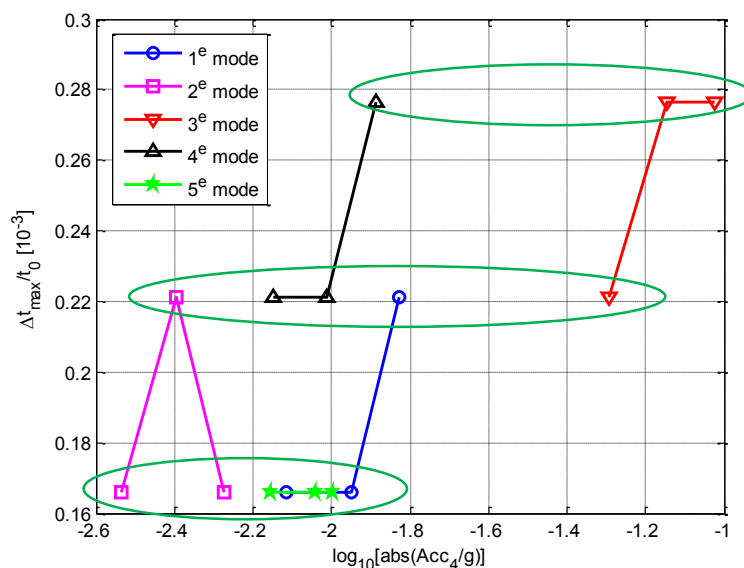


Figure 6-3 – Variation des sauts temporels obtenus en fonction des accélérations mesurées

Les amplitudes d'accélération sont représentées sur l'axe des abscisses à l'échelle logarithmique. En effet, chaque graphe représente les valeurs de ST obtenues pour un mode donné avec trois niveaux d'amplification réalisés. On remarque qu'il y a trois paliers du ST distingués.

- Le 1^{er} niveau concerne les décalages temporels de 0.16×10^{-3} . Ce sont les modes 1, 2 et 5 qui relèvent ce niveau de perturbation.
- En second degré, on constate qu'il y a un palier intermédiaire ayant un $ST = 0.22 \times 10^{-3} (1/g)$. Ce niveau est le résultat des modes 1, 3 et 4 qui l'ont engendré avec une accélération variant de $10^{-2.2}$ à $10^{-1.3} (1/g)$; ces amplitudes étant appréciables sur l'histogramme (figure 6.1).
- En troisième niveau, on trouve des $ST = 0.28 \times 10^{-3}$ pour une accélération variant de 10^{-2} à $10^{-1} (1/g)$. Le 3^e mode peut engendrer ce niveau de perturbation partir un FA = 76%, alors qu'on n'atteint ce décalage avec le 4^e mode que pour un niveau relativement élevé (FA = 100%).

D'une façon générale, les ST évoluent avec l'amplitude d'accélération. L'objet qui n'est pas apercevable avec les amplitudes du déplacement (figure 8.11 en annexe 8.6). En outre, le spectre de Fourier fourni par un accéléromètre placé dans la zone sondée permet de mieux guider au choix du mode plus sensible à la vibration et à la provocation de perturbation suffisante dans le béton. La figure 6.3 permet aussi de conclure que dans le

cas où deux modes engendrant un même niveau de déformation dans la section considérée (cas de modes 1 et 3), on devrait choisir celui ayant une grande amplitude en accélération (plus énergétique), puisque les ST y sont maximaux. Le lien entre la déformation et l'accélération est discuté au paragraphe suivant.

6.3.3 Relation de déformations - accélérations

Dans cette expérimentation, on a vu que les ST sont en rapport direct avec l'amplitude de déformations. La question qui se pose maintenant est comment savoir le(s) mode(s) énergétique(s) qui peut engendrer une grande déformation dans la structure à partir de données des accéléromètres. Pour y répondre, nous allons aborder le modèle physique du problème qui nous permettra de comprendre le lien entre les déformations et les accélérations. En effet, tenant compte de la relation déplacement-accélération dans le domaine de Fourier et de la relation déplacement –déformation d'une poutre (de type Euler-Bernoulli), on peut écrire

$$\begin{cases} \ddot{u} = -\omega^2 u(x) \\ \varepsilon_{xx} = A^2 y u(x) \end{cases} \Rightarrow |\varepsilon_{xx}| = A^2 y \frac{|\ddot{u}|}{\omega^2} \quad (6.1)$$

u et \ddot{u} désignent le déplacement et l'accélération de la poutre en un point donné. $|\varepsilon_{xx}|$ représente l'amplitude de déformation longitudinale de la poutre. A étant une constante dépend du mode et tient compte entre-autre la déformée de ce mode (Éq. 4.6). y est la position par rapport à l'axe neutre (Éq. 8.19) et ω la fréquence circulaire du mode. La déformation maximale est où la courbure est maximale. En conséquence, pour connaître quel est le mode ayant une grande déformation dans structure, il est donc à déterminer :

- Sa fréquence naturelle (ω);
- Son amplitude d'accélération correspondante ($|\ddot{u}|$);
- Et sa déformée modale.

Les deux premières mesures peuvent être directement tirées du spectre de Fourier en accélération. Par contre, pour la dernière, une connaissance de la forme propre du mode est nécessaire. C'est pourquoi on a recommandé de prévoir plusieurs accéléromètres à mettre en place pour pouvoir déterminer l'allure propre des modes. L'équation précédente peut encore être simplifiée en remplaçant les constantes du mode, A et ω , par leurs expressions données en (3.21) et (3.23). En effet,

$$A = \left(\frac{n\pi}{L}\right) \quad , \quad \omega = (n\pi)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho SL^4}} \quad (6.2)$$

Après remplacement et simplification, l'équation déformation-accelération devient :

$$|\varepsilon_{xx}| = C^{te} \frac{|\ddot{u}|}{n^2} \quad (6.3)$$

n représente le nombre du mode (de flexion) qui tient compte aussi du nombre des nœuds présents dans le mode propre ($n = N_{\text{nœuds}} + 1$). C^{te} est une constante indépendante des modes. De cette équation, l'amplitude de déformation est proportionnelle au rapport ($|\ddot{u}|/n^2$). Donc, le mode ayant un rapport $|\ddot{u}|/n^2$ plus élevé est celui qui provoque une déformation maximale. Dans le spectre de Figure 6.1, on a :

Mode 1	$ \ddot{u} _{n=1} = 0.03$	$ \varepsilon_{xx} _{n=1} = \frac{0.03}{1^2} = 0.03 C^{te}$
Mode 3	$ \ddot{u} _{n=3} = 0.19$	$ \varepsilon_{xx} _{n=3} = \frac{0.19}{3^2} = 0.021 C^{te}$
Mode 4	$ \ddot{u} _{n=4} = 0.035$	$ \varepsilon_{xx} _{n=4} = \frac{0.035}{4^2} = 0.0022 C^{te}$
Mode 5	$ \ddot{u} _{n=5} = 0.035$	$ \varepsilon_{xx} _{n=5} = \frac{0.035}{5^2} = 0.0014 C^{te}$

En comparant l'amplitude de déformation dans ces modes mesurées de ce spectre (section à mi-travée), les modes 1 et 3 viennent en première place. L'objet qu'on peut le constater dans l'histogramme des déformations de figure 5.11. Aussi, on a eu les mêmes constats avec les nouveaux essais qu'on a réalisés après, en comparant les rapports $|\ddot{u}|/n^2$ obtenus lors d'un impact appliqué à une section donnée avec les déformations induites (figure 6.4).

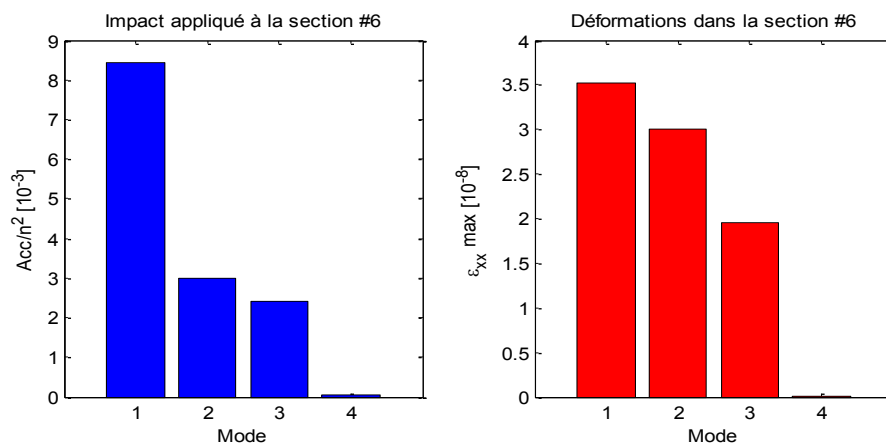


Figure 6-4 Comparaison du rapport $|\ddot{u}|/n^2$ avec les déformations de la poutre obtenues par un impact mené au point #6.

Une fois les modes ‘énergétiques’ déterminés, on peut alors augmenter l’amplitude de sollicitation pour avoir un maximum de perturbation. Donc, la première étape est de déterminer ces modes puis d’adapter le dispositif de mesure (de ST) selon la méthodologie décrite plus haut.

Ce modèle de calcul s’applique toutefois aux poutres ayant un comportement pareil à la poutre d’Euler-Bernoulli (déformée sous forme sinusoïdale). Pour les autres structures, on peut suivre les mêmes démarches pour atteindre le lien entre la déformation et l’accélération. L’équation (6.3) fournit une première estimation de modes propres plus énergétiques qui engendrent des déformations maximales, et par conséquent, des valeurs de ST plus importantes dans la poutre. Toutefois, les valeurs de ST dépendent aussi de paramètres autres que la déformation, tels que le temps entre essais, la distance inter-capteurs et leur position par rapport à la déformée propre. Les résultats qu’on a eus avec le 3^e mode (aux premiers essais) indiquent que la configuration adaptée était plus adaptée pour le 3^e mode que le premier. Dans la seconde partie (étude paramétrique), et après avoir que la configuration ait été modifiée, on a constaté que le premier mode y étant le plus énergétique et les ST y sont importants.

6.4 Portée de l’étude et ses limites

La valeur ajoutée de cette étude consiste à mettre en évidence la relation entre ST et les modes propres présents dans un élément. Elle conclut que les spectres de Fourier des accéléromètres fournissent des informations utiles sur les propriétés modales de la structure. La reconnaissance des modes propres permet de franchir un grand pas dans l’économie de réalisation de cet essai et d’aboutir par la suite à des résultats réalistes de la santé de l’ouvrage.

En revanche, cette étude a été réalisée sur des poutres en béton armé non endommagées, si bien que les valeurs obtenues de ST soient très petites (d’ordre 10^{-4}). Les résultats obtenus ne peuvent cependant pas être directement généralisés aux échantillons endommagés. Toutefois, les points traités dans ce mémoire peuvent donner des directives relativement à l’influence des modes propre sur les mesures de saut temporel. Ainsi, la méthode de saut temporel est appliquée pour des essais impliquant les ondes de surface. Il se pourrait que les modes propres aient eu un effet sur les autres types d’ondes.

Les modes investigués dans cette expérimentation sont les modes de flexion simple. Les autres modes qu'on peut rencontrer aux ouvrages civils (torsion, flambement, flexion oblique...) n'étaient pas visés dans ce projet puisque les modes de flexion sont généralement toujours présents aux ponts en béton. C'est la raison pour laquelle que cette étude est portée sur un élément poutre (en analogie avec le comportement de deux, pont/poutre).

Côté instrumentation, le générateur qu'on a utilisé peut générer des pulses à fréquence de récurrence allant jusqu'à 2 kHz. Avec cette capacité, on arrive à sonder le matériau plusieurs fois pendant ses périodes modales de vibration. Par contre, cette capacité est réservée aux modes oscillant dans les fréquences inférieures à cette limite (2 kHz). Pour des modes supérieurs (structures très rigides) où les fréquences de vibration dépassent cette limite (2 kHz), il y a lieu donc d'utiliser un générateur pouvant produire des ondes à une fréquence de récurrence un peu plus élevée ($f_{rec}/f_m \geq 10$). Aussi, de prévoir un pot vibrant ayant la capacité nécessaire pour exciter ces modes ($f \geq 2 \text{ kHz}$).

6.5 Recommandations

Au cours de cette expérimentation, nous avons remarqué que le temps entre essais est un paramètre important à tenir compte. En effet, dans les essais réalisés, on compare le signal obtenu après excitation à un signal de référence (avant excitation). Ce dernier, on le mesure avant l'expérimentation, où le matériau est laissé pour une longue durée de repos. Ensuite, on répète les tests cinq fois avant de changer l'amplitude d'excitation d'un niveau à l'autre. Le temps entre ces répétitions y était relativement court, soit de 1 à 8 minutes. On a remarqué dans les résultats que le ST ne s'accroît parfois pas avec l'augmentation de l'amplitude de sollicitation (phénomène de dynamique lente), ce qui nous a conduits à considérer ce facteur dans l'interprétation des résultats obtenus. Toutefois, on n'a pas étudié la durée nécessaire pour l'exécution de chaque essai, l'objet que l'on souligne comme recommandation aux prochaines démarches expérimentales de cette technique.

Les essais réalisés pour arriver à ces conclusions ont été effectués avec un pot vibrant par lequel les modes sont excités d'une façon individuelle (cas idéal). Il serait pertinent d'appliquer cette expérimentation avec une excitation par impact en simulant un cas d'une intervention in situ. En effet, l'impact génère la vibration de plusieurs modes simultanément. Il sera capital d'exploiter les résultats conclus dans cette étude pour comprendre l'effet global sur les mesures ANL.

Concernant la méthode de calcul de saut temporel¹, il y a d'autres approches qui sont récemment impliquées pour estimer le décalage temporel dans les signaux périodiques [104], [153]. Ces méthodes sont regroupées en trois catégories, à savoir : méthodes d'interpolations à trois points, méthode de phases et méthodes itératives. Pour la première catégorie, le principe est basé sur l'interpolation de la valeur maximale déterminant le ST avec les valeurs secondaires des pics avoisinants. La différence principale réside dans le type de fonction d'interpolation à considérer (parabolique, logarithmique ou cosinus). Dans la 2^e catégorie, le calcul du ST est obtenu en rapport avec le déphasage des signaux au domaine fréquentiel. En ce qui concerne la 3^e catégorie, celle-ci est destinée aux signaux ayant un rapport signal/bruit très élevé auxquels les méthodes d'interpolation peuvent engendrer des erreurs systématiques pendant cette estimation. Wiens et Bradley [153] ont comparé la précision de chacune dont ils ont conclu que la méthode de phases est plus efficace pour un niveau de bruit moyen et une fréquence de coupure relativement faible. Ainsi, les techniques itératives sont recommandées pour des signaux à faible bruit et une fréquence de coupure plus élevée. Entre les deux situations, les méthodes d'interpolations sont vivement envisagées [153]. Lorsque la vitesse de calcul est un facteur, les méthodes d'interpolation à trois points étaient les meilleures, l'algorithme de cosinus étant le plus rapide [153]. Pour cela, il est recommandé d'impliquer ces nouvelles méthodes pour réévaluer ce paramètre (ST).

¹ Méthode de fenêtre mobile.

Chapitre 7 Conclusions et perspectives

7.1 Conclusions

Le travail abordé dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'une problématique globale traitant du développement de la méthode du saut temporel pour des essais in situ. Nous avons pour objectif principal d'étudier la relation des modes propres des structures avec les mesures relevées par cette technique.

Cette problématique est traitée de façon expérimentale où des poutres en béton armé ont été choisies comme un modèle de travail. Ce choix est motivé par le fait que le comportement modal des poutres est en général similaire d'un pont à poutres. Les modes propres considérés sont ainsi les modes de flexion simple. En effet, nous avons opté pour les cinq premiers modes en raison de leur participation au mouvement dynamique d'une part, et de la capacité des équipements à exciter ces modes d'autre part. La méthode de saut temporel (ST) est appliquée pour le cas des ondes de surface.

Après avoir déterminé les propriétés modales des spécimens, nous avons procédé à l'évaluation du décalage temporel que peut produire l'excitation de tels modes. Comme cette dernière est tenue d'une façon harmonique, deux types de valeurs sont alors observés : un ST positif et un ST négatif. Le premier résulte de l'allongement de la partie sondée de la poutre alors que le second résulte de son raccourcissement. Cela signifie aussi que la vitesse de propagation des ondes est affectée par les vibrations modales produites. En effet, un saut positif signifie que le signal d'onde perturbée arrive après le signal de référence, étant donné que l'ouverture de fissures allonge la trajectoire des ondes ultrasonores. Par contre, lorsque le béton est en phase de compression, les fissures ont tendance à se refermer, et l'onde acoustique est relativement accélérée, puisque son parcours est raccourci. En termes de grandeur, nous avons obtenu des valeurs de ST d'ordre 10^{-4} par rapport au temps de propagation ($ST = \Delta t/t_0$), car le béton des poutres en question est intact (non endommagé). La variation de grandeur de ST par rapport au mode et à l'ampleur de chargement est relative au réseau de microfissuration interne excité du béton.

Concernant la relation entre les modes propres et les mesures de ST ultrasonores, ceci est résumé dans les points suivants :

- D'une façon générale, les ST dépendent de la nature des modes propres de la structure. Les modes relativement énergétiques (créant une grande déformation et contribuant d'une façon significative à la réponse dynamique des structures) sont ceux qui peuvent conduire à des valeurs importantes du ST ;
- La position de capteurs par rapport à la déformée propre du mode excité est un paramètre clé pour réussir cet essai. En effet, il faut toujours chercher l'endroit où la courbure est maximale. Par conséquent, l'exécution de l'essai de ST sur des sections à déformations faibles ou même nulles (nœuds) ne relève pas les valeurs efficaces de cette mesure (ST) ;
- Le décalage temporel dans le signal ultrasonore est plus prononcé dans les ondes de coda que dans les ondes de surface, et ce, indépendamment de leurs fréquences de propagation ;
- Le saut temporel dépend aussi de l'amplitude d'excitation appliquée.
- Le décalage étant constaté relativement important dans les modes énergétiques. La fourchette de cette mesure $[\Delta t_{min}/t_0, \Delta t_{max}/t_0]$ étant plus grande.
- L'excitation de deux modes par une amplitude pratiquement égale ne produit pas la même perturbation. Donc, les valeurs de ST dépendent au premier lieu du mode propre excité plutôt que de l'amplitude d'excitation. Par conséquent, l'excitation d'un mode inapproprié ne révèle pas l'état réel du béton/de l'ouvrage ausculté.

Aussi, nous avons conclu que

- La question clé dans cette investigation est comment déterminer in situ les modes les plus énergétiques. Des accéléromètres placés dans la zone d'intérêt peuvent fournir cette information.
- Le choix des modes énergétiques permet d'économiser la quantité d'énergie d'excitation ;
- Le ST s'accroît avec l'amplitude des accélérations. C'est pourquoi on se base sur le spectre de Fourier des accéléromètres pour s'assurer de l'efficacité des résultats. Cette croissance n'était pas observée au spectre de Fourier de réponse en déplacement.

- La connaissance des modes propres des structures permet enfin d'aboutir à une configuration réussie de cet essai. En effet, la détermination du mode propre dominant permet de :
 - ✚ Optimiser la position et la distance utile des capteurs ultrasonores ;
 - ✚ Déterminer le nombre des accéléromètres nécessaire pour vérifier la déformée propre correspondante ;
 - ✚ Régler les paramètres de contrôle : fréquence de récurrence, plage des fréquences de l'excitation (choix de masse et de rigidité du marteau d'impact, par ex.) ;
 - ✚ Minimiser l'étendue du problème notamment pour un ouvrage à accès limité ;
 - ✚ Minimiser aussi le temps d'intervention in situ, en cas de nécessité de fermeture temporaire de l'ouvrage ;
 - ✚ Rentabiliser la quantité d'énergie de mise en mouvement pour une perturbation maximale ;
 - ✚ Aboutir aux mesures efficaces sur l'état de santé de l'ouvrage en question ;

De ce fait, l'investigation des propriétés modales favorise un montage optimal et efficace de cet essai. L'impact scientifique et technologique de ces conclusions est discuté dans ce qui suit.

7.2 Impact du travail

Ce travail permet de rapporter de nouvelles visions concernant le montage de l'essai de saut temporel in situ vis-à-vis aux propriétés modales des structures. En effet, les conclusions citées plus haut permettent non seulement d'optimiser la façon d'instrumenter cet essai, mais aussi d'améliorer la performance de la technique de ST.

Sur le plan technique, la compréhension des effets des modes propres et particulièrement des modes énergétiques permet d'orienter le montage de la technique de saut temporel in situ d'une façon judicieuse.

En plus des avantages de la méthode de ST rapportés aux travaux antérieurs du GRAI, la valeur ajoutée de ce mémoire consiste à incorporer la réponse dynamique dans l'interprétation des mesures. La maîtrise de l'excitation basses fréquences générée, de la réponse induite et des effets engendrés sur l'onde ultrasonore rend cette technique plus performante.

À moyen terme ce projet a pour impact de fournir aux gestionnaires du réseau routier, au Québec, un moyen de contrôle non destructif simple, efficace et facile à adapter in situ en fonction de besoin recherché, et avec confiance.

7.3 Perspectives

Pendant l'analyse des résultats obtenus, nous avons quelques idées complémentaires à développer. Ça peut enrichir encore la performance de la technique du saut temporel. Elles sont décrites ci-dessous sous forme des points de perspectives pour de futurs travaux. En effet :

- Les spécimens qui ont fait l'objet de cette expérimentation sont des poutres simplement appuyées. En modifiant les conditions d'appui (encastrement rigide, consol libre ..., etc.), les propriétés modales (fréquences naturelles et déformées propres) seront également modifiées. Le traitement de ces nouveaux modes aide ainsi à la généralisation des conclusions.
- Bien que les essais aient été menés sur des poutres ayant pour mode de flexion simple, en similitude d'un pont à poutres, il serait convenable d'appliquer les connaissances acquises dans ce mémoire pour un autre élément de structure tel qu'une dalle (flexion orthotrope) ou une colonne en analogie avec les différentes composantes d'un ouvrage civil (dalle et pile). Concernant les composantes rigides comme une poutre d'enchevêtrement ou une fondation de masse, ce sujet est aussi important, car la connaissance de leurs modes de vibration permet d'économiser véritablement l'énergie d'excitation à déployer.
- On a vu au cours de cette expérimentation la dépendance des mesures de saut temporel aux modes propres, et ce, pour un matériau non endommagé. Il serait pertinent d'examiner cette dépendance pour un matériau endommagé.

8 Annexes

8.1 Annexe A.1 : Dimensionnement des poutres

Une poutre est distinguée par son élanement géométrique (rapport hauteur/longueur) dont il est généralement inférieur à 10. En effet, les trois poutres que nous avons construites ont pour longueur de 2100 mm et une section rectangulaire de 150x180 mm² (figure 8.1). Pour le ferrailage, nous avons doté chacune, de deux barres d'armature de 10 mm de diamètre dont les recommandations suivantes s'appliquent (figure 8.2).

- Section ductile (acier élastique parfaitement plastique) ;
- La reprise des efforts de cisaillement est tenue par le béton et les barres longitudinales ;
- Mode de rupture par traction (Section sous armée) ;
- Taux d'armature minimal doit respecter la norme CSA A 23.3-14.

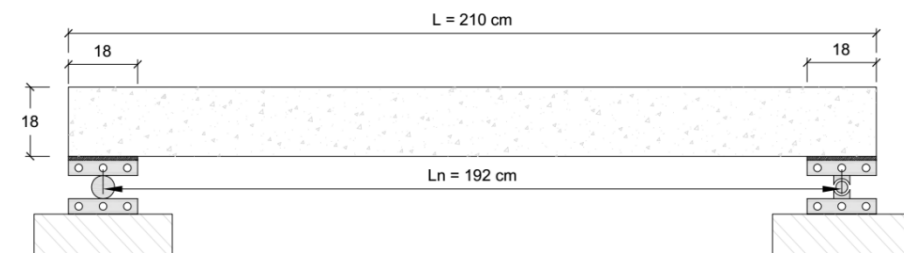


Figure 8-1 Poutre simplement appuyée (les dimensions sont en cm)

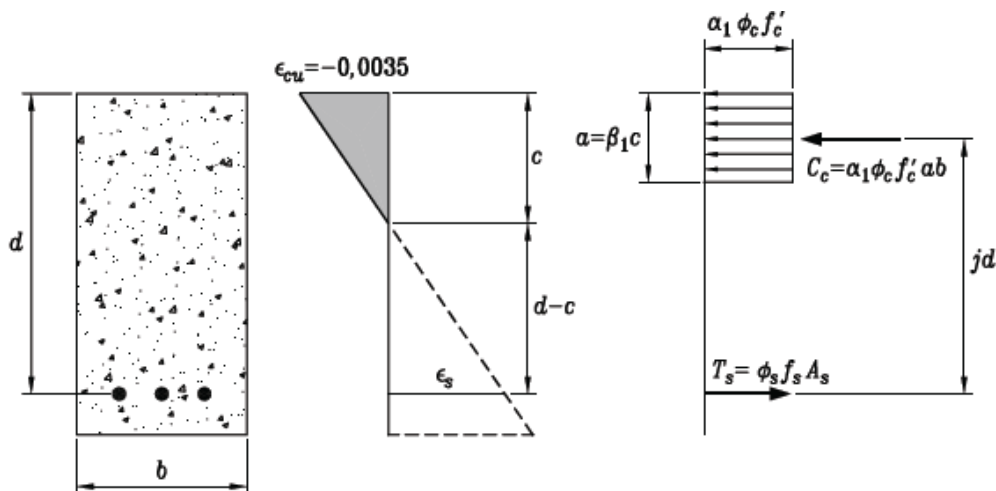


Figure 8-2 Diagramme de déformation et de contrainte typique d'une section en béton sous armée

8.1.1 Propriétés des matériaux

Les propriétés des matériaux que nous avons obtenues sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau 8-1 Propriétés mécaniques des matériaux

Béton			
Résistance spécifiée du béton à la compression (Béton B)			
$f'_c = 47 \text{ MPa}$			
Poids volumique équivalent du béton			
$\gamma_c = 23.96 \text{ kN/m}^3$			
Déformation max. de la fibre de béton la plus comprimée			
$\epsilon_{cu} = -0.0035$			
Acier			
Limite élastique des aciers			
$f_y = 400 \text{ MPa}$			
Module de Young des armatures			
$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$			
Constantes de calcul			
$\alpha_1 = 0,7795$	$\beta_1 = 0,8525$	$\phi_c = 0,65$	$\phi_s = 0,85$

8.1.2 Calcul des charges pondérées

La charge permanente appliquée à la poutre est son poids propre pondéré à 25%,

$$w_f = 1.25\gamma_c b h = 0.81 \text{ kN/m} \quad (8.1)$$

Le moment fléchissant est maximal au milieu de la portée :

$$M_f = \frac{w_f L^2}{8} = \frac{0.81 \times 2^2}{8} = 0.405 \text{ kN.m} \quad (8.2)$$

8.1.3 Ferrailage

Pour un enrobage de $e = 30 \text{ mm}$ et des barres d'armatures de diamètre maximal $\Phi = 10 \text{ mm}$ (10M), la hauteur effective est

$$d = 180 - \left(e + \frac{\Phi}{2} \right) = 145 \text{ mm} \quad (8.3)$$

L'aire d'armature requise en flexion est donc

$$A_s = \frac{M_f}{\phi_s f_y j d} = \frac{0.405}{0.85 \times 400 \times (0.75 \times 0.18)} = 8.81 \text{ mm}^2 \quad (8.4)$$

Soit deux barres de 10M en un seul lit ($A_s = 2\Phi 10 = 157 \text{ mm}^2$).

N. B. On n'a pas besoin d'armature de peau puisque la hauteur effective est inférieure à 750 mm (CSA A23.3-14).

8.1.4 Vérification des hypothèses de départ

a. Taux d'armature minimum

Cette section vérifie ainsi l'aire minimale d'acier fixée par la CSA A 23.3-14, art. 10.5.1.2 :

$$A_s > A_{smin} = \frac{0,2\sqrt{f'_c}}{f_y} bh = 115,7 \text{ mm}^2 \quad (8.5)$$

b. Section sous armée

Ainsi, on devrait vérifier la condition de section sous armée. Par définition, une section est sous armée quand l'armature tendue atteint sa limite élastique ($\epsilon_y = f_y/E_s$) avant épuisement du béton en compression, soit avant que le raccourcissement ultime du béton $\epsilon_{cu} = -0.0035$ ne soit atteint [115]. La vérification de cette condition peut être abordée par la comparaison de taux d'armature (ρ) par rapport à celui déterminant une section équilibrée (ρ_b). Soit :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,007 < \rho_b = \frac{\phi_c \alpha_1 \beta_1 f'_c}{\phi_s f_y} \frac{700}{700 + f_y} = 0,038 \quad (8.6)$$

c. Section ductile

Également, on devrait vérifier la ductilité de la section. En effet, on a la déformation au niveau des aciers

$$\epsilon_s = 0,0035 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0,025 > \epsilon_y = f_y/E_s = 0,002 \quad (8.7)$$

Où c est l'épaisseur du béton comprimé (figure 8.2),

$$c = \frac{\phi_s f_s}{\alpha_1 \phi_c f'_c b} = 17,5 \text{ mm} \quad (8.8)$$

Donc, la déformation des armatures tendues est supérieure à la déformation élastique limite, ϵ_y , c'est-à-dire, la plastification est atteinte.

d. La résistance et équilibre des forces dans la section

Concernant la résistance, les résultantes des forces sont (figure 8.2) :

- Force de compression dans le béton : $C_c = \alpha_1 \phi_c \beta_1 f'_c cb = 53,4 \text{ kN}$
- Force de traction dans l'acier : $T_s = \phi_s f_s A_s = 53,4 \text{ kN}$
- Moment résistant à mi-travée :

$$M_r = T_s \left(d - \frac{a}{2} \right) = 7,34 \text{ kN.m} > M_f = 0,405 \text{ kN.m} \quad (8.9)$$

Avec

$$a = \beta_1 c = 15 \text{ mm} \quad (8.10)$$

Donc, la résistance de la section aux efforts de flexion est vérifiée.

e. Vérification de résistance aux contraintes de cisaillement

L'effort tranchant maximum au nu de l'appui vaut (Figure 8.1) :

$$V_f = \frac{w_f l_n}{2} = 0.768 \text{ kN} \quad (8.11)$$

Cependant le code canadien A23.3-14 prévoit la pondération de l'effort tranchant à une distance d_v par rapport au nœud d'appui, appelée hauteur efficace en cisaillement, donné par

$$d_v = \max(0.9d, 0.72h) = 131 \text{ mm} \quad (8.12)$$

Le cisaillement pondéré à d_v est donc

$$V_f = V_f - d_v w_f = 0.663 \text{ kN} \quad (8.13)$$

Par la méthode simplifiée, $\beta = 0,23$ et $\theta = 35^\circ$ (CSA A23.3-14, art. 11.3.6). La part de cisaillement reprise par le béton est (CSA A23.3-14, art. 11.3.4) :

$$V_c = \lambda \phi_c \beta \sqrt{f'_c} b d = 0.02 \text{ kN} \quad (8.14)$$

La résistance maximum à l'effort tranchant permis est (CSA A23.3-14, art. 11.3.3) :

$$V_{r,max} = 0.25 \phi_c \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v = 0.150 \text{ kN} \quad (8.15)$$

Donc, $V_c < V_{r,max}$, la condition de reprise est vérifiée.

8.2 Annexe A.2 : Modèle d'éléments finis de poutre

Ce paragraphe décrit le modèle d'éléments finis des poutres. La poutre est discrétisée en dix éléments barre ayant trois degrés de liberté par extrémité. En effet, le déplacement horizontal, U_x , vertical, U_y et la rotation dans le plan selon l'axe Z , θ_z .

On détermine les propriétés modales en considérant les propriétés équivalentes de section. On entend par les propriétés modales les fréquences naturelles et les modes propres de déformation. La simulation numérique est modélisée dans le plan de flexion généralisée de poutre, soit au plan XY (problème 2D). La poutre repose sur deux appuis, simple et double. Deux hypothèses de bases sont considérées dans ce modèle : (i) les sections planes restent planes après déformation et (ii) il y a compatibilité des déformations entre les armatures et le béton qui les entoure. En effet, l'adhérence entre les barres d'acier et le béton est considérée parfaite. La figure 8.3 représente le modèle de calcul adapté.

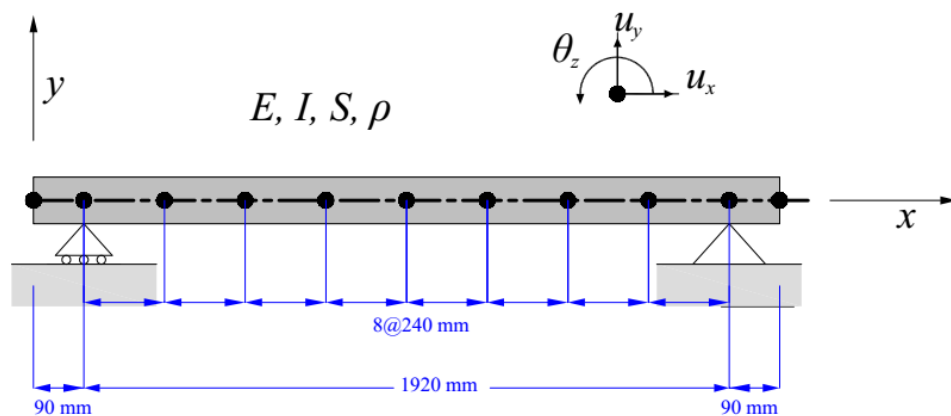


Figure 8-3 Modèle d'éléments finis de poutre.

Les propriétés intrinsèques du béton utilisées dans ce modèle sont celles obtenues par essais sur éprouvettes (tableau 8.2).

Tableau 8-2 propriétés mécaniques et géométriques de poutre

	Masse volumique	Module d'élasticité	Aire
	(kg/m ³)	(GPa)	(mm ²)
Béton A	2426	33.4	9593
Béton B	2455	37.8	17250
Acier	8750	200	157

Les propriétés équivalentes sont calculées à la base du béton B comme suit [154]:

- Coefficient d'équivalence entre le béton A et B :

$$n_{AB} = E_A/E_B = 0.8836$$

- Coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton B :

$$n_{SB} = E_S/E_B = 5.2910$$

- Aire du béton A équivalente en B, après soustraction de l'aire des barres d'acier :

$$S_{At} = n_{AB}S_A = 0.0085 \text{ m}^2$$

- Aire des barres d'acier équivalente en B :

$$S_{St} = n_{SB}S_S = 8.31 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

- L'Aire totale équivalente :

$$A_t = \sum A_i = 0.0266 \text{ m}^2$$

- Profondeur de l'axe neutre (par rapport à la fibre inférieure) :

$$\bar{y} = \frac{\sum y_i A_i}{A_t} = 91 \text{ mm}$$

- L'inertie équivalente de la section

$$I_{eq} = \sum \frac{b_i h_i^3}{12} + A_i d_i^2 = 7.07 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

- La masse volumique est

$$\rho_{eq} = \frac{\rho_A S_A + \rho_B S_B + \rho_S S_S}{S_A + S_B + S_S} = 2481 \text{ kg/m}^3$$

ρ_A, ρ_B et ρ_S sont la masse volumique du béton A, B et de l'acier respectivement.

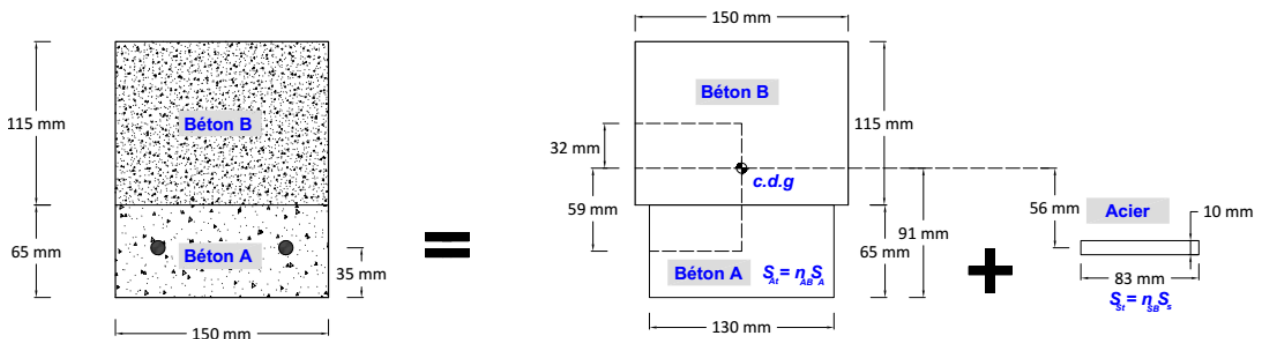


Figure 8-4 Conversion en section équivalente

La matrice de rigidité élémentaire utilisée dans cette modélisation est de type concentrée (cohérente), donnée sous la forme suivante [115] :

$$k_e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3(1+\Phi)} & \frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} & 0 & -\frac{12EI}{L^3(1+\Phi)} & \frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} & \frac{(4+\Phi)EI}{L(1+\Phi)} & 0 & -\frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} & \frac{(2-\Phi)EI}{L(1+\Phi)} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3(1+\Phi)} & -\frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} & 0 & \frac{12EI}{L^3(1+\Phi)} & -\frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} & \frac{(2-\Phi)EI}{L(1+\Phi)} & 0 & -\frac{6EI}{L^2(1+\Phi)} & \frac{(4+\Phi)EI}{L(1+\Phi)} \end{bmatrix} \quad (8.16)$$

Avec

$$\Phi = \frac{12EI}{GA'L^2} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (8.17)$$

A' représente l'aire en cisaillement. En effet, cette écriture est globale que celle de l'équation (3.33), dans laquelle on peut introduire l'effet de cisaillement dans la section. Dans notre cas, la poutre travaille en flexion sans cisaillement puisque le rapport d'élancement ($L/h=1920/180$) est supérieur à dix, si bien que le terme Φ prend la valeur nulle. Concernant la matrice de masse, on choisit celle de type « consistante » puisqu'elle est plus adaptée aux problèmes de flexion des poutres et des dalles [115]:

$$m_e = \frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ 0 & 22L & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & -13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (8.18)$$

Les fréquences naturelles obtenues sont également comparées avec celles du modèle présenté dans la section 3.2.2 (ayant deux degrés de liberté par nœud, 2DLL) dans le tableau 8.3.

Tableau 8-3 Comparaison des fréquences naturelles obtenues dans les deux approches par rapport à la solution théorique.

Mode	Solution théorique	Modèle à 3DDL	Modèle à 2DDL	Différence par rapport à la solution théorique	
	Fréquence (Hz)	Fréquence (Hz)	Fréquence (Hz)	Modèle à 3DDL	Modèle à 2DDL
1	85,8	85,8	85,8	0,0	0,0
2	343,0	342,5	342,5	-0,6	-0,6
3	771,9	768,7	768,7	-3,2	-3,2
4	1372,2	1363,2	1363,2	-9,0	-9,0
5	2144,0	2125,4	2125,4	-18,6	-18,6
6	3087,4	3054,9	3054,9	-32,5	-32,5

Concernant les modes propres, ils sont présentés dans la figure 8.5. Dans ces figures, les modes propres obtenus par modélisation numérique (en bleu) sont comparés aux solutions théoriques (en rouge). Ce sont, en fait, les six premiers modes de flexion oscillant les fréquences 0 à 3.5 kHz. D'après cette figure, on a une correspondance parfaite entre la solution par éléments finis et la solution théorique.

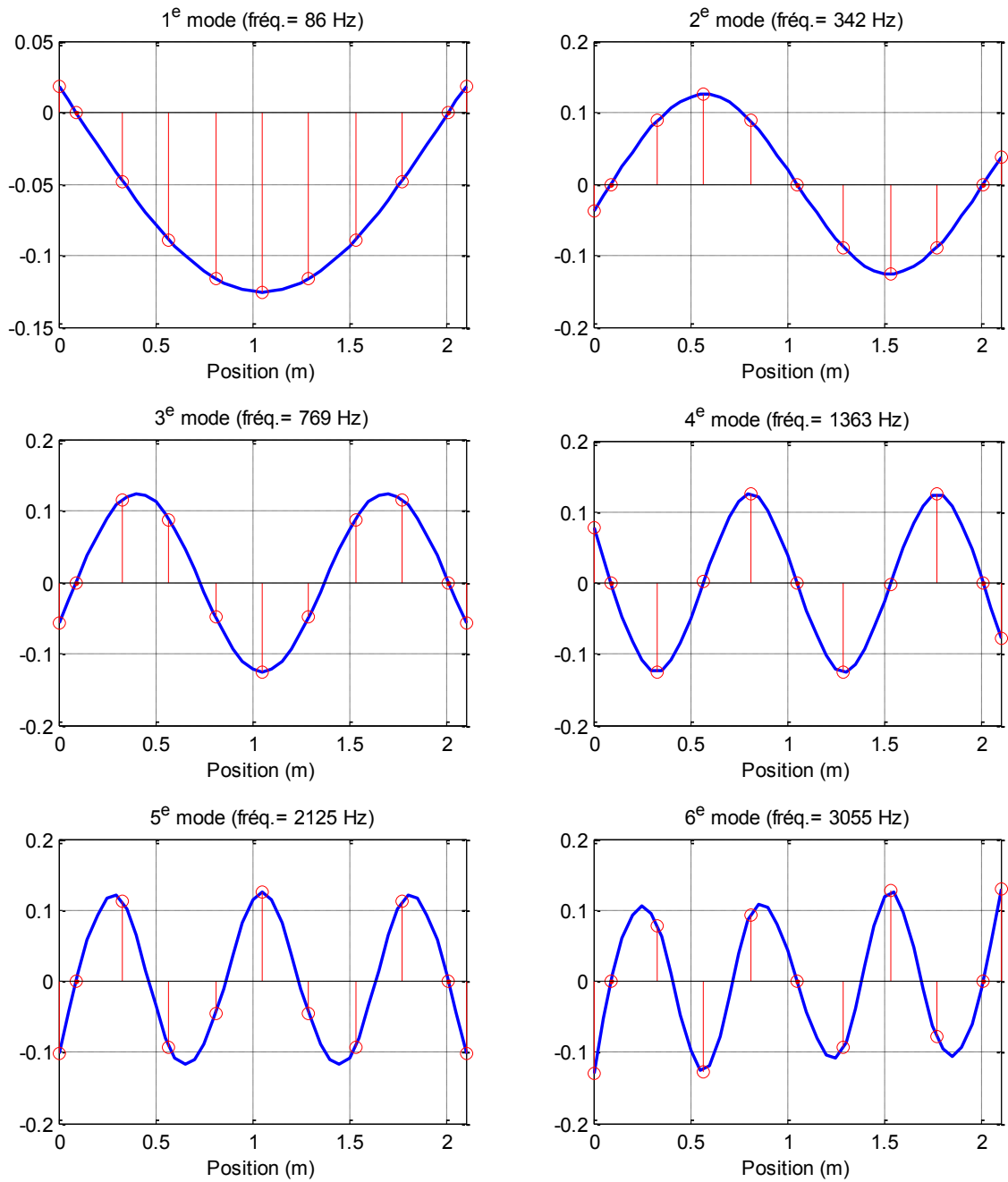


Figure 8-5 Comparaison des modes propres obtenues par la modélisation de poutre par éléments finis (en bleu) à la solution théorique (en rouge)

8.3 Annexe A.3 : Détermination du champ de déformation

La transformation de réponse en accélération du domaine de temps au domaine des fréquences permet de déterminer les amplitudes et les fréquences de vibration de la poutre. À la base de ces deux paramètres, l'amplitude de déplacement vertical (U_y) peut être aussi déterminé (§ 4.3.3). Le champ de déformation élastique de poutre étant la dérivée seconde de la fonction du déplacement (Éq. 4.6). En effet, la déformation longitudinale (axiales) est donnée par [115] :

$$\varepsilon_{xx}(x, y) = -y\varphi(x) = -y \frac{\partial^2 U_y(x)}{\partial x^2} = yA^2 \bar{U}_{0m} \sin(Ax + B) \quad (8.19)$$

Le paramètre y étant la coordonnée par rapport à l'axe neutre de la section (figure 8.6). Pour une répartition linéaire du champ de déformation, y varie de y_{inf} à y_{sup} , où y_{inf} et y_{sup} sont respectivement les distances de l'axe neutre par rapport à la fibre inférieure et supérieure du béton. Ces paramètres sont déterminés dans l'annexe A.2 (§ 8.2). Pour information, le centre de gravité (*c.d.g*) de la section est situé à 91 mm par rapport à la fibre inférieure (figure A2). Le terme $\varphi(x)$ désigne aussi la courbure de la poutre.

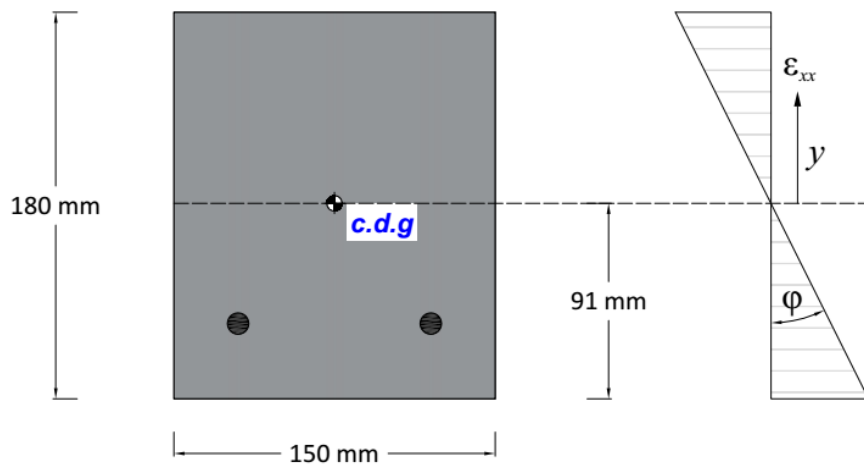


Figure 8-6 Distribution typique de déformation axiale par rapport à la profondeur de la poutre

8.4 Annexe B : Résultats d'analyse modale des poutres 2 et 3

8.4.1 Spectre de Fourier de réponse en accélérations des poutres 2 et 3

Les spectres de Fourier d'accélération de poutre 2 et 3 sont les suivants

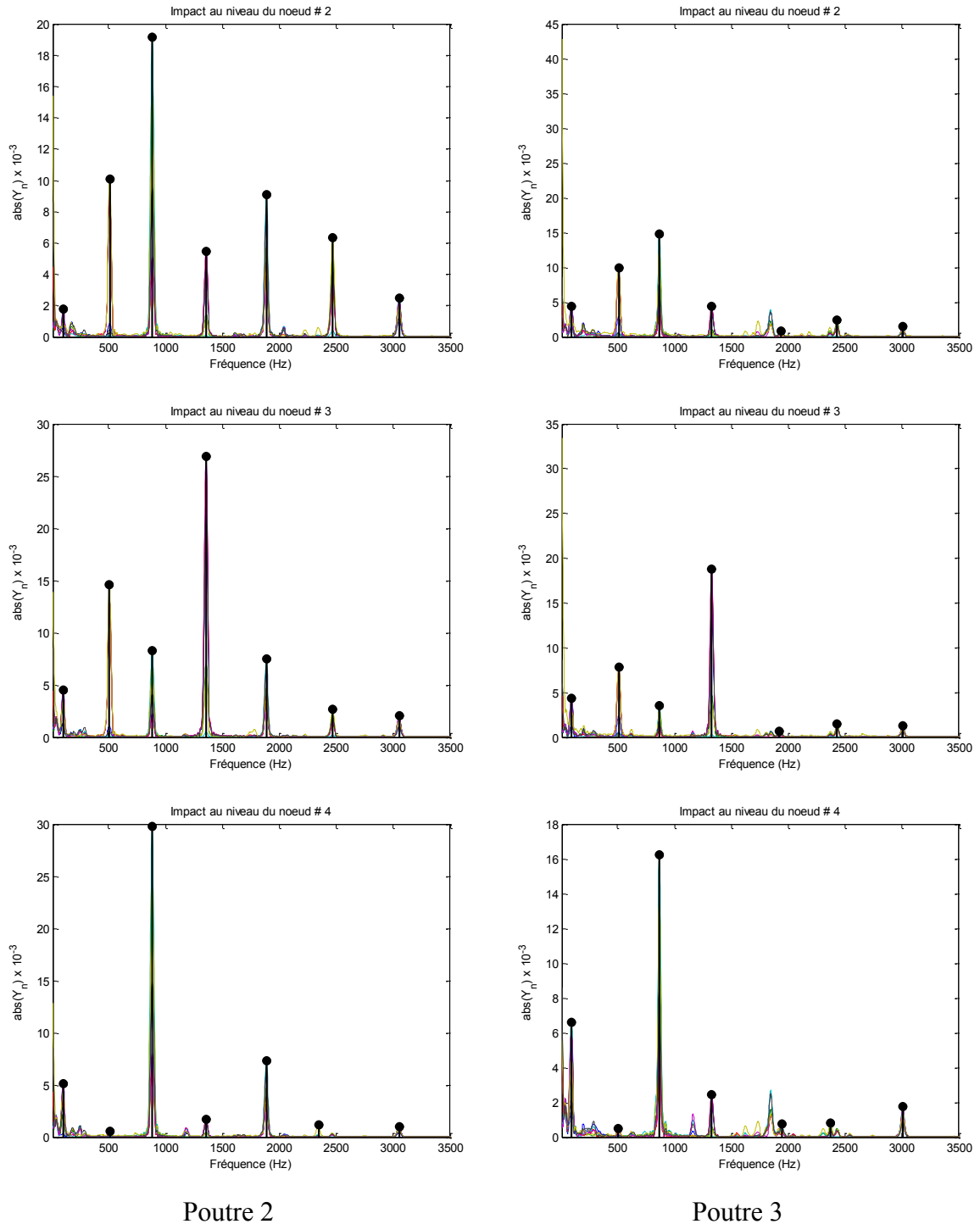


Figure 8-7 Spectre de Fourier de réponse en accélérations des poutres 2 et 3

8.4.2 Modes propres de poutre 2

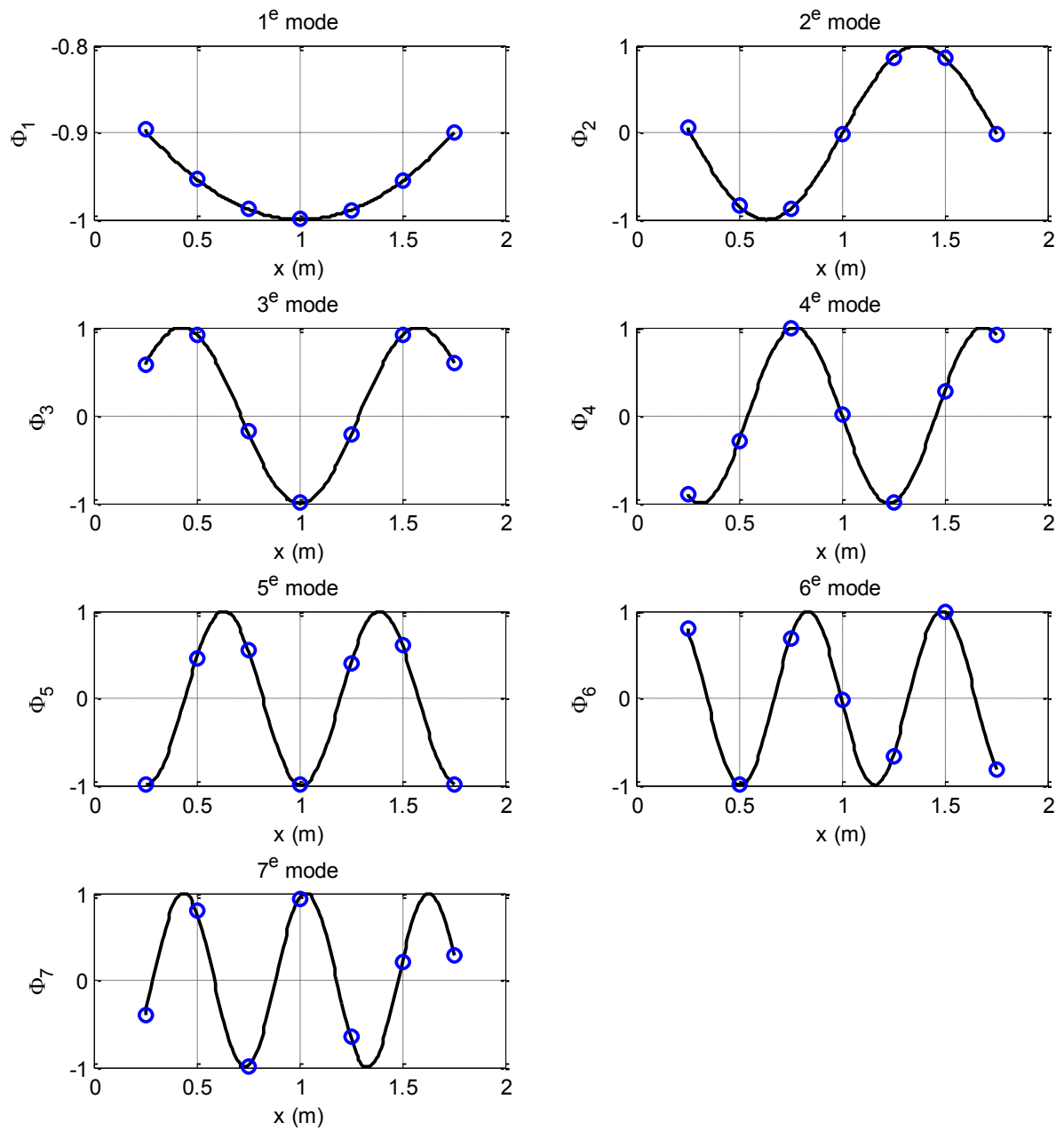


Figure 8-8 Modes propres de poutre 2

8.4.3 Modes propres de poutre 3

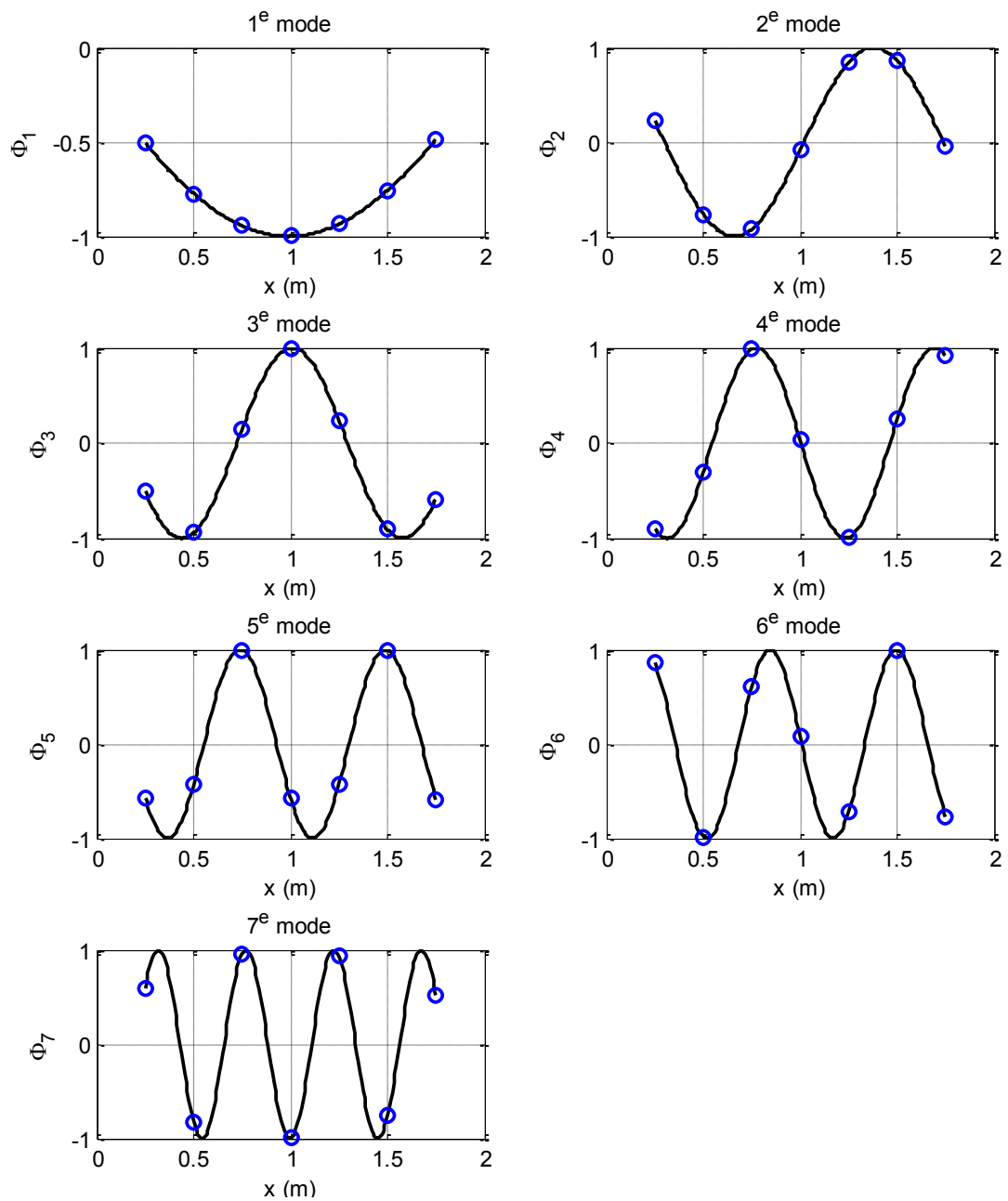
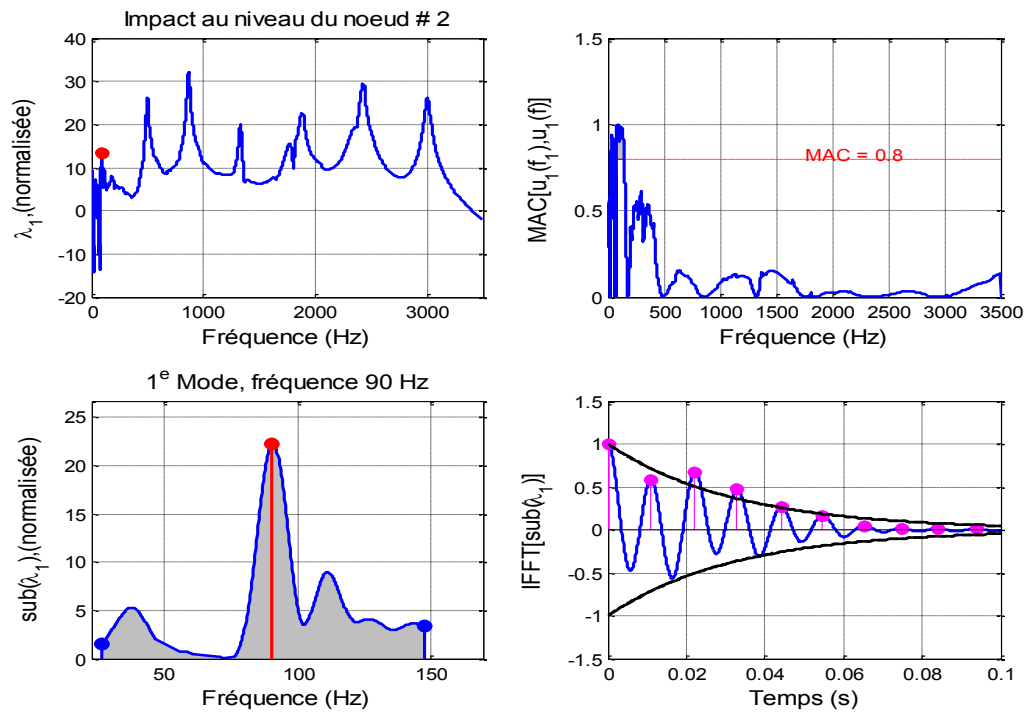
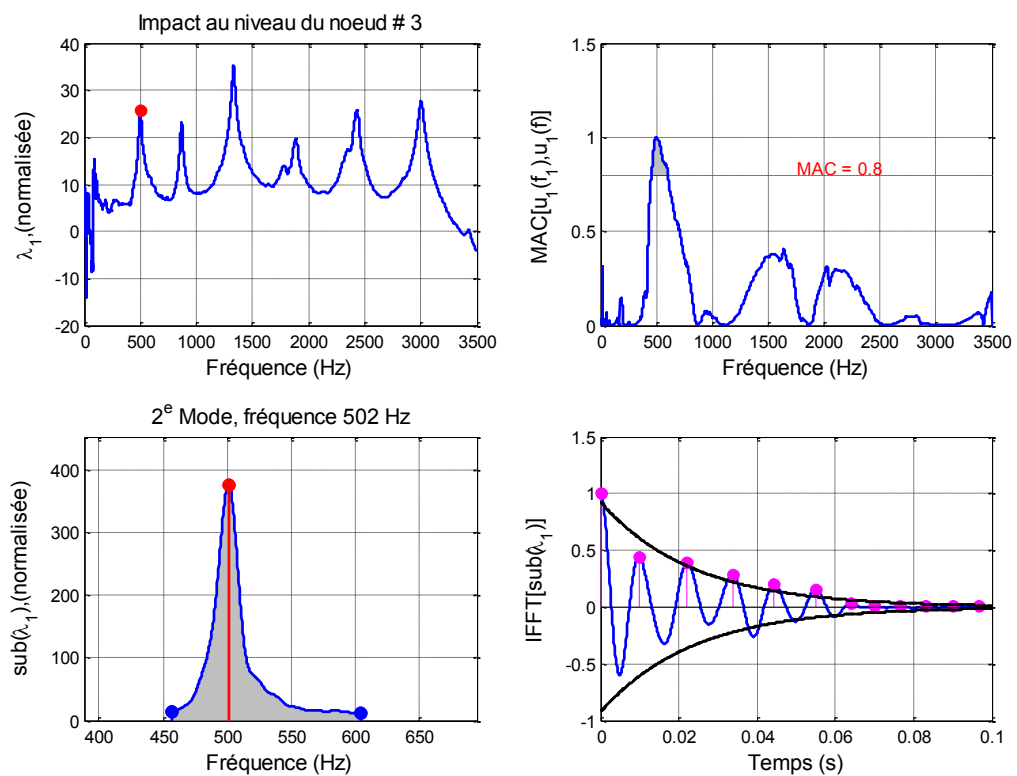


Figure 8-9 Modes propres de poutre 3

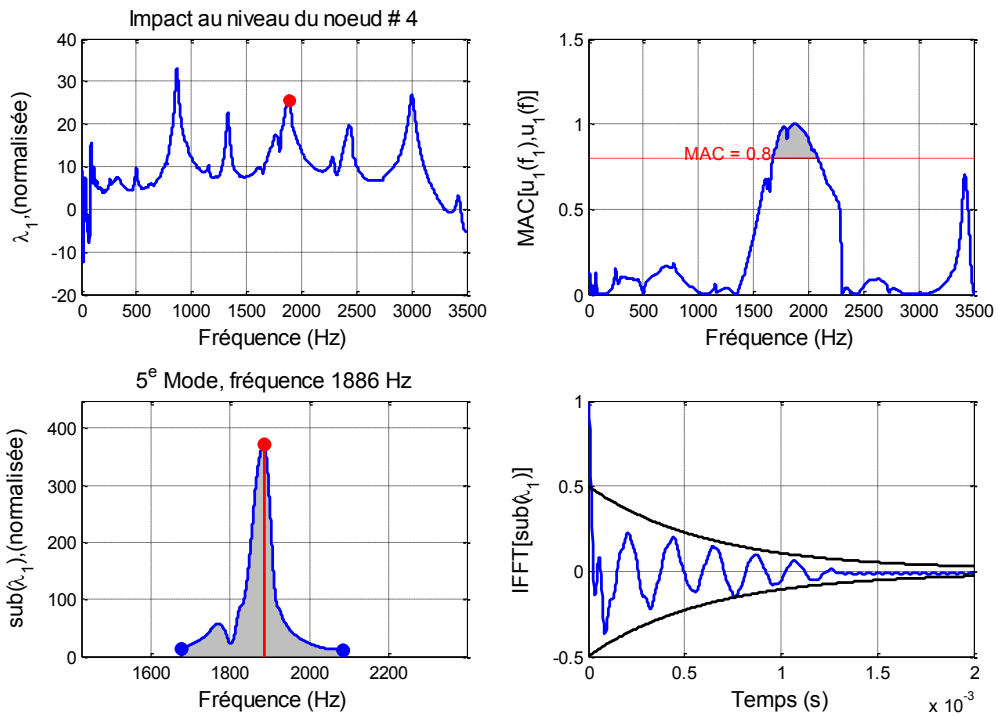
8.5 Annexe C : Résultats de la technique de FDD



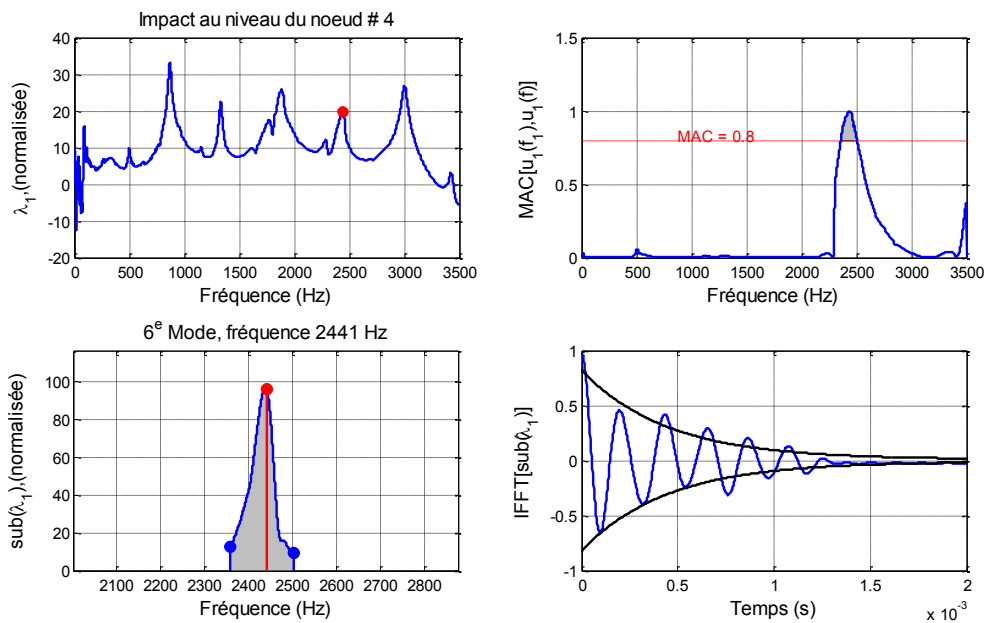
(a)



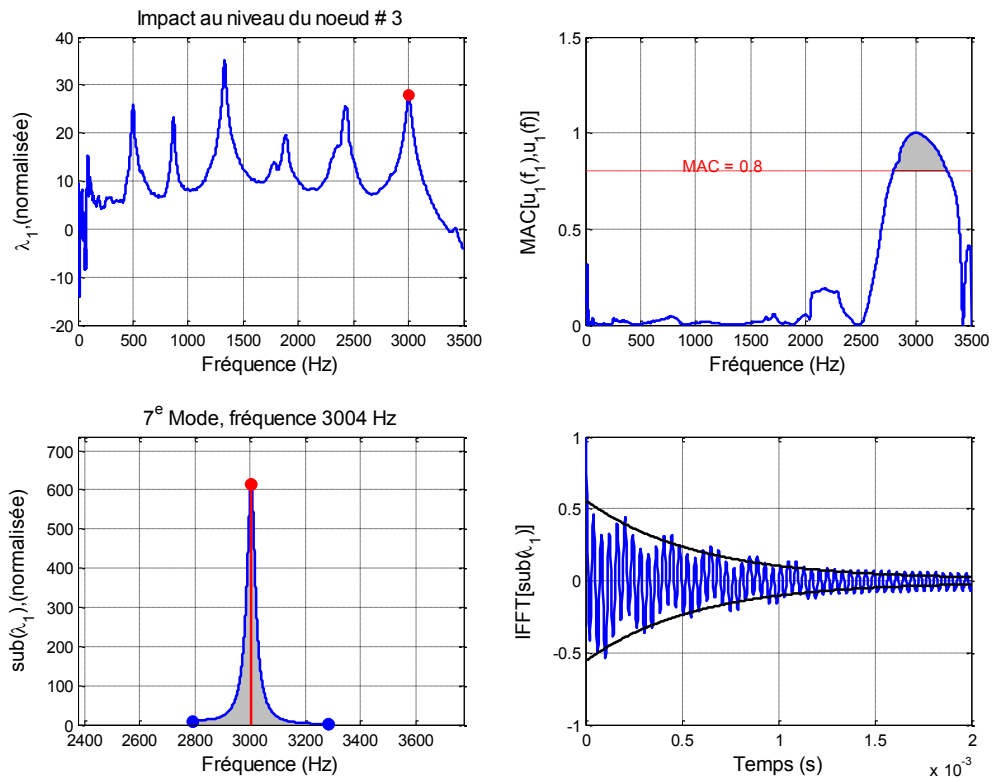
(b)



(c)



(d)



(e)

Figure 8-10 Résultats de technique de FDD (a) 1^e mode, (b) 2^e mode, (c) 5^e mode, (d) 6^e mode, (e) 7^e mode,

8.6 Annexe D : Variation des sauts temporels obtenus en fonction de l'amplitude du déplacement

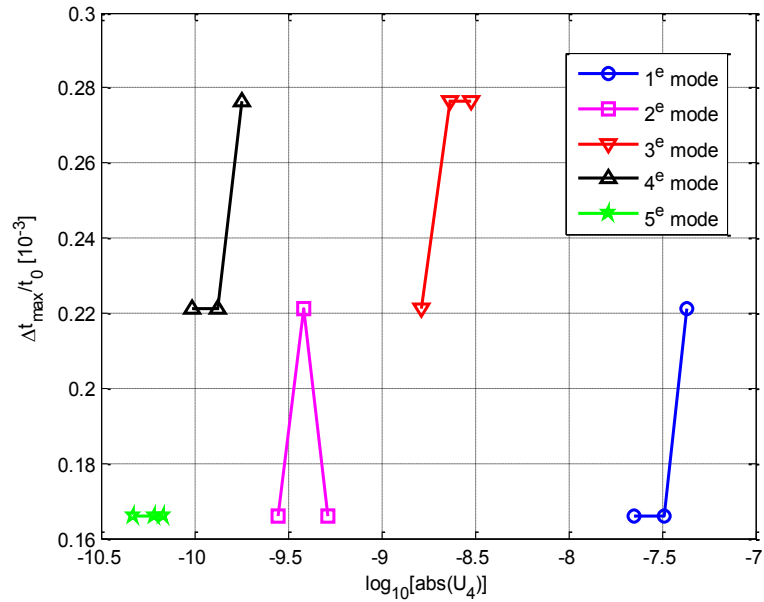


Figure 8-11 Variation des sauts temporels obtenus en fonction de l'amplitude du déplacement

9 Références bibliographiques

- [1] P. M. Johnson, "Commission d'enquête sur l'effondrement d'une partie du viaduc de la Concorde," Montréal, 2007.
- [2] Conseil du trésor du Québec, "Les infrastructures publiques du Québec : Plan québécois des infrastructures 2015-2025 / Plans annuels de gestion des investissements publics en infrastructures 2015-2016," 2015.
- [3] Vérificateur général du Québec, "Chapitre 5 Réseau routier : inspection et planification de l'entretien des structures. Rapport du Vérificateur général du Québec à l'Assemblée nationale pour l'année 2015-2016.," Québec, 2015.
- [4] C. Koch, K. Georgieva, V. Kasireddy, B. Akinci, and P. Fieguth, "A review on computer vision based defect detection and condition assessment of concrete and asphalt civil infrastructure," *Adv. Eng. Informatics*, vol. 29, no. 2, pp. 196–210, Apr. 2015.
- [5] S. Kashif Ur Rehman, Z. Ibrahim, S. A. Memon, and M. Jameel, "Nondestructive test methods for concrete bridges: A review," *Constr. Build. Mater.*, vol. 107, pp. 58–86, Mar. 2016.
- [6] ACI, *Report on nondestructive test methods for evaluation of concrete in structures*. American Concrete Institute, 2013.
- [7] M. Ettouney and S. Alampalli, *Infrastructure health in civil engineering*. Boca Raton, FL: CRC Press, 2012.
- [8] V. Garnier, B. Piwakowski, O. Abraham, G. Villain, C. Payan, and J. F. Chaix, "Acoustic techniques for concrete evaluation: Improvements, comparisons and consistency," *Constr. Build. Mater.*, vol. 43, no. 0, pp. 598–613, 2013.
- [9] J. HOŁA and K. SCHABOWICZ, "State-of-the-art non-destructive methods for diagnostic testing of building structures – anticipated development trends," *Arch. Civ. Mech. Eng.*, vol. 10, no. 3, pp. 5–18, Jan. 2010.
- [10] D. Bui, S. A. Kodjo, P. Rivard, and B. Fournier, "Evaluation of concrete distributed cracks by ultrasonic travel time shift under an external mechanical perturbation: Study of indirect and semi-direct transmission configurations," *J. Nondestruct. Eval.*, vol. 32, no. 1, pp. 25–36, 2013.
- [11] F. Moradi-Marani, S. A. Kodjo, P. Rivard, and C.-P. Lamarche, "Nonlinear Acoustic Technique of Time Shift for Evaluation of Alkali-Silica Reaction Damage in Concrete Structures," *ACI Mater. J.*, vol. 111, no. 5, p. 581, 2014.
- [12] S. A. Kodjo, "Contribution a la caracterisation des betons endommages par des methodes de l'acoustique non lineaire. Application a la reaction alcalis-silice," Université de Sherbrooke (Canada), Canada, 2009.
- [13] F. Moradi Marani, "Développement de méthodes non destructives basées sur l'acoustique

- non linéaire pour évaluer l'état des ouvrages en béton," Université de Sherbrooke, 2014.
- [14] M. Sargolzahi, S. A. Kodjo, P. Rivard, and J. Rhazi, "Effectiveness of nondestructive testing for the evaluation of alkali-silica reaction in concrete," *Constr. Build. Mater.*, vol. 24, no. 8, pp. 1398–1403, 2010.
- [15] A. S. Kodjo, P. Rivard, F. Cohen-Tenoudji, and J.-L. Gallias, "Impact of the alkali-silica reaction products on slow dynamics behavior of concrete," *Cem. Concr. Res.*, vol. 41, no. 4, pp. 422–428, 2011.
- [16] P. Antonaci, C. L. E. Bruno, M. Scalerandi, and F. Tondolo, "Effects of corrosion on linear and nonlinear elastic properties of reinforced concrete," *Cem. Concr. Res.*, vol. 51, no. 0, pp. 96–103, 2013.
- [17] F. Moradi-Marani, M. Shekarchi, A. Dousti, and B. Mobasher, "Investigation of Corrosion Damage and Repair System in a Concrete Jetty Structure," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 24, no. 4, pp. 294–301, 2010.
- [18] B. S. Jang and B. H. Oh, "Effects of non-uniform corrosion on the cracking and service life of reinforced concrete structures," *Cem. Concr. Res.*, vol. 40, no. 9, pp. 1441–1450, 2010.
- [19] R. Zhang, A. Castel, and R. François, "Concrete cover cracking with reinforcement corrosion of RC beam during chloride-induced corrosion process," *Cem. Concr. Res.*, vol. 40, no. 3, pp. 415–425, 2010.
- [20] K. J. Lesnicki, J.-Y. Kim, K. E. Kurtis, and L. J. Jacobs, "Assessment of alkali-silica reaction damage through quantification of concrete nonlinearity," *Mater. Struct.*, vol. 46, no. 3, pp. 497–509, 2013.
- [21] J. Lindgård, Ö. Andiç-Çakır, I. Fernandes, T. F. Rønning, and M. D. A. Thomas, "Alkali-silica reactions (ASR): Literature review on parameters influencing laboratory performance testing," *Cem. Concr. Res.*, vol. 42, no. 2, pp. 223–243, 2012.
- [22] M. Thomas, "The effect of supplementary cementing materials on alkali-silica reaction: A review," *Conf. Spec. Cem. Hydration Kinet. Model. Quebec City, 2009 CONMOD10, Lausanne, 2010*, vol. 41, no. 12, pp. 1224–1231, 2011.
- [23] K. E.-A. Van Den Abeele, A. Sutin, J. Carmeliet, and P. A. Johnson, "Micro-damage diagnostics using nonlinear elastic wave spectroscopy (NEWS)," *NDT E Int.*, vol. 34, no. 4, pp. 239–248, 2001.
- [24] F. Bouchaala, C. Payan, V. Garnier, and J. P. Balayssac, "Carbonation assessment in concrete by nonlinear ultrasound," *Cem. Concr. Res.*, vol. 41, no. 5, pp. 557–559, 2011.
- [25] G. Kim, C.-W. In, J.-Y. Kim, K. E. Kurtis, and L. J. Jacobs, "Air-coupled detection of nonlinear Rayleigh surface waves in concrete—Application to microcracking detection," *NDT E Int.*, vol. 67, no. 0, pp. 64–70, 2014.
- [26] Y. Boukari, D. Bulteel, P. Rivard, and N.-E. Abriak, "Combining nonlinear acoustics and physico-chemical analysis of aggregates to improve alkali-silica reaction monitoring," *Cem.*

- Concr. Res.*, vol. 67, pp. 44–51, 2015.
- [27] H. J. Lim, B. Song, B. Park, and H. Sohn, “Noncontact fatigue crack visualization using nonlinear ultrasonic modulation,” *NDT E Int.*, vol. 73, no. 0, pp. 8–14, 2015.
- [28] F. Moradi-Marani, S. A. Kodjo, P. Rivard, and C.-P. Lamarche, “Effect of the Temperature on the Nonlinear Acoustic Behavior of Reinforced Concrete Using Dynamic Acoustoelastic Method of Time Shift,” *J. Nondestruct. Eval.*, vol. 33, no. 2, pp. 288–298, 2014.
- [29] S. A. Kodjo, F. Moradi-Marani, and P. Rivard, “Application du principe de l’acoustoélasticité dynamique pour la surveillance in situ des ouvrages de génie civil/applying dynamic acoustoelasticity (D.A.E) principle for in situ monitoring of civil engineering structures,” *Ann. du Bâtiment des Trav. Publics*, vol. 66, no. 1–3, p. 65, 2014.
- [30] A. B. Hardyniec, “Dynamic testing and modeling of a superelevated skewed highway bridge,” 2009.
- [31] D. Hébert, J. Proulx, and P. Paultre, “Essais dynamiques du pont de Grand-Mère : rapport de recherche.”, 1993.
- [32] M. S. Sanda, “Évolution des propriétés dynamiques de poutres en béton armé endommagées en laboratoire,” Université de Sherbrooke, 2015.
- [33] J. N. Eiras, Q. A. Vu, M. Lott, J. Payant, V. Garnier, and C. Payan, “Dynamic acousto-elastic test using continuous probe wave and transient vibration to investigate material nonlinearity,” *Ultrasonics*, vol. 69, pp. 29–37, 2016.
- [34] Q. A. Vu, V. Garnier, J. F. Chaix, C. Payan, M. Lott, and J. N. Eiras, “Concrete cover characterisation using dynamic acousto-elastic testing and Rayleigh waves,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 114, 2016.
- [35] D. V. Nehete, S. V. Modak, and K. Gupta, “Coupled vibro-acoustic model updating using frequency response functions,” *Mech. Syst. Signal Process.*, vol. 70–71, pp. 308–319, 2016.
- [36] A. Klepka, W. J. Staszewski, R. B. Jenal, M. Szwed, J. Iwaniec, and T. Uhl, “Nonlinear acoustics for fatigue crack detection - experimental investigations of vibro-acoustic wave modulations,” *Struct. Heal. Monit.*, vol. 11, no. 2, pp. 197–211, 2012.
- [37] M. I. Albakri and P. A. Tarazaga, “A Novel Acoustoelastic-Based Technique for Stress Measurement in Structural Components,” in *Dynamics of Civil Structures, Volume 2. Proceedings of the 34th IMAC, A Conference and Exposition on Structural Dynamics*, 2016, pp. 49–56.
- [38] V. M. Malhotra and N. J. Carino, “Handbook on Nondestructive Testing of Concrete,” *CRC Press*, pp. 5-1-5–3, 2004.
- [39] H. Sohn, C. R. Farrar, F. Hemez, and J. Czarnecki, “A Review of Structural Health Monitoring Literature 1996 – 2001,” Los Alamos, NM, 2004.
- [40] K. L. Rens, T. J. Wipf, and F. W. Klaiber, “Review of Nondestructive Evaluation Techniques

- of Civil Infrastructure,” *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 11, no. 4, pp. 152–160, Nov. 1997.
- [41] D. . McCann and M. . Forde, “Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures,” *NDT E Int.*, vol. 34, no. 2, pp. 71–84, 2001.
- [42] D. (Dryver R. . Huston, *Structural sensing, health monitoring, and performance evaluation*. CRC Press, 2011.
- [43] ASTM C597-16, “Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete.” ASTM International, West Conshohocken, PA, ETATS-UNIS, 2016.
- [44] C. C. Ferraro, A. J. Boyd, and G. R. Consolazio, “Evaluation of damage to bridge piers using pulse velocity tomography,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 38, no. 0, pp. 1303–1309, 2013.
- [45] G. Trtnik, F. Kavčič, and G. Turk, “Prediction of concrete strength using ultrasonic pulse velocity and artificial neural networks,” *Ultrasonics*, vol. 49, no. 1, pp. 53–60, 2009.
- [46] P. H. Arundas and U. K. Dewangan, “Compressive strength of concrete based on ultrasonic and impact echo test,” *Indian J. Sci. Technol.*, vol. 9, no. 23, 2016.
- [47] J. A. Bogas, M. G. Gomes, and A. Gomes, “Compressive strength evaluation of structural lightweight concrete by non-destructive ultrasonic pulse velocity method,” *Ultrasonics*, vol. 53, no. 5, pp. 962–972, 2013.
- [48] C.-C. Wang and H.-Y. Wang, “Assessment of the compressive strength of recycled waste LCD glass concrete using the ultrasonic pulse velocity,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 137, pp. 345–353, 2017.
- [49] S. K. Rao, P. Sravana, and T. C. Rao, “Experimental studies in Ultrasonic Pulse Velocity of roller compacted concrete pavement containing fly ash and M-sand,” *Int. J. Pavement Res. Technol.*, vol. 9, no. 4, pp. 289–301, 2016.
- [50] F. Saint-Pierre, P. Rivard, and G. Ballivy, “Measurement of alkali–silica reaction progression by ultrasonic waves attenuation,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 37, no. 6, pp. 948–956, 2007.
- [51] P. Helene, M. Carvalho, and J. Pacheco, “Engineering field tests for alkali-aggregate reaction,” *Struct. Concr.*, 2017.
- [52] M. Molero, S. Aparicio, G. Al-Assadi, M. J. Casati, M. G. Hernández, and J. J. Anaya, “Evaluation of freeze-thaw damage in concrete by ultrasonic imaging,” *NDT E Int.*, vol. 52, no. 0, pp. 86–94, 2012.
- [53] D. Nagrockienė, G. Girskas, and G. Skripkiūnas, “Properties of concrete modified with mineral additives,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 135, 2017.
- [54] S. A. M. Rad and A. Modarres, “Durability properties of non-air entrained roller compacted concrete pavement containing coal waste ash in presence of de-icing salts,” *Cold Reg. Sci. Technol.*, vol. 137, 2017.
- [55] M. Colombo and R. Felicetti, “New NDT techniques for the assessment of fire-damaged concrete structures,” *Fire Saf. J.*, vol. 42, no. 6–7, pp. 461–472, Sep. 2007.

- [56] J. Sjöström, D. Lange, R. Jansson Mcnamee, and L. Boström, "Anisotropic Curvature and Damage of Unbonded Post-tensioned Concrete Slabs During Fire Testing," *Fire Technol.*, 2016.
- [57] N. Torić, I. Boko, S. Juradin, and G. Baloević, "Mechanical properties of lightweight concrete after fire exposure," *Struct. Concr.*, vol. 17, no. 6, 2016.
- [58] U. Dilek and E. Reis, "Comparison of nondestructive evaluation findings, constrained and unconstrained wave speeds, dynamic moduli, and poisson's ratio of core specimens from a concrete structure damaged by fire," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 29, no. 5, 2015.
- [59] J. T. Petro Jr. and J. Kim, "Detection of delamination in concrete using ultrasonic pulse velocity test," *Constr. Build. Mater.*, vol. 26, no. 1, pp. 574–582, 2012.
- [60] F. Saint-Pierre, A. Philibert, B. Giroux, and P. Rivard, "Concrete Quality Designation based on Ultrasonic Pulse Velocity," *Constr. Build. Mater.*, vol. 125, pp. 1022–1027, 2016.
- [61] D. Rama Seshu and N. R. Dakshina Murthy, "Non destructive testing of bridge pier - A case study," in *Procedia Engineering*, 2013, vol. 54.
- [62] L. D. Olson and D. A. Sack, "Nondestructive evaluation of concrete dams and other structures," in *Proceedings of SPIE - The International Society for Optical Engineering*, 1995, vol. 2457.
- [63] C. Ligozio, "Assessing the condition of concrete bridge piers before recoating," *Journal of Protective Coatings and Linings*, vol. 23, no. 11, 2006.
- [64] J. Rhazi, "GCI 716 – Techniques de CND et d'instrumentation des infrastructures de génie civil," vol. chapitre 3, 2015.
- [65] O. Baggens and N. Ryden, "Systematic errors in Impact-Echo thickness estimation due to near field effects," *NDT E Int.*, vol. 69, no. 0, pp. 16–27, 2015.
- [66] G. Karaiskos, E. Tsangouri, D. G. Aggelis, K. Van Tittelboom, N. De Belie, and D. Van Hemelrijck, "Performance monitoring of large-scale autonomously healed concrete beams under four-point bending through multiple non-destructive testing methods," *Smart Mater. Struct.*, vol. 25, no. 5, 2016.
- [67] S. Iliopoulos, D. G. Aggelis, L. Pyl, J. Vantomme, P. Van Marcke, E. Coppens, and L. Areias, "Detection and evaluation of cracks in the concrete buffer of the Belgian Nuclear Waste container using combined NDT techniques," *Constr. Build. Mater.*, vol. 78, 2015.
- [68] H. J. Ahn and J. Lee, "Short-term evaluation of crack sealing and filling," *Constr. Build. Mater.*, vol. 113, 2016.
- [69] E. Tsangouri, G. Karaiskos, D. G. Aggelis, A. Deraemaeker, and D. Van Hemelrijck, "Crack sealing and damage recovery monitoring of a concrete healing system using embedded piezoelectric transducers," *Struct. Heal. Monit.*, vol. 14, no. 5, 2015.
- [70] A. P. Mouritz, C. Townsend, and M. Z. Shah Khan, "Non-destructive detection of fatigue damage in thick composites by pulse-echo ultrasonics," *Compos. Sci. Technol.*, vol. 60, no.

- 1, pp. 23–32, Jan. 2000.
- [71] C. Colla, P. C. Das, D. McCann, and M. C. Forde, “Sonic, electromagnetic and impulse radar investigation of stone masonry bridges,” *NDT E Int.*, vol. 30, no. 4, pp. 249–254, Aug. 1997.
- [72] D. . McCann and M. . Forde, “Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures,” *NDT E Int.*, vol. 34, no. 2, pp. 71–84, 2001.
- [73] W. B. Na, T. Kundu, and M. R. Ehsani, “Ultrasonic guided waves for steel bar concrete interface testing,” *Mater. Eval.*, vol. 60, no. 3, pp. 437–444, 2002.
- [74] W. B. Na, T. Kundu, and M. R. Ehsani, “Lamb waves for detecting delamination between steel bars and concrete,” *Comput. Civ. Infrastruct. Eng.*, vol. 18, no. 1, pp. 58–63, 2003.
- [75] S. Guo, Q. Dai, X. Sun, and Y. Sun, “Ultrasonic scattering measurement of air void size distribution in hardened concrete samples,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 113, pp. 415–422, Jun. 2016.
- [76] SHRP 2, “Nondestructive Testing to Identify Concrete Bridge Deck Deterioration,” Washington, D.C, 2013.
- [77] D. Ghosh, S. Beniwal, and A. Ganguli, “Detection of defect in concrete slab using Rayleigh waves,” in *2015 IEEE International Ultrasonics Symposium (IUS)*, 2015, pp. 1–4.
- [78] C215 – 14, “Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens 1,” *ASTM Int.*, 2014.
- [79] M. Sansalone and N.-J. Carino, “Impact-Echo Method,” *Concr. Int.*, vol. 10, no. 4, 1988.
- [80] M. Li, N. L. Anderson, L. H. Sneed, and X. Kang, “An Assessment of Concrete over Asphalt Pavement Using Both the Ultrasonic Surface Wave and Impact Echo Techniques,” *J. Environ. Eng. Geophys.*, vol. 21, no. 4, 2016.
- [81] ASTM C1383-15, “Standard Test Method for Measuring the P-Wave Speed and the Thickness of Concrete Plates Using the Impact-Echo Method.” ASTM International, 2015.
- [82] O. Abraham and J. S. Popovics, “21 - Impact–echo techniques for evaluation of concrete structures,” in *Non-Destructive Evaluation of Reinforced Concrete Structures*, vol. 2, C. Maierhofer, H.-W. Reinhardt, and G. Dobmann, Eds. Woodhead Publishing, 2010, pp. 466–489.
- [83] M. Sansalone and N. J. Carino, “Detecting delaminations in concrete slabs with and without overlays using the impact-echo method,” *ACI Mater. J.*, vol. 86, no. 2, pp. 175–184, 1989.
- [84] H. Azari, S. Nazarian, and D. Yuan, “Assessing sensitivity of impact echo and ultrasonic surface waves methods for nondestructive evaluation of concrete structures,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 71, pp. 384–391, Nov. 2014.
- [85] A. G. Davis, “The nondestructive impulse response test in North America: 1985–2001,” *NDT E Int.*, vol. 36, no. 4, pp. 185–193, Jun. 2003.

- [86] G. Tomasz, S. Lukasz, and S. Krzysztof, "Non-destructive Evaluation of the Concrete Prefabricated Pile Length using Impulse Response S'mash," *NDE for Safety 2009, Czech Society for NDT*, 2009. .
- [87] ASTM D5882-16, "Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations." ASTM International, 2016.
- [88] T. Hopwood, "ACOUSTIC EMISSION INSPECTION OF STEEL BRIDGES," *Public Work.*, vol. 119, no. 6, 1988.
- [89] D. C. Carter and K. M. Holford, "Strategic considerations for the AE monitoring of bridges a discussion and case study," *Insight Non-Destructive Test. Cond. Monit.*, vol. 40, no. 2, pp. 112–116, 1998.
- [90] A. Nair and C. S. Cai, "Acoustic emission monitoring of bridges: Review and case studies," *Eng. Struct.*, vol. 32, no. 6, pp. 1704–1714, Jun. 2010.
- [91] Z. Moradian, G. Ballivy, and P. Rivard, "Correlation between acoustic emission source locations and damage zones of rock joints under direct shear test," *Can. Geotech. J.*, vol. 49, 2012.
- [92] Z. A. Moradian, G. Ballivy, and P. Rivard, "Application of acoustic emission for monitoring shear behavior of bonded concrete–rock joints under direct shear test," *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 39, no. 8, pp. 887–896, Aug. 2012.
- [93] A. C. Mpalaskas, T. E. Matikas, and D. G. Aggelis, "Acoustic emission of fire damaged fiber reinforced concrete," in *Proceedings of SPIE - The International Society for Optical Engineering*, 2016, vol. 9806.
- [94] V. Metais, O. Abraham, G. Plantier, M. Chekroun, A. Le Duff, O. Durand, and L. Le Marrec, "Caractérisation non destructive du comportement élastique non linéaire du béton : Potentiel, limitations et perspectives," *Ann. du Bâtiment des Trav. Publics*, no. BT201412300, 2014.
- [95] D. Broda, W. J. Staszewski, A. Martowicz, T. Uhl, and V. V Silberschmidt, "Modelling of nonlinear crack–wave interactions for damage detection based on ultrasound—A review," *J. Sound Vib.*, vol. 333, no. 4, pp. 1097–1118, 2014.
- [96] M. Muller, A. Sutin, R. Guyer, M. Talmant, P. Laugier, and P. A. Johnson, "Nonlinear resonant ultrasound spectroscopy (NRUS) applied to damage assessment in bone.," *J. Acoust. Soc. Am.*, vol. 118, no. 6, pp. 3946–52, Dec. 2005.
- [97] L.-A. Ostrovsky and P.-A. Johnson, "Dynamic nonlinear elasticity in geomaterials," *Riv. del Nuovo Cim.*, vol. 24, no. 7, pp. 1–46, 2001.
- [98] C. Payan, V. Garnier, J. Moysan, and P. A. Johnson, "Applying nonlinear resonant ultrasound spectroscopy to improving thermal damage assessment in concrete," *J. Acoust. Soc. Am.*, vol. 121, no. 4, p. EL125-EL130, 2007.
- [99] M. Bentahar, "Acoustique non-linéaire : Application à la caractérisation ultrasonore de

- l'endommagement des matériaux hétérogènes et à la prédiction de la durée de vie," *Thèse Doctorat*, 2005. .
- [100] C. Payan, V. Garnier, and J. Moysan, "Effect of water saturation and porosity on the nonlinear elastic response of concrete," *Cem. Concr. Res.*, vol. 40, no. 3, pp. 473–476, 2010.
- [101] J. N. Eiras, T. Kundu, J. S. Popovics, J. Monzo, L. Soriano, and J. Paya, "Evaluation of frost damage in cement-based materials by a nonlinear elastic wave technique," in *Health Monitoring of Structural and Biological Systems 2014*, 2014, vol. 9064, p. 90641G (8 pp.).
- [102] S.-J. Park, H. J. Yim, and H.-G. Kwak, "Nonlinear resonance vibration method to estimate the damage level on heat-exposed concrete," *Fire Saf. J.*, vol. 69, no. 0, pp. 36–42, 2014.
- [103] V. Genovés, L. Soriano, M. V Borrachero, J. Eiras, and J. Payá, "Preliminary study on short-term sulphate attack evaluation by non-linear impact resonance acoustic spectroscopy technique," *Constr. Build. Mater.*, vol. 78, no. 0, pp. 295–302, Jan. 2015.
- [104] J. Rivière, G. Renaud, R. A. Guyer, and P. A. Johnson, "Pump and probe waves in dynamic acousto-elasticity: Comprehensive description and comparison with nonlinear elastic theories," *J. Appl. Phys.*, vol. 114, no. 5, 2013.
- [105] R. Snieder, "Coda wave interferometry and the equilibration of energy in elastic media," *Phys. Rev. E*, vol. 66, no. 4, p. 46615, 2002.
- [106] R. Snieder, A. Grêt, H. Douma, and J. Scales, "Coda Wave Interferometry for Estimating Nonlinear Behavior in Seismic Velocity," *Science (80-.)*, vol. 295, no. 5563, pp. 2253–2255, 2002.
- [107] F. Moradi-Marani, S. A. Kodjo, P. Rivard, and C. P. Lamarche, "Application of the mechanical perturbation produced by traffic as a new approach of nonlinear acoustic technique for detecting microcracks in the concrete: a laboratory simulation," in *Review of Progress in Quantitative Nondestructive Evaluation*, 2012, vol. 1430, pp. 1493–1499.
- [108] F. Moradi-Marani, P. Rivard, C.-P. Lamarche, and S. A. Kodjo, "Evaluating the damage in reinforced concrete slabs under bending test with the energy of ultrasonic waves," *Constr. Build. Mater.*, vol. 73, pp. 663–673, 2014.
- [109] T. Planès and E. Larose, "A review of ultrasonic Coda Wave Interferometry in concrete," *Cem. Concr. Res.*, vol. 53, pp. 248–255, 2013.
- [110] K. R. McCall and R. A. Guyer, "Equation of state and wave propagation in hysteretic nonlinear elastic materials," *J. Geophys. Res. Solid Earth*, vol. 99, no. B12, pp. 23887–23897, 1994.
- [111] D. Donskoy, A. Sutin, and A. Ekimov, "Nonlinear acoustic interaction on contact interfaces and its use for nondestructive testing," *NDT E Int.*, vol. 34, no. 4, pp. 231–238, Jan. 2001.
- [112] K. Van Den Abeele, F. Schubert, V. Aleshin, F. Windels, and J. Carmeliet, "Resonant bar simulations in media with localized damage," *Proc. Ultrason. Int. 2003*, vol. 42, no. 1–9, pp.

- 1017–1024, 2004.
- [113] D. P. Schurr, J.-Y. Kim, K. G. Sabra, and L. J. Jacobs, “Damage detection in concrete using coda wave interferometry,” *NDT E Int.*, vol. 44, no. 8, p. 728, 2011.
- [114] S. C. Stähler, C. Sens-Schönfelder, and E. Niederleithinger, “Monitoring stress changes in a concrete bridge with coda wave interferometry,” *J. Acoust. Soc. Am.*, vol. 129, no. 4, pp. 1945–1952, 2011.
- [115] P. Paultre, *Dynamics of structures*. London : ISTE ; Hoboken, NJ : Wiley, 2010., 2010.
- [116] A. Aviram, K.-R. Mackie, and B. Stojadinovic, “Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California,” Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA 94720, 2008.
- [117] J. Piranda, “Analyse modale expérimentale,” *Tech. l’ingénieur Mes. Acoust. vibratoires*, vol. TIB420DUO., no. r6180, 2001.
- [118] A. Girard, “Dynamique des structures Techniques d’analyse et d’essai,” *Tech. l’ingénieur Mécanique des éléments tournants*, vol. TIB185DUO, Oct. 1997.
- [119] W.-F. Chen and C. Scawthorn, *Earthquake Engineering Handbook*, CRC Press. 2003.
- [120] L. Hamidi, *Identification des paramètres modaux d’un disque en vibration transversale*. [S.l. : s.n.], 1990., 1990.
- [121] T. Gmür, *Dynamique des structures : analyse modale numérique*. Lausanne : Presses polytechniques et universitaires romandes, c1997., 1997.
- [122] V. Denoël, “Analyse dynamique des structures du génie civil,” 2010.
- [123] C. Y. Wang and C. M. Wang, *Structural vibration : exact solutions for strings, membranes, beams, and plates*. Boca Raton : CRC Press, Taylor & Francis Group, [2014]., 2014.
- [124] F. Axisa and P. Trompette, “Chapter 4 - Vibration modes of straight beams and modal analysis methods,” in *Structural Elements*, vol. Volume 2, F. A. and P. T. B. T.-M. of M. Systems, Ed. Butterworth-Heinemann, 2005, pp. 188–258.
- [125] D. Hébert, *Étude expérimentale du comportement dynamique du Pont de Grand-Mère.*, Université. Sherbrooke: Université de Sherbrooke, 1994.
- [126] C.-Y. Kim, D.-S. Jung, N.-S. Kim, S.-D. Kwon, and M. Q. Feng, “Effect of vehicle weight on natural frequencies of bridges measured from traffic-induced vibration,” *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, vol. 2, no. 1, pp. 109–115, Jun. 2003.
- [127] M. F. Green, “Modal test methods for bridges: a review,” in *Proceedings from the 13th International Modal Analysis Conference, Nashville, TN, 1995*, vol. 2, pp. 552–558.
- [128] F. Magalhães, E. Caetano, Á. Cunha, O. Flamand, and G. Grillaud, “Ambient and free vibration tests of the Millau Viaduct: Evaluation of alternative processing strategies,” *Eng. Struct.*, vol. 45, pp. 372–384, Dec. 2012.
- [129] T. Türker and A. Bayraktar, “Structural safety assessment of bowstring type RC arch

- bridges using ambient vibration testing and finite element model calibration,” *Measurement*, vol. 58, pp. 33–45, Dec. 2014.
- [130] S. Russo, “Integrated assessment of monumental structures through ambient vibrations and ND tests: The case of Rialto Bridge,” *J. Cult. Herit.*, Feb. 2016.
- [131] X. Li, Y. Kaya, and C. Ventura, “Dynamics of Civil Structures,” in *Proceedings of the 34th IMAC, A Conference and Exposition on Structural Dynamics*, 2016, pp. 185–193.
- [132] CSA Group, *CSA-S6 Canadian Highway Bridge Design Code*. 2015.
- [133] C.-C. Chen, W.-H. Wu, F. Shih, and S.-W. Wang, “Scour evaluation for foundation of a cable-stayed bridge based on ambient vibration measurements of superstructure,” *NDT E Int.*, vol. 66, pp. 16–27, 2014.
- [134] A. Raeesi, S. Cheng, and D. S.-K. Ting, “Application of a three-dimensional aeroelastic model to study the wind-induced response of bridge stay cables in unsteady wind conditions,” *J. Sound Vib.*, vol. 375, pp. 217–236, May 2016.
- [135] C. A. Perez-Ramirez, J. P. Amezcuita-Sanchez, H. Adeli, M. Valtierra-Rodriguez, D. Camarena-Martinez, and R. J. Romero-Troncoso, “New methodology for modal parameters identification of smart civil structures using ambient vibrations and synchrosqueezed wavelet transform,” *Eng. Appl. Artif. Intell.*, vol. 48, pp. 1–12, Feb. 2016.
- [136] N. Turcotte, C.-P. Lamarche, and P. Paultre, *Mise à jour numérique d’un modèle de pont par éléments finis basée sur une analyse modale expérimentale*. Université de Sherbrooke, 2016.
- [137] G.-W. Chen, S. Beskhyroun, and P. Omenzetter, “Experimental investigation into amplitude-dependent modal properties of an eleven-span motorway bridge,” *Eng. Struct.*, vol. 107, pp. 80–100, Jan. 2016.
- [138] W. R. Wickramasinghe, D. P. Thambiratnam, T. H. T. Chan, and T. Nguyen, “Vibration characteristics and damage detection in a suspension bridge,” *J. Sound Vib.*, vol. 375, pp. 254–274, May 2016.
- [139] Euclid Canada, “Concrete admixtures: high performance & specialty,” 2015.
- [140] Euclid Canada, “EUCON 37,” Saint-Hubert (Québec), 2015.
- [141] A. Yahia, “Dosage des bétons conventionnels,” in *Technologie du béton (GCI 340)*, Sherbrooke, 2011.
- [142] CSA, “CAN/CSA-A23.3-04,” *Des. Concr. Struct.*, 2010.
- [143] P. Paultre, *Structures en béton armé: analyse et dimensionnement*. Montréal: Presses internationales Polytechnique, c2011., 2011.
- [144] CSA, “A23.1-14/A23.2-14,” *Concr. Mater. methods Concr. Constr. / Test methods Stand. Pract. Concr.*, 2014.
- [145] R. Gagné, “Calcul de la composition d’un béton,” in *GCI 120 - Technologie des matériaux*,

- Université de Sherbrooke, 2012, pp. 51–52.
- [146] R. Gagné, “L’air entraîné,” in *GCI 714 -Durabilité et réparations du béton*, 2015, pp. 142–160.
- [147] W. J. McGonnagle, *Essais non destructifs : métaux et matériaux divers*. Paris : Eyrolles, 1967., 1967.
- [148] Brüel and Kjær, “Range, DeltaTron® Accelerometer Model 4395.” .
- [149] C.-P. Lamarche, “Étude expérimentale du comportement dynamique des bâtiments de faible hauteur en acier,” Université de Sherbrooke, 2005.
- [150] M. Pastor, M. Binda, and T. Harčarik, “Modal Assurance Criterion,” *Procedia Eng.*, vol. 48, pp. 543–548, 2012.
- [151] D. J. Ewins, *Modal testing : theory, practice, and application*. Research Studies Press, 2000.
- [152] G. Renaud, S. Calí, and M. Defontaine, “Remote dynamic acoustoelastic testing: Elastic and dissipative acoustic nonlinearities measured under hydrostatic tension and compression,” *Appl. Phys. Lett.*, vol. 94, no. 1, 2009.
- [153] T. Wiens and S. Bradley, “A Comparison of Time Delay Estimation Methods for Periodic Signals,” 2009.
- [154] R. R. Craig, *Mechanics of materials*. .