



HAL
open science

Contribution à la détection de fragilité des structures en béton armé: “ Méthodologies d’instrumentation à l’aide de capteurs piézoélectriques ”

Andrés Belisario-Briceño

► To cite this version:

Andrés Belisario-Briceño. Contribution à la détection de fragilité des structures en béton armé: “ Méthodologies d’instrumentation à l’aide de capteurs piézoélectriques ”. Micro et nanotechnologies/Microélectronique. UPS Toulouse - Université Toulouse 3 Paul Sabatier, 2016. Français. NNT: . tel-01417192

HAL Id: tel-01417192

<https://laas.hal.science/tel-01417192v1>

Submitted on 15 Dec 2016

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L’archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d’enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



THÈSE

En vue de l'obtention du

DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE

Délivré par :

Université Toulouse 3 Paul Sabatier (UT3 Paul Sabatier)

Si vous êtes en cotutelle internationale, remplissez ce champs en notant : Cotutelle internationale avec "nom de l'établissement", sinon effacer ce texte pour qu'il n'apparaisse pas à l'impression

Présentée et soutenue par :
Andrés BELISARIO BRICENO

le 16 septembre 2016

Titre :

Contribution à la détection de fragilité de structures en béton armé:
Méthodologies d'instrumentation à l'aide de capteurs piézoélectriques

École doctorale et discipline ou spécialité :

ED GEET : Micro et Nanosystèmes

Unité de recherche :

Laboratoire d'Analyse et d'Architecture des Systèmes - LAAS CNRS (UPR8001)

Directeur/trice(s) de Thèse :

M. FOURNIOLS Jean-Yves (Professeur, INSA Toulouse)
M. CAMPS Thierry, (Professeur, Université de Toulouse III)

Jury :

M. TANOUGAST Camel (Professeur, Université de Lorraine) Rapporteur
M. PERES François (Professeur, Ecole d'Ingénieurs de Tarbes) Rapporteur
M. FRANCOIS Raoul, (Professeur, INSA Toulouse) Examineur
M. SOTO-ROMERO Georges (MdCF, ISIFC, Université de Franche-Comté) Examineur
Mme MARTIN Carmen (MdCF, Ecole d'Ingénieurs de Tarbes) Invitée

Résumé

Depuis plusieurs années l'équipe de recherche S4M se concentre sur une approche technologique de la SHM avec pour objectif la surveillance de systèmes complexes par des capteurs intelligents distribués: le Smart Sensing. L'équipe S4M conduit des travaux d'instrumentation de structures complexes au travers du déploiement de systèmes de surveillance distribués et de recherche de marqueurs de vieillissement par la mesure et l'exploitation de signaux via des capteurs MEMS déployés.

Différents domaines ont déjà été adressés avec des travaux conduits conjointement avec des constructeurs aéronautiques. Ce travail de recherche, effectué en partenariat avec le laboratoire LMDC de l'INSA se focalise sur le matériau de type béton renforcé par des plaques composites, comme structure hétérogène nécessitant une surveillance périodique et/ou continue. Un des enjeux est de contrôler la maintenance préventive ou le surdimensionnement par des coefficients de confiance en proposant une méthode de contrôle non destructif. Notre objectif de recherche est de contribuer dans la recherche d'une ou de signature(s) dans des signaux mesurés par des capteurs piezo en réponse à des impulsions générant la propagation d'ondes mécaniques témoignant un vieillissement ou un endommagement de la structure poutre en béton armé.

Mot(s)-clé(s) : Béton Armé – Chocs – Instrumentation – PHM – PZT – SHM – Smart Sensing – Génie Civil – Vibrations – Surveillance

Abstract

For several years the research team S4M focuses on a technological approach to SHM with the aim for monitoring of complex systems by intelligent sensors distributed: Smart Sensing. The S4M team led instrumentation complex structures work through the deployment of distributed monitoring systems and search for markers of aging by measuring and operating signals through deployed MEMS sensors.

Different areas have already been addressed with the work conducted jointly with aircraft manufacturers. This research, conducted in partnership with the LMDC-INSA laboratory focuses on the concrete like material reinforced composite plates as heterogeneous structure requiring periodic or continuous monitoring. One of the challenges is to control preventive maintenance or oversizing trusted coefficients by providing a non-destructive testing method. Our research goal is to help in the search for a signature in the signals measured by piezo sensors in response to pulses generating propagation of mechanical waves reflecting an aging or damage to the beam structure of reinforced concrete.

Keywords : mechanical wave – vibration – SHM – PZT - Civil Engineering – Concrete Beam – Monitoring – Smart Sensing

Remerciements

Cette thèse a été effectuée au sein du pôle recherche Nano Ingénierie et Intégration des Systèmes – (N2IS) dans l'équipe Smart Sensing SystemS Monitoring – (S4M) du Laboratoire d'Analyse et d'Architecture des Systèmes (LAAS) du CNRS. Je souhaiterais tout d'abord remercier à M. Jean ARLAT et M. Liviu NICU, directeurs successifs du LAAS-CNRS, ainsi que le responsable du groupe N2IS et directeur de thèse, M. Jean-Yves Fourniols, de m'avoir permis d'effectuer ce travail au sein du laboratoire.

J'adresse mes sincères remerciements à M. Raoul FRANÇOIS qui m'a fait l'honneur de présider le jury, ainsi qu'à M. Camel TANOUGAST et M. François PERES qui ont accepté d'être rapporteurs de mon travail. Je tiens également à remercier Mme Carmen MARTIN et M. Georges SOTO – ROMERO pour leur participation au jury en tant qu'examineurs et pour l'intérêt qu'ils ont porté à mes travaux de recherche.

Je souhaite témoigner toute ma reconnaissance à mes directeurs de thèse, Jean-Yves FOURNIOLS et Thierry CAMPS, pour tout le soutien et les conseils qu'ils ont pu m'apporter durant cette thèse. Je voudrais également les remercier à M. Christophe ESCRIBA pour leur conseils, et pour la confiance qu'ils m'ont accordée. Je les remercie enfin d'avoir corrigé ce mémoire avec autant de réactivité et d'application.

J'adresse également mes remerciements aux collègues du LAAS pour les échanges que nous avons eus, parfois autour d'un café ou d'un repas. J'adresse aussi mes remerciements à mes collègues S4M - Sabeha, Catalin, Hamza, Fehd, Yoann, Walid, Julien, Yassine... ainsi que les reste de collègues de chez N2IS en spécial la Team Pyro : Lorena, Andréa, Mathilde, Ruth, Ludo, Théo, Vincent, Jérémy, Guillaume, Mehdi, Chloé, merci aussi aux Microflu : Ana, Marc, Amani, Antoine, Rémi... et mes chères collègues de MH2F : François, Amel, Amar, Wenly, Marie de pour le quotidien dans les couloirs et les déjeunés partagées. Je remercie également les enseignants et moniteurs avec qui j'ai eu l'occasion d'encadrer des TPs et TDs à l'Université de Toulouse 3, et tout particulièrement Jean-Louis Boizard avec qui nous avons pu encadrer pendant trois ans des projets étudiants de réalisations techniques.

Enfin, je tiens à exprimer toute ma gratitude à ma famille pour leur soutien. Un spécial remerciement à toutes les personnes qui ont transité ce chemin avec moi et grâce à eux, j'ai pu aussi grandir spirituellement... Merci chérie, merci pour me donner ce qu'aujourd'hui est mon plus grande prix, notre petite A-Ch.

Un grand merci à tous ceux qui m'ont échappé et que je nomme pas ici, à tous mes proches qui se reconnaîtront, mes plus fortes mots d'affection.

Table de Matières

Introduction Générale	19
CHAPITRE 1 :	21
1.1 INTRODUCTION	24
1.2 DEFAUTS STRUCTURELS ET LES ANALYSES DYNAMIQUES.....	25
1.3 QUI INVESTIT DANS LA SHM ?.....	27
1.4 EXEMPLES DE SYSTEMES DE SURVEILLANCE POUR DES PONTS.....	30
1.5 LES CAPTEURS.....	35
1.5.1 Capteurs de déplacement / position	36
1.5.2 Jauges de déformation.....	36
1.5.3 Réseaux de Bragg.....	36
1.5.4 Capteurs basés sur la magnétostriction.....	37
1.5.5 Accéléromètres.....	37
1.5.6 Capteurs et actionneurs piézoélectriques	37
1.6 NOS TRAVAUX	37
1.7 CONCLUSIONS.....	39
1.8 BIBLIOGRAPHIE.....	40
CHAPITRE 2 :	44
2.1 INTRODUCTION	46
2.2 LES SIGNAUX ISSUES DU CHAMP D'APPLICATION.....	48

2.3	LE CHOIX DES STIMULATIONS	50
2.4	DIMENSIONNEMENT DE POUTRES BETON REPRESENTATIVES	50
2.4.1	Structure d'analyses expérimentales : Poutre avec renforcement en tissu composite carbone (TCF) de taille macro compatible avec la presse.....	51
2.4.2	Structure d'analyses expérimentales : Poutrelle à l'échelle pour analyses « indoor » en laboratoire	57
2.5	LES CAPTEURS.....	58
2.5.1	2.3.1. Accéléromètres.....	59
2.5.2	Piézocéramiques	61
2.6	DISPOSITIFS D'EXCITATION MECANIQUE POUR EXPLORER LA STRUCTURE	66
2.7	STIMULATION IMPULSIONNELLE « ASYNCHRONE »	70
2.8	OUTILS D'INSTRUMENTATION ET STRATEGIES D'ANALYSE.....	73
2.9	CAPTEURS ET INTEGRATION DE LA CHAINE D'ACQUISITION.....	75
2.10	ESSAIS ET QUALIFICATION DE L'IMPACTEUR.....	78
2.11	ACQUISITION DES SIGNAUX POUR CHAQUE TYPE DE TRANSDUCTEUR: EXTRACTION DES PARAMETRES TEMPORELS ET FREQUENTIELS	80
2.11.1	Réponse de l'accéléromètre	80
2.11.2	Réponse du PZT	82
2.11.3	Les bandes d'intérêt du spectre discrétisé	83
2.12	REPRODUCTIBILITE DES ACQUISITIONS.....	89
2.13	LES DIFFERENTES ETATS D'ENDOMMAGEMENTS DE LA STRUCTURE EXPERIMENTALE.....	89
2.14	CONCLUSION DU CHAPITRE	92
2.15	BIBLIOGRAPHIE	93
CHAPITRE 3 :	96

3.1	INTRODUCTION	98
3.2	COMPORTEMENT DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE.....	99
3.3	ANALYSE APPROCHÉ D'UNE POUTRE A SIMPLE APPUIS.....	104
3.4	REPOSE IMPULSIONNELLE DE LA STRUCTURE	106
3.5	REPRODUCTIBILITE DES REPOSES IMPULSIONNELLES PAR ECXITATION CADENCEE.....	110
3.6	METHODE 1 : L'ANALYSE DES ENERGIES MECANIQUE, CINETIQUE ET POTENTIELLE COMME SIGNATURE DU SUIVI DE L'ETAT DE SANTE.....	114
3.7	METHODE 2 : EXTRACTION DU TAUX D'AMORTISSEMENT COMME SIGNATURE DU SUIVI DE L'ETAT DE SANTE.....	121
3.8	CONCLUSIONS.....	131
3.9	BIBLIOGRAPHIE.....	133
CHAPITRE 4 :		136
4.1	INTRODUCTION	138
4.2	FONCTION DE REPOSE EN FREQUENCE.....	141
4.3	LA REPRODUCTIBILITÉ DES REPOSES SPECTRALES	143
4.4	LE RAPPORT SIGNAL SUR BRUIT - <i>SNR</i>	145
4.5	MÉTHODE DE SUPERPOSITION DES RÉPONSES AXIALES	151
4.6	LE SPECTRE EN ENERGIES (MÉCANIQUE, CINÉTIQUE, POTENTIELLE).....	162
4.7	OSCILLATIONS PREMIERES.....	166
4.8	CONCLUSION	170
4.9	BIBLIOGRAPHIE.....	173
Conclusion Générale.....		174
Annexes.....		178

Liste des Figures

Figure I. 1 : Classement des phénomènes physiques	25
Figure I. 2 : Valeur du marché de SHM jusqu'à en 2020	27
Figure I. 3: Pont Bill Emerson Memorial, Missouri – USA	27
Figure I. 4: Evolution du coût et de la fiabilité d'une structure avec et sans SHM	28
Figure I. 5 : Le pont « Ting-Kau » à Hong Kong	29
Figure I. 6 : Le pont « Warth Talübergang», Autriche	30
Figure I. 7 : Section transversal et axial du pont instrumenté (source : 12WCEE 2000)	30
Figure I. 8 : Viaduc de Millau	32
Figure I. 9 Publications contenant <i>Instrumentation pour la SHM</i> jusqu'à en (Sept-2016)	33
Figure II. - 1 : Passage des véhicules qui sollicite les capteurs en générant le signal d'entrée	45
Figure II. - 2 : Banc de tests développé	46
Figure II. - 3: Accélérogramme du pont Z24 [Krämmer et al.] 1999	47
Figure II. - 4 : (a) signal d'excitation et (b) réponse de la structure [A. Clément - 2011]	48
Figure II. - 5 : Signal accélérogramme issue d'un pont à rail. [C.Crémona - LCPC]	48
Figure II. - 6 : Synoptique du banc d'analyses et de monitoring	50
Figure II. - 7 : Type de structures	51
Figure II. - 8 : (a) - Collage des barres de CFRP cylindriques dans la structure ; (b) – Détail de la procédure d'insertion des barres et son collage époxydique	53
Figure II. - 9 : Tissu de renforcement – (a) Face extérieure et (b) Face coté poutre	53
Figure II. - 10 (a) détail du matériau en TCF (b) déroulage du matériau pour collage avec résine	54
Figure II. - 11 (a). Architecture du spécimen et sens d'excitations vibratoires - (b) Poutre et zones instrumentées - (c) Représentation graphique de la poutre à simple appuis	55
Figure II. - 12 : Collage PZT en Zone 1 (a) , Zone 2 (b) et Zone 3 (c)	56
Figure II. - 13 : Architecture de la carte d'interface capteurs : (a) vue schématique, (b) photographie de la carte installée sur la structure renforcée par TCF	56
Figure II. - 14 : Banc de déformation de la « poutrelle » instrumentée	57
Figure II. - 15 : Schéma de fonctionnement de l'accéléromètre comme une paire différentielle	60
Figure II. - 16 : Effets Piézo-électrique	61
Figure II. - 17 : (a) Circuit équivalent du capteur piézoélectrique – (b) Wrap-Around Feedback PZT 5A	62
Figure II. - 18 (a) Courbe de résonance théorique d'un PZT, (b) Courbe de Résonance pour PZT-5A	62
Figure II. - 19 : Circuit Amplificateur de charge typique pour les PZT	64
Figure II. - 20 Evolution fréquentielle du Gain d'un Amplificateur de charge classique	65
Figure II. - 21 : (a) Signal « créneau » périodique – (b) FFT de ce signal	66
Figure II. - 22 : (a) Signal « Impulsions » avec T= 50ms – (b) FFT du signal « Impulsions »	66
Figure II. - 23 : Percussion	67

Figure II. - 24 Outil de stimulus cadencé – Marteau piqueur électrique avec un embout dédié	68
Figure II. - 25 : Acquisition des impulsions cadencées sur capteur piézoélectrique placé près de la zone de frappe (Z1)	68
Figure II. - 26 : Graphique Temps – Fréquence – Amplitude pour excitation impulsionnelle	69
Figure II. - 27 : Détail de la réponses impulsionnelle sur une fenêtre de 200 ms	69
Figure II. - 28 : (a) - Stimuli asynchrone réalisées par impact du marteau (b) – variation des amplitudes entre les impulsions $A1 < A2 < A3$	70
Figure II. - 29 : Embout en acier et interface en caoutchouc pour engendrer les chocs amortis	71
Figure II. - 30 : (a) Stimuli cadencé par impact avec caoutchouc – (b) Détail des impulsions	71
Figure II. - 31 Signaux direct (AcC Métal) et amortis (CaC Caoutchouc)	72
Figure II. - 32 : Spectrogrammes : (a) CaC et (b) AcC	72
Figure II. – 33 Synoptique de notre banc automatisé pour la SHM de la poutre instrumentée	73
Figure II. - 34 Interface d’acquisition des signaux issus des capteurs	74
Figure II. - 35 IHM d’analyses en temps réel – chronogramme en haut et spectre en bas	74
Figure II. - 36 : Synoptique du nœud d’accueil des transducteurs	75
Figure II. - 37 Carte Capteurs	75
Figure II. - 38 : Schéma électrique du système d’alimentation de la Carte de Conditionnement	76
Figure II. - 39 : Chaîne de filtrage pour le signal du capteur piézoélectrique	76
Figure II. - 40 : Comparaison entre les types du filtrage seul et combiné en cascade	77
Figure II. - 41 Carte de Conditionnement des signaux	77
Figure II. - 42 Carte NI-USB 621	78
Figure II. - 43 Réponses des impulsionsnelles (a et c) ; et spectrales (b et d)	79
Figure II. - 44 : Superposition des spectres Acier vs. Caoutchouc [10 kHz à 20 kHz]	79
Figure II. - 45 : Schéma de zone d’impact et zone de récupération des vibrations	80
Figure II. - 46 : Signaux de l’accéléromètre placé au centre de la poutre suivant les 3 axes	80
Figure II. - 47 : Réponses fréquentielles de l’accéléromètre suivant les trois axes	81
Figure II. - 48 : Réponse globalisée de l’accéléromètre	81
Figure II. - 49 : Acquisition temporelle et fréquentielle du PZT en Z2	82
Figure II. - 50 : Réponse fréquentielle du PZT en Z2 – [0 – 15 kHz]	82
Figure II. - 51 Définitions des plages d’analyse fréquentielle	83
Figure II. - 52 Spectre comparatif entre PZT et Accéléromètre à la même échelle	84
Figure II. - 53 : Type de collages des PZT sur la structure en béton	84
Figure II. - 54 : Réponses du PZT placé au centre avec collage périphérique (a) direct sur béton et (b) sur aluminium	85
Figure II. - 55 : Réponses de PZT avec collage périphérique placés au centre	85
Figure II. - 56 Réponses spectrale des signaux et pics de l’enveloppe	86
Figure II. - 57 : Signature spectrale en BF, MF, HF pour les PZT au centre (Z ₂)	86
Figure II. - 58 : Réponse temporelle des PZT collés sur Aluminium et Béton sans saturation	87
Figure II. - 59 Spectre des PZT collés sur Aluminium et Béton sans saturation	87
Figure II. - 60 : Signature Spectrale des chronogrammes normalisés	88
Figure II. - 61 : Reproductibilité des spectres mesurés	88

Figure II. - 62 : Forces appliquées sur la structure avec le pont déformateur (LMDC)	89
Figure II. - 63 : Insertion d'un défaut : encoche ménagée sur la partie inférieure de la poutre	90
Figure III. - 1 : Amortissements pour un système à 1 DDL et différentes valeurs de taux d'amortissement - ζ	98
Figure III. - 2 : Charge Impulsionnelle	100
Figure III. - 3 Profil des vibrations par séisme [<i>C.Lananne</i>]	101
Figure III. - 4 « Accélérogramme » des vibrations par séisme et spectre [<i>S.Chakrabarty</i>]	101
Figure III. - 5 : Diagramme de la réponse forcée et intégrale de Duhamel	102
Figure III. - 6 Réponse Impulsionnel d'un système à 1DDL ou du 2 nd ordre	103
Figure III. - 7 : Nœuds d'analyses de la poutre – Localisation des paramètres	104
Figure III. - 8 : Réponse impulsionnelle des PZT pour les trois zones	106
Figure III. - 9 : Chronogramme et spectre des zones Z1, Z2, Z3 (PZT – Béton)	107
Figure III. - 10 : Poutrelle, système de 1DDL	108
Figure III. - 11 : a) excitation impulsionnelle et b) réponse impulsionnelle de la poutrelle	108
Figure III. - 12 : Réponses impulsionnelles d'un système à 1DDL – accélération / vitesse / déplacement	109
Figure III. - 13 Réponses au train d'impulsion d'excitation	110
Figure III. - 14 : Graphique Q-Q pour comparer les premières impulsions (1i vs 2i)	111
Figure III. - 15 : Graphique Q-Q pour comparer les dernières impulsions (53i vs. 54i)	111
Figure III. - 16 : Graphique Q-Q pour comparer la première et la dernière impulsions (1i vs. 54i)	112
Figure III. - 17 : Graphique Q-Q comparant l'impulsion 3i avec la moyenne des 55 impulsions	112
Figure III. - 18: Graphique Q-Q comparant les impulsions 3i lors de 2 acquisitions à 2 Jours d'intervalle	113
Figure III. - 19 : Réponse à une impulsion	114
Figure III. - 20 Détail du comportement énergétique – cinétique et potentiel	114
Figure III. - 21 Calcul de la composante vitesse et accélération à partir du déplacement	114
Figure III. - 22 Bilan des réponses énergétiques a) cinétique et potentielle, b) énergie mécanique	115
Figure III. - 23: Comparaison entre a) le spectre déduit de l'acquisition avec le PZT et b) spectre déduit du calcul de l'énergie mécanique	115
Figure III. - 24 Quantité d'énergie contenue dans les réponses impulsionnelles	116
Figure III. - 25 : Evolutions temporelles des spectres d'énergie avec le PZT dans la zone d'impact Z1 état sain E1, puis son évolution pour les différents endommagements (E2 à E5)	117
Figure III. - 26 Evolution des réponses temporelles du PZT collé sur plaque d'aluminium au centre de la poutre (Z2), pour des endommagements croissant (E1 à E5)	118
Figure III. - 27 : Evolution des énergies mécaniques en Z3	119
Figure III. - 28 : Evolutions dans les 3 zones de l'énergie mécanique avec l'endommagement	120
Figure III. - 29 Méthode de calcul de ζ coefficient d'amortissement	121
Figure III. - 30 : Décrément logarithmique dans la zone Z1 à l'état 1	121
Figure III. - 31 : Validation du calcul du coefficient d'amortissement pour l'état initial (E1)	122
Figure III. - 32 Acquisition sur zone Z2 sur béton et avec interface en aluminium	123
Figure III. - 33 : Calcul du coefficient d'amortissement sur une impulsion	123
Figure III. - 34 : FFT des réponses a) sans et b) avec aluminium	124
Figure III. - 35 Détail de la réponse impulsionnelle sur béton a) sans et b) avec aluminium	124

Figure III. - 36 : Evolutions des réponses impulsionnelles selon les états des endommagements induits	125
Figure III. - 37 : Evolutions des décrets logarithmiques avec l'endommagement de la structure	126
Figure III. - 38 : Comparaison Etat_1 vs. Etat_5 et évolution de l'amortissement C	127
Figure III. - 39 : Evolution du décrement logarithmique avec le cycle d'endommagement	127
Figure III. - 40 : Evolution des réponses lors du cycle d'endommagement au centre (Z1) et collage direct	128
Figure III. - 41 : Evolution du décrement logarithmique lors du cycle d'endommagement	129
Figure III. - 42 : Représentation de l'évolution du ζ lors du cycle d'endommagement	130
Figure IV. - 1 : Conditions aux limites pour la poutre simplement supportée	140
Figure IV. - 2 : Premières déformées modale de la poutre simplement supportée	141
Figure IV. - 3 : Réponse harmonique totale de 3 modes	141
Figure IV. - 4 : Modèle de la Fonction de Réponse en Fréquence	142
Figure IV. - 5 : Réponses d'un système simplifié à 1DDL	143
Figure IV. - 6 : Spectres des signaux des capteurs PZT des zones Z1, Z2 et Z3	145
Figure IV. - 7 : Suivi des harmoniques pour les trois zones d'acquisition	146
Figure IV. - 8 : Signal et bruit de fond d'une acquisition de 3s	147
Figure IV. - 9 : Acquisition de 3s sans stimulation mécanique pour évaluer le bruit de fond	148
Figure IV. - 10 : DSP – Acquisition sur 3s vs. 50 ms	148
Figure IV. - 11 : Bande d'analyses du SNR	149
Figure IV. - 12 : Profil de SNR des acquisitions par bandes pendant les cycles d'endommagement	151
Figure IV. - 13 : a) Signal sinusoïdal avec trois fréquences et b) spectrogramme associé	152
Figure IV. - 14 : Réponse impulsionnelle aux impacts avec et sans caoutchouc	153
Figure IV. - 15 : Spectrogrammes comparés de chocs a) avec et b) sans caoutchouc	153
Figure IV. - 16 : Spectres basse fréquences des acquisitions pour différents types de stimulations	154
Figure IV. - 17 : Spectre des acquisitions pour différents types de stimulations	155
Figure IV. - 18 : Axes de stimulation de la poutre par des chocs mécaniques	156
Figure IV. - 19 : Spectrogramme des réponses selon les trois axes de stimulation	156
Figure IV. - 20 : a) Réponse temporelle composite et b) spectre correspondant	157
Figure IV. - 21 : Evolution du spectre composite avec l'endommagement	158
Figure IV. - 22 : Evolutions de la fréquence et l'amplitude des modes propres avec l'endommagement	159
Figure IV. - 23 : Evolutions du spectre global avec l'endommagement	160
Figure IV. - 24 : Evolutions du spectre au-delà de 5kHz avec l'endommagement	160
Figure IV. - 25 : Evolutions du coefficient d'endommagement	161
Figure IV. - 26 : Evolutions du spectre de bruit avec l'endommagement	162
Figure IV. - 27 : Evolutions des fréquences des modes transverses verticaux avec l'endommagement	162
Figure IV. - 28 : Synoptique du processus de calcul de spectre des énergies	163
Figure IV. - 29 : Spectres des Energies	164
Figure IV. - 30 : Spectres d'énergie pour les zones 1 et 3 à l'état sain (E1)	165
Figure IV. - 31 : Evolutions du spectre d'énergie avec l'endommagement (encoches 12 - 24 mm)	166
Figure IV. - 32 : Evolutions du spectre d'énergie avec l'endommagement (pression a) 10 et b) 13kN)	166
Figure IV. - 33 : a) Réponse impulsionnelle (E1-Z1) et b) réponse composite	167

Figure IV. - 34 : Spectres de la réponse composites des premières oscillations	168
Figure IV. - 35 : Comparaison des spectres composites E1 vs. E5	169
Figure IV. - 36 : Evolutions comparées des fréquences de résonance de E1 et E5	169

Liste des Tableaux

Tableau - I. 1 : Coût de SHM pour trois exemples d'ouvrages	27
Tableau - I. 2 : Fréquences Modales Calculées	31
Tableau - I. 3 : Caractéristiques appliquées pour les analyses des phénomènes dynamiques	34
Tableau - II.1 : Bilan du collage des tôles sur la surface extérieure	52
Tableau - II.2 : Proportions des éléments de fabrication du béton	53
Tableau II. 3 : Variation de la capacité selon le sens du mouvement	60
Tableau II. 4 : Constantes et variables dynamiques d'un capteur piézoélectrique	61
Tableau II.5 : Nomenclature des stimulations par chocs	71
Tableau II.6 : Nomenclature des états du cycle d'endommagement	90
Tableau - III. 1 : Principales valeurs d'amortissement de matériaux et structures	100
Tableau III. 2 : Valeurs des caractéristiques physiques du spécimen	104
Tableau III. 3 : Coefficients analytiques calculés à partir de f_n	107
Tableau III. 4 : Coefficients des principaux matériaux utilisés en génie civil	108
Tableau III. 5 : Evolutions des Energies Mécaniques lors du cycle d'endommagements	120
Tableau - III. 6 : Aire des décroissements logarithmiques lors du cycle d'endommagement de la structure en Z2	128
Tableau - III. 7 : Surface des décroissements logarithmiques lors du cycle d'endommagement de la structure près de la zone d'impact (Z1)	129
Tableau - III. 8 : Evolution du ζ par zone d'enregistrement	130
Tableau IV. 1 : Principales FRF - <i>Fonctions de Réponse en Fréquence</i>	142
Tableau IV. 2 : Fondamental et Harmoniques des réponses fréquentielles selon zone d'acquisition	144
Tableau - IV. 3 : Bilan des SNR entre les acquisitions sur 50ms et 3s	149
Tableau - IV. 4 : SNR par bande d'intérêt pour une structure saine	150
Tableau IV. 5 : Bilan du SNR par bande fréquentielle d'analyse pendant le cycle d'endommagement	150
Tableau IV. 6 : Pics de résonance de la figure IV.27	169
Tableau - IV. 7 : Résumé » des méthodes proposées, et « notre » pondération selon les critères d'implantation en instrumentation	173

Introduction Générale

Les ambitions de l'homme pour conquérir nouveaux espaces, l'ont toujours mené à imaginer, dessiner et concevoir des ouvrages génie civil impressionnants et d'envergures. Mais comment garantir la sécurité de ces ouvrages, sollicités par le trafic et aussi par les conditions environnementales... La réponse est la maintenance préventive, mais comment l'optimiser ?

Une approche est donnée au travers de la surveillance active des structures, sous l'appellation SHM pour *Structural Health Monitoring*. La SHM allie différents technologies de détection de modifications dans ces structures, celles-ci entraînant des défauts qui peuvent, à moyenne ou long terme, engendrer une défaillance majeure ou définitive.

Les travaux que nous conduisons dans l'équipe S4M –*Smart Sensing and SystemS Monitoring* du LAAS – CNRS se focalisent sur le déploiement de nœuds de capteurs intelligents pilotés par sous-systèmes capables d'évoluer ou s'adapter à plusieurs surfaces ou réponses structurelles, tout en faisant des évaluations pertinentes et préalables qui vont nous permettre de concevoir des architectures complexes capables de reconfigurer leur fonctionnement toujours en gardant une autonomie énergétique.

Cette science qui est dédiée à la surveillance via une instrumentation avec un diagnostic embarqué est un domaine au service des ingénieurs pour, à partir de la collecte de données, améliorer la performance en sécurité et durabilité des plusieurs types d'objets dans leurs conditions d'utilisation.

L'idée défendue est de contribuer à conférer un caractère « intelligent » aux structures de génie civil en dotant la structure d'une instrumentation par des capteurs qui offrent la possibilité de surveiller et diagnostiquer la santé structurale en ayant pour but la détection des endommagements et le vieillissement dans des endroits spécifiques ou délicats d'accès.

L'industrie du génie civil où nos travaux se focaliseront, est à la recherche de stratégies de surveillance au vu des enjeux majeurs des ouvrages d'art qui demandent une maîtrise de plusieurs domaines d'ingénierie combinant des effets hétérogènes de certains matériaux et la complexité de la structure avec un impératif de sécurité.

Pour contribuer à relever ce défi, nous allons présenter et analyser différentes techniques « en laboratoire » d'identification de signatures d'apparition de défauts dans une structure de type poutre en béton en observant la propagation de vibrations...

Dans un premier temps, nous avons mené cette recherche avec la fabrication d'un banc d'essai « indoor » pour la génération de signaux et l'exploitation de mesures relevées par différents types de capteurs MEMS en réponse aux propriétés de propagation d'ondes mécaniques. La propriété de bande passante assez étendue, nous a conduits à exploiter des capteurs piezo reportées directement sur la structure à surveiller ou bien au travers de plaques métalliques jouant le rôle de filtre.

L'objectif des travaux est de rechercher dans l'exploitation temporelle, fréquentielle et SNR de signaux une méthode capable d'identifier une modification de réponse corrélée à la modification de la structure en réponse à un endommagement.

Au terme de ce travail de recherche, les résultats obtenus par les algorithmes ou méthodes proposées pour le suivi de marqueurs et signatures temporelles et fréquentielles, montrent la validité de nos approches d'architectures électroniques dans la transductions des propriétés intrinsèques de la structure après de l'introductions de différents phases d'endommagement, ces approches mises en œuvre permettent d'engager dès à présent la phase de transfert des méthodes vers le développement d'architectures de contrôle de santé embarquées dédiées au génie civil.

Les différents stratégies présentées dans ce manuscrit sont modestement appliquées au comportement d'une structure de type poutre béton armé à simple appuis et ordonnés selon quatre chapitres.

Durant le premier chapitre nous évoquerons l'état de l'art sur les applications de SHM dans les infrastructures de type pont, et leur apport aux enjeux scientifiques, et comment les stratégies plus communes engendrent des coûts très élevés.

Dans le second chapitre nous présenterons les architectures matérielles choisies pour la conception de ce banc d'essai. Nous proposerons une explication des différentes campagnes de mesure effectuées, en présentant les différents outils employés pour mettre en œuvre nos méthodes d'analyses.

Enfin, dans le troisième et quatrième chapitre, nous nous focaliserons sur les méthodes d'analyses respectivement dans le domaine temporel et le domaine fréquentiel. Différentes stratégies de recherche de signature d'apparition et d'identification du défaut seront discutées.

CHAPITRE 1 :

Etat de l'art et positionnement sur la surveillance de la santé des structures

CHAPITRE 1

Etat de l'art et positionnement sur la surveillance de la santé des structures

1.1 INTRODUCTION

Les ponts ont toujours représenté un caractère stratégique et magistral ; épine dorsale de puissants empires de Chine, Rome, ou les Incas en Amérique... et « vedettes architecturales » du génie civil de nos jours pour la communauté de l'ingénierie structurelle. Actuellement, l'infrastructure de transport est directement liée à la réussite économique d'une nation, ces dernières sont admirées pour leur fonction, mais aussi pour leur impact esthétique. Pour rentabiliser ces enjeux économiques, les ingénieurs et chercheurs font apparaître une technique qui vise à donner, à tout moment au cours de la vie d'une structure, un diagnostic de l'état des matériaux constitutifs, de différentes pièces et de l'ensemble de ces pièces constituant la structure dans son ensemble. Scientifiquement, on parle de thématique de *Structural Health Monitoring – SHM*.

Le monitoring de la santé des structures (SHM) profite de l'apparition et la maturité des capteurs MEMS (*Micro Electro Mechanical Systems*) et l'idée d'associer des capteurs, des algorithmes et méthodes pour analyser et quantifier l'état de « santé » des structures mécaniques ou infrastructures : plateforme pétrolière, viaducs, avions, bateaux[1][2][3]... en résumé tous les systèmes complexes pour lesquels la modélisation du système et de son environnement n'est pas possible compte tenu de la complexité.

Une ambition scientifique de la SHM des systèmes complexes est de fournir des données en temps réel pour d'une part prédire les risques de défauts en exploitation et d'autre part d'affiner les modèles de comportement et ajuster méthodiquement par retour d'expérience les coefficients de « confiance de surdimensionnement ».

Worden et Farrar ont proposé une liste des principes généraux issus des nombreuses études publiées dans le domaine de la SHM [4].

- ✓ *Tous les matériaux ont des défauts et des imperfections.*
- ✓ *L'évaluation de l'endommagement nécessite la comparaison entre deux états du système.*
- ✓ *Déterminer la présence d'un défaut et le localiser peut être réalisé de façon incoordonnée. Par contre, la classification et l'estimation doivent se faire de façon structurée.*
- ✓ *Les capteurs ne peuvent pas mesurer directement les endommagements. Il est nécessaire d'extraire des indicateurs pour l'endommagement par traitement du signal brut des transducteurs et par la classification statistique.*

- ✓ *Les durées et échelles de temps associées à l'initiation et à la propagation d'un défaut dans une structure déterminent la vitesse de mise-à-jour du système de SHM.*
- ✓ *Il y a toujours un compromis à faire entre la sensibilité aux défauts d'un algorithme et sa capacité à rejeter le bruit.*

Certains de ces « fondements de la SHM » vont être conduits dans le développement de ces travaux de thèse consacrés à comment détecter un état de fragilité d'une poutre en béton en exploitant la réponse temporelle et fréquentielle des signaux issus de capteurs piézoélectriques.

L'analyse des structures peut être considérée comme le besoin de déterminer les conséquences de sa déformée. Une fois que des efforts lui sont appliqués, ses dernières font varier suffisamment et lentement les propriétés initiales de la structure. Les premiers travaux sur l'étude des chocs et des vibrations ont été effectués au début des années 1930 [5] qui se sont basés sur les effets des séismes sur les structures des bâtiments. Pendant la période entre les années 1940 et 1950 ont eu lieu les premiers essais de vibrations sinusoïdales pour rechercher des résonances de structures calées en général sur la fréquence de résonance des spécimens. Les excitateurs étaient des systèmes rotatifs vibrants créés par la rotation d'une masse excentrée. Après cette période, l'analyse sinusoïdale s'est révélée inadéquate lors du développement de structures plus complexes comme par exemple les avions propulsés par moteurs à réaction ou les fusées.

Entre les sismographes et les données acquises par des systèmes enregistrant des phénomènes vibratoires, un point commun est le caractère non périodique des signaux d'excitation. Ainsi, il est impératif d'opter pour des techniques d'analyses des structures excitées aléatoirement et avec peu d'énergie, en associant capteurs et techniques de traitement de l'information.

1.2 DEFAUTS STRUCTURELS ET LES ANALYSES DYNAMIQUES

D'un point de vue général, un endommagement est défini comme l'apparition des modifications non contrôlées ou aléatoires dans les structures en altérant ses performances. Ces changements sont dus à des conséquences « d'attaques » mécaniques ou physico-chimiques pendant l'utilisation, et peuvent conduire à une dégradation des propriétés physiques pouvant conduire à la fragilisation puis dans le pire des cas à la rupture.

Le vieillissement d'une structure est un processus d'endommagement progressif avec une constante de temps d'évolution très lente (années ou décennies) au regard des quelques millisecondes de la cause qui est à l'origine. Un peu comme si en reprenant la métaphore de Marianne Williamson « un simple battement d'ailes d'un papillon peut déclencher une tornade à l'autre bout du monde... » on cherchait à détecter un évènement très bref dont la conséquence va se révéler des années plus tard ! Il en découle des problématiques liées à la gestion de l'énergie, le traitement des données, leur stockage qu'il convient également d'intégrer dans les solutions proposées.

L'observation du vieillissement par l'expérience conduit à énoncer les actions à entreprendre parmi entre autre [6]:

- *Les méthodes de détection* de la dégradation due au vieillissement ;
- *la compréhension et connaissance des mécanismes d'endommagement sous l'effet du vieillissement*, en comparant les conséquences des mécanismes d'endommagement avec la variation de comportement macroscopique initial ;
- *la construction par l'instrumentation distribuée de modèles prédictifs* pour extrapoler le comportement des structures, systèmes et composants et planifier les actions de maintenance.

En plus des éléments liés à l'utilisation du système, viennent se greffer des sollicitations environnementales qui modifient le comportement d'un même système : un véhicule qui stationne dans un garage vieillit-il de même manière que s'il était stationné proche du bord de la mer du nord ? Tous ces phénomènes externes et vieillissants des structures peuvent être observés à travers des manifestations que vit la structure instrumentée tout au long de son exploitation.

Les endommagements peuvent être classifiés en trois grandes catégories :

- *Les déformations plastiques* : qui concernent surtout les matériaux de construction homogènes, comme les alliages métalliques ;
- *Les fissures et les cavités* : ce mode d'endommagement est principalement présent dans les matériaux de construction hétérogènes comme le béton ou les matériaux composites.
- *La perte de matière* : qui est liée à des multiples causes dont la plus évidente est l'usure ou la corrosion

Dans la littérature, les principales sources de questionnement sur la SHM se basent sur les problèmes concernant la dynamique des structures selon le type d'excitation qui se divise généralement en deux grandes catégories (figure I.1).

Un système de contrôle de santé d'une structure doit être en mesure d'analyser un même univers de points échantillonnées avec une fréquence respectant les théorèmes de base et de rechercher des observables au sens signatures, peu sensibles aux fluctuations de l'environnement mais sensibles aux déformations / défauts / modifications de la structure[7][8].

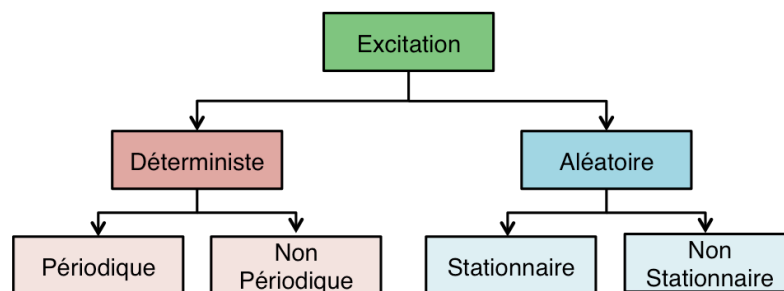


Figure I. 1 : Classement des phénomènes physiques

La réalisation des essais vibratoires a été formalisée pendant et après la seconde guerre mondiale. La construction des structures complexes telles qu'avions, sous-marins, navires enfin, tous les moyens de transport nécessaires conduisait à l'évaluation d'après des essais dont l'objectif était d'appréhender des phénomènes qu'engendrent défaillances sous sollicitations répétées et rapides [9].

Typiquement les essais dynamiques s'intéressent à recueillir des informations des différents phénomènes. Les en *chocs* font partie, ceux-ci sont des excitations en haute fréquence et niveaux d'accélération que peuvent monter à plusieurs kHz et des niveaux majeurs à 100g. De même façon les *vibrations* sont aussi des phénomènes que possèdent des réponses moyennes, qui vont de quelques Hz à quelques kHz. Enfin, les *mouvements* répondent à des excitations de basse fréquence de l'ordre des Hz.

Cette diversité des phénomènes et des grandeurs physiques demande une adaptation convenante vis-à-vis de l'instrumentation. Pour une étude appropriée, le choix des capteurs reste important, cette sélection doit être réalisée sur les basses des caractéristiques propres du capteur et de l'instrument d'acquisition et d'analyse. De manière générale, les analyses dynamiques des structures sont effectués à l'aide des capteurs accélérométriques[10][11][12][13], on rencontre également des sondes de déplacement et de vitesse[14].

Le procès d'identification des défauts est en général structuré en les niveaux suivants :

- *Détection*, lorsque on identifie la présence d'un défaut
- *Localisation*, quand on détermine le lieu des défauts
- *Classification*, pour délimiter la sévérité du dommage
- *Evaluation*, indique l'extension de l'endommagement son estimation

Ce champ a mûri à un point où plusieurs principes généraux acceptés ont émergé. Néanmoins, ces principes sont toujours contestés et développés par divers groupes d'intérêt[15].

1.3 QUI INVESTIT DANS LA SHM ?

Les principaux acteurs industriels de l'aéronautique[16][17], le spatial[18][19], le génie civil[20][21] et mécanique[22][23] font des efforts pour implémenter des procédés permettant une stratégie capable d'identifier défaillances dans leur structures pendant tout le cycle d'exploitation des pièces, structures et ouvrages d'art [24]. Au-delà des structures en cours de fabrication, le marché et la problématique concernent les nombreux systèmes en service dans le paradigme sureté-coût de surveillance avec la constante menace des endommagements latents potentiellement à l'origine de futures catastrophes.

Les projections du marché de la SHM (source : *Marketsand Markets Analysis*) confirment la croissance annuelle du marché de 24.7% entre 2015 et 2020 (figure I.2) [25].

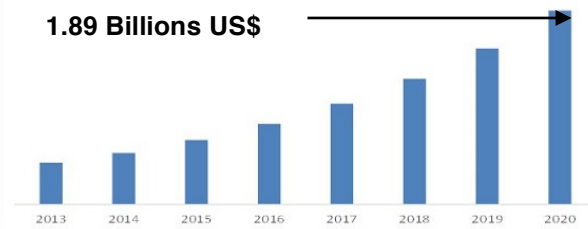


Figure I. 2 : Valeur du marché de SHM jusqu'à en 2020

Analysons la tendance dans les coûts d'investissement pour le monitoring des structures avec l'exemple du pont *Bill Emerson Memorial*, dans le Missouri - USA. Il s'agit d'un pont à haubans sur la rivière du Mississippi, inauguré en 2003 avec un système de 86 capteurs pour un montant d'installation de 1.3 M\$ soit 1.3 % du coût total de sa construction.



Figure I. 3: Pont Bill Emerson Memorial, Missouri – USA

D'autres exemples démontrent les investissements consentis.

Structure	<i>Tsing Ma</i>	<i>Bill Emerson Memorial</i>	<i>I-35</i>
Coût (USD)	929 millions	100 millions	234 millions
Construction	1997	2003	2008
SHM Coût (%)	0.9	1.3	0.4
Total Capteurs	350 unités	86 unités	500 unités
Coût Capteur - USD	22.875	15.116	2.000
Technologie	FOS, Wireless	Wireless	Wireless

Tableau - I. 1 : Coût de SHM pour trois exemples d'ouvrages

La maturité des nouvelles technologies des capteurs, l'avènement de l'IoT (Internet of Thing) offrent des perspectives de réduction des coûts pour déployer « quasi systématiquement » des réseaux de capteurs pour une instrumentation « intelligente » [26].

Les systèmes de SHM permettront de rendre les évaluations plus objectives, c'est-à-dire, focalisées à des possibles défaillances spécifiques, dédiées à des analyses détaillées par phénomènes particulières. Alors, en fournissant aux ingénieurs et agents d'intervention des informations concrètes sur l'évolution du vieillissement par usage. En intervenant de façon précoce, ils pourront intervenir de façon précise pour contrôler, réparer ou remplacer la partie de structure qui pose problème.

Dans ce contexte, les coûts d'entretien seraient réduits, la disponibilité de la structure serait augmentée et sa fiabilité resterait toujours à un niveau satisfaisant. Ceci est résumé sur la figure I.4 qui présente l'évolution du coût d'entretien et la fiabilité d'un ouvrage d'art avec et sans système de SHM en fonction du temps d'exploitation.

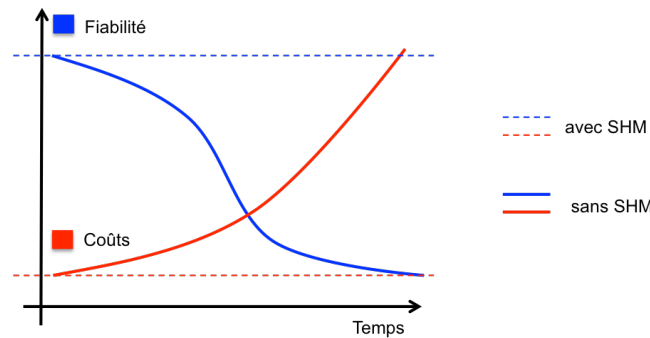


Figure I. 4: Evolution du coût et de la fiabilité d'une structure avec et sans SHM

La motivation économique est plus forte, principalement pour les utilisateurs finaux. En effet, pour les structures avec systèmes de monitoring, les avantages escomptés sont les coûts d'entretien constant et la fiabilité, au lieu d'augmenter les coûts de maintenance et la diminution de fiabilité des structures classiques sans SHM.

Le monitoring des structures est la mise en œuvre des stratégies d'identification des endommagements dans les infrastructures en différents niveaux. Ces endommagements sont définis comme des changements à la matière et/ou des propriétés géométriques de cette dernière, y compris les modifications des conditions aux limites et entre ses connections.

1.4 EXEMPLES DE SYSTEMES DE SURVEILLANCE POUR DES PONTS

On compte différents ouvrages d'arts instrumentés par différentes techniques :

- le pont « Warth Talübergang » qui a fait l'objet d'une campagne de caractérisation exhaustive en utilisant l'analyse modale
- le pont « Ting Kau » bénéficie depuis sa mise en service en 1998, d'un système de SHM très évolué,



Figure I. 5 : Le pont « Ting-Kau » à Hong Kong

Le système de contrôle s'appuie sur plus de 200 capteurs de différents types : anémomètres; 83 sondes de température; 88 jauges de déformation; 45 accéléromètres; jauges d'inclinaison; cellules de corrosion; hygromètres; baromètres et unités GPS. Le trafic est lui aussi surveillé via des caméras. Les capteurs sont répartis en quatre groupes: surveillance de l'environnement, surveillance du trafic, surveillance des paramètres statiques et surveillance des paramètres dynamiques. Les données sont enregistrées en continu générant un flux de 65 méga-octets par heure. La surveillance de la santé de cette structure s'appuie sur la fusion de tous ces types de données.

En conséquence du design épuré, le pont est extrêmement souple, au point que la fréquence du mode propre d'ordre 125 est inférieure à 1 Hertz. Dans ces conditions les interactions dynamiques entre les tabliers, les haubans et les piliers sont très importantes pour la tenue structurelle.

Dans le cadre du projet européen SIMCES, le pont Warth Talübergang situé à 63 km au sud de Vienne sur l'autoroute A2 a fait l'objet d'une campagne d'instrumentation ayant deux objectifs : déterminer les modes propres du pont en utilisant une excitation de type balayage fréquentiel et comparer ces données avec les modes propres déduit d'une analyse des excitations ambiantes.

Flesch et son équipe ont instrumenté l'un des ponts sans arrêter le trafic [27]. Ils ont utilisé des appareils de mesure transportables et ont étudié la dynamique du tablier par section transversale espacée de 5 à 7 m sur les 459 m de portée du pont. Les piles du pont, jouant un rôle important dans la dynamique de celui-ci, ont reçu une attention particulière. Les capteurs mis en œuvre incluaient : 8 capteurs de vitesse (Hottinger SMU 30A); 4 accéléromètres; 2 capteurs de déformation et une sonde de température. Les excitations ont été réalisées avec un exciteur Victoria, figure I.6, placé successivement au niveau de chacun des 6 piles du pont.



Figure I. 6 : Le pont « Warth Talübergang », Autriche

L'excitateur Victoria a permis de créer des excitations horizontales de 10kN, des excitations verticales de 15kN et de balayer la plage fréquentielle allant de 0,5 à 11Hz en 10 minutes. Comme l'essai était réalisé en conditions de trafic, toutes les mesures ont été effectuées plusieurs fois permettant d'éliminer le bruit de passage des voitures qui était très important.

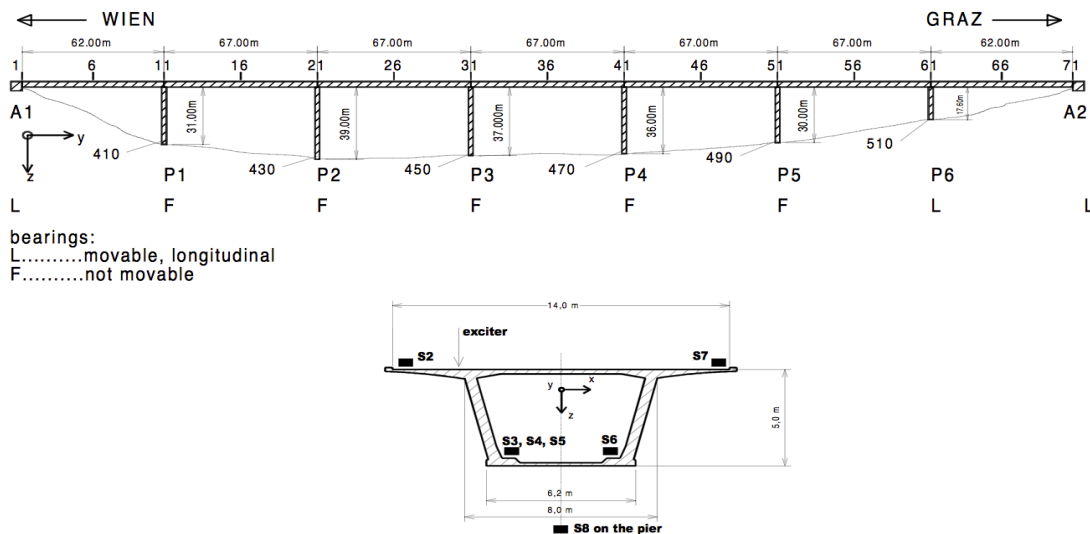


Figure I. 7 : Section transversal et axial du pont instrumenté (source : 12WCEE 2000)

Dans une première analyse, les résultats expérimentaux étaient très différents des simulations sur un modèle numérique à éléments finis du pont. Ceci s'explique par le fait que ce modèle numérique n'intégrait pas l'élasticité du sol, ni le mouvement des ancrages des piles, ni le frottement aux points d'appui du tablier.

Les modes propres calculés lors de ces essais sont donnés dans le tableau I.2 où les résultats sont obtenus en calculant les modes propres à partir des excitations ambiantes et concordent avec les résultats obtenus avec une excitation active pour les modes propres principaux, ceux-ci ont été présentés lors de la conférence 12WCEE 2000 [27]. En revanche, les modes propres d'ordre supérieur (> 4) ne sont pas excités suffisamment et leur identification est plus difficile.

Type de Mode	Fréquence			[Hz]
	Mesuré	Modèle - 1	Modèle - 2	Shell - Model
1. Horizontal	0.8	0.707	0.665	0.723
2. Horizontal	1.1	1.019	0.993	0.998
3. Horizontal	1.62	1.521	1.349	1.420
4. Horizontal	2.23	2.214	1.903	1.960
1. Vertical	2.58	2.670	2.618	2.577
5. Horizontal	2.98	3.089	2.620	2.615
2. Vertical	2.97	2.995	2.824	2.782
3. Vertical	3.22	3.420	3.142	3.108
6. Horizontal	3.77	4.042	3.489	3.392
4. Vertical	3.65	3.841	3.521	3.509
5. Vertical	3.99	4.152	3.890	3.916

Tableau - I. 2 : Fréquences Modales Calculées

En France, le *viaduc de Millau*, qui est le plus long pont à haubans du monde, a été ouvert à la circulation le 16 décembre 2004. Le tablier a une longueur de 2460 m par 32 m de large et repose sur 7 piliers dont le plus haut mesure 245 m au niveau du tablier et 343 m au sommet du pylône.

Le design aéré du pont et sa hauteur importante ont imposé le « lançage » comme méthode de construction. Cette technique, qui consiste à avancer le tablier petit à petit au-dessus de piliers, nécessite une excellente maîtrise de la géométrie et des déformations de l'ensemble. Pour cette raison, le pont a été équipé d'un système de surveillance de la structure dès le début des travaux.

Durant la phase de construction, les déformations du béton dans les piliers ont été mesurées par huit jauges de contrainte à fibres de Bragg et 103 capteurs de température qui ont constitué des repères pour un modèle de déformations numériques. La géométrie a été vérifiée à l'aide de 141 cibles optiques. Les fondations des piliers ont reçu une attention particulière. Un système de suivi dédié a été mis en place pour mesurer leur tassement et leur rotation depuis le début du chantier et dans la phase d'exploitation.



Figure I. 8 : Viaduc de Millau

Lors du lanage du tablier, l'intérêt s'est reporte sur les conditions dynamiques. Plus particulièrement ont e surveilles les vibrations du tablier et des pylônes à l'aide d'accéléromètres. Les haubans installes ont e surveilles grâce à des capteurs magnétostrictifs. La position des piliers et du tablier a e déterminée à l'aide du système GPS differentiel et d'une station totale. Une partie des prismes utilises pour le positionnement est restée en place pour le suivi en exploitation. Ce sont surtout les modes verticaux de la structure qu'il convient en particulier de surveiller du fait de leurs amplitudes. Les mesures réalisées ont permis l'identification de 14 modes propres dont les fréquences sont comprises entre 0,2 Hz et 0,9 Hz avec des valeurs très proches des valeurs théoriques [28].

Il existe une grande variété de technologies qui permettent de convertir les vibrations mécaniques en signal électrique. Dans le cadre de cette thèse plusieurs capteurs ont e testes et seront presentes dans le prochain chapitre. Cependant, pour rendre compte de leur diversité, de leurs avantages et leurs inconvénients, voici une liste des principaux types de capteurs utilises dans les systèmes de SHM actuels[29][30].

A travers de nos études, on a de même constate que en France plusieurs projets datant de la fin des années 90, ont eu un essor important et marque de la pratique des essais dynamiques dans les structures du génie civil. Un montage d'une opération de recherche au début des années 200 entre le Réseau du Génie Civil & Urbain, dont les principaux acteurs industriels et académiques français[9].

La figure ci-dessous montre une évolution, au niveau mondial, des systèmes instrumentes pendant les 20 dernières années. On peut noter comme, les efforts scientifiques dans ce topique du génie civil et les infrastructures se sont developpes au cours de cette période.

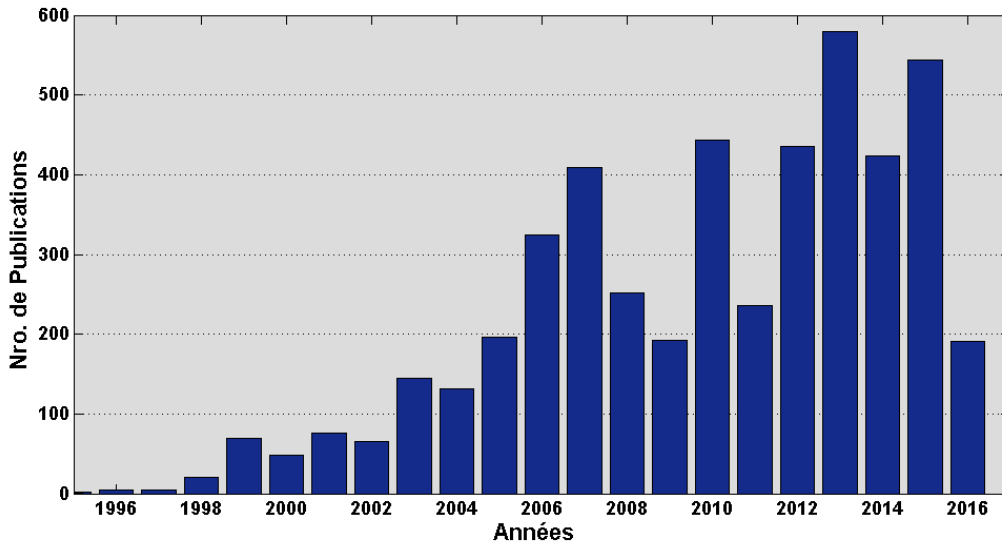


Figure I. 9 Publications contenant *Instrumentation pour la SHM* jusqu'à en (Sept-2016)

Les objectifs des opérations pour les structures qui ont été menés dans le cadre d'un projet de recherche européenne « *Evaluation dynamique des ponts* » pendant les années 2000 et 2003, qui avait pour but la présentation d'une démarche complète de l'évaluation dynamique répondant aux deux enjeux essentiels :

- *La réalisation des essais dynamiques sous charge d'exploitation* : qui pour y répondre à ces critères, ceux nécessitent un appui affiné dans les techniques d'identification modale appropriées.
- *Détection et/ou la localisation des endommagements* : ce second requiert la mise en œuvre de méthodes d'évaluation performantes, sensibles et fiables ne reposant pas sur un modèle numérique souvent inexistant pour des ponts de petites et moyennes portées [9].

Ces études se sont basées sur quatre axes en ayant pour finalité la mise en évidence des aspects critiques quant à l'utilisation d'essais dynamiques pour l'évaluation et le suivi de ponts.

- *Conception et implantation de l'essai*
- *Influence des erreurs et perturbations dans l'estimation*
- *Choix et/ou développement d'algorithmes d'identification sous sollicitations ambiantes*
- *Choix et/ou développement des techniques de détection et de localisation des endommagements*

Les types d'investigations dynamiques dépendent fortement de ces objectifs de recherche. Les applications les plus classiquement utilisées dans les investigations et essais de type dynamique sont résumées dans le tableau ci-après[31].

Type d'Investigation	Catégorie	Source d'excitation	Grandeur physique le plus fréquemment mesuré	Analyse la plus fréquemment employé
Mesures de Confort	-	Ambiante	Accélération	Amplitudes maximales Dépassements de niveaux
Évaluation des sollicitations	Détermination des coefficients de majoration dynamique	Ambiante	Déformation Déplacement	Amplitudes maximales Dépassements de niveaux
	Durée de vie en fatigue	Ambiante	Accélération	Rainflow
	Tension dans les cables	Ambiante Impact	Accélération	Analyse Spectrale
Analyse Structurale	Analyse Modale	Ambiante Controlée (impact, harmonique, etc.)	Accélération Vitesse	Identification Modale
	Identification Structurale	Ambiante Controlée (impact, harmonique, etc.)	Accélération Vitesse	Actualisation de modèles aux éléments finis
	Aptitude au service	Ambiante	Accélération Vitesse Déplacement	Amplitudes Maximales Dépassements des niveaux Analyse Spectrale Analyse Temps-Fréquence
Surveillance de comportement	Influence des paramètres environnementaux	Ambiante	Accélération	Identification Modale
	Efficacité de mesures de renforcement	Ambiante Controlée (impact, harmonique, etc.)	Accélération	Identification Modale Actualisation de modèles aux éléments finis
	Comportements anormaux	Ambiante	Accélération Déplacement	Analyse Spectrale Analyse temps-fréquence
	Intégrité structurale	Ambiante	Accélération Vitesse	Identification Modale
	Diagnostic	Ambiante Controlée (impact, harmonique, etc.)	Accélération Vitesse	Identification Modale Analyse Spectrale

Tableau - I. 3 Caractéristiques appliquées pour les analyses des phénomènes dynamiques

Il n'est pas exhaustif sur la nature des études et applications employées, ce tableau vise de couvrir la plupart des applications que les spécialistes pourront rencontrer.

Notons que la diversité des moyens métrologiques disponibles que doit être adapté et/ou disponible selon l'intérêt des informations à analyser, la solution retenue par les spécialistes du domaine structurel est choisie en répondant à la nature des phénomènes et des analyses à réaliser. Le tableau précède essai de dresser une image des principales méthodes de base selon l'investigation mené dans une structure routière de type pont, il décrit génériquement, les architectures, méthodes et grandeurs physiques prélevées.

1.5 LES CAPTEURS

Dans la actualité les chercheurs continuent à développer de nouvelles technologies et des techniques pour augmenter la fiabilité des mesures [32][33][34]. Des nombreux types de capteurs et/ou sondes disponibles pour acquérir presque n'importe que paramètre physique. Génériquement, un capteur est un dispositif capable de convertir l'énergie d'une forme en une autre que avec une instrumentation adaptée, nous pouvons récupérer des informations et créer une base de donné que par techniques diverses de

traitement de signal ou de données, nous pouvons donner une conclusion très approchée de l'origine ou problématiques dues à phénomènes vibratoires qui se manifestent dans une structure.

Afin de choisir les différents capteurs que pourraient intervenir dans un ouvrage, il y en a des critères importants qui doivent être considérés. Ces critères plus suivant pris en compte sont :

- Les caractéristiques de performance technique du capteur
- Les contraintes environnementales
- Les considérations économiques

Etant que l'objectif d'évaluer ces critères pour choisir le capteur le plus adapté et compatible avec les variables environnementales identifiées et à être mesurées. Les caractéristiques et performances des capteurs utilisées suivant dans les structures sont décrites dans les paragraphes suivants.

1.5.1 Capteurs de déplacement / position

Ce type de capteur transforme le déplacement relatif de la pointe par rapport au corps du capteur en signal électrique. La pointe est maintenue en contact avec la structure à observer grâce à un ressort. Le corps du capteur est en général fixé sur un support indépendant mécaniquement du reste de la structure.

Pour convertir les mouvements en signal électrique, ces capteurs exploitent le changement de résistance, de capacité ou d'inductance lié au mouvement mécanique. Ces capteurs sont plutôt adaptés pour le mouvement lent et à cause de leur nature mécanique ils sont limités à quelques centaines de hertz en termes de bande passante [35].

1.5.2 Jauges de déformation

Parmi les technologies de mesure des déformations ponctuelles, les jauges de déformation sont les plus répandues. En jouant sur la géométrie, les jauges peuvent être adaptées pour différencier les déformations suivant deux axes ou en cisaillement [36]. Flexibles et de longueurs allant de 5 mm à 10 cm, elles peuvent être adaptées pour de nombreuses applications sur des structures variés.

1.5.3 Réseaux de Bragg

Les réseaux de Bragg, ou réflecteurs de Bragg [37][38], permettent de mesurer la déformation en un point d'une structure par une méthode optique. La source émet une lumière avec une bande large qui est acheminée par une fibre optique vers le réseau de Bragg. Celui-ci, va réfléchir une longueur d'onde spécifique déterminée par la géométrie du réseau. Lorsque la structure subit une déformation, le réseau de Bragg, solidaire de la structure, est aussi déformé. En conséquence, la longueur de l'onde réfléchi est modifiée.

1.5.4 Capteurs basés sur la magnétostriction

Sous l'effet d'un champ magnétique, un matériau ferromagnétique va se déformer. Il existe aussi un effet inverse, sous l'effet d'une contrainte mécanique, la permittivité électromagnétique du matériau est modifiée. Cette propriété est exploitée pour mesurer la tension dans les haubans des ponts suspendus. Leur utilisation se développe maintenant vers les films minces et les micro-actionneurs[39].

1.5.5 Accéléromètres

Dans le cadre de la SHM, les accéléromètres sont utilisés pour la détection des chocs et la mesure des vibrations [40]. Pour la mesure des vibrations[41][42], les accéléromètres nécessaires sont déterminés en fonction de la plage fréquentielle visé. Pour la mesure des modes propres, ce sont les accéléromètres asservis qui sont utilisés car ils ont un meilleur rapport signal/bruit[43]. Pour des mesures de propagation acoustique, ce sont les accéléromètres non-asservis qui sont utilisés car ils présentent une bande passante plus importante.

1.5.6 Capteurs et actionneurs piézoélectriques

La piézoélectricité est la capacité d'un matériau à générer des charges électriques lorsqu'il est subi une déformation mécanique (effet direct) ou à se déformer mécaniquement sous l'application d'une tension électrique (effet inverse). De petite taille et faible coût, ces capteurs sont les plus utilisés dans les systèmes de SHM[44][45] et c'est ce type de capteurs que nous exploiterons dans nos travaux de thèse.

1.6 NOS TRAVAUX

Dans le cadre de nos travaux, nous nous proposons de concevoir un système de diagnostic de l'état de santé des structures hétérogènes à l'aide d'analyses des réponses impulsionnelles dans les structures dans le domaine temporel ainsi que le fréquentiel.

Plusieurs algorithmes basés sur les théories de la dynamique de structures donnent la possibilité d'explorer les réponses structurales et il convient de mettre en œuvre un système d'acquisition dédié pour chaque structure à analyser et tenant compte de la multiplicité des capteurs employés [46] [47].

De la même manière, notre système doit être capable de s'adapter aux plusieurs types de structures, homogène ou hétérogène, avec la possibilité d'accéder aux réponses vibratoires dans des endroits de difficile accès où les méthodes d'inspection traditionnelles ne se focalisent pas.

Nous avons conçu une architecture mixte à ces fins. Il s'agit d'un banc de caractérisation permettant d'analyser en temps réel les réponses vibratoires à différents types de stimulations dont aléatoires. Ce système sera capable de remonter aux

caractéristiques structurales, spectrales et temporelles de manière dynamique, et comparer l'état précède à l'état actuel.

En ayant un banc d'acquisition avec la capacité d'acquérir, d'analyser et d'enregistrer les réponses dynamiques en temps réel, dans un premier temps celui-ci permet d'envisager, avec une nouvelle étape de post-traitement d'information, la possibilité de développer des nouveaux algorithmes d'analyses pertinents et approfondis, qu'implantés dans une plateforme intelligent capable de donner une prédiction et une alerte sur la modification des signatures enregistrés préalablement.

Pour cela, une longue campagne de traitement des données a été menée pendant cette thèse pour présenter plusieurs méthodes d'analyses structurales intégrables dans une prochaine étape dans les architectures de traitement reconfigurables (PSoC, ou FPGA) autonomes.

La possibilité de créer des sous-systèmes d'analyses, avec une même architecture d'acquisition, montre la robustesse de ce système d'acquisition et d'adaptation des signaux ainsi que la maîtrise des transducteurs. Nous évaluerons plusieurs types de capteurs[48](jauges, accéléromètres et piézoélectriques), et comme nous le montrerons plus tard, c'est les capteurs piézoélectrique que nous retiendrons pour des considérations de sensibilité, dynamique (5ordres de grandeur) [49], rapport signal sur bruit, prix et enfin leur large domaine spectral .

1.7 CONCLUSIONS

Les infrastructures de transport sont directement liées à l'économie d'une nation. Les systèmes d'infrastructure civils sont généralement actifs les plus coûteux dans tous les pays, et ces systèmes se détériorent à un rythme alarmant [20]. Leur contrôle et maintenance pour à la fois prolonger leur durée de vie et prévenir les défaillances est indispensable. La surveillance des vibrations de la structure sous l'effet des sollicitations courantes comme le vent, le trafic routier entre autres, est une solution possible pour détecter une modification du comportement sans nécessairement quantifier cette modification en terme de réponse mécanique globale mais plutôt en terme « d'endommagement » de l'ouvrage, avec le suivi des signatures des réponses vibratoires.

La SHM dans les systèmes structuraux comme ceux des ouvrages d'art, représentent une complexité majeure pour certains équipements d'utilisation dans le marché actuel. Il existe des verrous technologiques de progression dans un environnement de ce genre de structures, que pour accéder à des informations moindres ou dues à micro-déformations, il faut combiner plusieurs techniques de monitoring pour un même surface, augmentant d'avantage les coûts des opérations et entretien.

L'étude des caractéristiques modales afin d'évaluer et quantifier les dégradations d'une structure est intuitive, méthode difficilement transposable sur des structures en cours de vie. Ceci, suscite d'abondants questionnements quant à la sensibilité de détecter un endommagement de manière précoce.

Les objectifs fixés dans ces travaux sont de proposer les méthodes et algorithmes d'une démarche d'évaluation dynamique répondant à les enjeux de portabilité sur des systèmes embarqués et autonomes en énergie. Pour remplir le premier critère, le développement des techniques d'identification modale avec l'aide des capteurs sensibles à la détection et acquisition de réponses vibratoires pour enfin repérer une variation ou modification dans la réponse globale et/ou d'un segment d'une structure. Nous devons nous concentrer dans le challenge de stimuler une structure de moyenne et grande portée en situant une instrumentation avec des performances suffisamment sensible et fiable.

Notre étude est donc, consacrée à répondre à tous ces aspects et problématiques, avec une approche intelligente grâce aux nouvelles technologies et un minimum des capteurs déployés, ceux-ci sont les critères pour répondre à ces enjeux.

1.8 BIBLIOGRAPHIE

- [1] M. Soliman, G. Barone, and D. M. Frangopol, "Fatigue reliability and service life prediction of aluminum naval ship details based on monitoring data," *Struct. Heal. Monit.*, vol. 14, no. 1, pp. 3–19, 2015.
- [2] a. Mojtahedi, M. a. Lotfollahi Yaghin, M. M. Etefagh, Y. Hassanzadeh, and M. Fujikubo, "Detection of nonlinearity effects in structural integrity monitoring methods for offshore jacket-type structures based on principal component analysis," *Mar. Struct.*, vol. 33, pp. 100–119, 2013.
- [3] a. Mojtahedi, M. a. Lotfollahi Yaghin, Y. Hassanzadeh, M. M. Etefagh, M. H. Aminfar, and a. B. Aghdam, "Developing a robust SHM method for offshore jacket platform using model updating and fuzzy logic system," *Appl. Ocean Res.*, vol. 33, no. 4, pp. 398–411, 2011.
- [4] C. R. Farrar and K. Worden, "An introduction to structural health monitoring," *Philos. Trans. R. Soc.*, vol. 365, no. 1851, pp. 303–15, 2007.
- [5] C. Lalanne, *Analyses Pratique des Mesures*. Paris, 2004.
- [6] A. Blahoianu, K. Gott, A. Huerta, N. Sekimura, and A. Yamamoto, "Gestion du vieillissement," *Nucl. Energy Agency*, pp. 17–21, 2009.
- [7] K. Worden and J. M. Dulieu-Barton, "An overview of intelligent fault detection in systems and structures," vol. 3, no. 1, pp. 85–98, 2004.
- [8] J. M. W. Brownjohn, "Structural health monitoring of civil infrastructure," *Philos. Trans. R. Soc. London, Ser. A, Math. Phys. Sci.*, vol. 365, no. 1851, pp. 589–622, 2007.
- [9] C. Chistian, "Evaluation dynamique des ponts. Rapport de synthèse de l'opération de recherche," Paris, 2003.
- [10] J. Jumbo, *Essentials of Applied Dynamic Analysis*, Springer. New York, 2014.
- [11] A. L. Roy, H. Sarkar, A. Dutta, and T. K. Bhattacharyya, "A high precision SOI MEMS-CMOS 24g piezoresistive accelerometer," *Sensors Actuators, A Phys.*, vol. 210, pp. 77–85, 2014.
- [12] P. Janphuang, R. Lockhart, N. Uffer, D. Briand, and N. F. De Rooij, "Vibrational piezoelectric energy harvesters based on thinned bulk PZT sheets fabricated at the wafer level," *Sensors Actuators, A Phys.*, vol. 210, pp. 1–9, 2014.
- [13] S. Kavitha, R. Joseph Daniel, and K. Sumangala, "Computer aided design and effects of beam placement in bulk micromachined piezoresistive MEMS

- accelerometer for concrete SHM applications," *Procedia Eng.*, vol. 38, no. 9, pp. 2033–2047, 2012.
- [14] X. You-Lin and X. Yong, *Structural Health Monitoring of Long-span Suspension Bridges*, CRC Press. New York, 2012.
- [15] H. Wenzel, *Health Monitoring of Bridges*, Wiley. Vienna, 2008.
- [16] R. Di Sante, "Fibre Optic Sensors for Structural Health Monitoring of Aircraft Composite Structures: Recent Advances and Applications.," *Sensors (Basel)*, vol. 15, no. 8, pp. 18666–713, 2015.
- [17] D. Gorinevsky, G. a Gordon, S. Beard, and A. Kumar, "Design of Integrated SHM System for Commercial Aircraft Applications," *Management*, no. September, 2005.
- [18] J.-B. Ihn and F.-K. Chang, "Pitch-catch Active Sensing Methods in Structural Health Monitoring for Aircraft Structures," *Struct. Heal. Monit.*, vol. 7, no. 1, pp. 5–19, 2008.
- [19] H. Pfeiffer and M. Wevers, "Aircraft Integrated Structural Health Assessment – Structural Health Monitoring and its implementation within the European project 2 . Structural Health Monitoring," no. June, pp. 1–9, 2007.
- [20] A. Mufti, *Sensing issues in civil structural health monitoring*, Springer. Chicago, 2005.
- [21] S. Cho, C.-B. Yun, J. P. Lynch, A. T. Zimmerman, B. F. J. Spencer, and T. Nagayama, "Smart wireless sensor technology for structural health monitoring of civil structures," *Steel Struct.*, vol. 8, pp. 267–275, 2008.
- [22] C. C. Ciang, J.-R. Lee, and H.-J. Bang, "Structural health monitoring for a wind turbine system: a review of damage detection methods," *Meas. Sci. Technol.*, vol. 19, no. 12, p. 122001, 2008.
- [23] J. Melorose, R. Perroy, and S. Careas, "Structural health monitoring for a wind turbine system: a review of damage detection methods," *Statew. Agric. L. Use Baseline 2015*, vol. 1, no. September, pp. 1889–1896, 2015.
- [24] C. R. Farrar and K. Worden, "An introduction to structural health monitoring.," *Philos. Trans. A. Math. Phys. Eng. Sci.*, vol. 365, no. 1851, pp. 303–315, 2007.
- [25] "Structural Health Monitoring (SHM) Market by Technology, by Solution Type, by Application, and by Geography - Global Trend & Forecast to 2020," 2015.
- [26] V. Giurgiutiu, "Structural Health Monitoring with Piezoelectric Wafer Active Sensors," *J. Chem. Inf. Model.*, vol. 53, no. 9, pp. 1689–1699, 2013.

- [27] R. . Flesch, F. Romanelli, M. Kahan, A. Barbat, R. Delgado, E. Darin, and A. Pinto, "Seismic Risk Assessment of Motorway Bridge Warth / Austria," *Proc. 12th World Conf. Earthq. Eng. Auckland, New Zeal.*, vol. Paper No., pp. 1–8, 2000.
- [28] X. Chen, P. Omenzetter, and S. Beskhyroun, "Calibration of the finite element model of a twelve-span prestressed concrete bridge using ambient vibration data," *7th Eur. Work. Struct. Heal. Monit. EWSHM 2014*, pp. 1388–1395, 2014.
- [29] A. Raghavan and C. E. S. Cesnik, "The Shock and Vibration Digest Review of Guided-wave Structural Health Monitoring," *Shock Vib. Dig.*, vol. 39, pp. 91–114, 2007.
- [30] P. C. Chang, A. Flatau, and S. C. Liu, "Review Paper: Health Monitoring of Civil Infrastructure," *Struct. Heal. Monit.*, vol. 2, no. 3, pp. 257–267, 2003.
- [31] C. Crémona, Y. Gautier, and R. Leconte, "Investigations et évaluation dynamiques des ponts - Institute Français des Sciences et Techniques des Réseaux," Paris, 2009.
- [32] S. Bo-ling, S. Bi-feng, and C. Fei, "New sensor technologies in aircraft structural health monitoring," *IEEE Xplore*, 2008.
- [33] B. Li, D. Wang, and F. Wang, "High Quality Sensor Placement for SHM Systems: Refocusing on application demands," *IEEE Xplore*, pp. 1–9, 2010.
- [34] B. F. Spencer Jr, T. Nagayama, J. a Rice, and G. a Agha, "Smart sensing technology: a new paradigm for structural health monitoring," *Proc. 39th Jt. Panel Meet. Wind Seism. Eff. UJNR*, 2007.
- [35] J. P. Lynch, "A Summary Review of Wireless Sensors and Sensor Networks for Structural Health Monitoring," *Shock Vib. Dig.*, vol. 38, no. 2, pp. 91–128, 2006.
- [36] I. Kang, M. J. Schulz, J. H. Kim, V. Shanov, and D. Shi, "A carbon nanotube strain sensor for structural health monitoring," *Smart Mater. Struct.*, vol. 15, no. 3, pp. 737–748, 2006.
- [37] A. Cordelle, X. Chapeleau, and M. Drissi-Habti, "Comportement en flexion 3-points d'un matériau composite instrumenté par capteur à réseaux de Bragg," *Rev. des Compos. des Mater. Av.*, vol. 23, no. 1, pp. 155–164, 2013.
- [38] T. H. T. Chan, L. Yu, H. Y. Tam, Y. Q. Ni, S. Y. Liu, W. H. Chung, and L. K. Cheng, "Fiber Bragg grating sensors for structural health monitoring of Tsing Ma bridge: Background and experimental observation," *Eng. Struct.*, vol. 28, no. 5, pp. 648–659, 2006.

- [39] V. Giurgiutiu, F. Jichi, C. Rogers, R. Quattrone, J. Berman, and J. Kamphaus, "Experimental Study of Magnetostrictive Tagged Composite Strain Sensing Response for Structure Health Monitoring," *2nd Int. Work. Struct. Heal. Monit. Sept. 8-10, 1999, Stanford Univ.*, 1999.
- [40] S. Kim, S. Pakzad, D. Culler, J. Demmel, G. Fenves, S. Glaser, and M. Turon, "Health monitoring of civil infrastructures using wireless sensor networks," *Proc. 6th Int. Symp. Inf. Process. Sens. Networks*, pp. 254–263, 2007.
- [41] J. a Rice and B. Spencer, "Flexible Smart Sensor Framework for Autonomous Full-scale Structural Health Monitoring," *NSEL Rep.*, vol. 6, no. August, pp. 423–438, 2009.
- [42] S. Kim, S. Pakzad, D. Culler, J. Demmel, G. Fenves, S. Glaser, and M. Turon, "Wireless sensor networks for structural health monitoring," *Time*, vol. 13, pp. 13–24, 2006.
- [43] P. F. da Costa Antunes, H. F. T. Lima, N. J. Alberto, H. Rodrigues, P. M. F. Pinto, J. de Lemos Pinto, R. N. Nogueira, H. Varum, a G. Costa, and P. S. de Brito Andre, "Optical Fiber Accelerometer System for Structural Dynamic Monitoring," *Sensors Journal, IEEE*, vol. 9, no. 11, pp. 1347–1354, 2009.
- [44] G. Park, H. Sohn, C. R. Farrar, and D. J. Inman, "Overview of Piezoelectric Impedance-Based Health Monitoring and Path Forward," *Shock Vib. Dig.*, vol. 35, no. 6, pp. 451–463, 2003.
- [45] S. Park, S. Ahmad, C.-B. Yun, and Y. Roh, "Multiple Crack Detection of Concrete Structures Using Impedance-based Structural Health Monitoring Techniques," *Exp. Mech.*, vol. 46, no. 5, pp. 609–618, 2006.
- [46] V. Goremikins, K. Rocens, D. Serdjuks, and J. Sliseris, "Simplified method of determination of natural-vibration frequencies of prestressed suspension bridge," *Procedia Eng.*, vol. 57, pp. 343–352, 2013.
- [47] B. Garnier, "Spectrométrie de masse - Principe Vibrations des structures industrielles Outils et méthodes d'analyse et appareillage expérimentale Par : Vibrations des structures industrielles ' thodes d'analyse expe ' rimentale Outils et me par," 2015.
- [48] S. F. Zedek, C. Codreanu, A. Belisario, C. Escriba, T. Camps, R. Francois, and J. Fourniols, "Adaptable Synchronous Detection for the SHM of Composite Component : Autonomous FPAA Architecture on Polyimide Film," 2014.
- [49] **A. Belisario**, C. Codreanu, S. Zedek, T. Camps, C. Escriba, R. François, J.Y. Fourniols, "Multi-sensing strategy for SHM in civil engineering: case study of a structural element with carbon fiber reinforcement", (IWSHM) 2013 Stanford (USA), pp.831-838 , N° 13275.

CHAPITRE 2 :

**Conditions expérimentales et banc
d'instrumentation développé**

CHAPITRE 2

Conditions Expérimentales et Banc d'Instrumentation Développé

2.1 INTRODUCTION

Détecter un défaut dans une structure, avant que celui-ci n'induisse une fragilité aux conséquences désastreuses, peut s'effectuer suivant deux approches complémentaires ; une inspection visuelle ou une évaluation instrumentée[1]. Ces techniques doivent être non destructives, fiables, précises et économes en temps d'immobilisation pour l'éventuelle maintenance.

Connues et amplement utilisées en aéronautique pour caractériser des éléments de structure, les techniques dites de *NDE (Non Destructive Evaluation)* comme le test par chocs[2], ultrasons[3][4], thermographie[5][6][7], émission acoustique[8][9], inspection par rayons X[10] nécessitent une proximité entre la structure et les éléments de tests. Comment rendre « portables » ces solutions de NDE pour des structures ayant un facteur de forme encore plus grand et massif comme des ouvrages de génie civil ?

- En extrapolant la méthode d'inspection visuelle en s'appuyant sur des caméras embarquées sur des drones capables d'observation
- En câblant des capteurs filaires répartis le long de la structure, ce qui nécessite une maintenance des capteurs
- En distribuant un réseau de capteurs mais avec quel observable et quelle signature comme identification d'un évènement précurseur de défaut naissant

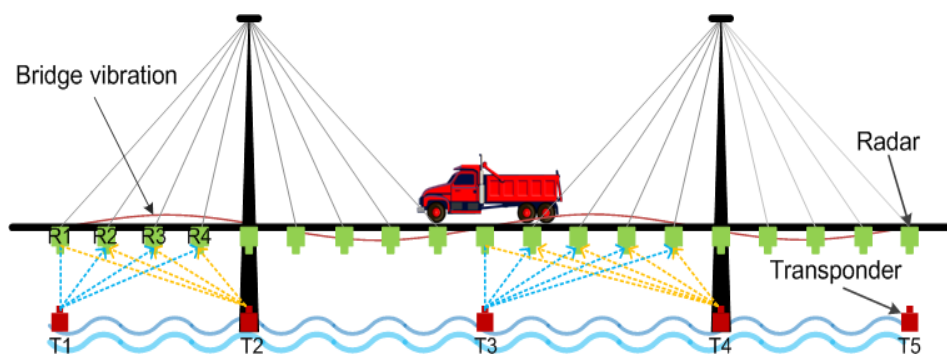


Figure II. - 1 : Passage des véhicules qui sollicite les capteurs en générant le signal d'entrée

Dans ce chapitre nous allons explorer certaines techniques d'analyses sur une structure en béton armé en « indoor » susceptible de nous guider vers une analyse non destructive sur une structure de taille réelle sur site (outdoor). Les caractéristiques principales que nous allons collecter lors de ces analyses et expériences nous permettront d'adapter ces méthodes pour des applications à grande échelle. Nous sommes donc conscients que ce n'est qu'une première étape de démonstration de faisabilité et que le passage à cette échelle nécessitera d'autres adaptations [11].

La théorie de la *mécanique des structures* est une discipline initiée au XVII^e siècle pour répondre aux exigences de conception et construction d'ouvrages d'art avec en tête « une éternité » de durée de vie. Elle repose sur l'utilisation de *modèles simplifiés*, qui vont permettre l'analyse de structures de façon rapide. Notre contribution au domaine, a pour objectif de proposer un système embarqué d'acquisition et traitement des signaux, pour l'analyse des réponses vibratoires des ouvrages d'art.

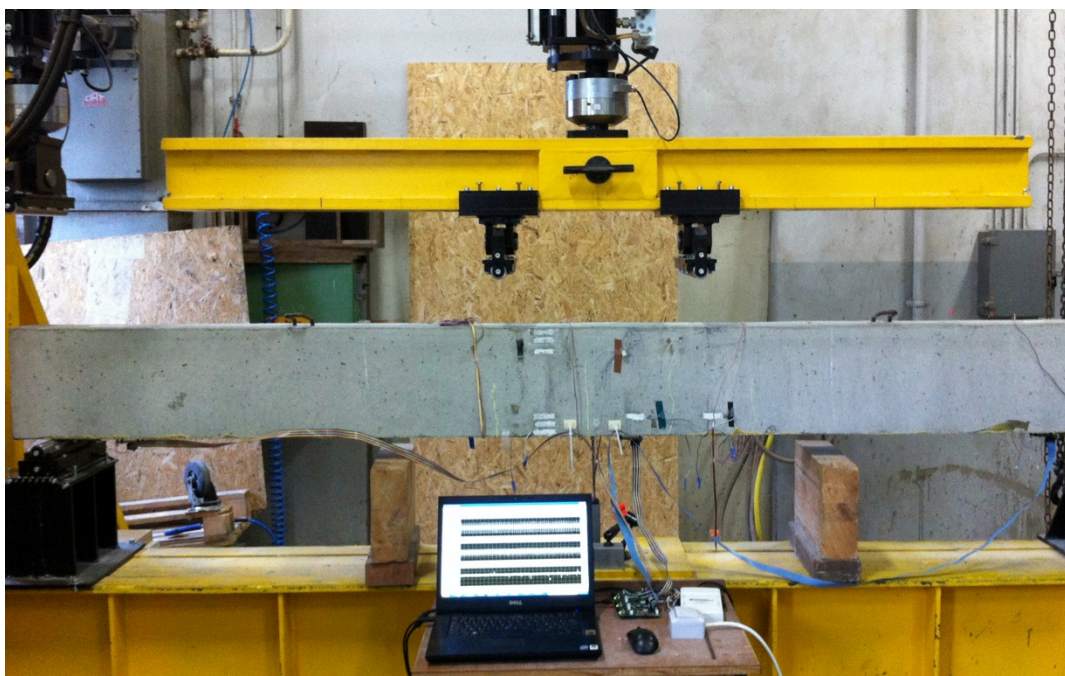


Figure II. - 2 : Banc de tests développé

Nous allons développer dans ce chapitre, les conditions en laboratoire mises en place pour le diagnostic de défauts dans des poutres de béton de dimension réduite, comparée à une poutre d'un pont. Notre but final sera d'identifier une signature dans la propagation d'un signal généré et analyser la dérive temporelle de cette signature en fonction des défauts insérés dans la structure. Nous allons commencer par une description des structures, puis nous ferons une analyse détaillée sur les différentes familles de transducteurs pour finir par la description de l'outil de génération des stimuli.

2.2 LES SIGNAUX ISSUES DU CHAMP D'APPLICATION

L'évaluation et la problématique de vieillissement peuvent concerner un ouvrage tout au long de son cycle de vie. En fonction de ces étapes de son cycle, le besoin de monitoring s'adapte de manières différentes donc, les outils d'analyses varieront en fonction de ceux-ci. Les ouvrages en constructions par exemple, où le besoin de confirmer et répondre à certains hypothèses posés lors de la conception.

Ces essais peuvent apporter des éléments utiles notamment pour les ouvrages construits en zone sismique ou pour les viaducs présentant de formes architecturales particulières et/ou géométriquement complexes.

De même, lorsqu'un ouvrage est achevé, des essais dynamiques sont effectués pour vérifier certaines hypothèses sur le comportement structural de l'ouvrage et pour servir de base « signature » à des évaluations dynamiques futures.

Bien évidemment, les ouvrages en service font l'objet des analyses dynamiques. Etant nombreux ces objectif, ils peuvent viser entre autres, monitorer l'intégrité structurale de l'ouvrage, également ces essais s'intéressent à étudier la compatibilité de la structure avec son environnement final, comma pour les structures que sont soumis à l'action du vent, comme l'enregistre Krämer dans ses essais dans le pont Z24[12].

Dans ses travaux, Clément[13] reprends les enregistrements des réponses structurals du pont Z24 présentés par Krämer. Pour sa recherche, il démontre que les signaux récupérés par ce deuxième sur site, peuvent être générées sur laboratoire avec la combinaison des différents outils. Dans l'exemple illustré dans les figures ci-dessous.

La courbe reprend sur un signal issu d'un accéléromètre du pont Z24, où la circulation de véhicules et le vent génèrent une excitation très irrégulière formée de trains d'impulsions aléatoires.

Cet « accélérogramme » reste limitatif pour la recherche des modes propres avec précision au-delà du 5^{ème}.

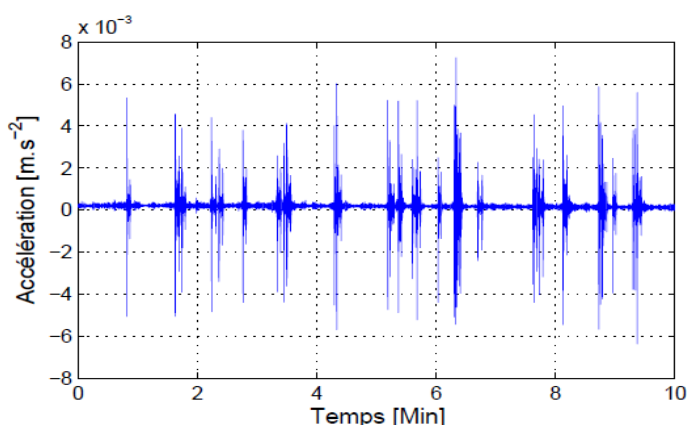


Figure II. - 3: Accélérogramme du pont Z24 [Krämmer et al.] 1999

Les excitations générées en « indoor » par *A.Clement* pendant ses travaux, ont été utilisées pour stimuler une structure : poutre suspendue. Pour les acquisitions des signaux, elle a été instrumentée par des accéléromètres à électronique intégrée.

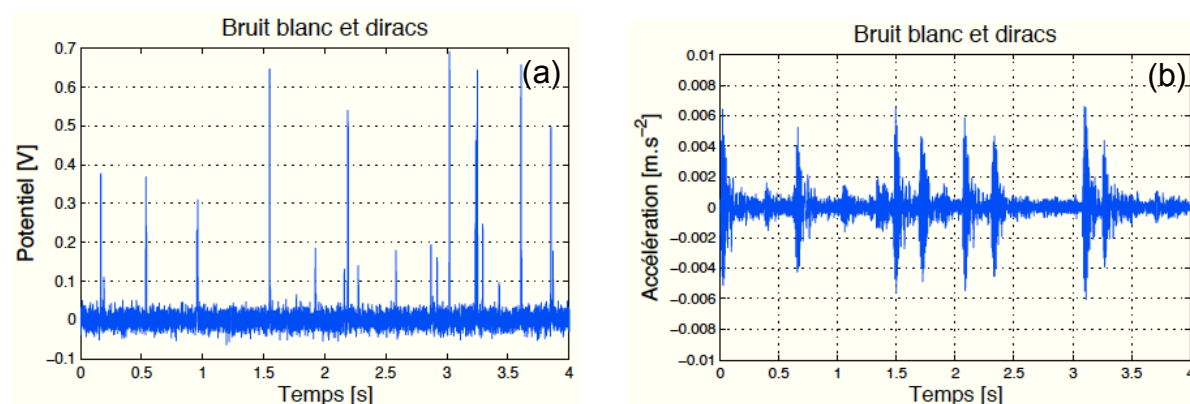


Figure II. - 4 : (a) signal d'excitation et (b) réponse de la structure [A. Clément - 2011]

Ces stimulations, représentées dans la figure II 4(a), sont la combinaison du bruit ambiant (vents) et des impacts aléatoires. La réponse structurelle décrite dans « l'accélérogramme » II 4 (b) montre comment les impulsions en entrée donnent un sinus amorti propre à la fonction de transfert de la structure. Ce même effet se manifeste dans l'exemple de la figure II 5 ci-après.

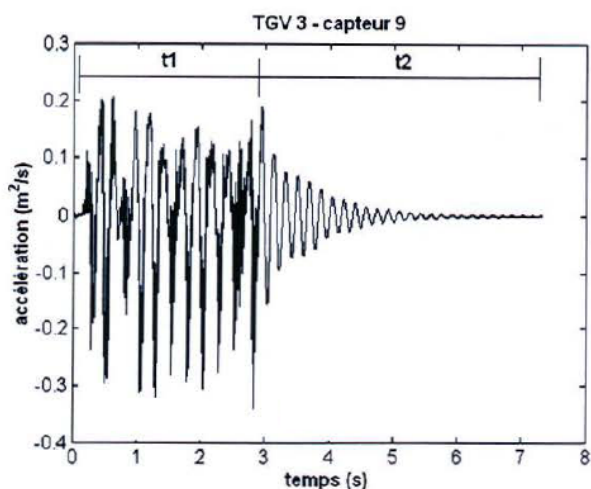


Figure II. - 5 : Signal accélérogramme issue d'un pont à rail. [C.Crémona - LCPC]

Cette réponse structurelle est particulière car elle nous montre deux phases, t1 et t2 :

- Pendant t1, la structure a vécu le passage du convoi de TGV, donc on récupère une réponse forcée ;
- Puis dans un deuxième temps (t2), une fois que la dernière voiture passe, la réponse libre de la structure est enregistrée.

Ces expériences nous font envisager l'application des excitations de type impulsionnelle comme solutions à nos excitations « indoor » et de large bande.

2.3 LE CHOIX DES STIMULATIONS

Pour mieux nous placer dans le positionnement du choix des signaux d'excitation, nous avons présenté dans le point antérieur les réponses typiques dans certaines structures. Les sources d'excitation dynamique sont typiquement classées dans trois typologies. Nous cherchons d'adopter un type qui réponde à notre cahier de charges d'analyses « indoor », ces excitations son séparées en vibrations et chocs ou impacts[14].

Les stimulations vibratoires impliquent des efforts répétitifs sur un nombre assez important des périodes naturelles ou propres à la structure. Par ailleurs, les chocs ou impacts sont caractérisés par des événements transitoires de coute période. Les excitations vibratoires sont généralement des niveaux d'amplitude faibles, mais se produisant plusieurs fois. En revanche, un impact, induit des accélérations parfois élevées mais de courte durée.

Souvent, on dénomme les excitations dynamiques par chocs « excitations impulsionnelles ou transitoires », tandis que, les vibratoires sont appelés « forcées », le signal présenté dans la figure II-5 est un exemple où les deux types d'excitation ou phénomènes se manifestent.

Réaliser une étude vibratoire implique la sélection d'une excitation contrôlée. La sélection de ces stimuli est liée donc à une problématique et critères, dans l'exemple de notre cas où seuls les harmoniques d'hautes fréquence sont recherchés, un stimulus par un train d'impulsions très courtes, approchés à un pulse Dirac, résultent de majeur intérêt par rapport à les classiques vibrations balayées à plusieurs fréquences où un outil très spécifique comme le pot vibrant peut fournir des informations pertinentes.

2.4 DIMENSIONNEMENT DE POUTRES BETON REPRESENTATIVES

En faisant référence aux modèles simplifiés de structures solides déformables tridimensionnelles la question du dimensionnement de notre structure de test nous amène à prendre en considération deux catégories de structures.

- Les *structures minces* [15] dont une dimension (l'épaisseur) est très petite par rapport aux deux autres, et qui sont appelées plaques ou coques selon que leur surface moyenne est plane ou non.

- Les *structures élancées* [16] dont une dimension (la longueur) est très grande devant les deux autres, et qui sont appelées *poutre* ou *arc* selon que leur ligne moyenne est droite ou courbe.

Ces deux types de structures sont souvent combinés dans le renforcement des plaques par des poutres. La popularité de ces structures vient du fait qu'elles présentent des propriétés optimales en termes de raideur et de résistance vis-à-vis de la quantité de matière utilisée.

Le banc expérimental spécifiquement développé est représenté sur le synoptique de la figure II 6, où l'accent est mis sur la partie traitement de l'information associé au choix du capteur, le conditionnement analogique, la numérisation pour permettre de travailler les algorithmes de traitement de l'information que nous allons mettre en place. A noter que la génération amont des stimuli pour engendrer les vibrations dans la structure sera détaillée dans les paragraphes suivants.

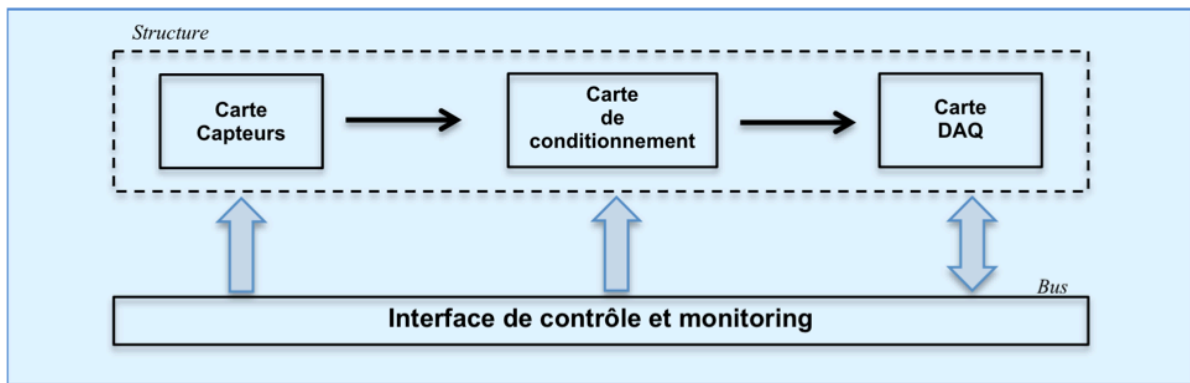


Figure II. - 6 : Synoptique du banc d'analyses et de monitoring

Ce banc permettra de traiter en temps « réel » les signaux afin de proposer une analyse « agile » de façon à avoir un aperçu des réponses instantanées pendant une acquisition, suivie d'une analyse dynamique des réponses vibratoires dans les domaines temporels et fréquentiels.

Notons que dans notre banc, nous générons des chocs mécaniques pour une poutre de dimension réduite pour en déduire son comportement modal, alors qu'en fonctionnement les excitations mécaniques correspondront au passage des véhicules et aux sollicitations environnementales. Néanmoins, nous estimons que le passage d'un véhicule sur un joint de dilatation du tablier s'apparente à notre excitation impulsionnelle en bout de poutre.

Les signaux à acquérir dans les structures de type pont une fois terminé, il est alors possible de déterminer le comportement dynamique du tablier (continuité, conditions aux limites, dispositifs d'amortissement).

2.4.1 Structure d'analyses expérimentales : Poutre avec renforcement en tissu composite carbone (TCF) de taille macro compatible avec la presse

Dans le but de tester cette conception, une poutre caractéristique a été mise à disposition par le *Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC)* de l'INSA-Toulouse. La structure instrumentée est une poutre en béton armé avec un renforcement en tissu composite carbone (CFRP) sur laquelle seront effectuées des mesures en déformation statique et en vibration. Avant d'entrer en détails sur l'explication de la conception du spécimen sur lequel nous allons réaliser les analyses expérimentales, il nous semble important de définir les techniques mises en place.

La base pour la résolution des problèmes mécaniques de solides et mécanique des fluides est la MMC - *Mécanique des Milieux Continus*. Un des inconvénients de ces techniques d'analyses est que même si on peut faire une résolution analytique simultanée des 3 équations d'équilibre en tout point du domaine considéré, la MMC devient vite insurmontable pour une application directe dans le dimensionnement des produits industriels courants.

Les ingénieurs ont isolé des cas particuliers de la MMC, où certaines hypothèses sur la géométrie et le chargement facilitent la résolution. Ce domaine de la mécanique des solides se nomme la *mécanique des structures* et se définit, par opposition à la MMC, comme la mécanique des solides de dimensions finies où au moins une des dimensions est faible devant les autres [17].

La mécanique des structures couvre donc un grand nombre de géométries dont les plus courantes sont de type poutres (1D), plaques et coques (2D), et solides axisymétriques (2D) (figure II 7).

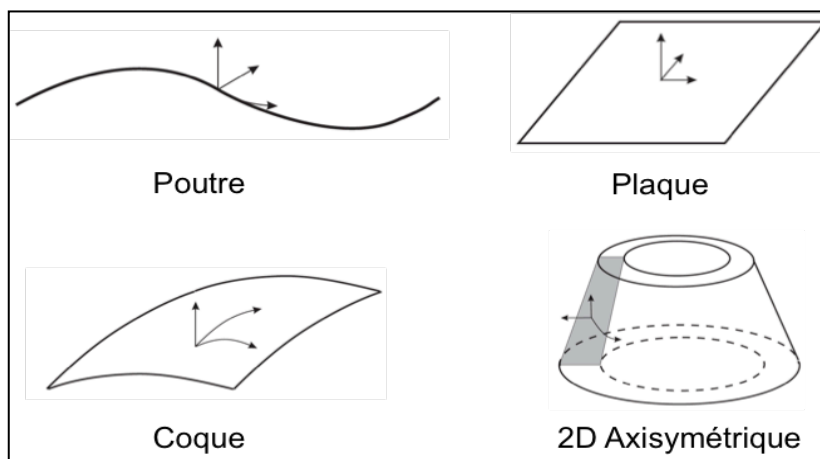


Figure II. - 7 : Type de structures

Une fois ces géométries observées, les hypothèses pour aborder une étude peuvent être effectuées quant à la cinématique qui prévaut dans ces solides. La difficulté majeure réside dans le choix judicieux de cette cinématique qui doit être suffisamment riche pour observer tous les phénomènes rencontrés durant l'utilisation des structures, mais assez simple pour permettre des résolutions analytiques.

A présent abordons les techniques de renforcement des structures. Une d'entre elles très répandue dans le monde, consiste à coller des plaques métalliques sur la surface extérieure selon le procédé de L'Hermitte [18] [19], mais présente néanmoins certains inconvénients [20] résumés dans le tableau II.1.

Avantages	Inconvénients
Son application n'est valable que lorsque il s'agit d'interventions mineures sur l'ouvrage	Mise en flexion locale des tôles au voisinage des fissures recouvertes
Peut être employée de manière souple	Répartition des efforts entre tôles dans le cas d'un empilement
Les renforts sont très peu gênants	Répartition des déformations entre les aciers passifs internes à la structure et les aciers collés extérieurement

Tableau - II.1 Bilan du collage des tôles sur la surface extérieure

En conséquence, à la fin des années 80 au Japon et en Suisse, une technique de réparation est apparue qui a remplacé les tôles métalliques par des tissus composites moins lourds (1/5 de la densité de l'acier), [21] avec une résistance élevée à la traction, à la corrosion et à la fatigue, faible conductivité thermique et plus faciles à mettre en œuvre [22].

Focalisons-nous sur les structures en béton armé renforcées, utilisant les barres en matériaux composites à base de polymères renforcés de fibres « *Fiber Reinforced Polymer* » d'où l'abréviation anglaise FRP. Ces techniques sont couramment utilisées pour le renforcement des éléments structurels en béton, acier ou bois, dans nos expérimentations nous allons nous concentrer sur les ouvrages d'art en béton armé.

Ces renforts sont composés de plusieurs phases fibreuses comme le carbone, aramide et verre. Cette technique appelée « *Near Surface Mounted-* » (*NSM*) consiste à insérer les barres dans des gravures réalisées dans le béton d'enrobage comme illustré dans la figure II 8. Les gravures sont ensuite remplies de résine époxydique pour fixer les barres et transférer les contraintes mécaniques[23].

Lorsque les fibres sont faites en carbone le terme qui les dénomme est « *Carbon Fiber Reinforced Polymer* » (*CFRP*). Cette méthode de renforcement des structures en béton ainsi que celles en acier ou bois, par imprégnation et collage d'un tissu sec à base de fibres a été employée par la société Sika en Suisse dès 1993, puis étendue en Allemagne dès 1995 et Angleterre en 1996 [21].

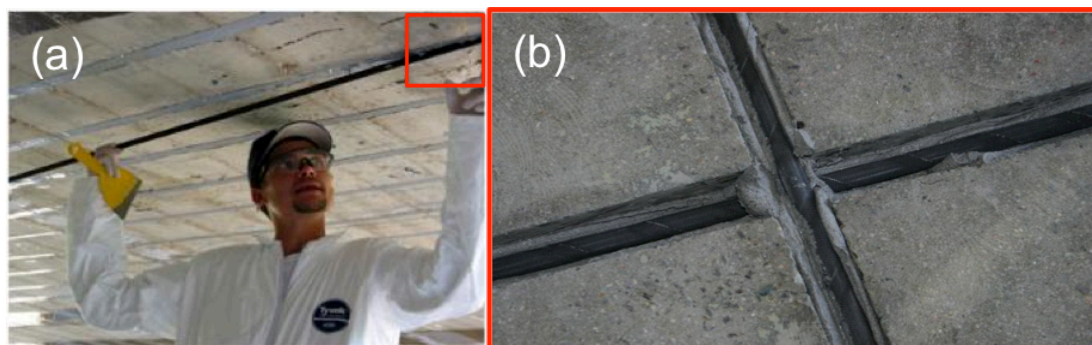


Figure II. - 8 : (a) - Collage des barres de CFRP cylindriques dans la structure ; (b) – Détail de la procédure d'insertion des barres et son collage époxydique

Le tissu en fibre de carbone permet d'être découpé facilement et sa transportabilité est avantageuse pour son utilisation dans les grands et petits ouvrages endommagés. Par ailleurs, ce matériau offre à l'électronicien traiteur du signal une propriété avantageuse : sa neutralité électromagnétique. Conforté par l'utilisation de cette technologie, le choix de notre structure expérimentale concerne une poutre renforcée par un Tissu en Fibre de Carbone, ici appelée TCF.

Ce matériau de renforcement se présente sous la forme d'un rouleau de dimensions standardisées (longueur 10 mètres ; largeur de 20 cm). Le tissu porte deux faces de tissage, l'une asymétrique, puis l'autre présentant un tissage parallèle qui facilite le marouflage lors de l'enrobage dans la résine pendant l'étape du collage (figure II 9).

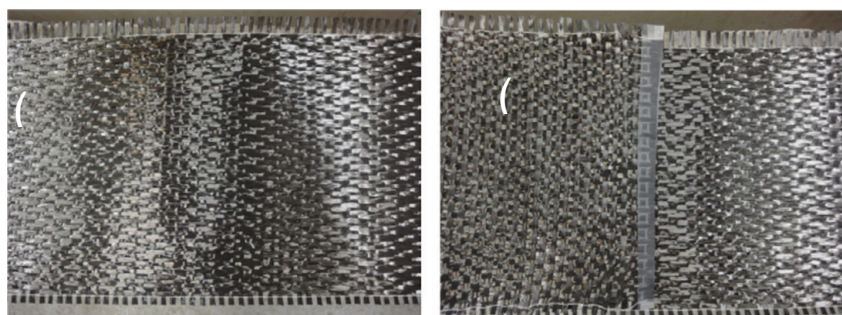


Figure II. - 9 : Tissu de renforcement – (a) Face extérieure et (b) Face coté poutre

Pour avoir une idée des propriétés des matériaux qui composent le béton armé de la poutre, notre béton est dit « standard » tous usages ; et obéit à la règle du 1 – 2 – 3 pour remplir la bétonnière: 1 mesure de ciment, 2 mesures de sable et 3 de graviers.

COMPOSITION DU BÉTON	
Ciment	358 kg/m ³
Sable (0/5 mm)	734 kg/m ³
Granulats (5/15 mm)	1093 kg/m ³
Eau	179 kg/m ³

Tableau - II.2 Proportions des éléments de fabrication du béton

La mise en place du béton dans le coffrage est effectuée par vibration à l'aiguille vibrante ce qui accroît la densité du béton, donc confère une porosité plus faible, gain de résistance mécanique : en expulsant les bulles d'air du béton, le matériau devient plus homogène et le plus compact possible (minimum d'air, de vide et remplissage intégral des coffrages).

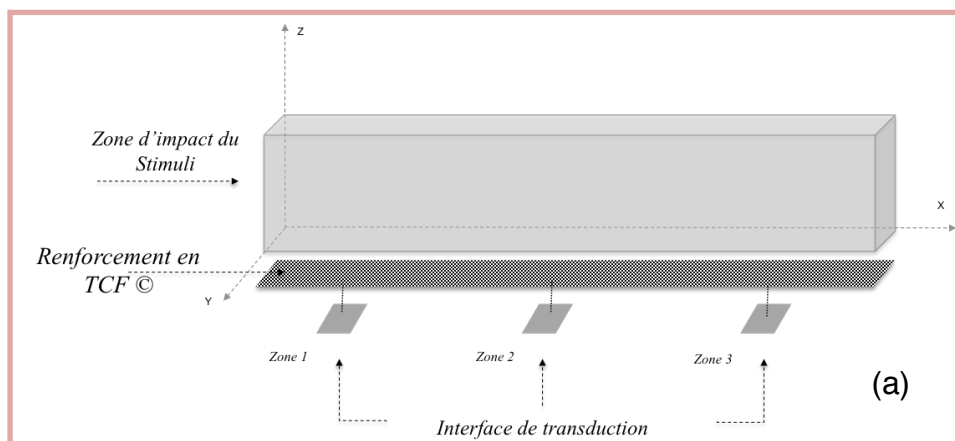
Les caractéristiques dimensionnelles de la poutre sont en cm $300 \times 20 \times 35$ ce qui garantit une portée de 3m pour une masse approximative de 200kg. Le processus de installations du renforcement du tissu en composite sur la structure a été réalisé par un technicien spécialisé dans le domaine, son positionnement et collage doit permettre de transférer tous les phénomènes vibratoires vécus par le structure d'une manière similaire vers les transducteurs posés de manière reproductible. La figure II 10 illustre le processus d'installation du matériau composite de renforcement.



Figure II. - 10 (a) détail du matériau en TCF (b) déroulage du matériau pour collage avec résine

L'instrumentation de la structure expérimentale est déployée au centre et près des appuis respectivement sur trois zones Z2 (centre) , Z1 et Z3 (extrémités) pour analyser les réponses vibratoires globales.

Les figures présentées ci-après décrivent l'ensemble de la structure une fois renforcée. Le groupe de figures aidera à se faire une idée globale sur la procédure de mise en place d'instrumentation des capteurs et décrite par la suite dans les paragraphes suivants.



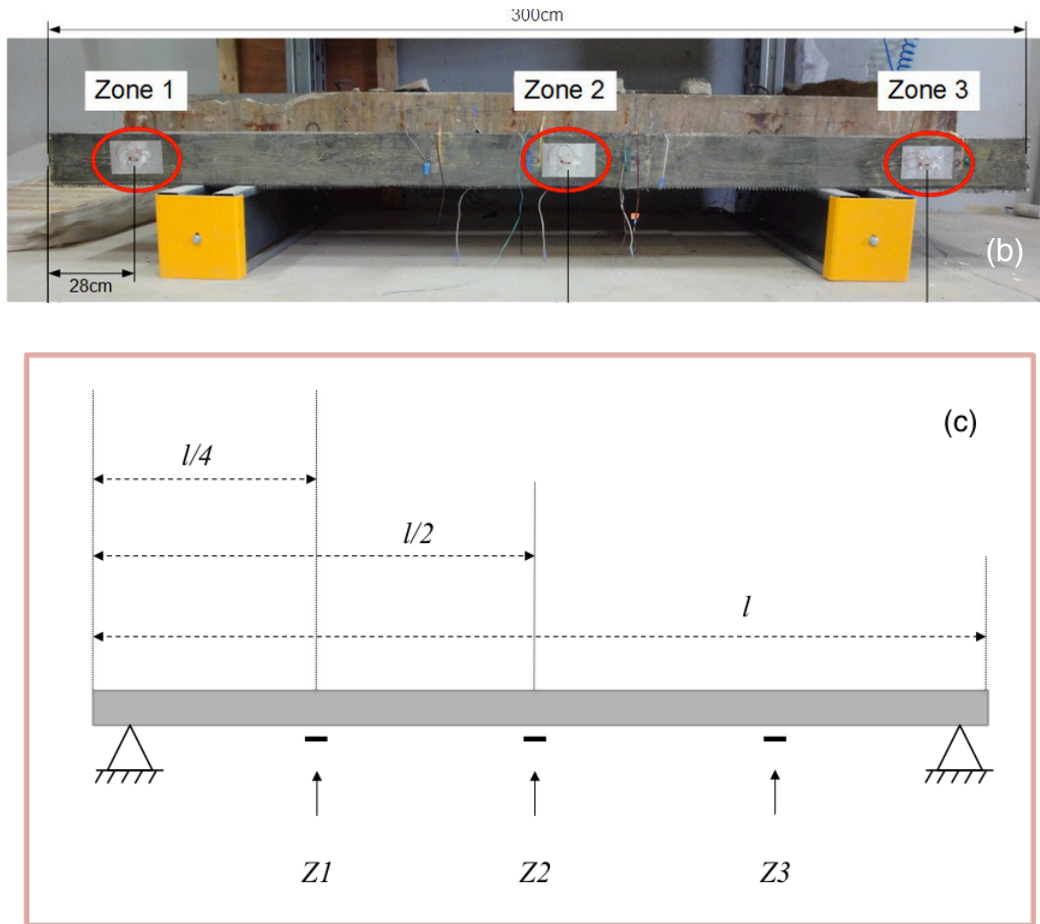
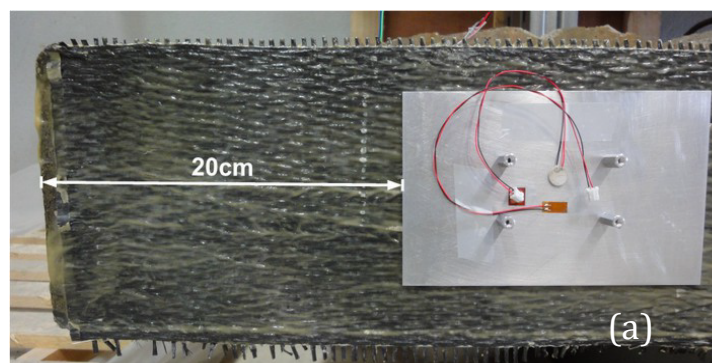


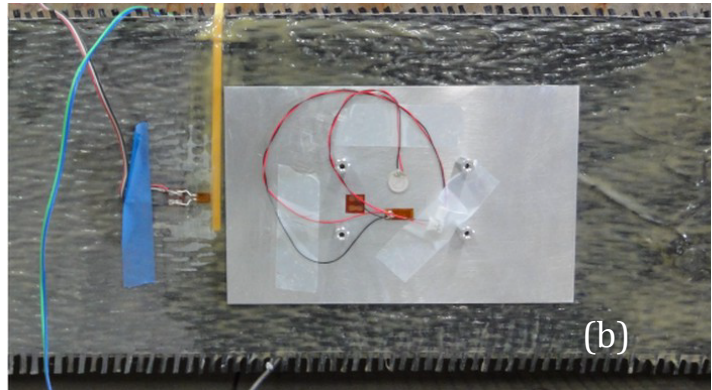
Figure II. - 11 (a). Architecture du spécimen et sens d'excitations vibratoires - (b) Poutre et zones instrumentées - (c) Représentation graphique de la poutre à simple appuis

Les figures II.8 détaillent la structure en position couchée sur son axe Z pour illustrer la méthode d'installation des capteurs. En effet, après réticulation, le revêtement de résine est plutôt accidenté et fixer les capteurs directement dans cette surface n'est pas viable. C'est pourquoi nous avons collé les transducteurs sur des plaques en aluminium (2 mm d'épaisseur, 10 cm de large et 16 cm de long) et les cartes électronique de proximité (Figure II 12). L'influence de ces plaques sera évoquée dans le prochain chapitre.

La Zone 1 correspond au côté gauche de la poutre. Le bord de 20 cm est nécessaire pour ne pas gêner les supports de la presse hydraulique.



La *Zone 2* correspond au milieu de la poutre, pour ne pas détruire les capteurs enfouis, nous avons déplacé la plaque support ainsi que les transducteurs.



La *Zone 3* correspond au côté droit de la poutre. Le bord de 20 cm est nécessaire pour le support de la presse hydraulique et aussi pour ne pas détruire les capteurs déjà installés.

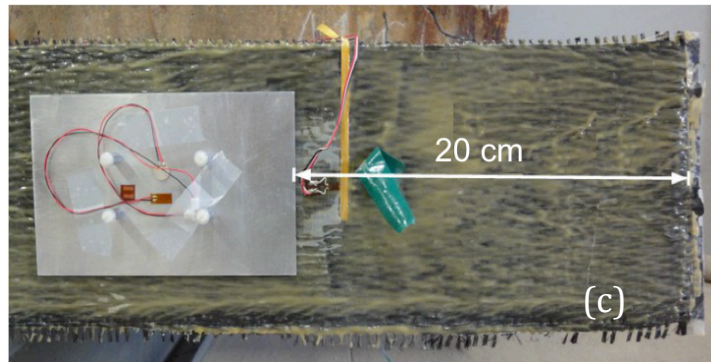


Figure II. - 12 : Collage PZT en Zone 1 (a) , Zone 2 (b) et Zone 3 (c)

Une illustration des cartes d'accueil et des transducteurs associés est présentée ci-dessous, où nous pouvons noter l'instrumentation, les dimensions et sa mise en place. Dans un prochain point, nous allons décrire les aspects technologiques de la carte d'interface capteurs.

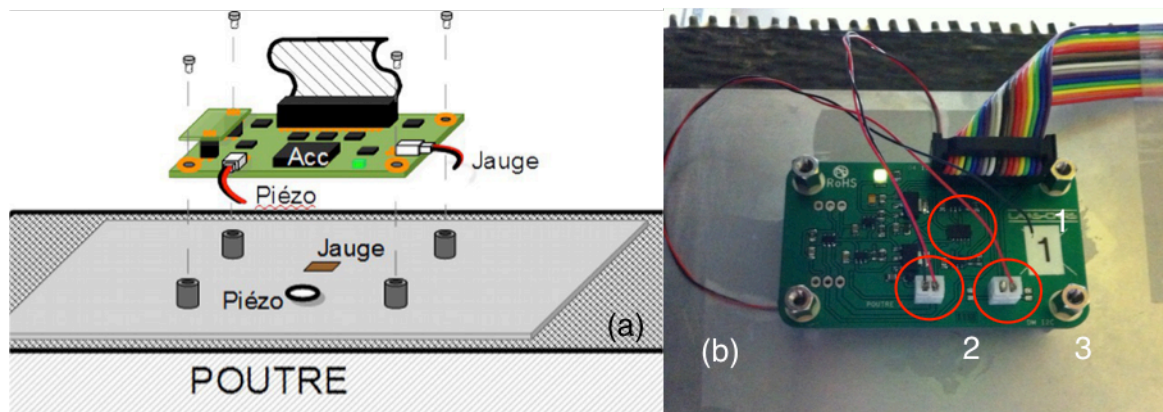


Figure II. - 13 : Architecture de la carte d'interface capteurs : (a) vue schématique, (b) photographie de la carte installée sur la structure renforcée par TCF

La figure II 13 (b) présente les types de capteurs testés : cercle 1 : l'accéléromètre MMA7361 de chez Freescale ®, puis via deux connecteurs numérotés par n°2 et n°3 la connexion PZT et jauge respectivement. Remarque : L'interface de collage des

transducteurs piézoélectriques et la procédure du collage à l'époxy sont d'autant plus importantes pour la fixation des pastilles céramiques sur la structure en béton.

2.4.2 Structure d'analyses expérimentales : Poutrelle à l'échelle pour analyses « indoor » en laboratoire

La première poutre instrumentée de 3 mètres de long, avec renfort en composite carbone, nous a permis d'effectuer une première campagne de mesure au LDMC. La présence du banc de déformation était requise, mais la forte sollicitation de cet équipement et des locaux, nous ont incité à « exporter » une poutre d'instrumentée vers notre laboratoire (LAAS). C'est pourquoi une seconde poutre homothétique à la première, mais plus petite et donc plus légère a été réalisée pour faciliter sa portabilité. Cette « poutrelle » possède les dimensions suivantes : $150 \times 10 \times 20 \text{ cm}^3$ (Figure II. 14).

Par rapport à la poutre illustrée dans la figure II. 11(b), cette seconde structure est réduite d'un facteur de 50% environ, en conservant les mêmes propriétés des matériaux spécifiées dans le tableau II.2. Ce qui garantit un comportement corrélé avec les analyses sur les approches de la campagne « outdoor » avec la grande structure. De manière similaire, les zones de monitoring seront trois, et nous continuerons à garder le sens de distribution comme *Zone 1* (zone d'impact), *Zone 2* (au centre) et *Zone 3* (extrémité).

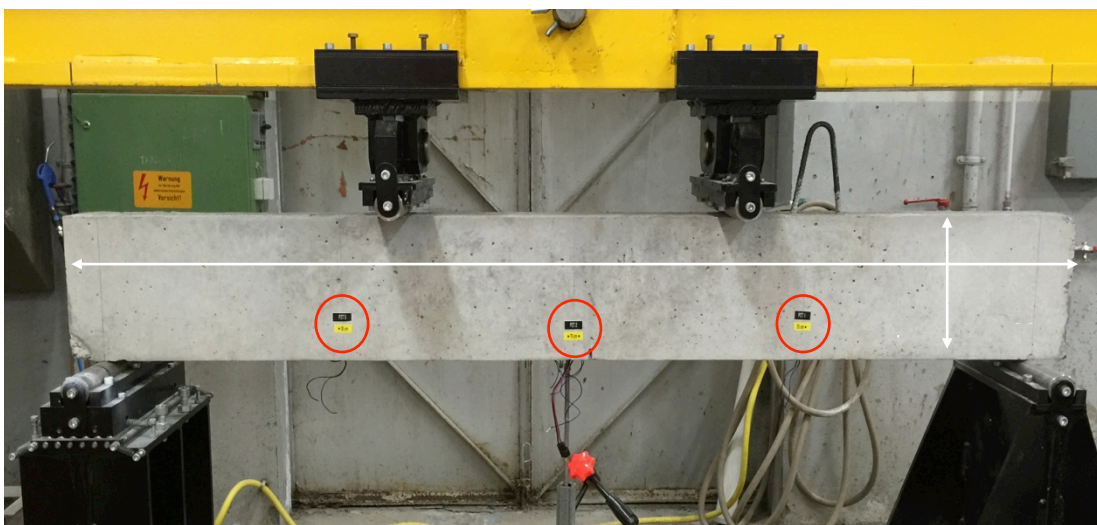


Figure II. - 14 : Banc de déformation de la « poutrelle » instrumentée

Les déformations par flexion que suivra la poutrelle se feront sur le banc avec quatre points d'appui comme l'illustre la figure II.14. L'objectif de ces efforts appliqués est de provoquer une déformation de façon localisée et dite « maîtrisée ». Puis nous allons reprendre la structure hors le banc, sans charge, et nous procéderons à restimuler pour connaître sa réponse vibratoire après chaque sollicitation d'effort.

2.5 LES CAPTEURS

Il existe une grande variété de technologies qui permettent de convertir les vibrations mécaniques en signaux électriques. Dans le cadre de ce travail de recherche deux types de capteurs sont présentés avec des limitations intrinsèques à la technologie :

- les *accéléromètres piézoélectriques* utilisés pour mesurer des vibrations dans les trois dimensions
- les *piézocéramiques* utilisés pour des solutions dans l'industrie automobile, médicale par exemple.

2.5.1 2.3.1. Accéléromètres

Grâce aux avancées dans la fabrication collective des MEMS (*Micro Electro-Mechanical System*) les accéléromètres sont intégrés dans de nombreux produits d'utilisation quotidienne, pour la mesure de chocs, de vibrations, d'orientation, de vitesse et de déplacement.

La deuxième loi de Newton du mouvement explique que l'accélération d'un corps est directement proportionnelle à la force qui agit sur le corps et inversement proportionnelle à cette masse. En vertu du premier principe de la mécanique ($F = m \times a$) on en déduit qu'à partir de la force mesurée, il est possible de déterminer l'accélération que subit le corps. Pour la mesure de la force, le système mécanique est couplé avec un système de détection piézoélectrique, piézo-resistif, extenso métriques, capacitif ou inductif.

Le choix d'un accéléromètre s'opère dans un premier temps selon les critères :

- la sensibilité de mesure, exprimée en $g = 9.81 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$;
- la bande passante ;
- le type de sortie : analogique ou numérique ;
- le nombre d'axes, de 1 à 3 axes ;
- la sensibilité transversale.

D'un point de vue fonctionnel, les accéléromètres se divisent en deux familles :

- les accéléromètres non-asservis qui fournissent une lecture directe du mesurande ;

- les accéléromètres asservis qui intègrent le système de détection dans une boucle de contre-réaction avec un correcteur proportionnel-intégral qui permet de corriger les dérives en température du système de détection et les oscillations du corps d'épreuve. La contre-réaction permet d'accroître la sensibilité du capteur, mais limite la bande passante du système.

Dans le cadre de la SHM, les accéléromètres sont utilisés pour la détection des chocs et la mesure des vibrations :

- dédiés à la mesure de chocs, les accéléromètres seront plutôt de type non-asservis avec des plages de fonctionnement allant de quelques centaines à des milliers de g .
- dédiés à la mesure de vibrations, le type d'accéléromètre est déterminé par la plage fréquentielle visée. Pour la mesure des modes propres, ce sont les accéléromètres asservis qui sont utilisés car ils ont un meilleur rapport signal sur bruit. Pour des mesures de propagation acoustique, ce sont les accéléromètres non-asservis qui sont utilisés car ils permettent d'avoir une bande passante plus importante.

Pour notre application, nous avons retenu un accéléromètre avec des sorties analogiques et une bande passante d'au moins 2 kHz. En ce qui concerne la sensibilité de l'accéléromètre, nous avons opté pour modèle sensible à de faibles vibrations : la référence MMA7361 répond à ces critères et possède en plus une sensibilité réglable.

Accéléromètre trois axes, exploitant la détection capacitive, le MMA7361 intègre une boucle de contre-réaction avec un asservissement cadencé à 11 kHz. La sensibilité est réglable: 1.5g ou 6g. La sensibilité transversale est limitée à 5 % et le niveau de bruit est de $350 \mu\text{g} / \sqrt{\text{Hz}}$ [24]. Ce capteur intègre de plus une fonction de détection de chute libre et une fonction d'autotest qui s'est avérée pratique pour vérifier son fonctionnement.

Remarque : afin de mesurer les vibrations conséquentes à l'accélération, le capteur doit être solidaire de la structure. Aussi, l'électronique se décompose entre une carte de proximité contenant le capteur collé sur la structure et une carte d'interface qui réalise la mise en forme du signal avant la numérisation.

Schématiquement, pour chaque axe de mesure, la transduction des vibrations s'effectue par une variation d'effet capacitif entre des « électrodes » dont deux sont fixes et un mobile nommé « masse mobile », comme on le détaille dans la figure ci-dessous.

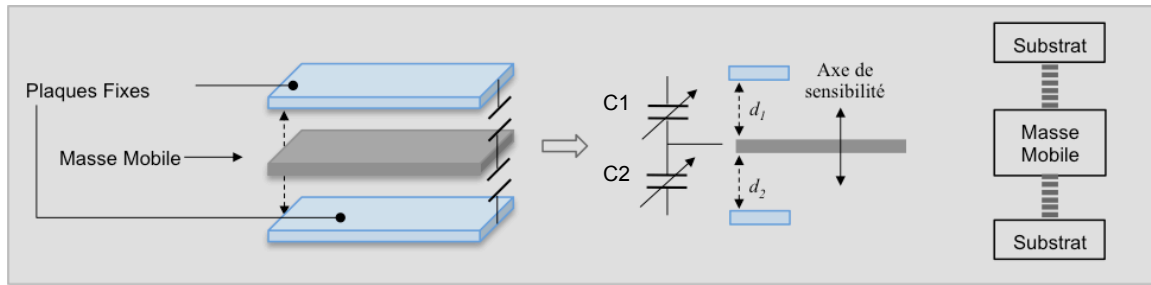


Figure II. - 15 : Schéma de fonctionnement de l'accéléromètre comme une paire différentielle

Les capacités C_1 et C_2 varient avec le mouvement de la masse entre les électrodes. Cette méthode est connue pour avoir une forte précision, stabilité et faible consommation [25]. Le tableau II.3 explique comment le système va interpréter les changements dans le diélectrique et ainsi les capacités dues au mouvement.

Gap	Sens du mouvement	Capacitance
$d_1 > d_2$	↓	$C_1 < C_2$
$d_1 < d_2$	↑	$C_1 > C_2$
$d_1 = d_2$	--	$C_1 = C_2$

Tableau II. 3 : Variation de la capacité selon le sens du mouvement

2.5.2 Piézocéramiques

La piézoélectricité est la capacité d'un matériau à générer des charges électriques lorsqu'il est soumis à une contrainte mécanique (effet direct) ou à se déformer mécaniquement lorsqu'une tension électrique lui est appliquée (effet inverse). Les céramiques piézoélectriques permettent la fabrication industrielle de capteurs et d'actionneurs avec un faible coût et une excellente maîtrise des paramètres. La première utilisation concrète des cristaux piézoélectriques est attribuée à Paul LANGEVIN et son équipe, qui ont développé un système sonar durant la 1^{ère} guerre mondiale [26].

Suite à leur succès, dans la période entre les deux guerres, les cristaux piézoélectriques ont été intégrés dans des nombreux systèmes : microphones, accéléromètres, transducteurs ultrasons, stabilisateurs de fréquence, etc. Bon nombre d'applications actuelles des matériaux piézoélectriques ont vu le jour durant cette période.

De petite taille et faible coût, ces capteurs piézoélectriques sont employés dans les systèmes de SHM[27]. Utilisés dans un réseau de capteurs passifs, ils permettent de trianguler le point de départ d'une vibration [28]. Mais, ils peuvent aussi être utilisés en tant qu'actionneurs générant des ondes guidées pour le contrôle de structures simples

[29] ou encore pour réaliser des caractérisations électromécaniques couplées [30] [31][32].

Les équations électromécaniques pour un matériau piézoélectrique peuvent s'écrire sous la forme d'un système de deux équations, qui permettent de relier deux grandeurs physiques indépendantes : la matrice de souplesse et le champ électrique. Les *Lead Zirconate Titanate - Pb(Zr,Ti)O₃* ou PZT, sont dessinées pour travailler à une fréquence de résonance spécifique selon les énergies vibratoires auxquelles il sera soumis. La figure II.16 illustre sur un disque piézocéramique les effets de compression des forces comme un condensateur variable.

Pour le capteur en PZT les vibrations transmises par la plaque collée sur la poutre fournissent la force capable de déformer le matériau piézocéramique et ainsi engendrer les charges électriques.

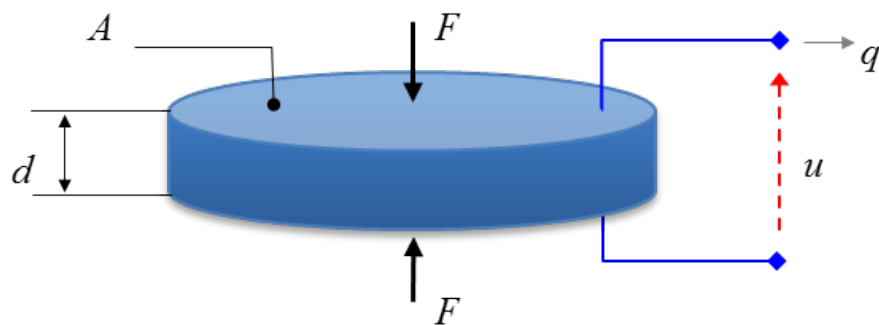


Figure II. - 16 : Effets Piézo-électrique

avec :

A	surface de l'électrode	
$d_{33} ; e_{33}$	constants piézoélectriques	
F	force	
d	épaisseur	
q	charge	$q = d_{33} \cdot F$
u	voltage	$u = \frac{d_{33} \cdot d}{e_{33} \cdot A} \cdot F$

Tableau II. 4 : Constantes et variables dynamiques d'un capteur piézoélectrique

Le comportement électromécanique d'un élément piézoélectrique excité par des oscillations peut être représenté par un schéma électrique équivalent standardisé par IEEE en 1987 [33] avec la figure II.17 :

- C_0 capacité du diélectrique,

- C_1 , L_1 et R_1 circuit série qui décrit le changement de propriétés mécaniques, tels que la déformation élastique, la masse effective (inertie) et les pertes mécaniques qui résultent de la friction interne.

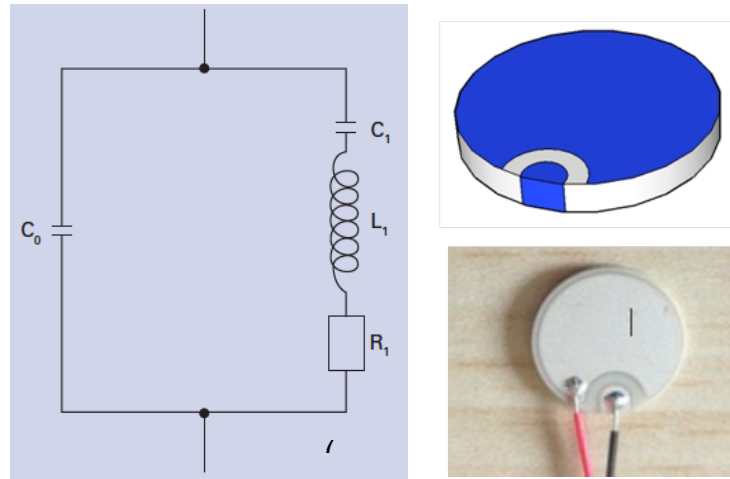


Figure II. - 17 : (a) Circuit équivalent du capteur piézoélectrique – (b) Wrap-Around Feedback PZT 5A

Les figures II.15.a et b représentent respectivement la courbe théorique et expérimentale de l'évolution fréquentielle de l'impédance caractéristiques où les résonances série et parallèles sont utilisées pour déterminer les paramètres piézoélectriques correspondant aux fréquences minimales (f_m) et maximales (f_n).

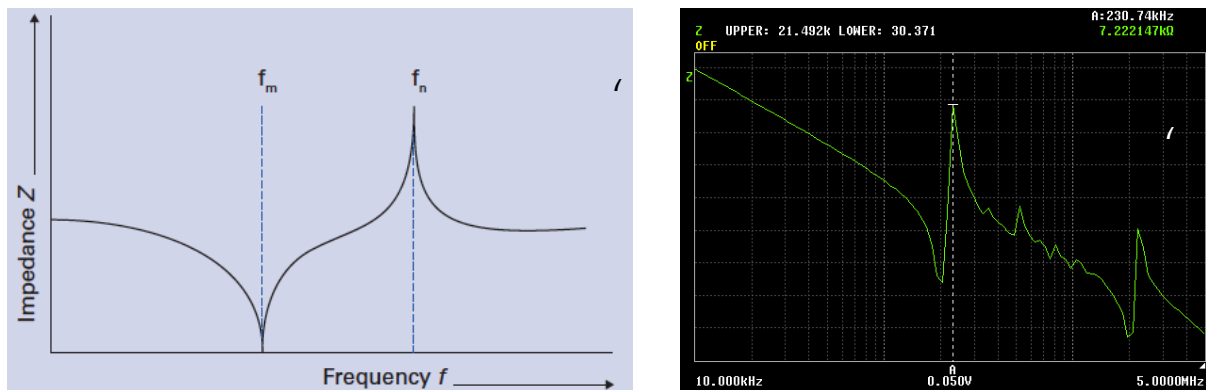


Figure II. - 18 (a) Courbe de résonance théorique d'un PZT, (b) Courbe de Résonance pour PZT-5A

En se conformant au standard pour le matériel piézoélectrique d'IEEE-1987, les équations développées ci-après ont été normalisées pour des conditions de faible champ électrique [34] avec :

$$D_i = e_{ij}^{\sigma} E_j + d_{im}^d \sigma_m$$

Equ. II. 1

$$\varepsilon_k = d_{jk}^c E_j + s_{km}^E \sigma_m \quad \text{Equ. II. 2}$$

où écrites sous forme matricielle donnent :

$$\begin{bmatrix} D \\ \varepsilon \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} e^\sigma & d^d \\ d^c & s^E \end{bmatrix} \begin{bmatrix} E \\ \sigma \end{bmatrix} \quad \text{Equ. II. 3}$$

où :

- le vecteur **D** de dimension (3 x 1) est le déplacement électrique (Coulomb / m²)
- **ε** est le vecteur de déformation de dimension (6 x 1) (adimensionnel – m/m)
- **E** est le vecteur du champ électrique de dimension (3 x 1) (Volt/m)
- **σ_m** est le vecteur de stress de dimension (6 x 1) (N/m²)
- [**e**] « permittivité diélectrique » (Farad/m)
- [**d**] « coefficients piézoélectriques » (Coulomb/N) ou (m/Volt)
- [**s**] « matrice de souplesse » (m²/N)

Lorsqu'on utilise le matériau piézoélectrique comme capteur, on n'applique pas de champ électrique externe et l'équation II.3 traduit le déplacement des charges :

$$\begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & d_{15} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & d_{15} & 0 & 0 \\ d_{31} & d_{31} & d_{33} & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \sigma_4 \\ \sigma_5 \\ \sigma_6 \end{bmatrix} \quad \text{Equ. II. 4}$$

La quantité de charge électrique générée sous l'effet d'une contrainte mécanique peut s'obtenir par intégration :

$$q = \iint [D_1 \ D_2 \ D_3] \cdot \begin{bmatrix} dA_1 \\ dA_2 \\ dA_3 \end{bmatrix} \quad \text{Equ. II. 5}$$

où : dA_1 , dA_2 et dA_3 sont les modifications des aires dans les plans 2-3, 1-3, et 1-2, respectivement.

Dans le cas d'une force F appliquée suivant l'axe 1, sans effet de cisaillement :

$$\sigma_1 = \frac{F}{A_1} \rightarrow D_3 = d_{31} \cdot \frac{F}{A_1} \rightarrow q = D_3 \cdot dA_3 = d_{31} \cdot \frac{dA_3}{A_1} \cdot F \quad \text{Equ. II. 6}$$

La quantité q de charges collectées grâce aux électrodes placées perpendiculairement à l'axe 3, est directement proportionnelle à la force appliquée.

Remarque : si nous considérons un système unidimensionnel où la force appliquée est $F(t) = F_0 \cdot \sin(\omega t)$, l'équation devient : $q(t) = k F_0 \sin(\omega t)$. Ceci permet d'exprimer la génération de charge à niveau du capteur en fonction d'une contrainte mécanique sinusoïdale d'amplitude constante.

D'un point de vue électrique, le capteur se comporte comme une résistance de forte valeur en parallèle avec une capacité de très faible valeur. Expérimentalement, on a mesuré $R_p = 100 \text{ M}\Omega$ et $C_p = 1,12 \text{ nF}$ avec l'impédance HIOKI 4325. Cette modélisation simpliste ne prend pas en compte la résonance des capteurs, ni l'effet de la transduction mécano-électrique.

La 1^{ère} résonance des capteurs est située à 211 kHz, bien au-delà de notre gamme spectrale d'utilisation, on peut donc négliger son influence. En revanche, on a besoin d'introduire l'effet de la transduction mécano-électrique dans le modèle équivalent. Puisque le capteur transforme une contrainte mécanique en charge, il est plus facile de modéliser la transduction par une source de courant en parallèle avec R_p et C_p .

$$i(t) = \frac{\partial q}{\partial t} = k \cdot F_0 \cdot \omega \cdot \cos(\omega t)$$

Equ. - II. 7

Cette équation montre que pour respecter le rapport de proportionnalité entre la contrainte mécanique et le signal généré par le capteur, il faut une source de courant dont l'amplitude augmente avec la fréquence.

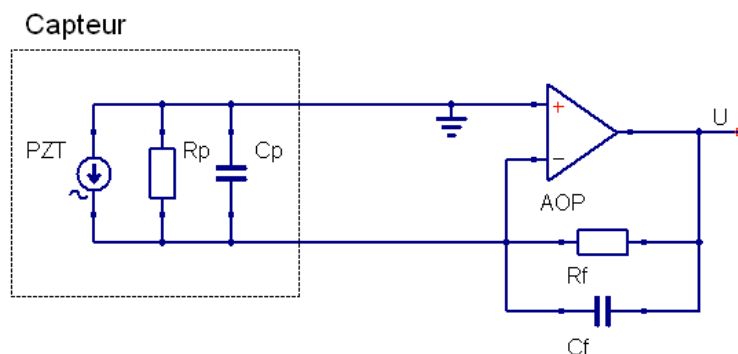


Figure II. - 19 : Circuit Amplificateur de charge typique pour les PZT

D'où la fonction de transfert dans l'espace de Laplace :

$$\frac{\bar{V}}{\bar{Q}} = - \frac{1}{C_f} \frac{pR_f C_f}{(1 + pR_f C_f)(1 + pR_p C_p)}$$

Equ. II. 8

Qui permet de calculer les éléments du schéma suivant :

- l'amplification de la bande passante : A
- le comportement du filtre passe haut avec un pôle à : F_{C1}
- le comportement du filtre passe bas avec un pôle à : F_{C2}

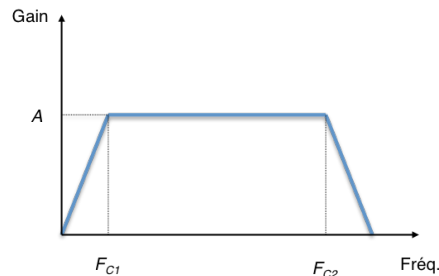


Figure II. - 20 Evolution fréquentielle du Gain d'un Amplificateur de charge classique

A partir de la fonction transfert de l'équation II.8, nous pouvons dans le prochain paragraphe trouver un modèle théorique de l'amplificateur de charge nécessaire pour ces types des signaux. Tous ces éléments sont nécessaires pour garantir une bonne calibration d'une des étapes les plus délicates dans la chaîne de conditionnement des signaux.

2.6 DISPOSITIFS D'EXCITATION MECANIQUE POUR EXPLORER LA STRUCTURE

Dans la méthode proposée, il est nécessaire de générer des vibrations et donc de choisir l'outil d'excitation. La vibration d'un système implique le transfert alternatif d'énergie entre ses formes potentielle et cinétique. Dans un système amorti, une partie de l'énergie est dissipée à chaque cycle de vibration et doit être remplacée par une source externe si une vibration constante doit être maintenue.

Dans le cas de notre étude génie civil, nous sommes en présence de « **vibrations forcées** », résultant d'excitations provoquées par les agents externes. Cette manifestation peut être engendrée principalement par deux cas d'excitation :

- si la force F est appliquée à la masse du système,
- si l'excitation est un mouvement M de la structure.

L'équation du mouvement qui regroupe tous ces éléments mécaniques des principes vibratoires est présentée ci-après :

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F(t) \quad \text{Equ. II. 9}$$

Pour stimuler ces structures en laboratoire plusieurs types d'outils sont envisageables s'il s'agit de petites structures [35] : les pots vibrants par exemple pour les excitations harmoniques ou les marteaux instrumentés et calibrés pour transmettre des forces instantanées sur les structures.

Si on part de notre hypothèse $F(t) = F_0 \sin(\omega t)$, la traduction dans le domaine spectral donne la solution triviale d'une raie de fréquence f . Mais pour les cas plus approximatifs de notre situation expérimentale, on est plus proche de stimuli de type échelons et impulsions. A titre d'exemple, considérons ci-dessous un stimulus de période $T=0.05s$ (20Hz), $F(t)$ et observons le spectre associé (Figure II.21).

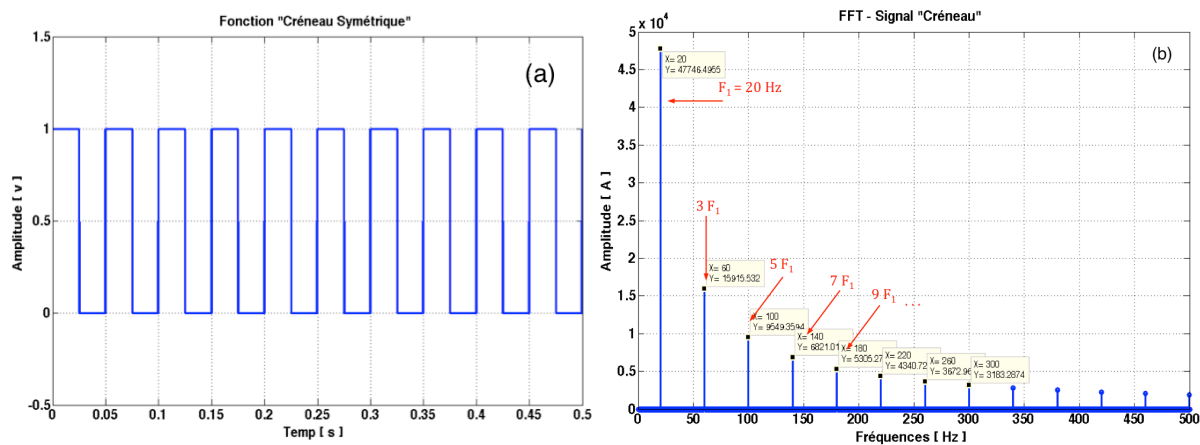


Figure II. - 21 : (a) Signal « créneau » périodique – (b) FFT de ce signal

Dans un intervalle de temps de 50ms nous pouvons générer un spectre résolu en amplitude par rapport à cette période T et une décroissance exponentielle dans les spectres ne présentant que les harmoniques impaires.

Considérons un signal, correspondant à une succession de chocs « semblables à un peigne de Dirac », où l'on considère négligeable la durée de l'état haut (Figure II.22).

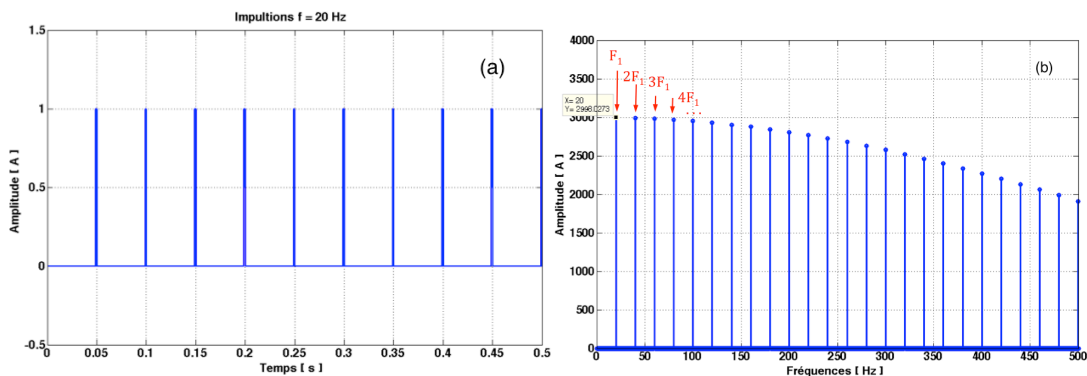


Figure II. - 22 : (a) Signal « Impulsions » avec $T= 50ms$ – (b) FFT du signal « Impulsions »

La transformée de Fourier donne un peigne de raies à des fréquences multiples de celle d'excitation mécanique. On peut ainsi balayer le spectre à fréquence F de stimuli, mais de façon discrète (et non continu). Au final, on obtient une réponse mettant en évidence les différents modes propres de la structure.

Chaque choc sur la structure se traduit par une force croissante, suivi d'un retour rapide à sa valeur initiale durant un intervalle de temps $[t_1, t_2]$ (figure II.23).

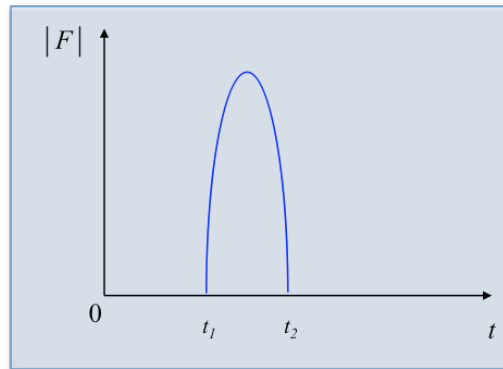


Figure II. - 23 : Percussion

L'impulsion d'une force, autrement appelée *percussion*, peut être notée par le vecteur \vec{F} qui agisse sur un système quelconque ; et détermine le vecteur appelé *impulsion élémentaire* dont sa forme est :

$$\vec{\partial I} = \vec{F} \cdot \partial t \quad \text{Equ. - II. 10}$$

En intégrant vectoriellement pendant l'intervalle de temps $[t_1, t_2]$, on définit l'*impulsion intégrée* au vecteur \vec{F} où les composantes de \vec{I} sont les intégrales des composantes de \vec{F} . L'intégrale sur un intervalle de temps fini est nommée *impulsion*.

$$\vec{I} = \int_{t_1}^{t_2} \vec{F} \cdot \partial t \quad \text{Equ. - II. 11}$$

Dans le contexte mécanique, la densité d'impulsion F par rapport à ∂t est une force au sens usuel du terme. Cette définition classique peut être généralisée [36] : soit ∂v une mesure de base non négative sur \mathfrak{X} et F une fonction intégrable, $\int_{\mathfrak{X}} F \partial v$ est une *impulsion*.

Comme cas particulier considérons la mesure de Dirac au temps t , $\delta(t)$, et l'intégrale sur le singleton $\{t\}$, c'est-à-dire l'impulsion $\int_{\{t\}} F \delta(t)$. La densité d'impulsion F par rapport à la mesure $\delta(t)$ est appelée *percussion*; souvent cette dénomination s'applique aussi à l'impulsion elle-même, sans grand inconvénient car les deux termes ont la même valeur et la même dimension [36].

Nous provoquerons ces chocs avec l'aide de deux outils :

- l'outil pour induire ces manifestations vibratoires dans notre spécimen expérimental est un marteau piqueur adapté pour ne pas endommager la structure toute au long des expérimentations, avec une énergie de frappe d'environ 8J. La force du choc transmis est suffisante pour faire bouger la

structure et exciter les modes propres engendrant des vibrations que nous allons observer au travers des capteurs et nous qualifierons ce mode d'excitation mécanique de stimulation impulsionnelle synchrone.

- A cet outil nous allons introduire par le biais d'embouts *la capacité* de modifier le type d'impact, avec comme possibilité de générer quatre différents modèles de stimulation « assimilées » au passage aléatoire des véhicules.

L'outil de frappe calibré pour nous procurer d'une cadence stabilisée [$\bar{F} \approx 8 \text{ N}$ et $f \approx 20 \text{ Hz}$] va nous permettre d'exciter avec une force régulière à une fréquence fixe.



Figure II. - 24 Outil de stimulus cadencé – Marteau piqueur électrique avec un embout dédié

Avec cette méthode, nous cherchons le compromis entre quantité d'énergie insérée pour explorer la réponse de la structure, temps pour laisser les vibrations se propager et durée d'acquisition. Un exemple des réponses impulsionnelles du système est présenté sur la figure II.25.

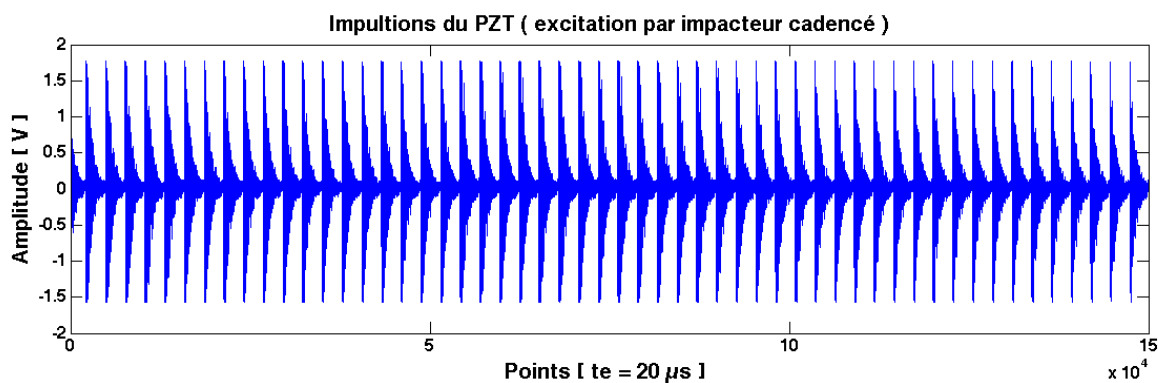


Figure II. - 25 : Acquisition des impulsions cadencées sur capteur piézoélectrique placé près de la zone de frappe (Z1)

Si nous imaginons que la structure à analyser est une voie ferrée et que nous souhaitons faire un monitoring du passage des trains dans un endroit quelconque ou un dans un joint de chaussée, la fenêtre de la figure précédente résulte de l'acquisition avec une cadence de $f_e = 50 \text{ kHz}$ sur une durée $t = 3 \text{ s}$, soit au total 150 000 points pour cette fenêtre de temps. La figure II.26 représente le tracé « 3D » temps - fréquence - amplitude des signaux mesurant ces impulsions pendant les 3s d'acquisition. En dilatant l'échelle de fréquence, notons qu'au-delà des $f = 5 \text{ kHz}$ aucun signal n'est perceptible.

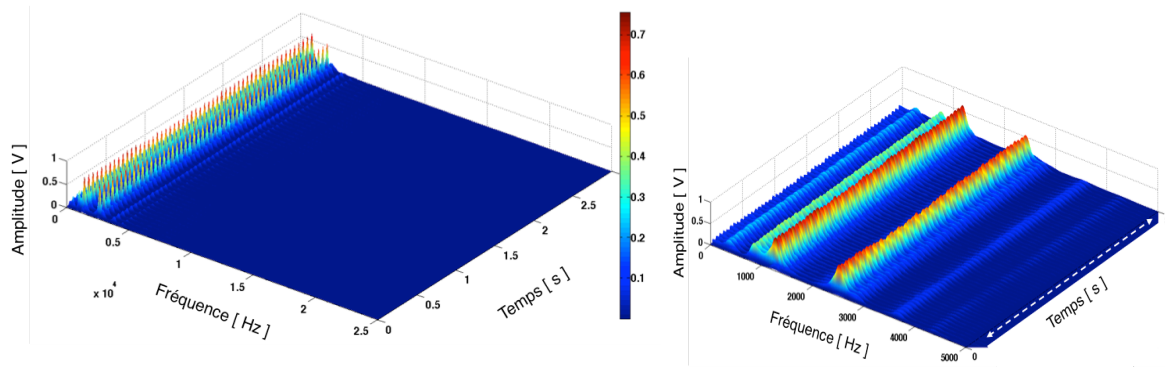


Figure II. - 26 : Graphique Temps – Fréquence – Amplitude pour excitation impulsionnelle

La figure II.27 représente un échantillon de 10.000 points sur l'acquisition entière, et correspond à une fenêtre temporelle de 200ms. L'idée est de pouvoir noter comme se manifeste la réponse impulsionnelle de la structure due au train d'impacts en laissant le temps de s'exprimer mécaniquement entre l'intervalle d'environ 50 ms.

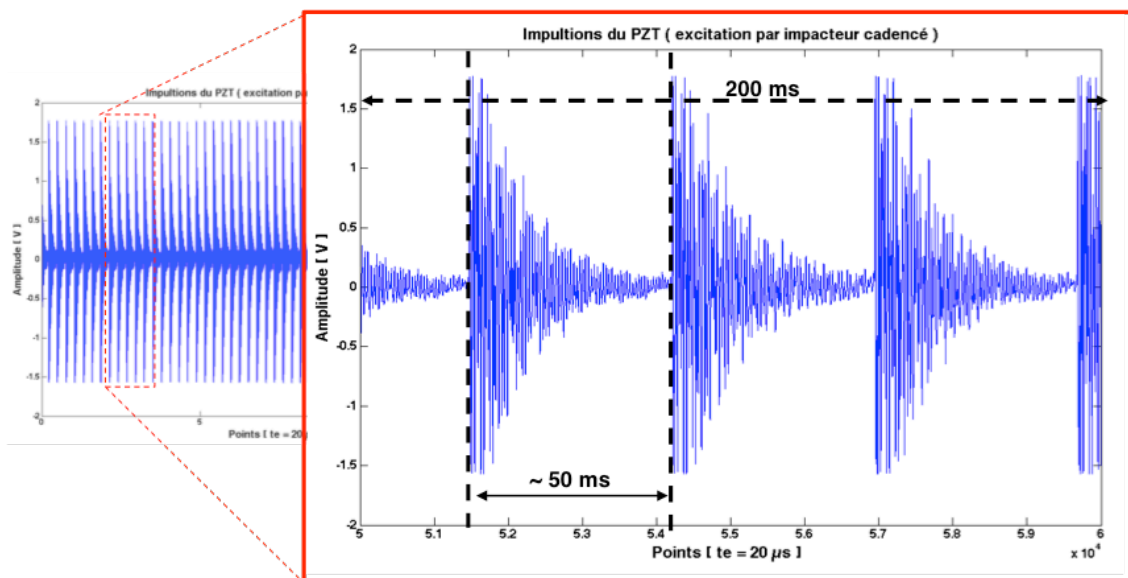


Figure II. - 27 : Détail de la réponses impulsionnelle sur une fenêtre de 200 ms

Nous prenons cette fenêtre de manière aléatoire pour regarder si la fréquence d'impact choisie laisse suffisamment de temps à la structure pour répondre à ces stimulations. A priori, il semble être le cas car nous pouvons noter qu'entre deux coups la réponse paraître arriver à son état de repos de manière assez rapide.

De la même façon, nous ne notons pas de saturation dans les pics de plus haute amplitude dans les premiers temps de la réponse, c'est-à-dire pendant les 10 premières millisecondes.

2.7 STIMULATION IMPULSIONNELLE « ASYNCHRONE »

Répéter le même choc à intervalle régulier –ce qu'on vient de qualifier de choc synchrone- est une vision idéale non représentative de la génération des chocs au passage des véhicules de différents tailles ou poids étant donné que les chocs vont se produire avec niveaux des forces et des intervalles de temps aléatoires.

La figure II.28 illustre les réponses dues aux chocs engendrés par un outil de frappe manuel sans calibration (au sens d'amplitude identique). Dans notre cas il s'agit d'un marteau classique en acier.

Le stimulus par chocs asynchrones présente des variations de réponse en amplitude et sur les intervalles temporels entre les impacts.

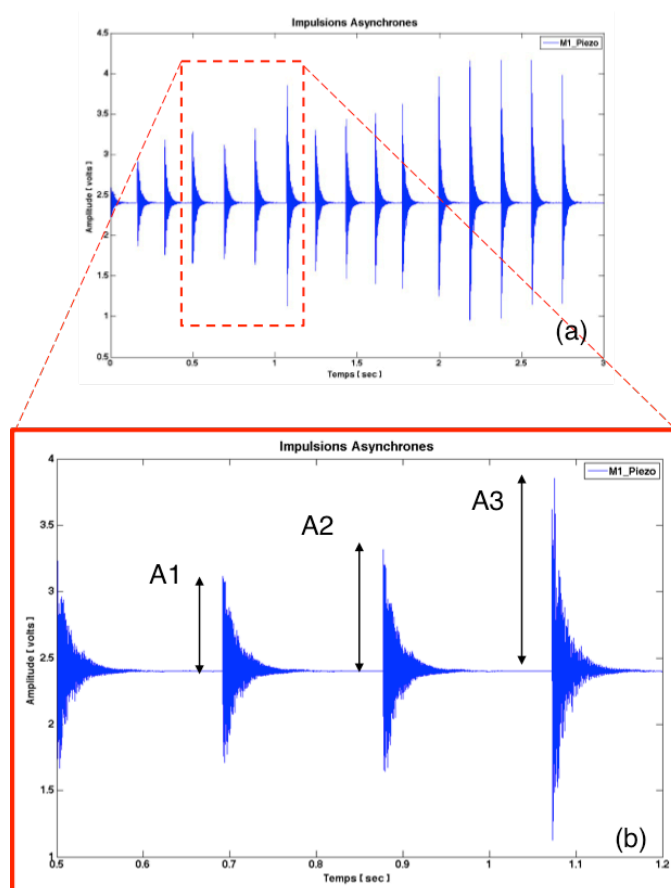


Figure II. - 28 : (a) - Stimuli asynchrone réalisées par impact du marteau (b) – variation des amplitudes entre les impulsions $A1 < A2 < A3$

La question posée est quelle interface choisir au niveau de la percussion avec en toile de fond la recherche d'une solution permettant de transmettre des harmoniques à la structure. Considérons une interface de type caoutchouc pour générer une stimulation (Figure II.29).

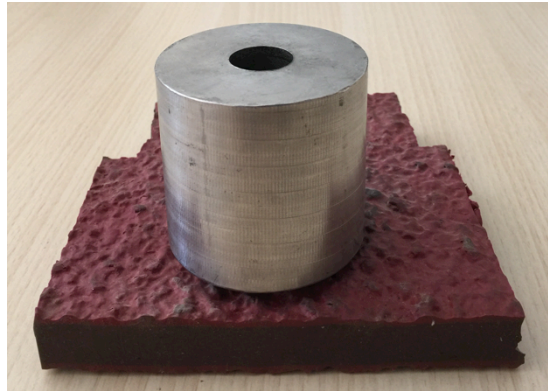


Figure II. - 29 : Embout en acier et interface en caoutchouc pour engendrer les chocs amortis

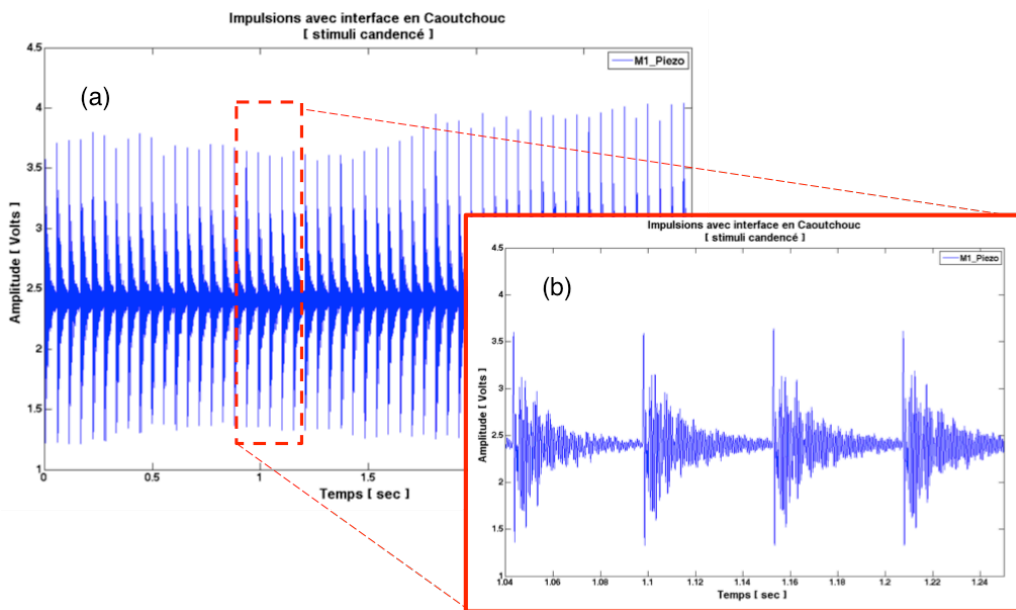


Figure II. - 30 : (a) Stimuli cadencé par impact avec caoutchouc – (b) Détail des impulsions

Avec deux types d'embouts (Acier/Caoutchouc), une excitation Cadencée et Asynchrone on obtient la matrice des quatre types de stimuli avec la nomenclature que nous retrouverons dans le document.

Materiel de Choc / Impact	Type d'Excitation	
	Cadencé	Asynchrone
Acier	AcC	AcA
Caoutchouc	CaC	CaA

Tableau II.5 : Nomenclature des stimulations par chocs

La comparaison des caractéristiques temporelle et fréquentielle des stimuli est présentée ci-dessous (Fig ; II.31 et II.32) sous forme de spectrogramme.

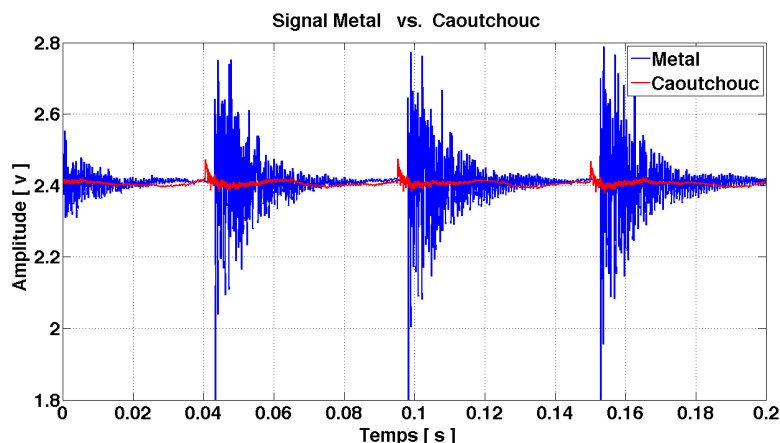


Figure II. - 31 Signaux direct (AcC Métal) et amortis (CaC Caoutchouc)

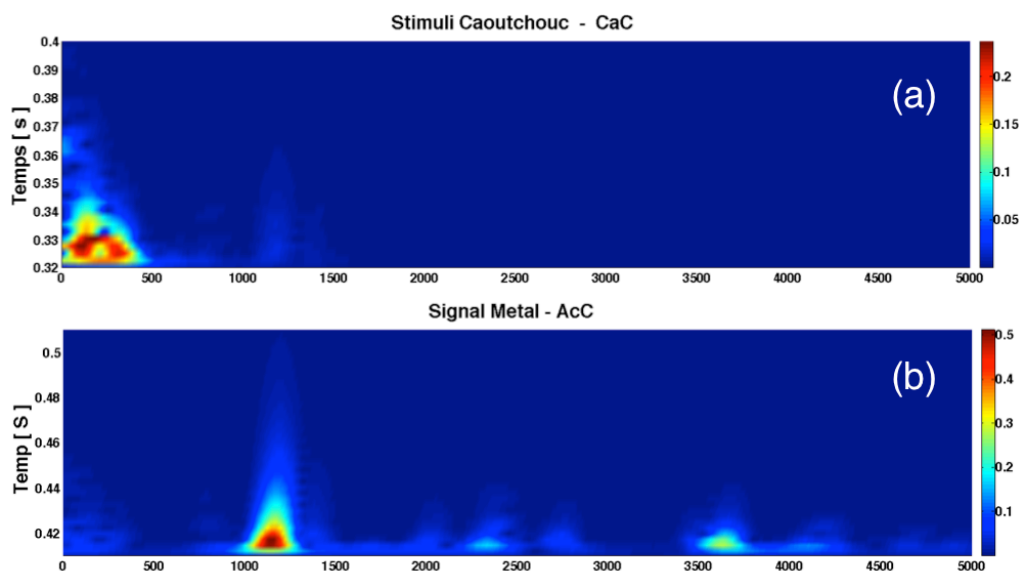


Figure II. - 32 : Spectrogrammes : (a) CaC et (b) AcC

On note une forte différence entre la réponse temporelle des deux signaux. A même force appliqué, l'interface en caoutchouc qui sera présenté dans le paragraphe suivants, arrive bien à absorber cet impact. Néanmoins, cette force est suffisante pour exciter les modes propres de la structure en basse fréquence comme le montre le spectrogramme de la figure II.33.

Cette confrontation entre les deux approches de chocs laisse une fenêtre d'intérêt focalisé aux analyses par les chocs en acier qui donne un spectre beaucoup plus résolu vers les hautes fréquences. Au même temps, cette architecture d'acquisition permet aussi d'envisager des évaluations en basses fréquences, donc la versatilité de notre architecture est garantie et ne reste qu'à valider ces hypothèses dans les chapitres postérieurs.

Etant notre intérêt dans les réponses en hautes fréquences sans provoquer endommagements dans la structure, nous resterons avec l'approche en acier pour le but de nos travaux.

2.8 OUTILS D'INSTRUMENTATION ET STRATEGIES D'ANALYSE

Dans l'objectif final d'une analyse SHM d'un ouvrage d'art, nous allons modestement transcrire cela en développant un environnement de travail LabView® de National Instruments®, afin de faciliter l'interaction dans la recherche de paramètres pertinents du signal et créer nos propres outils d'analyse montrés dans les figures II.33 et II.34.

Dans la surveillance en continu des ouvrages un système d'acquisition doit être capable de détecter une onde acoustique se propager lorsqu'un événement libère brutalement une énergie emmagasinée, identifier et localiser les événements anormaux tels que : ruptures de fils en acier à haute résistance, les fissures dans le béton, ou encore des fuites dans les canalisations. Des méthodes d'application sont résumées dans le schéma synoptique suivant :

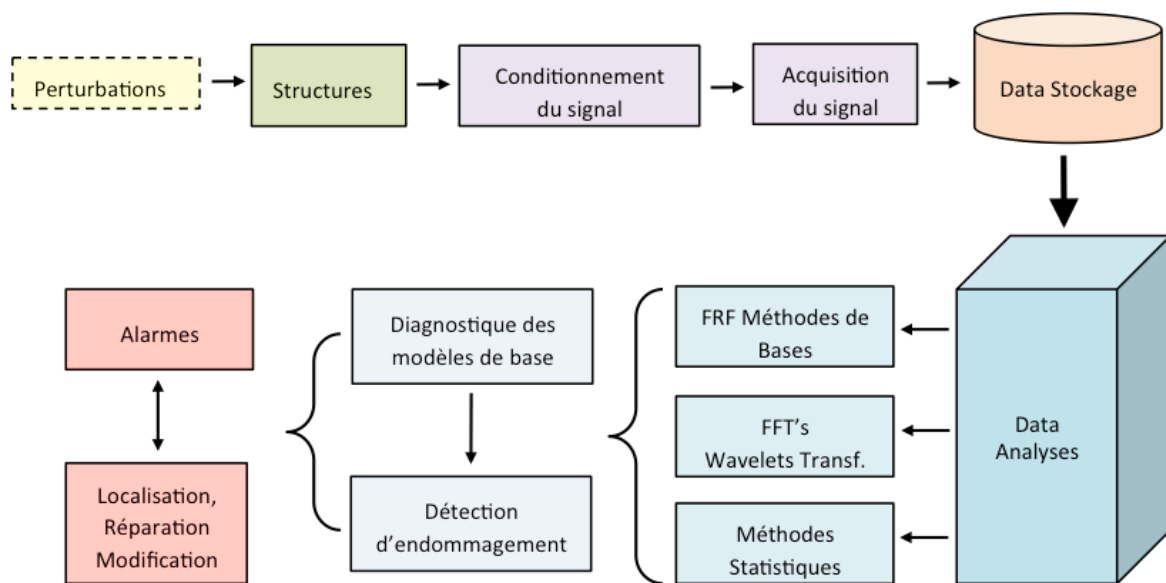


Figure II. - 33 Synoptique de notre banc automatisé pour la SHM de la poutre instrumentée

Le système d'acquisition, traitement et enregistrement des signaux est présenté dans les figures à continuation. Dans un premier temps nous proposons une interface capable de visualiser en temps réel les réponses vibratoires dans trois endroits simultanés (figure II.34).

Cette interface propose avec des menus déroulants de choisir parmi les types de capteurs embarqués sur la structure et comparer pour une même excitation une réponse pour chaque transducteur. Celle-là donne aussi la possibilité de faire une analyse sur le temps de propagation des vibrations, par exemple.

L'intérêt des analyses temporelles pour le monitoring en SHM, mais nous, nous focalisons dans la réponse spectrale dans un premier temps. Cela pourra de façon plus effective et très rapide nous donner des indices pour approfondir ou s'écarter d'un type de réponse.

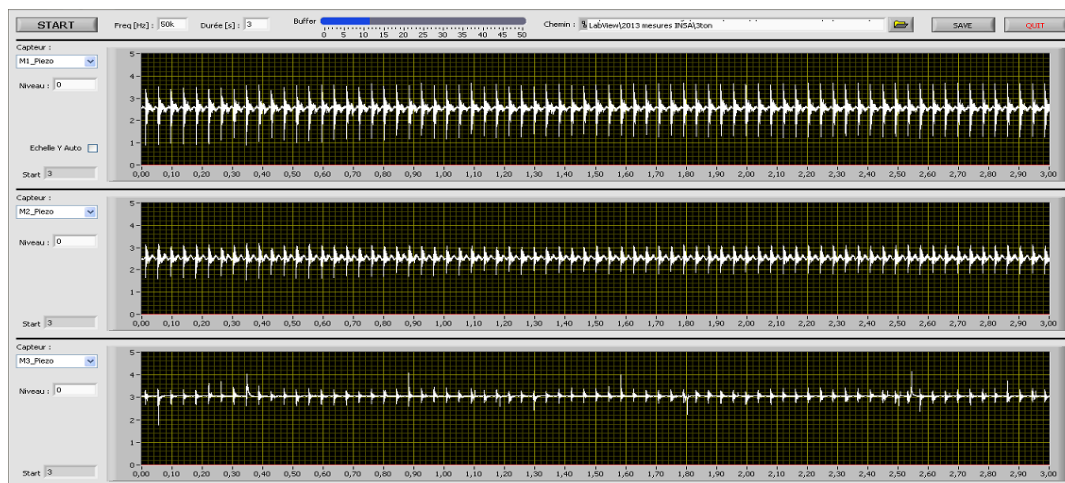


Figure II. - 34 Interface d'acquisition des signaux issus des capteurs

On propose aussi l'analyse spectrale dans une autre fenêtre (Cf. Fig. II.35) qui permet à l'utilisateur faire une comparaison, mais aussi de voir une évolution entre deux acquisitions, donc la possibilité de suivre les états de différents types de capteurs ou des vieilles acquisitions.

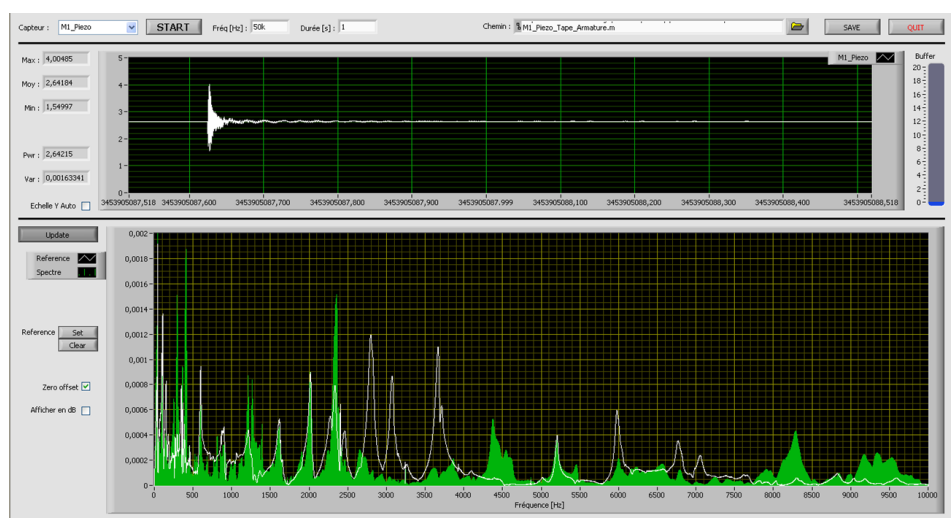


Figure II. - 35 IHM d'analyses en temps réel – chronogramme en haut et spectre en bas

L'interface est composée d'une fenêtre pour le domaine temporel et d'une seconde pour l'analyse spectrale.

La comparaison des spectres : initial (blanc) et après endommagement (vert) montre clairement l'évolution de la réponse modale. Notons aussi comme les pics peuvent être suivies aisément jusqu'à les 10 kHz dans notre cas.

2.9 CAPTEURS ET INTEGRATION DE LA CHAÎNE D'ACQUISITION

Les capteurs retenus sont : le capteur piézoélectrique et l'accéléromètre ; qui sont intégrés dans le même système électronique pour pouvoir les comparer pour un même stimulus. La spécificité technologique induit une adaptation analogique qui diffère (figure II.36).

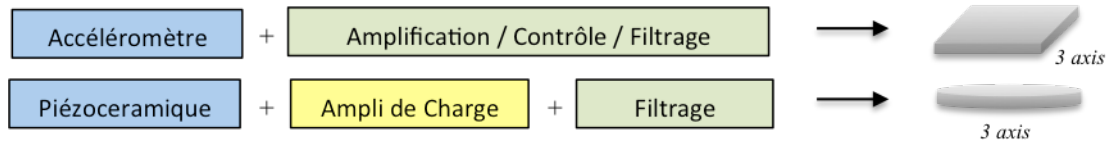


Figure II. - 36 : Synoptique du nœud d'accueil des transducteurs

La matérialisation de la carte est présentée sur la figure II.37 où on rappelle que la contrainte est de garantir un transfert des vibrations entre la structure et les capteurs en travaillant sur l'interfaçage carte/structure.

A noter que l'amplificateur de charge nécessaire au capteur piézoélectrique, est déporté sur une carte placée en *Mezzanine* –pour minimiser la surface de la carte et permet de régler la fréquence de coupure de la chaîne de conditionnement.

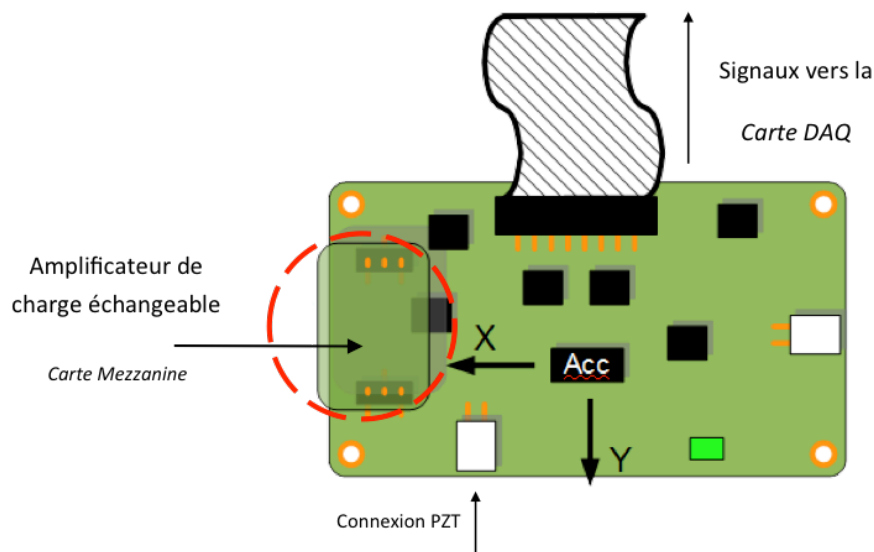


Figure II. - 37 Carte Capteurs

L'électronique a été choisie pour fonctionner en 0-5V, directement compatible avec la carte d'acquisition mais les différents étages nécessitent des niveaux de tension spécifiques. Notamment, une pompe de charge permet de générer la tension de -5V nécessaire pour le multiplieur.

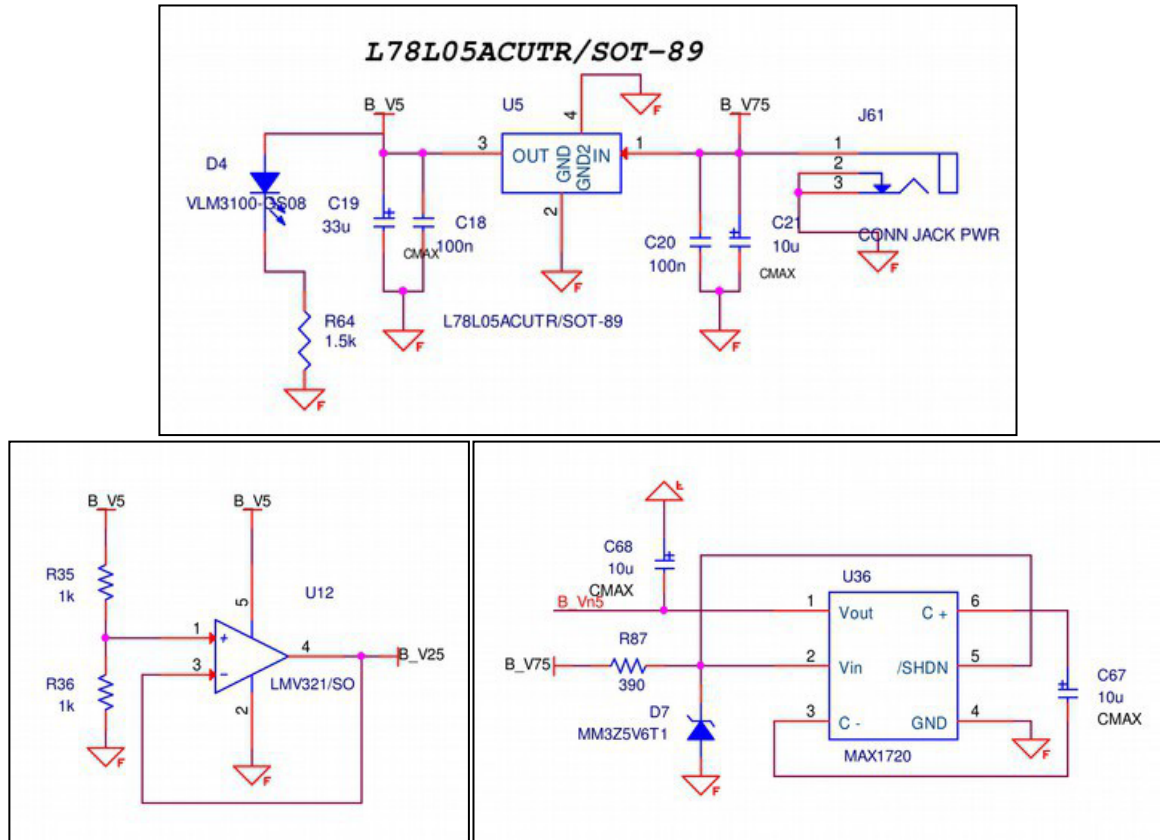


Figure II. - 38 : Schéma électrique du système d'alimentation de la Carte de Conditionnement

Le conditionnement du signal pour l'accéléromètre est minimaliste. La sortie des étages suiveurs sur la carte de proximité passe par des filtres passe-bas. Deux commutateurs permettent de changer la sensibilité du capteur et de lancer l'autotest, respectivement.

Pour le signal en sortie du capteur piézoélectrique, la carte d'interface intègre un jeu de quatre filtres passe-bas d'ordre deux (figure II.39), ce qui permet d'atténuer au-delà de 20 kHz (figure II.40).

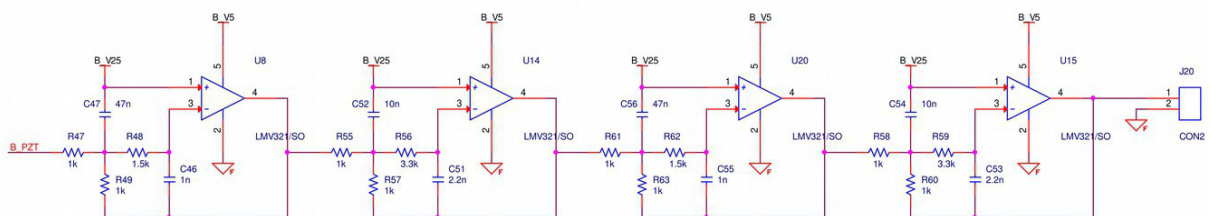


Figure II. - 39 : Chaîne de filtrage pour le signal du capteur piézoélectrique

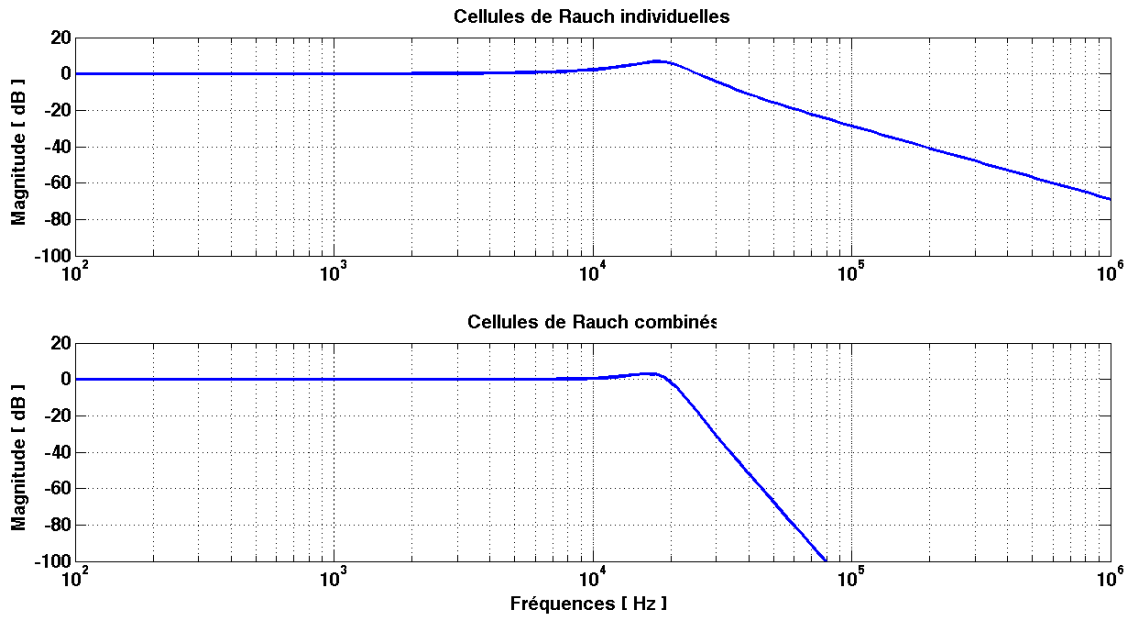


Figure II. - 40 : Comparaison entre les types du filtrage seul et combiné en cascade

Les *Cartes de Conditionnement* ont été conçues pour pouvoir se cascader entre elles avec un partage des lignes d'alimentation.

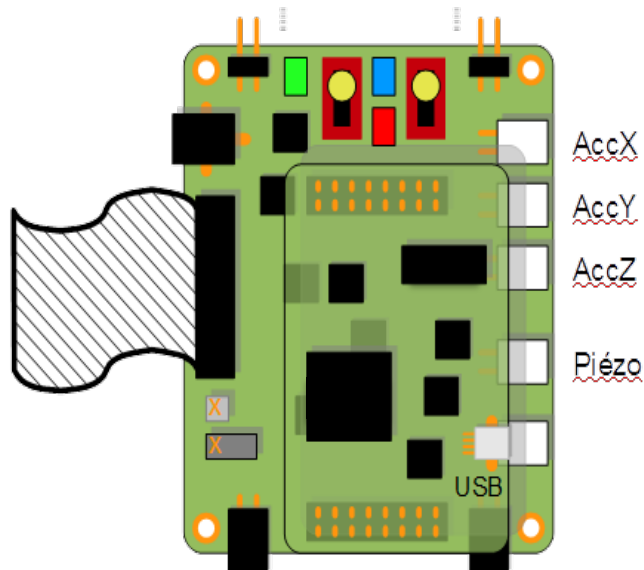


Figure II. - 41 Carte de Conditionnement des signaux

Pour la numérisation des signaux, la carte DAQ (Fig. II.-42) que nous avons choisie est le modèle NI-USB 6218 avec les E/S en bornier avec plusieurs avantages dont la possibilité de paramétrer les entrées analogiques entre ± 0.2 V à ± 10 V.

Cette carte offre:

- 32 entrées analogiques
- un taux d'échantillonnage de 250 kHz divisible entre le nombre de voies activées
- 2 sorties analogiques
- 8 entrées/sorties numériques
- 2 compteurs d'impulsions



Figure II. - 42 Carte NI-USB 621

2.10 ESSAIS ET QUALIFICATION DE L'IMPACTEUR

L'objectif étant de déterminer une méthode de diagnostic de défauts par suivi d'une signature temporelle ou fréquentielle, il est nécessaire de déterminer à présent l'association type de stimuli capteur au travers de quatre configurations essais :

- Excitation de type AcC : embout en acier qui impacte directement le béton à cadence fixée.
- Excitation de type AcA : embout en acier qui impacte directement le béton à cadence aléatoire.
- Excitation de type CaC : stimuli cadencé avec l'absorbeur en caoutchouc entre l'embout d'acier et la structure.
- Excitation de type CaA : stimuli aléatoire avec l'interface en caoutchouc.

Les vibrations transmises par excitation à la structure sont collectées au centre de la poutre, sur la Zone 2 où les modes vont s'exprimer cinématiquement étant donnée l'absence d'ancrage. Les résultats qualitatifs suivants permettent d'identifier les différences de réponses fonction des conditions d'excitation de la structure béton. Observons qualitativement à présent les signaux issus du capteur piézoélectrique (Figure II.43) pour les deux excitations (avec et sans caoutchouc).

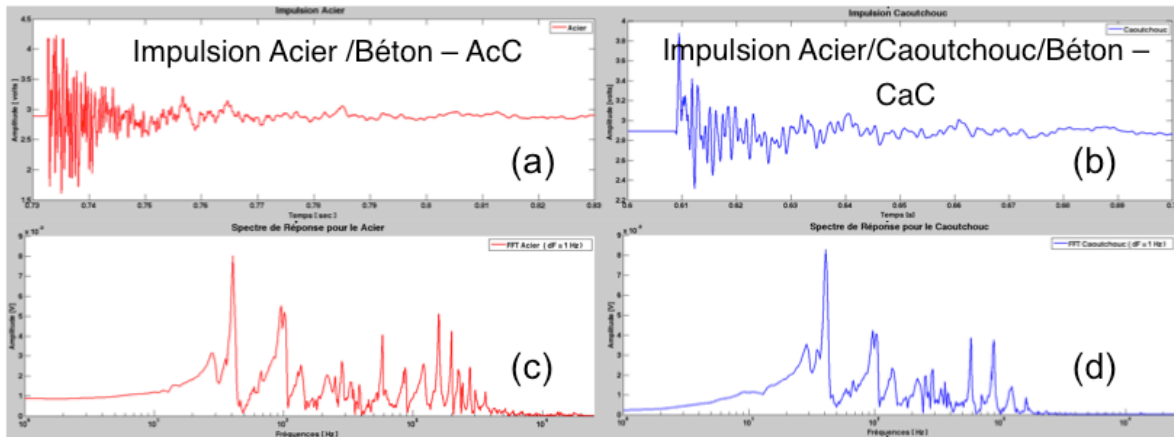


Figure II. - 43 Réponses des impulsionsnelles (a et c) ; et spectrales (b et d)

On remarque que la modification de la forme de l'impulsion liée à l'insertion du caoutchouc. En effet cela modifie le spectre de l'excitation mécanique et par voie de conséquence le spectre de réponse de la structure. Pour mieux comparer ces spectres de réponses, nous les avons tracés sur le même graphe en linéaire et en échelle logarithmique comme on le voit dans la figure II.44.

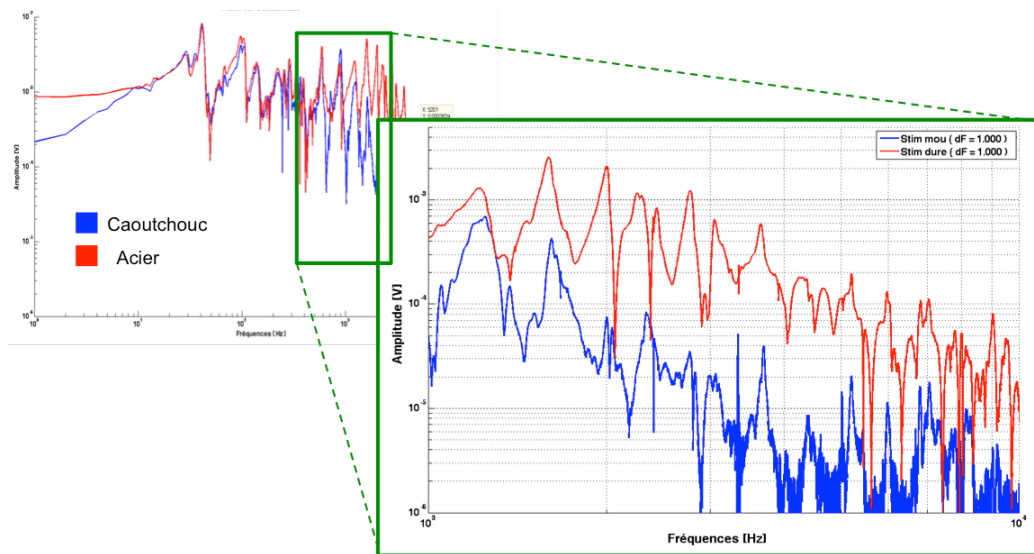


Figure II. - 44 : Superposition des spectres Acier vs. Caoutchouc [10 kHz à 20 kHz]

Ainsi, l'interface en métal permet de mieux suivre les fréquences d'ordre supérieur dans la structure précieuse dans notre quête d'une signature spectrale (cf. chapitre IV).

2.11 ACQUISITION DES SIGNAUX POUR CHAQUE TYPE DE TRANSDUCTEUR: EXTRACTION DES PARAMETRES TEMPORELS ET FREQUENTIELS

Le choix du capteur aurait-il pu être effectué par modélisation analytique ? La réponse semble délicate étant donné que le domaine de propagation des vibrations est non homogène et donc va interagir avec les fréquences. Nous avons donc opté pour une approche expérimentale, où nous allons solliciter la poutre béton avec comme objectif d'exciter le maximum des modes ce qui justifie le maintien simple appui de la poutre ainsi que le choix d'impacter latéralement la structure (Figure II.45).

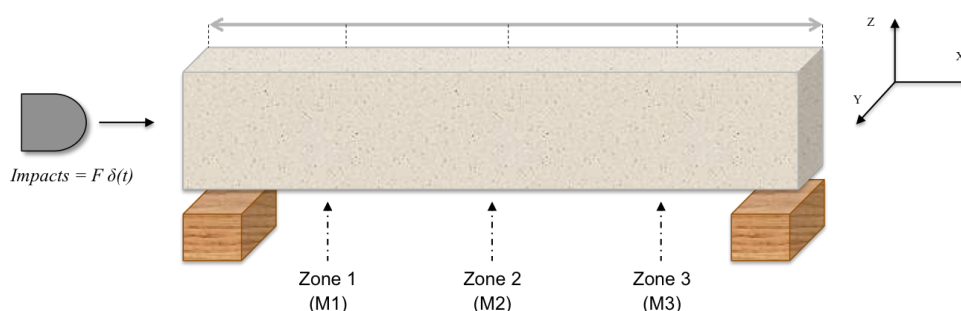


Figure II. - 45 : Schéma de zone d'impact et zone de récupération des vibrations

2.11.1 Réponse de l'accéléromètre

La question posée était, l'accéléromètre permet-il une analyse fréquentielle, la figure II.46 semble apporter un premier niveau de réponse positive.

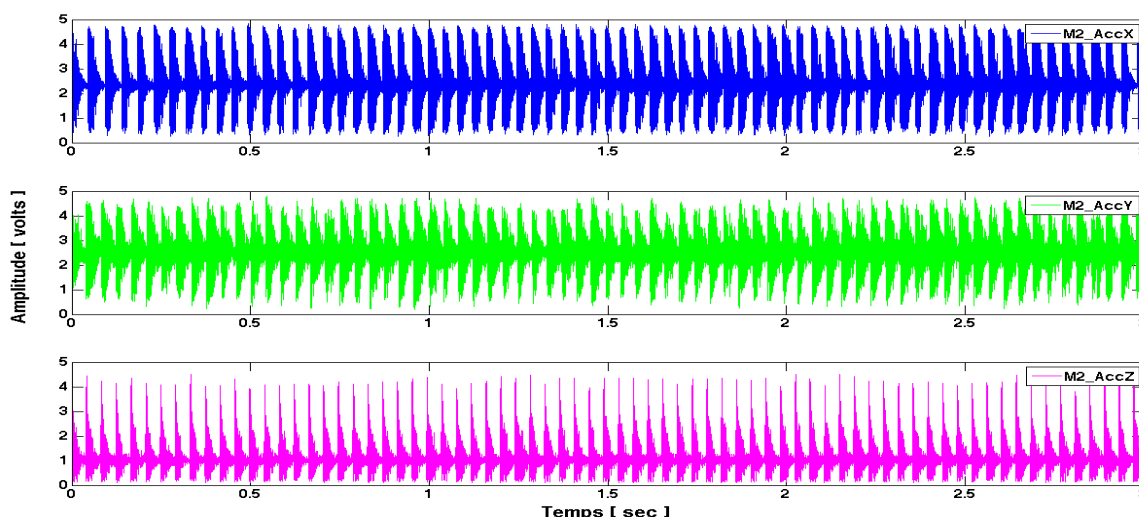


Figure II. - 46 : Signaux de l'accéléromètre placé au centre de la poutre suivant les 3 axes

Pour les trois axes, l'analyse fréquentielle est présentée sur la figure II.47 ci-dessous :

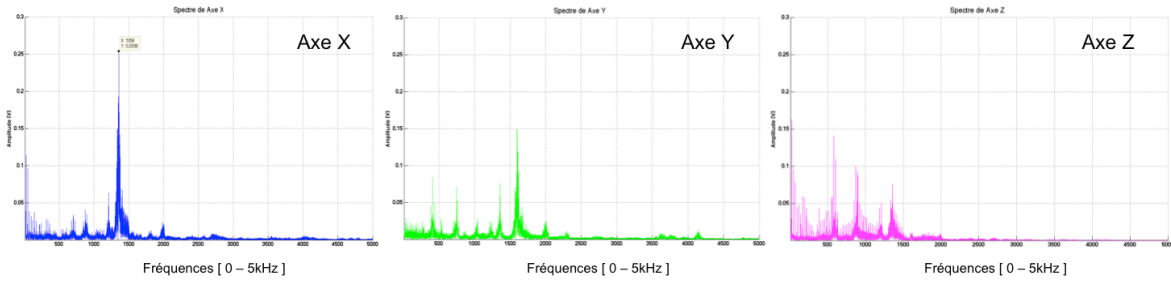


Figure II. - 47 : Réponses fréquentielles de l'accéléromètre suivant les trois axes

Mais rapidement, on se rend compte que pour les hautes fréquences on est limité par la bande passante du capteur. Donc une confrontation entre les acquisitions des accéléromètres versus celles du capteur piézoélectrique est envisagée et proposée dans les paragraphes suivants.

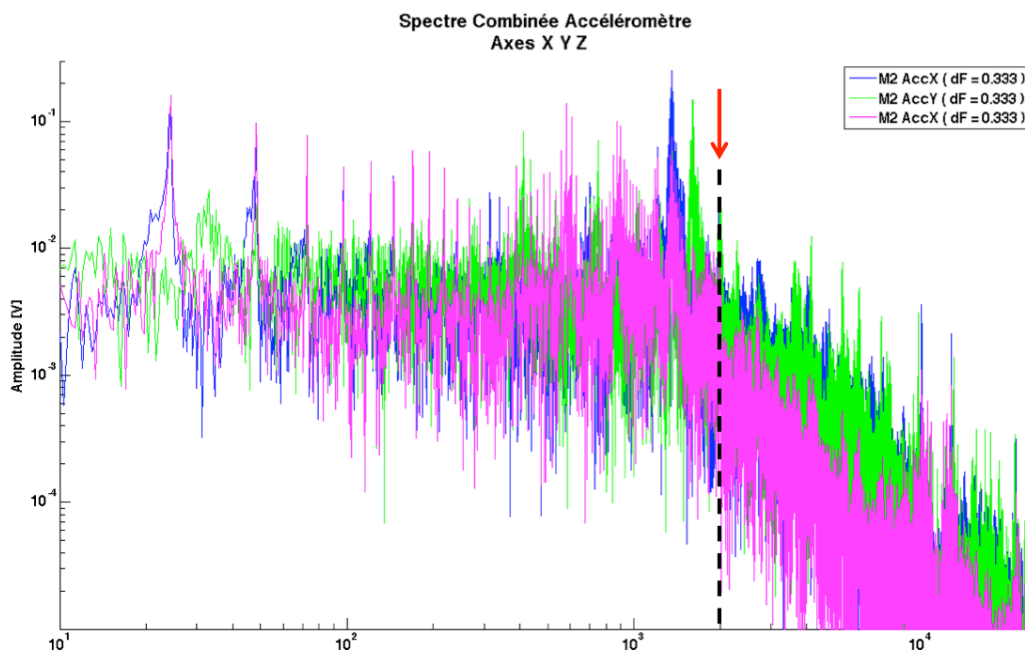


Figure II. - 48 : Réponse globalisée de l'accéléromètre

Ce que nous montrons dans cette figure est l'évidence de la bande passante de notre capteur accéléromètre. Nous pouvons repérer facilement la zone linéaire, ici jusqu'à environs les 2kHz. Nous avons combiné les trois réponses pour connaître l'état des réponses globales et voir où ces pics correspondants aux modes propres sont possibles à détecter séparément selon l'axe d'incidence des excitations.

2.11.2 Réponse du PZT

La figure II.49 présente une acquisition par le capteur PZT et sa FFT correspondante.

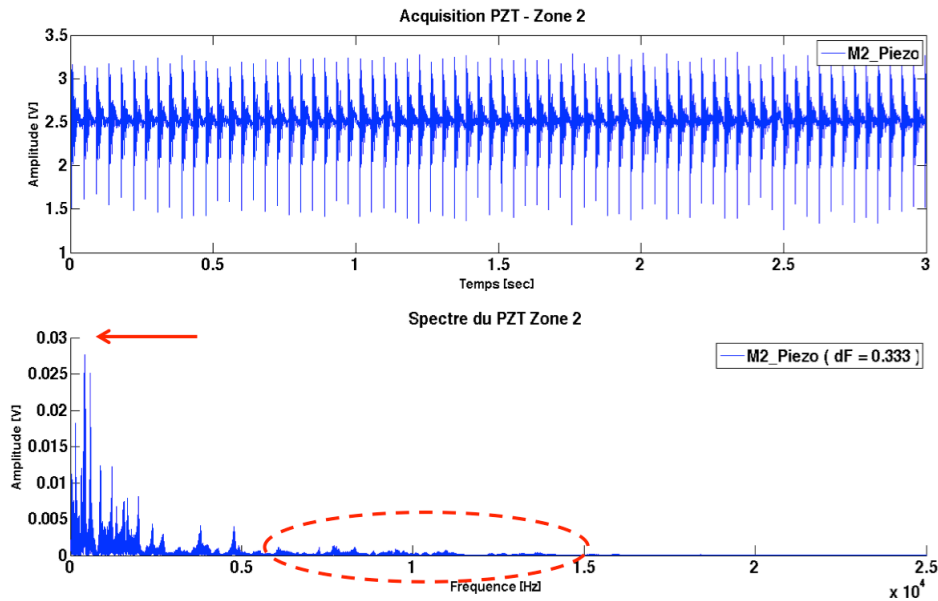


Figure II. - 49 : Acquisition temporelle et fréquentielle du PZT en Z2

Notons dans la réponse spectrale la présence de pics au-delà de 5 kHz jusqu'à près de 15 kHz. Cette réponse est nettement plus riche en harmonique que celle issue de l'accéléromètre, nous proposons une comparaison dans le paragraphe suivante.

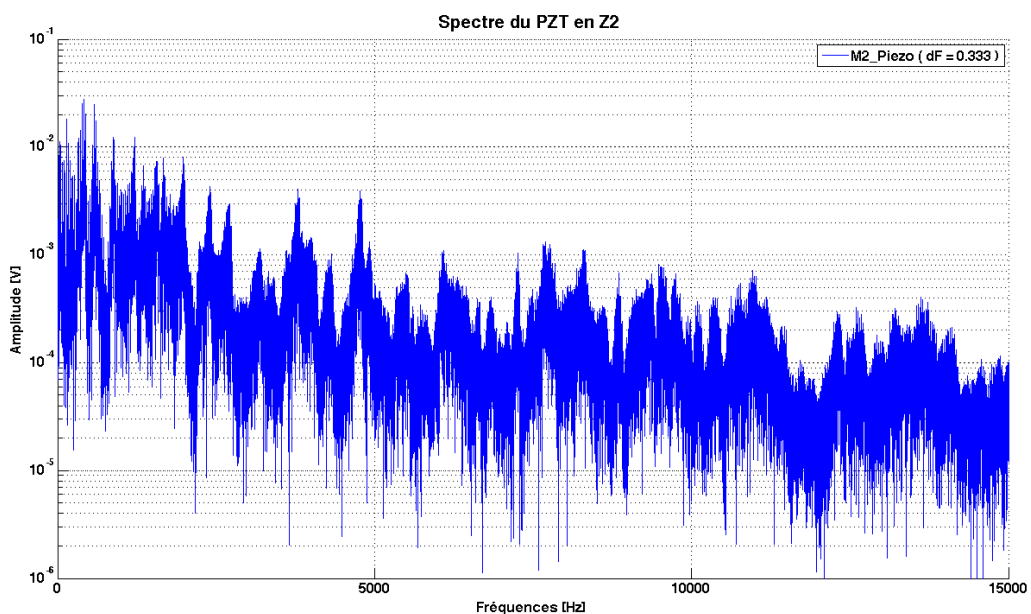


Figure II. - 50 : Réponse fréquentielle du PZT en Z2 – [0 – 15 kHz]

2.11.3 Les bandes d'intérêt du spectre discrétisé

Il apparaît de ces mesures la capacité à explorer certaines plages de fréquence selon le type de capteur utilisé pour une même sollicitation :

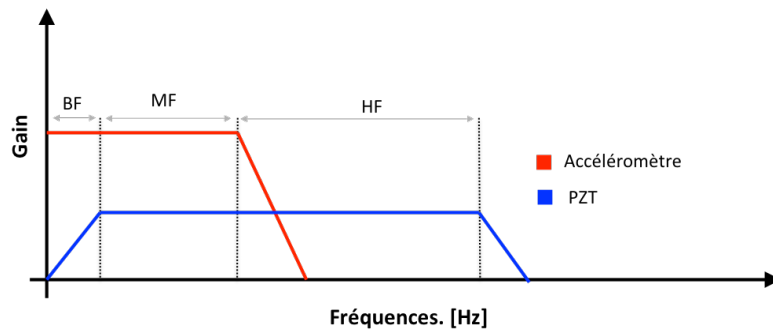


Figure II. - 51 Définitions des plages d'analyse fréquentielle

- **L'accéléromètre apparaît limité en fréquence** –au sens exploitation via le rapport signal sur bruit- vers 1,5 kHz à 2 kHz,
- tandis que le capteur **piézoélectrique détient une bande passante accessible** à l'utilisateur et réglable selon la combinaison fréquence de résonance de fabrication et bande passante de l'amplificateur de charge.

On en déduit qualitativement trois zones à explorer dans nos futurs travaux [37], zones BF, MF, HF (Cf. Fig. II. 51). La conséquence quantitative de ces variations de sensibilité en fréquence est illustrée figure II. 52.

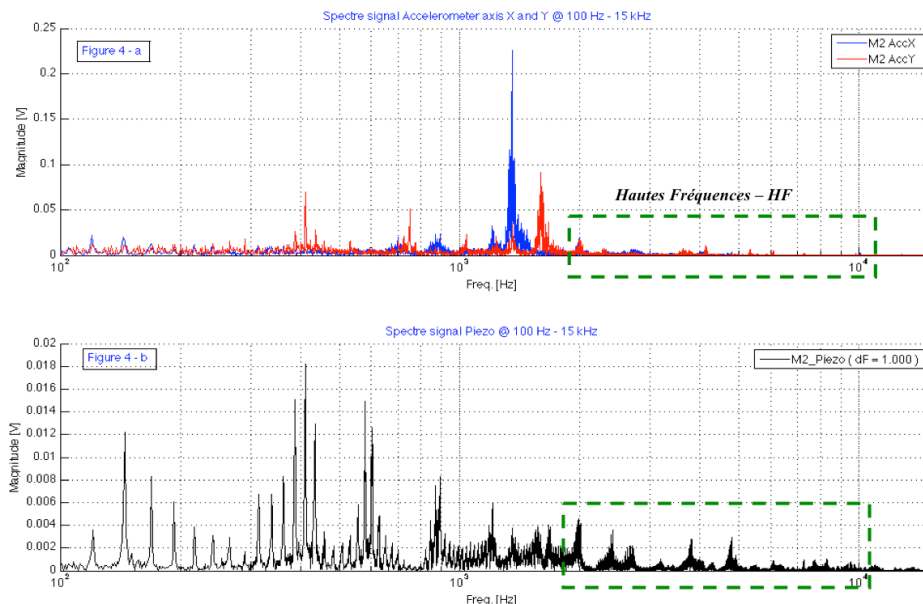


Figure II. - 52 : Spectres comparés entre Accéléromètre et PZT

Notons que les amplitudes très différentes entre les deux capteurs, il semble judicieux **de normaliser les amplitudes** pour comparer la réponse fréquentielle de ces deux capteurs (figure II.53).

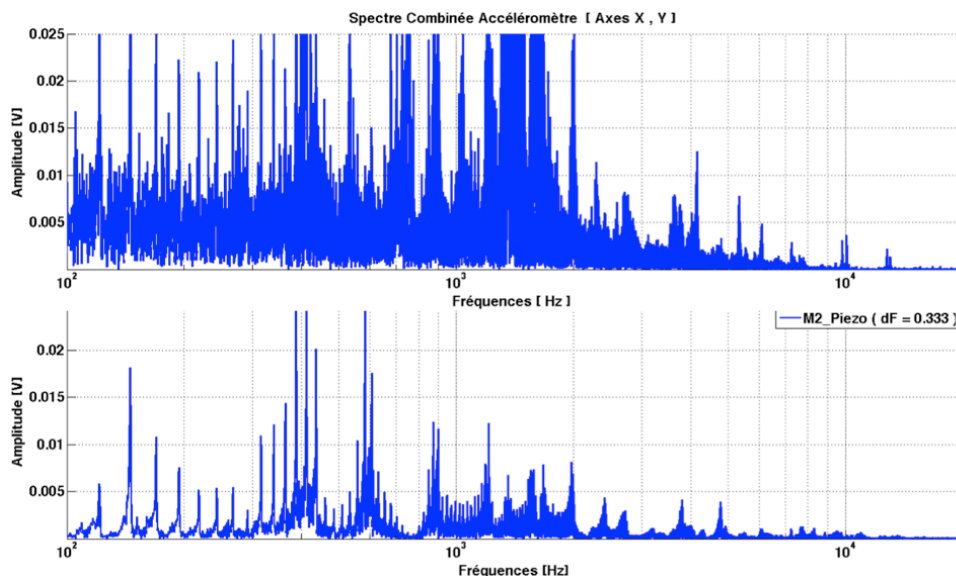


Figure II. - 52 Spectre comparatif entre PZT et Accéléromètre à la même échelle

Donc, même si le signal du PZT est nettement inférieur en amplitude, il présente un faible plancher de bruit et cela valide de choix de l'amplificateur de charge. Remarque : nous avons également observé l'influence du collage sur la réponse fréquentielle du PZT. Trois configurations de collage ont été retenues :

- collage périphérique : cela consiste à entourer le PZT posé directement sur la structure par une colle époxydique pour le maintenir en place.
- collage trempé : à ne pas confondre avec l'idée d'immerger le PZT dans la colle. On place la colle sur le béton puis on pose le transducteur au-dessus.
- collage périphérique sur plaque d'aluminium : l'ajout de cette interface mécanique atténue les impulsions de trop fortes amplitudes et augmente le poids des harmoniques en HF.

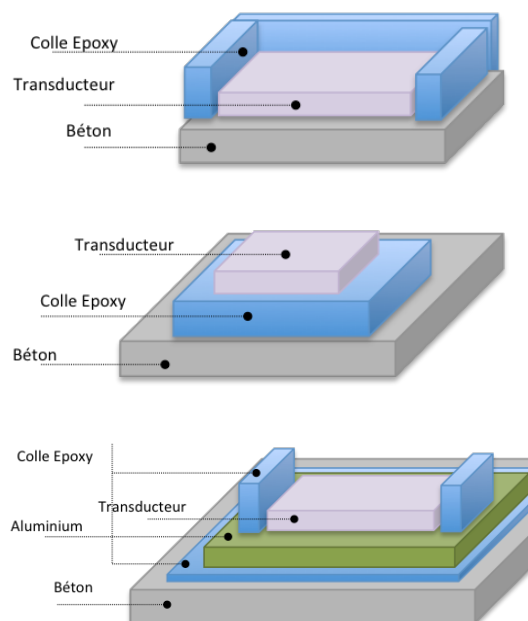


Figure II. - 53 : Types de collages des PZT sur la structure en béton

Quantifions l'influence de la plaque d'aluminium sur le signal comparé au collage périphérique sur le béton (figure II.55).

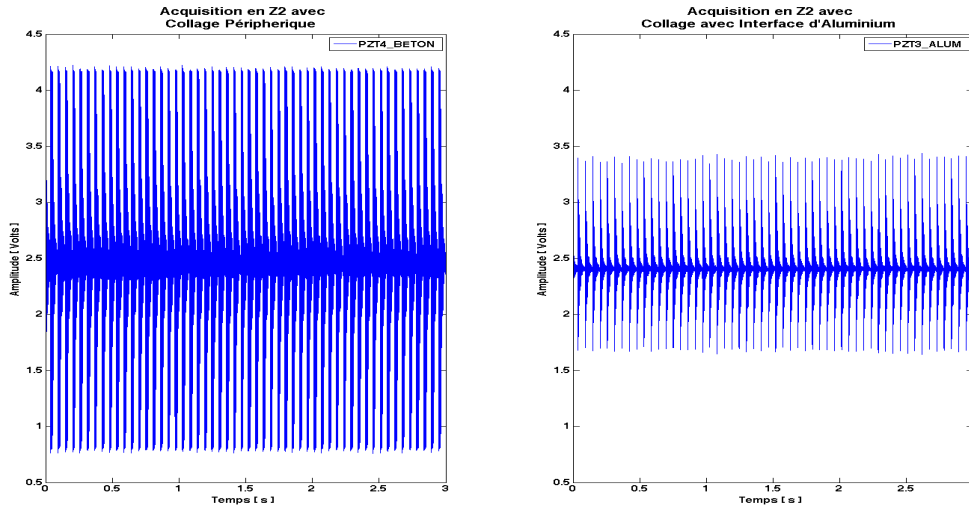


Figure II. - 54 : Réponses du PZT placé au centre avec collage périphérique (a) direct sur béton et (b) sur aluminium

La saturation présente dans la réponse avec le collage périphérique sur le béton souligne la sensibilité qui possède le PZT aux mouvements vibratoires dans cette zone, mais vient « distordre » le signal à analyser. En revanche, avec la plaque en aluminium, les signaux sont atténués mais non distordus.

Poursuivons la comparaison au-delà du problème de saturation qui pourrait arriver dans un environnement sur une structure réelle. Même si le signal du collage direct est faussé par la saturation, rien n'empêche de regarder son comportement dans le deuxième segment de sa durée et le comparer avec l'acquisition de l'aluminium. Dans un premier temps, le plus important c'est de voir comme la réponse spectrale se montre avec ces deux types de configurations (figure II. 56).

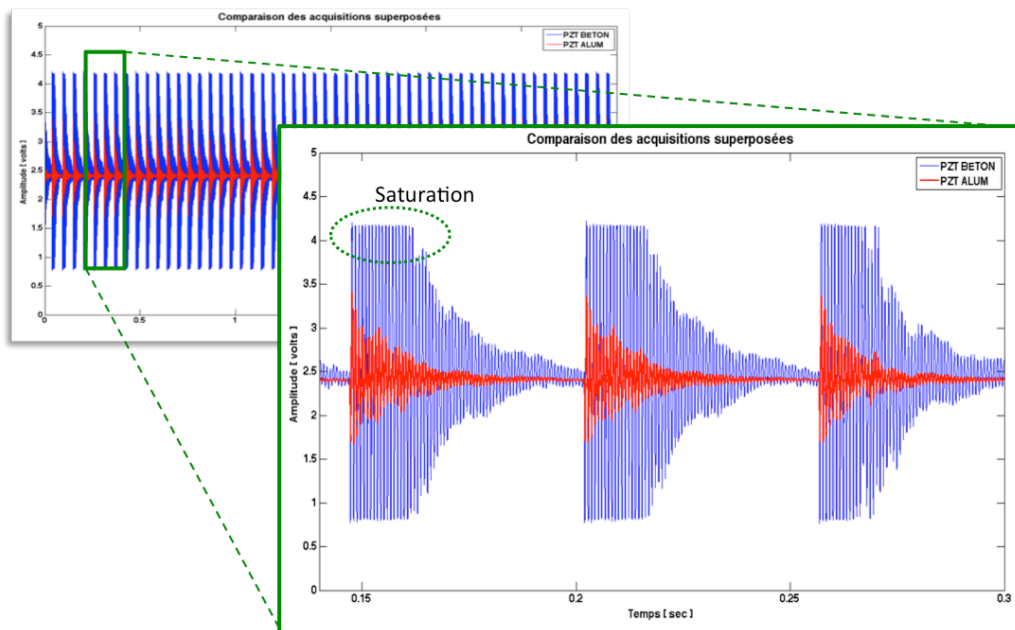


Figure II. - 55 : Réponses de PZT avec collage périphérique placés au centre

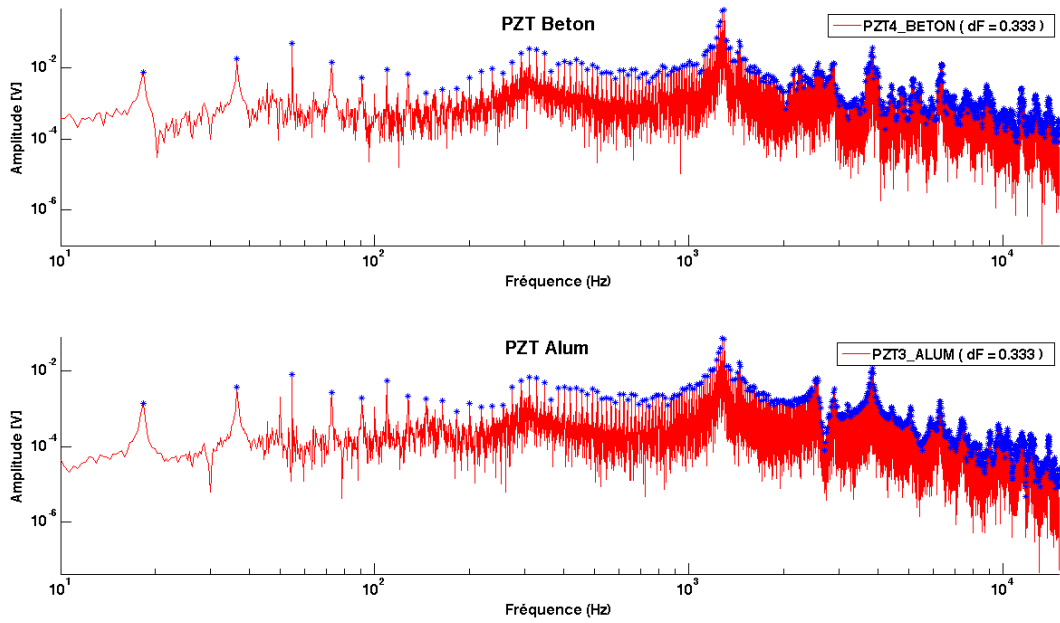


Figure II. - 56 Réponses spectrales des signaux et pics de l'enveloppe

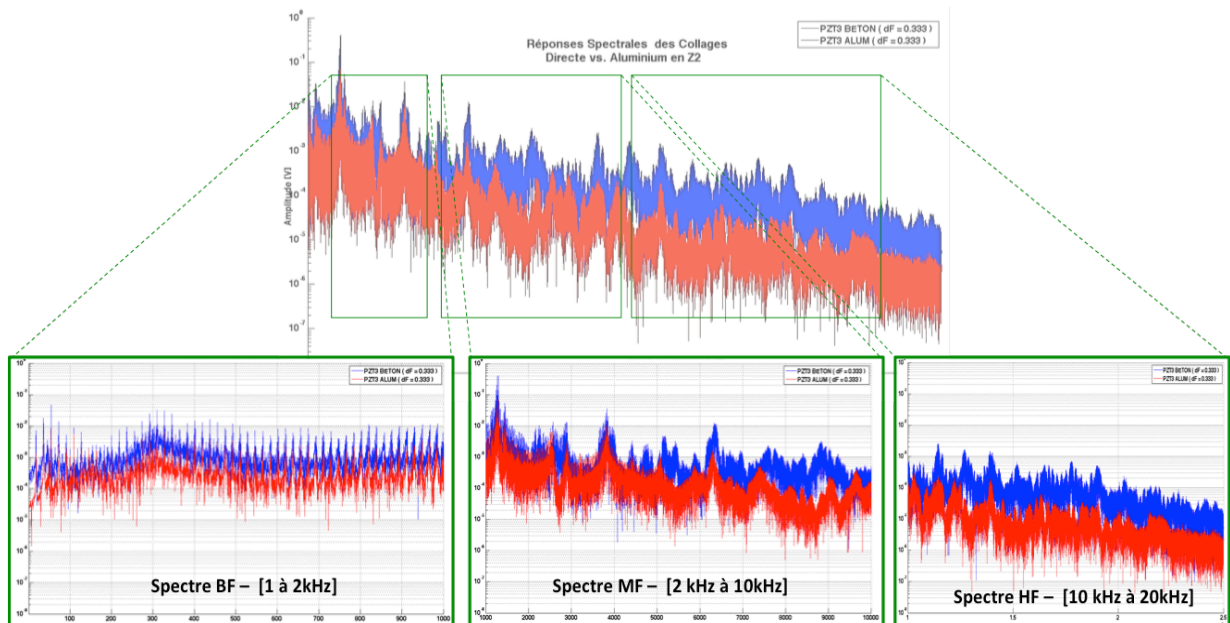


Figure II. - 57 : Signature spectrale en BF, MF, HF pour les PZT au centre (Z_2)

Au premier abord on observe la conséquence immédiate des effets dus à l'écrêtage de l'acquisition du PZT en collage direct où ce phénomène est beaucoup plus marqué dans la réponse en haute fréquence.

Une sollicitation par choc avec à l'interface de la structure du caoutchouc aurait limité la saturation (figure II.59).

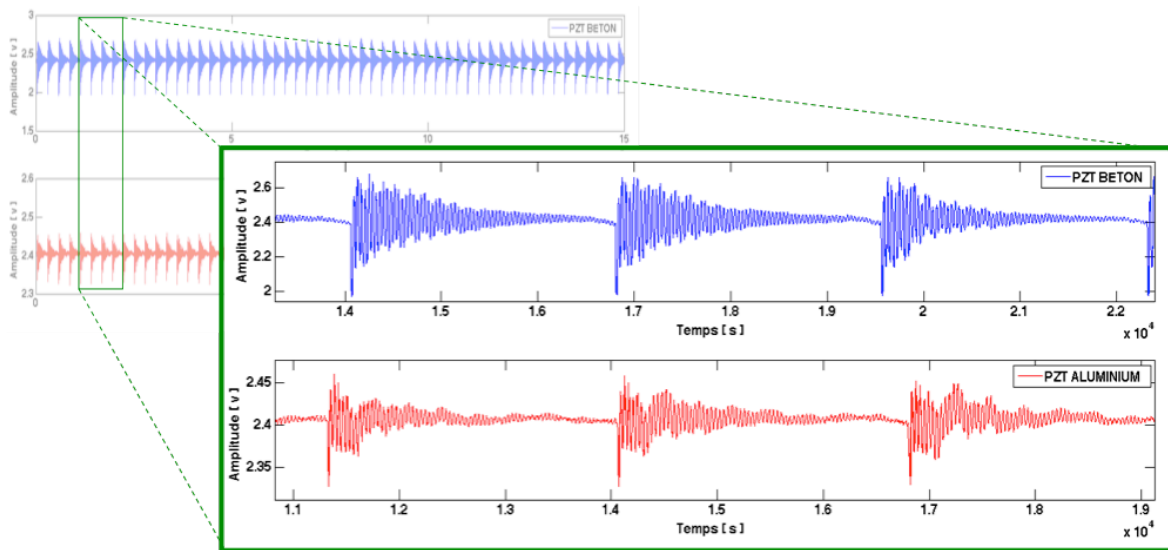


Figure II. - 58 : Réponse temporelle des PZT collés sur Aluminium et Béton sans saturation

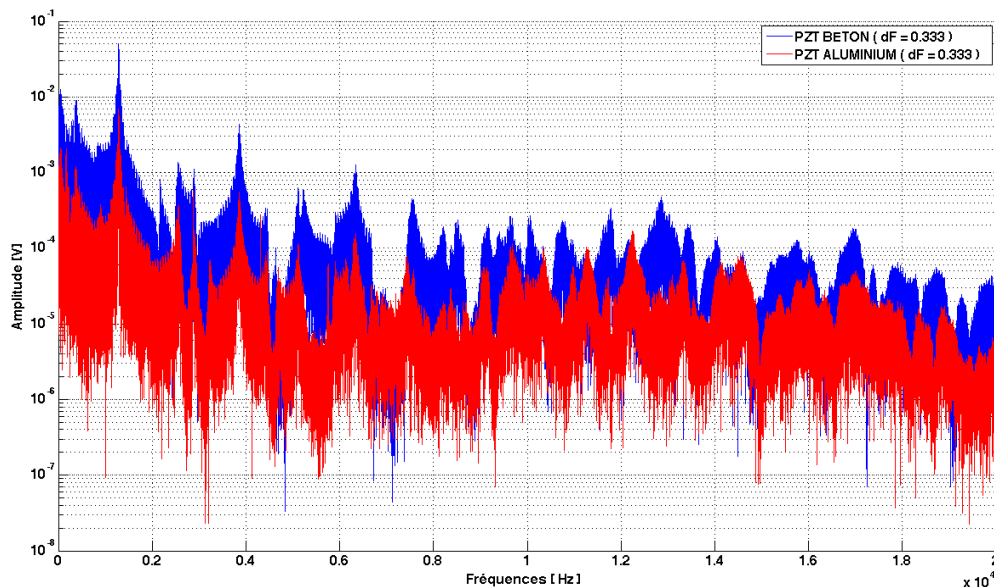


Figure II. - 59 Spectre des PZT collés sur Aluminium et Béton sans saturation

Si bien que dans le graphique de la figure II.60, sans saturation, l'influence HF du collage avec aluminium à l'interface est démontrée, il faut reconnaître la forte atténuation des signaux avec cette approche dans le domaine temporel. Donc, les observations dans ce domaine deviendront beaucoup plus délicates de point de vue de l'effet amplificateur des hautes fréquences qu'exerce la plaque d'aluminium sur les signaux vus par le PZT.

Enfin pour pouvoir comparer l'apport de cette interface, on normalise les amplitudes des deux signaux en diminuant le nombre d'échantillons pour rendre plus lisible la notion de fréquences maximales (figure II.61) et on confirme la capacité de l'interface avec la plaque d'aluminium comme solution pour explorer le comportement « haute fréquence » au-delà de 10kHz que permet le PZT.

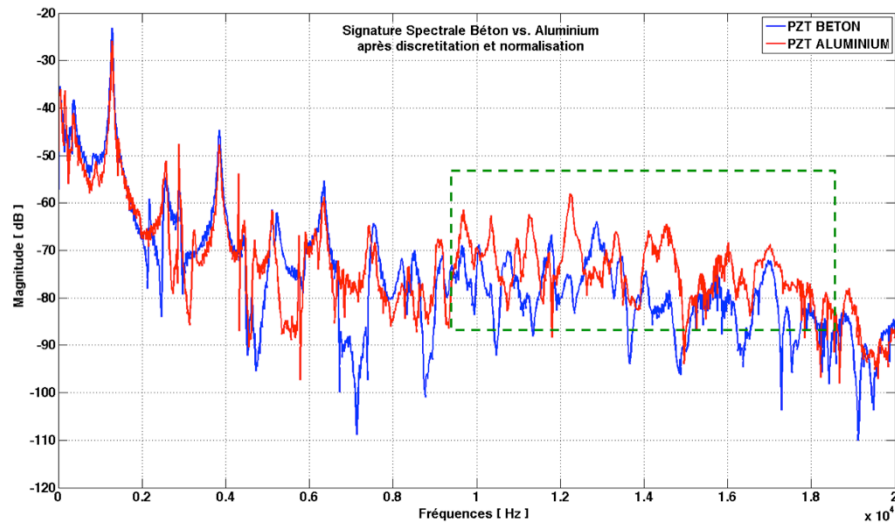


Figure II. - 60 : Signature Spectrale des chronogrammes normalisés

2.12 REPRODUCTIBILITE DES ACQUISITIONS

Les travaux conduits sont basés sur la recherche de marqueurs (temporels et fréquentiels) et leur dérive dans le temps pour déterminer s'ils sont corrélés à une dégradation de la structure. Il nous faut démontrer que ces signaux varient peu entre deux essais avec le même état de santé de la poutre béton avec CFRP.

La figure II.62 présente quatre spectres correspondant à des mesures réalisées pendant quatre journées. Chacun de ces spectres correspond à la moyenne de 6 acquisitions par jour. On en conclue, sur cet exemple, que la méthode est reproductible et répétable, notamment pour l'identification des fréquences max.

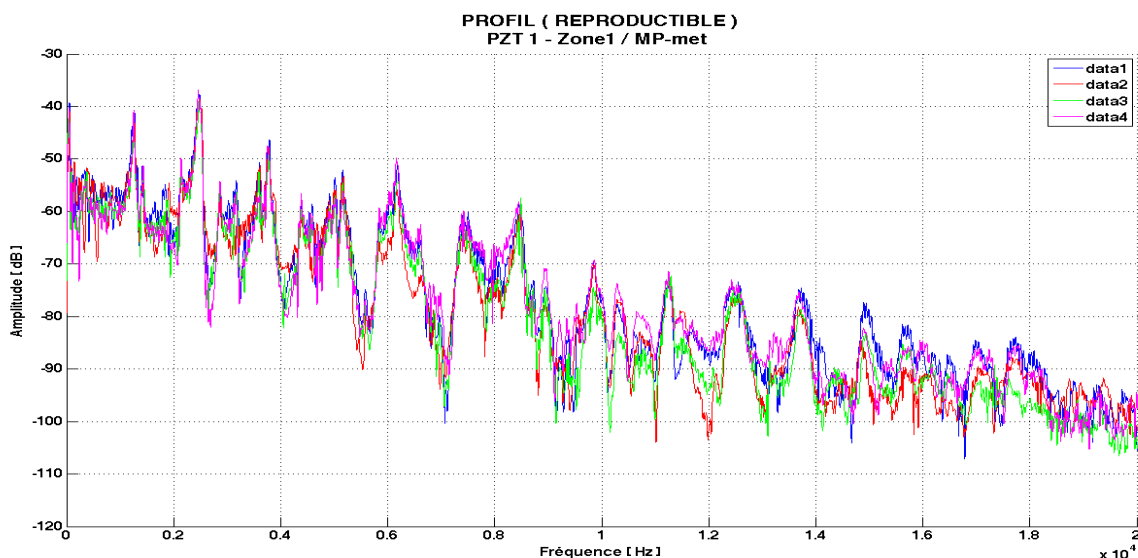


Figure II. - 61 : Reproductibilité des spectres mesurés

Dans la figure précédente, nous avons superposé une série des mesures pour observer dans sa globalité la reproductibilité que nous évoquerons dans le chapitre 4 dédié aux analyses fréquentielles des acquisitions.

Dans cet échantillon nous montrons quatre familles de données issues de quatre jours d'enregistrement aléatoire. A simple vue, nous pouvons noter comme les pics appartenant aux harmoniques d'ordre supérieur à la fréquence principale possèdent une certaine similitude ce que nous allons exploiter par la suite.

L'ensemble de ces résultats qualitatifs valident ainsi nos acquisitions et de façon indirecte notre instrumentation.

2.13 LES DIFFERENTES ETATS D'ENDOMMAGEMENTS DE LA STRUCTURE EXPERIMENTALE

Pour valider nos analyses et tester les méthodes explorées dans ces travaux, nous allons introduire des défauts dans la structure béton selon deux approches:

En soumettant *la structure en pression* sur quatre points pour engendrer une rupture en flexion, avec des forces croissantes en pression de 20kN et 30kN (figure II.63) pour faire apparaître des fissures.

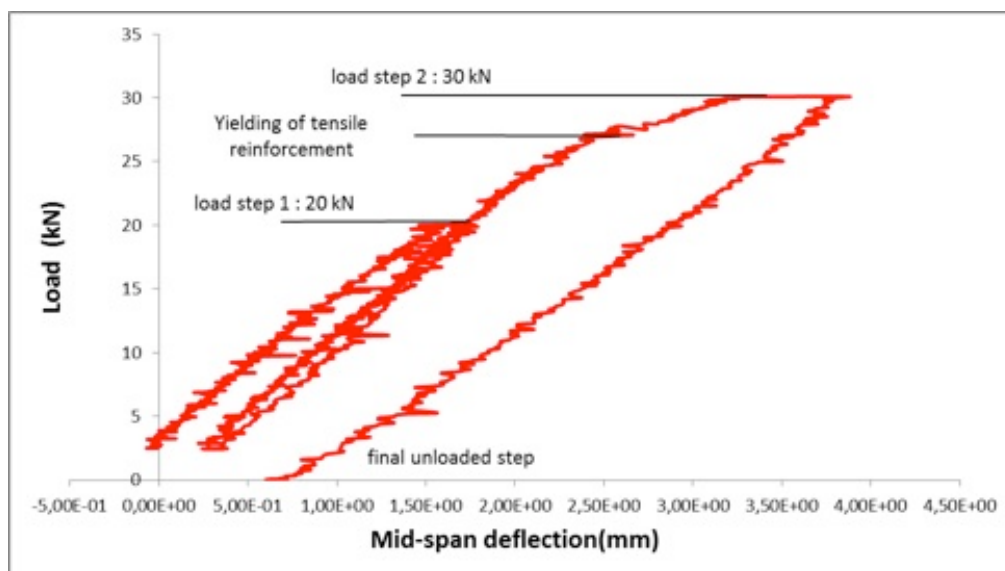


Figure II. - 62 : Forces appliquées sur la structure avec le pont déformateur (LMDC)

Lors du premier essai en charge jusqu'à 10kN, la poutre reste dans son régime de déformation élastique et on n'observe pas d'hystérésis. En revanche en allant à 20kN on entre dans le régime de déformation plastique, une petite hystérésis apparaît induisant une déformation permanente. Enfin, en dépassant 27 kN on entre dans le régime de déformation permanente marqué et on s'approche de la rupture.

Les états de dégradation progressive de la structure sont résumés dans le tableau suivant :

ETAT 1	ETAT 2	ETAT 3	ETAT 4	ETAT 5
Etat sain de la structure ; aucun endommagement	Premier moment de déformation appliqué à 10 kN	Deuxième moment de déformation appliqué à 20 kN	Troisième moment de déformation appliqué à 30 kN	Etat final sans aucune force appliquée, relâchement complet

Tableau II.6 : Nomenclature des états du cycle d'endommagement

En tronçonnant la structure pour ménager une encoche de 12mm lors d'une première passe, puis 24 mm correspondant au début des renforts métalliques (figure II.64), on crée un endommagement localisé. Se pose la question de la capacité de notre instrumentation à détecter ce défaut initial, par une modification de la réponse globale de la structure. Puis nous analyserons la propagation des fissures pendant le test en charge sous la presse.

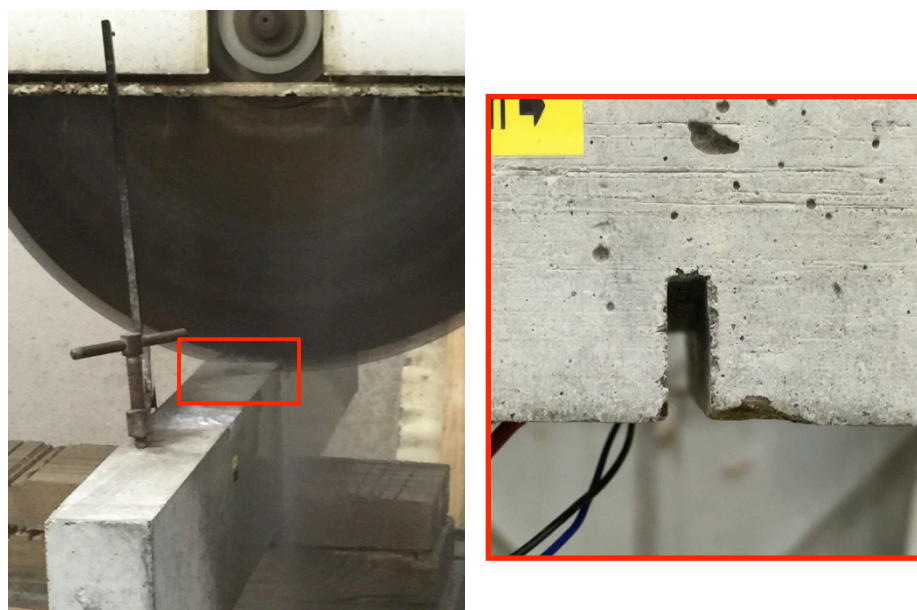


Figure II. - 63 Insertion d'un défaut : encoche ménagée sur la partie inférieure de la poutre

2.14 CONCLUSION DU CHAPITRE

Dans toute cette préparation des structures de test (poutres instrumentées) et la mise en place des méthodes d'analyse des défauts, il faut connaître les possibilités des réponses mécaniques de tous les facteurs intervenants dans l'analyse statique et dynamique des structures.

Nous mettons en valeur dans ce chapitre les processus pour répondre à la question « *Comment faire pour ... ?* », en confrontant deux « approches » envisageables : l'approche numérique de modélisation « très complexe » et l'approche « expérimentale » avec l'acquisition de signaux contrôlés que nous avons décidé d'explorer.

Les chapitres suivants vont analyser les signaux issus des capteurs piezo et nous nous focaliserons sur la recherche d'observables « robustes » dans le domaine temporel *Chapitre 3* et dans le domaine fréquentiel *Chapitre 4*. L'évolution de la signature de l'endommagement de la structure depuis l'état initial (ETAT1) jusqu'à l'état final (ETAT5) de la structure endommagée avec le processus de sollicitation statique sous presse.

2.15 BIBLIOGRAPHIE

- [1] K. L. Rens, T. J. Wipf, and K. F. Wayne, "Review of Nondestructive Evaluation Techniques of Civil Infrastructure," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 11, no. No. 4, pp. pp. 152–160, 1997.
- [2] B. J. Jaeger, M. J. Sansalone, and R. W. Poston, "Detecting voids in grouted tendon ducts of post-tensioned concrete structures using the impact-echo method," *ACI Struct. J.*, vol. 93, pp. 462–473, 1996.
- [3] P. Anugonda, J. S. Wiehn, and J. a. Turner, "Diffusion of ultrasound in concrete," *Ultrasonics*, vol. 39, no. 6, pp. 429–435, 2001.
- [4] F. Schubert and B. Koehler, "Numerical time-domain simulation of diffusive ultrasound in concrete," *Ultrasonics*, vol. 42, no. 1–9, pp. 781–786, 2004.
- [5] C.-C. Cheng, T.-M. Cheng, and C.-H. Chiang, "Defect detection of concrete structures using both infrared thermography and elastic waves," *Autom. Constr.*, vol. 18, no. 1, pp. 87–92, 2008.
- [6] D. M. McCann and M. C. Forde, "Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures," *NDT E Int.*, vol. 34, no. 2, pp. 71–84, 2001.
- [7] M. . Clark, D. . McCann, and M. . Forde, "Application of infrared thermography to the non-destructive testing of concrete and masonry bridges," *NDT E Int.*, vol. 36, no. 4, pp. 265–275, 2003.
- [8] M. Darmon, V. Dorval, a. Kamta Djakou, L. Fradkin, and S. Chatillon, "A system model for ultrasonic NDT based on the Physical Theory of Diffraction (PTD)," *Ultrasonics*, vol. 64, pp. 115–127, 2016.
- [9] M. Mańka, M. Rosiek, A. Martowicz, T. Stepinski, and T. Uhl, "PZT based tunable Interdigital Transducer for Lamb waves based NDT and SHM," *Mech. Syst. Signal Process.*, vol. 78, pp. 71–83, 2015.
- [10] P. Guy and T. Monnier, *Structural Health Monitoring with Piezoelectric Sensors*. London, UK, 2006.
- [11] J. Humar, "Performance of Vibration-based Techniques for the Identification of Structural Damage," *Struct. Heal. Monit.*, vol. 5, no. 3, pp. 215–241, 2006.
- [12] C. Krämer, C. A. M. De Smet, and G. De Roeck, "Z24 bridge damage detection tests," in *IMAC XVII*, 1999.

- [13] A. Clement, "Détection de nouveauté pour le monitoring vibratoire des structures de génie civil : Approches chaotique et statistique de l'extraction d'indicateurs," Toulouse 3, 2012.
- [14] A. Piersol, *Shock and Vibrations Handbook. Concepts in Vibration Data Analysis*, Fifth Edit. California: McGRAW-HILL, 2002.
- [15] P. J. . Filippi, *Vibrations et vibro-acoustique des structures minces*. 2008.
- [16] R. Violette, E. de Langre, and J. Szydlowski, "Computation of vortex-induced vibrations of long structures using a wake oscillator model: Comparison with DNS and experiments," *Comput. Struct.*, vol. 85, no. 11–14, pp. 1134–1141, 2007.
- [17] S. Drapier, "Mécanique des Structures et Approximations Numériques," Saint-Etienne, 2014.
- [18] R. L'Hermite, "L'application des colles et résines dans la construction. Le béton à coffrage porteur," in *Annales de l'ITBTP*, 1967, p. 239.
- [19] J. N. Theillout, "Le renforcement des structures par la technique des tôles collées: étude de fonctionnement," 1990.
- [20] J. N. Theillout, "Le projet de renforcement ou de réparation des ponts en béton," *Maintenance et réparations des ponts*, pp. 425–459, 1997.
- [21] A. Kreit, "Prolongation de la durée de vie des ouvrages en béton armé," Université de Toulouse - Paul Sabatier, 2012.
- [22] J. Luyckx, "Composites à fibres de carbone dans le génie civil," *Techniques de l'Ingenieur*, pp. 1–10, 1982.
- [23] A. Merdas, B. Fiorio, and N. Chikh, "Adhérence de joncs et plats composites mis en place dans le béton selon la méthode NSM," pp. 325–334.
- [24] Freescale Semiconductor, "Micromachined Accelerometer MMA7361L," *Sensors (Peterborough, NH)*. Retrieved from http://www.freescale.com/files/sensors/doc/data_sheet/MMA7361L.pdf, pp. 1–11, 2008.
- [25] M. Dadafshar, "ACCELEROMETER AND GYROSCOPES SENSORS," 2014.
- [26] M. Brissaud, *Matériaux piézoélectriques. Caractérisation, modélisation et vibration*. Collection des Sciences Appliquées de l'INSA de Lyon, 2007.

- [27] V. Giurgiutiu, *Structural Health Monitoring with Piezoelectric Wafer Active Sensors*. Columbia, SC, 2008.
- [28] C. a Paget, S. B. Grondel, K. Levin, and C. Delebarre, "Damage assessment in composites by Lamb waves and wavelet coefficients," *Smart Mater. Struct.*, vol. 12, no. 3, pp. 393–402, 2003.
- [29] V. Giurgiutiu, M. Gresil, B. Lin, A. Cuc, Y. Shen, and C. Roman, "Predictive modeling of piezoelectric wafer active sensors interaction with high-frequency structural waves and vibration," *Acta Mech.*, vol. 223, no. 8, pp. 1681–1691, 2012.
- [30] I. Bruant, G. Coffignal, F. Léné, and M. Vergé, "Active control of beam structures with piezoelectric actuators and sensors: modeling and simulation," *Smart Mater. Struct.*, vol. 10, no. 2, pp. 404–408, 2001.
- [31] A. Baz and S. Poh, "Performance of an Active Control System with Piezoelectric Actuators," *J. Sound Vib.*, vol. 126, pp. 327–343, 1988.
- [32] Y.-S. Lee and S. J. Elliott, "Active Position Control of a Flexible Smart Beam Using Internal Model Control," *J. Sound Vib.*, vol. 242, no. 5, pp. 767–791, 2001.
- [33] A. W. W. A.H.Meitzler, H.F.Tiersten, "An American National Standard IEEE Standard on Piezoelectricity," 1987.
- [34] J. Sirohi and I. Chopra, "Fundamental Understanding of Piezoelectric Strain Sensors," *J. Intell. Mater. Syst. Struct.*, vol. 11, no. 4, pp. 246–257, 2000.
- [35] H. Laalej, Z. Q. Lang, S. Daley, I. Zazas, S. a. Billings, and G. R. Tomlinson, "Application of non-linear damping to vibration isolation: an experimental study," *Nonlinear Dyn.*, vol. 69, no. 1–2, pp. 409–421, 2011.
- [36] B. Cambou and J. M. Radjaï, *Matériaux granulaires: modélisation et simulation numérique*. .
- [37] **A. Belisario**, S. Zedek, T. Camps, R. Francois, and J. Fourniols, "SHM Based on Modal Analysis : Accelerometer and Piezoelectric Transducers Instrumentation for Civil Engineering in Heterogeneous Structures," *7th Eur. Work. Struct. Heal. Monit.*, pp. 1624 – 1630, 2014.

CHAPITRE 3 :

**Identification d'une signature
temporelle et son évolution avec la
dégradation de la structure**

CHAPITRE 3

Identification d'une signature temporelle et son évolution avec l'endommagement d'une structure

3.1 INTRODUCTION

L'objet de ce chapitre est de répondre à la question: « existe-t-il dans la réponse temporelle un ou plusieurs paramètres représentatifs sensibles à la déformation et dégradation d'une structure en béton armé? »

Cette question pourrait sembler simpliste si ce n'est le stimulus n'est pas forcément de même type et que les conditions environnementales (température, humidité) ne doivent pas influencer le diagnostic. La démarche proposée sera construite au travers de deux axes :

- Le premier axe de travail va s'appuyer sur la modélisation analytique du coefficient d'amortissement de la structure et déterminer si ce paramètre est « assez robuste » au sens de la reproductibilité de sa mesure quel que soit le stimulus. L'expérimentation sera conduite sur le banc de tests en laboratoire présenté dans le chapitre II.
- Le second abordera l'analyse statistique de réponses temporelles et montrera par l'expérience que la variance est peut être un paramètre pertinent pour suivre et prédire l'apparition d'une dégradation de la structure. Naturellement, une fois ces paramètres identifiés, nous testerons leur sensibilité et limites pour différents types d'endommagements. Pour cela nous analyserons l'évolution des réponses impulsionnelles à des chocs mécaniques selon l'état de santé de la structure (ETAT1... ETAT5 définis précédemment).

3.2 COMPORTEMENT DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

L'étude temporelle du comportement dynamique de structures élastiques avec amortissement passe par la résolution d'un système différentiel du second ordre de la forme, où $x(t)$ est le déplacement :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} + \{F\} = 0 \quad \text{Equ. III. 1}$$

Avec les matrices obtenues par la méthode des éléments finis,

$[M]$ Matrice de masse

$[C]$ Matrice d'amortissement

$[K]$ Matrice de rigidité

$\{F\}$ Vecteur des forces externes

L'état de la structure est alors défini par un nombre fini de paramètres que l'on appelle degrés de liberté (DDL) et sur lesquels on rapporte les excitations comme les réponses. L'analyse comportementale dynamique conduit à trois types de réponses :

- Réponse Sur-Amortie $[R-SrA]$
- Réponse Critique $[R-Crt]$
- Réponse Sous-Amortie $[R-SsA]$

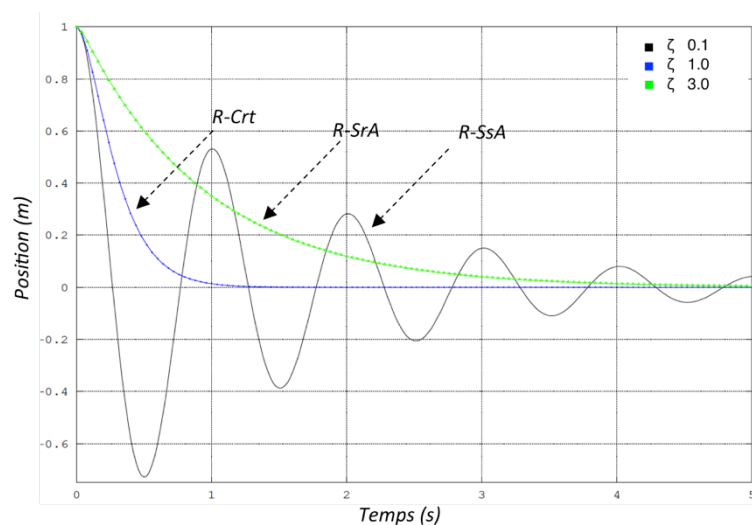


Figure III. - 1 : Amortissements pour un système à 1 DDL et différentes valeurs de taux d'amortissement - ζ

La charge impulsionnelle est une force appliquée brusquement et de courte durée. Selon *C.Lananne* [1], nous pouvons définir les chocs mécaniques comme une excitation vibratoire dont la durée est de l'ordre de grandeur ou inférieure à environ deux fois la période propre du système mécanique sollicité.

Ainsi, notre système expérimental étant soumis à un choc très bref ($t \rightarrow 0$), on est en présence une « vibration libre » où $F(t)=0$ tout au long de la relaxation de l'énergie introduite par le choc sur la structure.

Dès lors, dans notre cas, l'équation III.1 devient une équation différentielle du second ordre à coefficients constants :

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = f(t) \quad \text{Equ. - III. 2}$$

Avec une solution classique de la forme :

$$x = Ae^{rt} \quad \text{Equ. - III. 3}$$

$$\dot{x} = rAe^{rt} \quad \text{Equ. - III. 4}$$

$$\ddot{x} = r^2 Ae^{rt} \quad \text{Equ. - III. 5}$$

Avec les racines r_i :

$$i=1,2 \quad r_i = \frac{1}{2} \left(-\frac{c}{m} + (-1)^i \sqrt{\frac{c^2}{m^2} - \frac{4k}{m}} \right) \quad \text{Equ. - III. 6}$$

D'où la solution générale :

$$x(t) = A_1 e^{r_1 t} + A_2 e^{r_2 t} \quad \text{Equ. - III. 7}$$

On définit les constantes caractéristiques du système :

- La pulsation propre ω_0 :

$$\omega_0^2 = \frac{k}{m} \quad \text{et} \quad \omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{Equ. - III. 8}$$

- Le coefficient d'amortissement ξ :

$$\xi = \frac{c}{c_c} \quad \text{Equ. - III. 9}$$

avec C_c l'amortissement critique qui annule Δ :

$$c_c = 2\sqrt{km} = 2m\omega_0 \quad \text{Equ. - III. 10}$$

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad \text{Equ. - III. 11}$$

Exemples d'amortissements	ζ
Structure Métallique	1 - 2 %
Structure Béton	2 - 5 %
Sols	5 - 15 %
Plot Elastomère	20 - 30 %

Tableau - III. 1 : Principales valeurs d'amortissement de matériaux et structures

La figure III.2 montre le Chronogramme d'une charge impulsionnelle où l'on distingue deux phases dans la réponse d'un système soumis à un impact de durée t_d . La première phase est celle du « régime forcé » et correspond à la période de chargement t_d (quand la force est appliquée) et la seconde est la phase dite en « régime libre », après t_d , avec des conditions initiales [2].

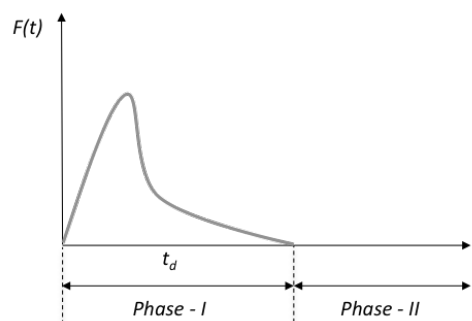


Figure III. - 2 : Charge Impulsionnelle

Il y a un choc mécanique lorsqu'une force, une position, une vitesse ou une accélération est brusquement modifiée et qu'un régime transitoire est ainsi créé dans le système considéré.

La norme AFNOR/E90A considère la modification induite sur la structure comme brusque si elle se produit en un temps qui est court par rapport à la période propre concerné. Un exemple de ce phénomène est présenté par *C.Lananne* [3] et *Chakrabartty* [4] dans les figures ci-dessous :

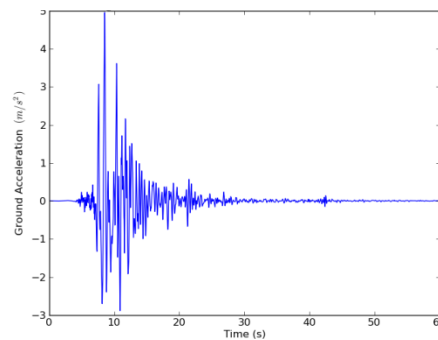


Figure III. - 3 Profil des vibrations par séisme [C.Lananne]

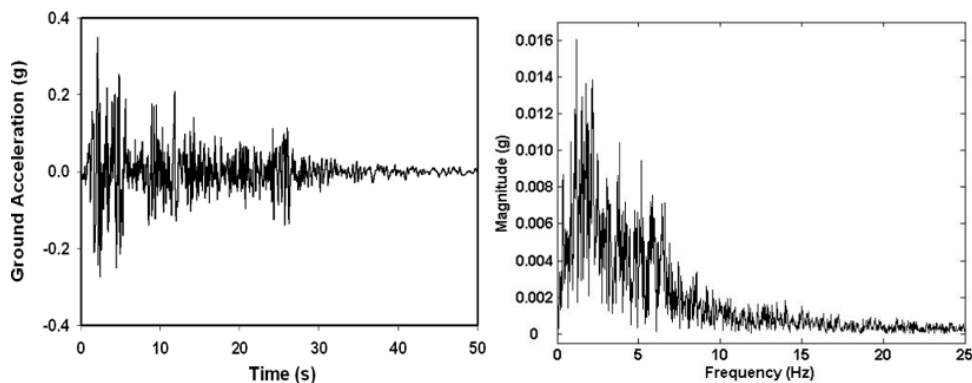


Figure III. - 4 « Accélérogramme » des vibrations par séisme et spectre [S.Chakrabartty]

Voyons le cas d'une excitation (choc) en fonction du temps $e(t)$ la réponse structurale $s(t)$ sera, sous réserve de linéarité, donnée par la relation III.14 (intégrale de Duhamel) où $g_{se}(t)$ est la réponse à une excitation sous forme d'impulsion unité. La réponse du système linéaire peut être trouvée par :

- l'intégrale de Duhamel
- la résolution des équations différentielles du mouvement

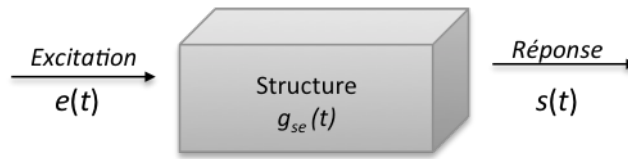


Figure III. - 5 : Diagramme de la réponse forcée et intégrale de Duhamel

$$s(t) = \int_{-\infty}^t e(\tau) g_{se}(t - \tau) d\tau \quad \text{Equ. III. 12}$$

La limite de validité de cette méthode est fixée par le domaine élastique linéaire, puisqu'elle est basée sur le principe de superposition. Dans cette méthode on fera l'hypothèse de linéarité en raideur et amortissement.

Envisager de modéliser un système plus simple amène à l'étude d'un système à un degré de liberté, c'est-à-dire, un système tel que la connaissance d'une coordonnée généralisée $q(t)$ en un instant quelconque détermine de façon exhaustive l'état de la structure étudiée.

Les structures filaires rencontrées dans le domaine du génie civil –un portique à un étage, un haut building, un tablier de pont, un hauban sont parfois modélisées par des systèmes à un degré de liberté, qui permet de représenter leur comportement dynamique fondamental [5].

Dans les paragraphes suivants, nous allons montrer les résultats obtenus lors de nos expérimentations. Étudier d'abord la réponse d'une structure à un degré de liberté (1 DDL) soumise à divers types de charges (constante, périodique, impulsionnelle), permet ensuite d'analyser la réponse à une excitation quelconque.

La *Fonction de Réponse Impulsionnel* d'un système de 1-DDL est définie comme la réponse temporelle $x(t)$ en assumant que les conditions de l'état initial sont à zéro ou repos et l'excitation du système est une force $f(t)$ de type impulsion. La réponse du système $x(t)$ à une telle excitation est connue comme **Impulse Response Function - IRF**.

$$h(t) = Ae^{\lambda_1 t} + A^* e^{\lambda_1^* t} = e^{\sigma_1 t} [Ae^{+j\omega_1 t} + A^* e^{-j\omega_1 t}] \quad \text{Equ. - III. 13}$$

Ainsi, le variable A contrôle l'amplitude de la réponse impulsionnelle, la partie réelle du pôle est le taux de décroissance, et la partie imaginaire est la fréquence d'oscillation. Le figure III.6 illustre la fonction de réponse impulsionnelle pour un système d'un seul degré de liberté[6][7].

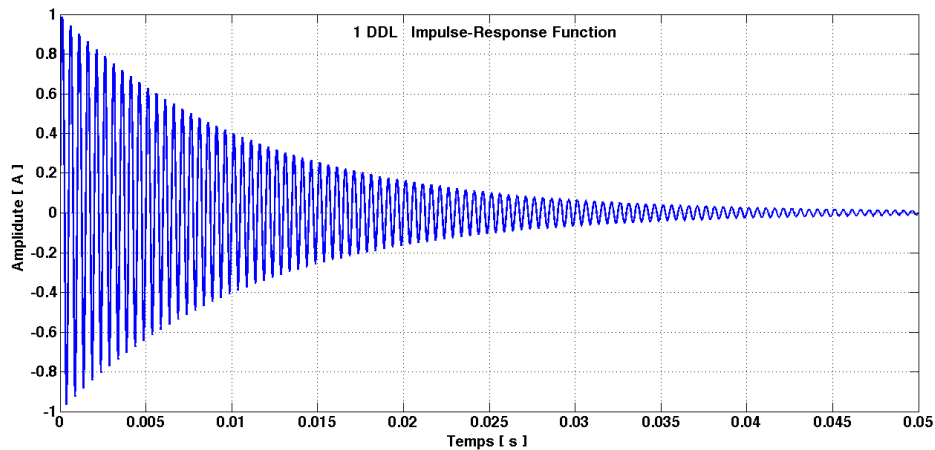


Figure III. - 6 Réponse Impulsionnel d'un système à 1DDL ou du 2nd ordre

Une équation du mouvement équivalent à l'équation Equ.III-2, peut être déterminé pour domaine spectrale ou de Fourier (ω). Celle-ci est une représentation qu'a comme avantage de transformer une équation différentielle à une équation algébrique.

Ceci est possible en prenant la FFT de l'équation Equ.III-2, donc celle-là devient :

$$[-m\omega^2 + j\omega + k]X(\omega) = F(\omega) \quad \text{Equ. - III. 14}$$

Restant la fonction de transfert :

$$H(\omega) = \frac{1}{-m\omega^2 + j\omega + k} \quad \text{Equ. - III. 15}$$

Cette quantité $H(\omega)$ est connue comme la **Frequency Response Function - FRF** du système. La fonction de réponse en fréquence (FRF) se rapporte comme la transformé de Fourier (TF) de l'entrée du système sur la TF de la réponse du système.

3.3 ANALYSE APPROCHÉ D'UNE POUTRE A SIMPLE APPUIS

Considérons les paramètres structuraux d'une poutre simple présentée figure III.7 :

- l sa longueur
- m sa masse par unité de longueur
- EI sa rigidité en flexion, où E est le *Module de Young* et I le *Moment d'Inertie*

Pour la poutrelle ces valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

E	Module de Young	30	GPa – Béton E20
I	Moment d'Inertie	$b h^3 / 12$	m^4 – Section Rectangulaire
b	base	100	mm
h	hauteur	200	mm
l	longueur	1500	mm
d	densité	2400	kg/m^3

Tableau III. 2 : Valeurs des caractéristiques physiques du spécimen

L'idée se base sur proposer un modèle par l'analyse des fréquences propres du système avec l'idée d'observer l'image de la raideur k de notre structure par la mesure de signaux temporels donnés par les transducteurs sur les différentes zones (figure III.4).

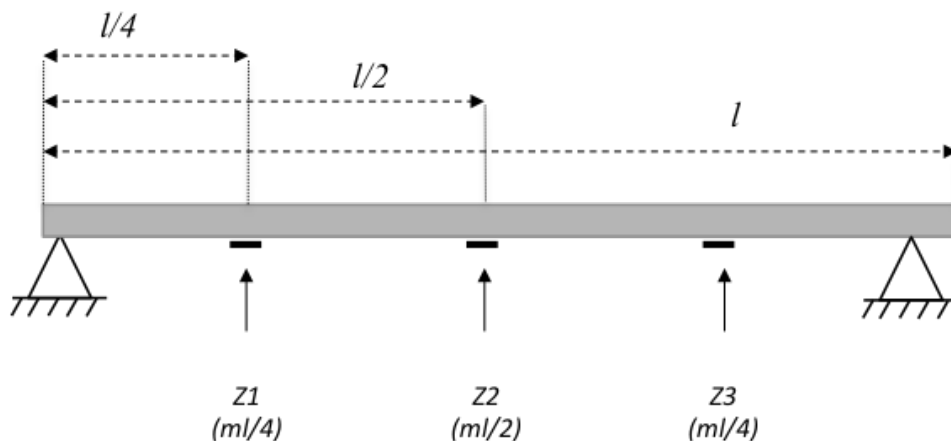


Figure III. - 7 : Nœuds d'analyses de la poutre – Localisation des paramètres

Pour pouvoir calculer cette fréquence propre, nous devons nous procurer une valeur linéaire équivalente de la raideur dans les zones d'analyses. Les coefficients en flexion peuvent être calculés [8] avec une modélisation par les équations:

○ **Coefficient d'influence de flexibilité**

$$f(x, \xi) = \frac{l^3}{6EI} \left\{ \left(\frac{x-\xi}{l} \right)^3 u(x-\xi) + \frac{l-\xi}{l} \left(\frac{x}{l} \right) \left[1 - \left(\frac{l-\xi}{l} \right)^2 - \left(\frac{x}{l} \right)^2 \right] \right\} \quad \text{Equ. III. 16}$$

où x représente le coefficient de flexion et ξ la charge. Lorsque on s'intéresse à la déflexion au même endroit que la charge dont $x = \xi = l/2$, l'équation III.11 dévient :

$$f(\xi, \xi) = \frac{l^3}{6EI} \left(1 - \frac{\xi}{l} \right)^2 \left(\frac{\xi}{l} \right)^2 \quad \text{Equ. III. 17}$$

Le coefficient de raideur du ressort équivalent dans le point de masse localisé est aussi donné [9]:

$$k = f^{-1}(l/2, l/2) = \frac{48EJ}{l^3} \quad \text{Equ. - III. 18}$$

On obtient l'expression de la raideur selon les nœuds d'analyses :

○ **Position Z1 & Z3** $k = \frac{768EI}{11l^3}$ Equ. - III. 19

○ **Position Z2** $k = \frac{48EI}{l^3}$ Equ. - III. 20

A présent, le modèle à 1DDL au centre de la structure dont les paramètres de charge sont concentrés, a pour expression de sa pulsation propre :

$$\omega_n \approx \sqrt{\frac{EI}{m}} \frac{\sqrt{96}}{l^2} \approx 9.7980 \sqrt{\frac{EI}{ml^4}} \quad \text{Equ. - III. 21}$$

Soit sa fréquence propre :

$$f_n = \left(\frac{1}{2\pi} \right) \sqrt{\frac{48EI}{ml^3}} \quad \text{Equ. - III. 22}$$

3.4 REPONSE IMPULSIONNELLE DE LA STRUCTURE

Focalisons-nous sur la réponse impulsionnelle de la structure dans les différentes zones avec une attention particulière sur la zone Z2 où le déplacement en flexion est le plus prononcé. La figure II.5 permet d'observer que les excursions en amplitude sont images du coefficient de raideur.

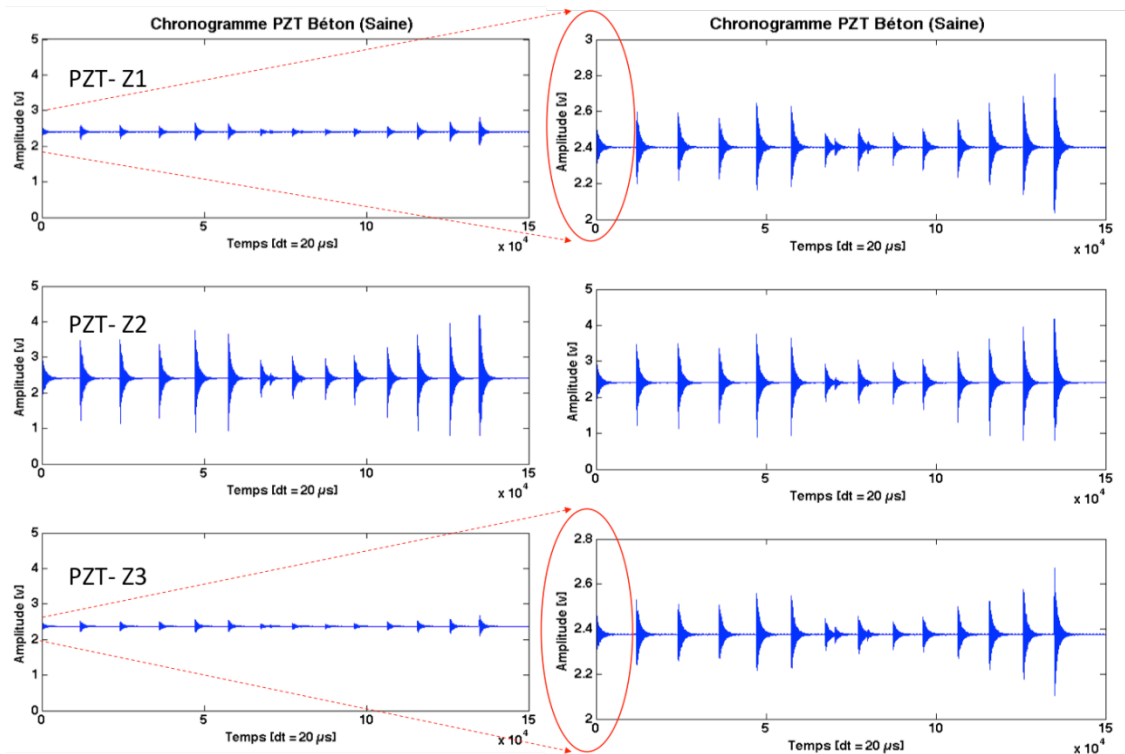


Figure III. - 8 : Réponse impulsionnelle des PZT pour les trois zones

Sachant que l'énergie transmise à la structure n'est pas forcément identique à chaque impact, il est nécessaire de normaliser l'amplitude des impulsions avant traitement pour comparer les réponses.

Considérons deux échantillons des trois zones Z1, Z2 et Z3 et après normalisation sur la figure III.9 et focalisons notre attention sur les fréquences prédominantes de la réponse impulsionnelle.

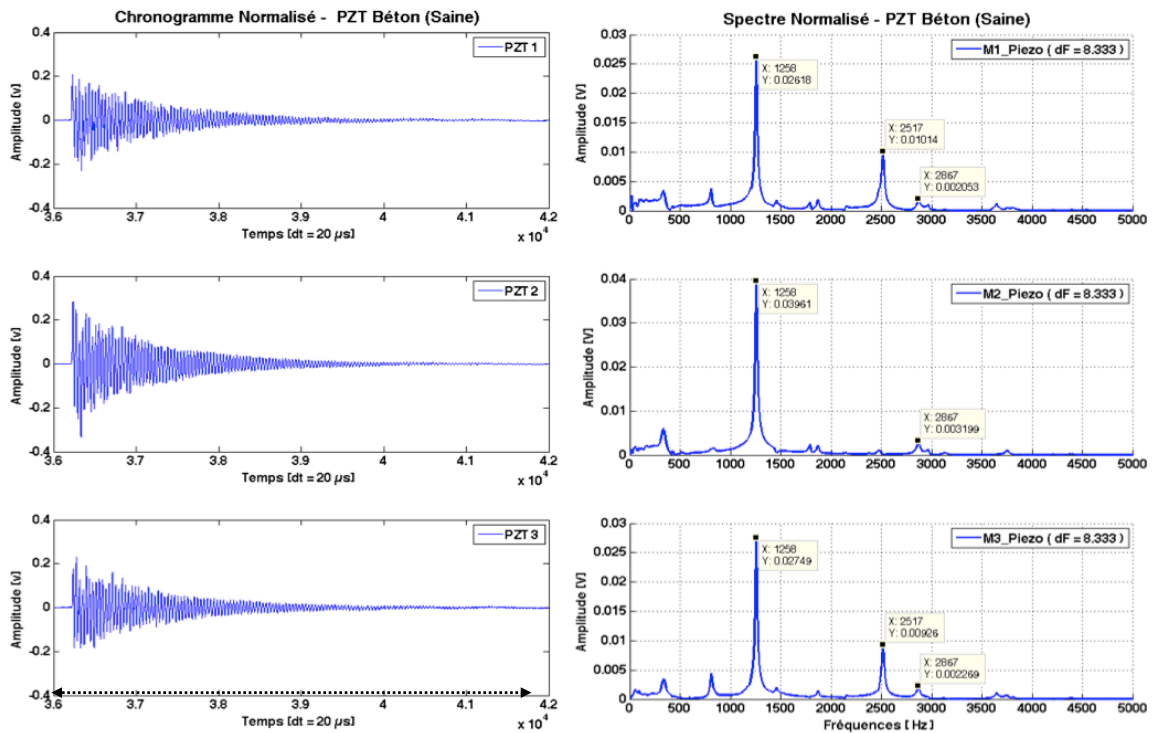


Figure III. - 9 : Chronogramme et spectre des zones Z1, Z2, Z3 (PZT – Béton)

On constate la présence d'une fréquence prédominante à 1260 Hz, et cela nous permet de remonter aux coefficients du système à un degré de liberté.

f_n [Hz]	ω_n [rad s ⁻¹]	k [Kg/cm ²]	c	m [Kg]	ζ
1260	7916	5.05e7	65	0.833	0.005

Tableau III. 3 : Coefficients analytiques calculés à partir de f_n

Le modèle étant construit par l'observation expérimentale, on peut désormais modéliser la réponse à une excitation de type impulsionnelle qui va être générée par notre système d'essais.

La masse calculée à partir de l'équation III.8, correspond à la masse dynamique, autrement dite, la masse qu'influence le capteur piézoélectrique lors des propagations des ondes en surface.

La charge impulsionnelle est une force appliquée brusquement et de courte durée. Utilisons les paramètres extraits pour construire une modélisation *Simulink* afin d'évaluer le comportement de notre structure à une excitation de type force impulsionnelle quelconque cadencée.

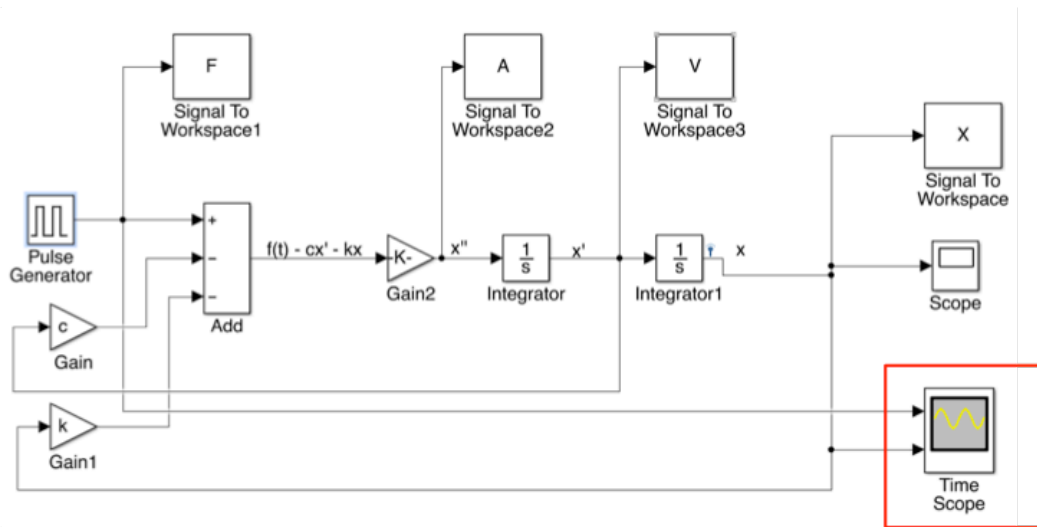


Figure III. - 10 : Poutrelle, système de 1DDL

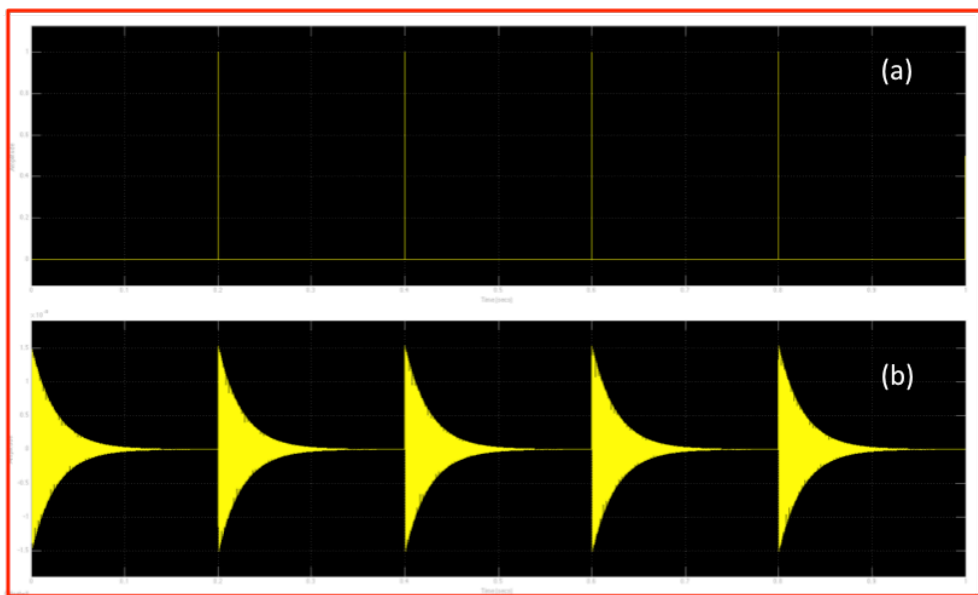


Figure III. - 11 : a) excitation impulsionnelle et b) réponse impulsionnelle de la poutrelle

Appliquons les propriétés des signaux amortis pour déterminer les paramètres du mouvement sachant que les matériaux ont de faibles coefficients d'amortissement.

Matériel	Coefficient d'amortissement $[\zeta]$
Béton	0.02 – 0.15
Acier	0.001 – 0.07
Bois	0.05 – 0.2

Tableau III. 4 : Coefficients des principaux matériaux utilisés en génie civil

On recalcule ainsi les chronogrammes du mouvement (figure III.9).

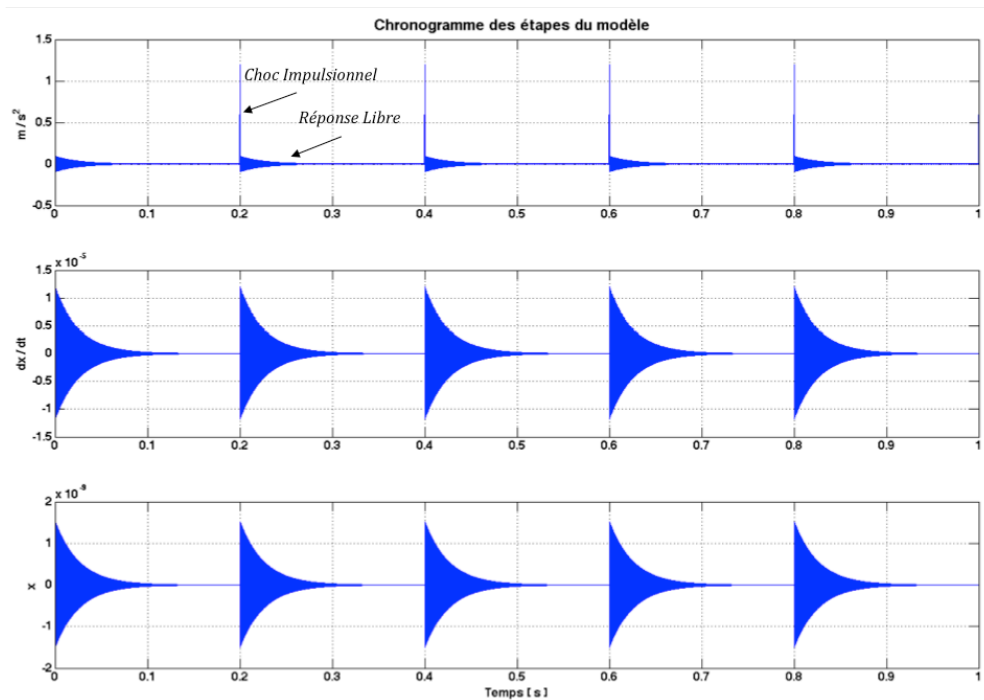


Figure III. - 12 : Réponses impulsionnelles d'un système à 1DDL – accélération / vitesse / déplacement

Cette méthode d'analyses nous permet d'envisager une étude automatisée des réponses acquises par notre système de mesure. Les investigations des modes propres, sont fortement liées à des essais dynamiques. Les modèles sur logiciels possèdent des limitations et ne répondent pas aux exigences environnementales. Les essais dynamiques sont donc, une nécessité primordiale pour les chercheurs.

Les excitations de type impulsionnel que sont utilisées dans les essais expérimentales sur structures diverses, sont par cette approche, à disposition des ingénieurs pour atteindre leurs objectifs. Les structures sur lesquelles on s'intéresse à connaître leurs fonctions transferts, pourront être soumises à analyses de ce genre en ayant par but de déterminer par leur réponse impulsionnelle est aussi modélisable.

3.5 REPRODUCTIBILITE DES REPONSES IMPULSIONNELLES PAR ECXITATION CADENCEE

La charge impulsionnelle est une force appliquée brusquement et de courte durée. La réponse des structures à des sollicitations quelconques ne seront pas les mêmes si les conditions initiales des forces en présence changent, c'est-à-dire, si on prend par exemple une situation dans laquelle une masse qui impacte la structure rebondit ou pas, car dans ce cas les réponses seraient distinctes.

Dans le cas de notre étude, nous devons vérifier que le phénomène d'excitation est reproductible pendant le temps d'acquisition et répétable d'un test au suivant.

Pour se faire, nous analyserons la réponse moyenne intégrant 55 impulsions : l'idée sous-jacente étant la diminution de temps de calcul dans la perspective d'une réalisation intégrée sur microcontrôleur. Dès lors, on limite l'analyse sur 2500 points contre 150 000 points correspondant aux 3s d'acquisition, et on se place dans le seul régime libre.

La figure III.10 montre clairement que les 55 impulsions sont peu dispersées, en temps et amplitude), ce qui atteste que les signaux collectés sont sensibles à la réponse propre de la structure analysée et nous permet de considérer l'excitation impulsionnelle, générée par le marteau piqueur, comme reproductible.

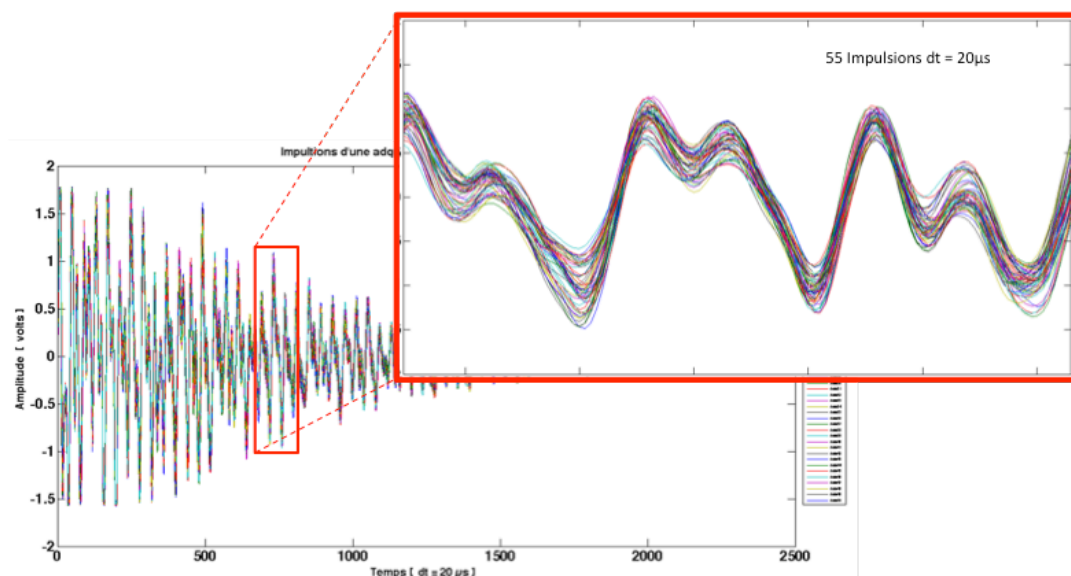


Figure III. - 13 Réponses au train d'impulsion d'excitation

Pour réellement quantifier cela, nous avons construit un diagramme de *Quantile-Quantile* que nous qualifierons par la suite de 'graphique Q-Q'. Pour notre analyse, sur 55 impulsions collectées lors d'une acquisition sur 3s, nous considérerons les 2 premières impulsions (1i et 2i), la 31^{ème} impulsion au milieu de l'acquisition, les deux dernières

impulsions (53i et 54i) et enfin la moyenne obtenue sur ces 5 impulsions servira de référence. Les deux premières impulsions (1i et 2i) successives sont quasi superposées (figure III.11), on notera la faible dispersion.

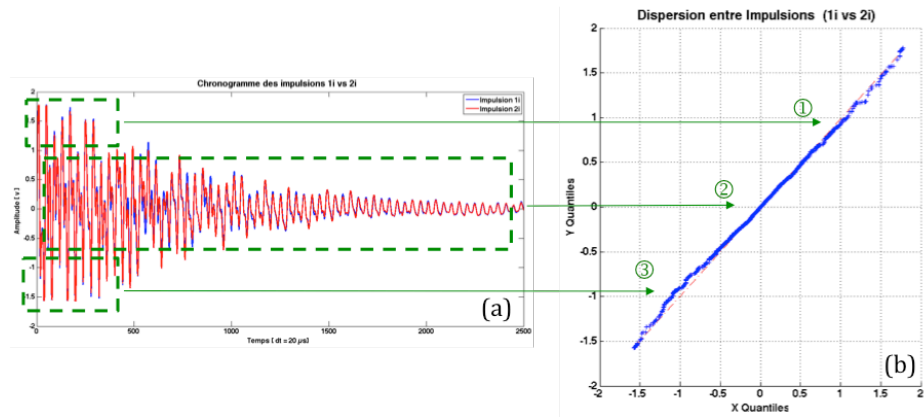


Figure III. - 14 : Graphique Q-Q pour comparer les premières impulsions (1i vs 2i)

Les zones correspondantes aux carrés verts, numérotées 1, 2 et 3, représentent les quantités comparées pour chaque intervalle signalé. Sur le graphique Q-Q, on constate que la dispersion est minime lorsque l'amplitude est réduite. A présent, quand on considère de plus grandes amplitudes, cette dispersion croît légèrement. Au final, le faible écart à la linéarité de ce graphique Q-Q permet de conclure à la bonne reproductibilité des signaux dans cette analyse temporelle. Il est a noté dans cette figure que contrairement au segment (2) de faible amplitude, les segments de fortes amplitudes (1 et 3) présentent nettement moins de points et souffre d'une statistique sur moins de valeurs.

Menons la même évaluation de la reproductibilité de la réponse (Cf. figure III.12) sur les deux dernières impulsions (53i et 54i).

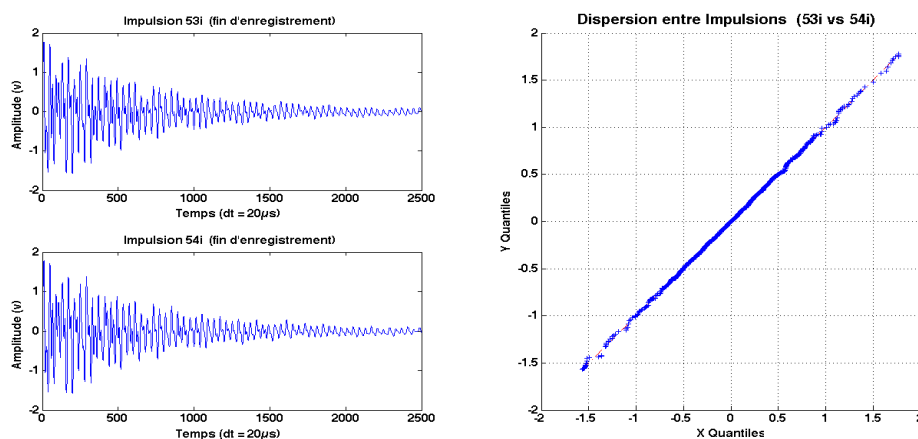


Figure III. - 15 : Graphique Q-Q pour comparer les dernières impulsions (53i vs. 54i)

Même remarques que pour la comparaison des deux premières impulsions, le très faible écart à la linéarité témoigne de la bonne reproductibilité des signaux. Comparons première et dernière impulsion sur la figure III.13 ci-dessous.

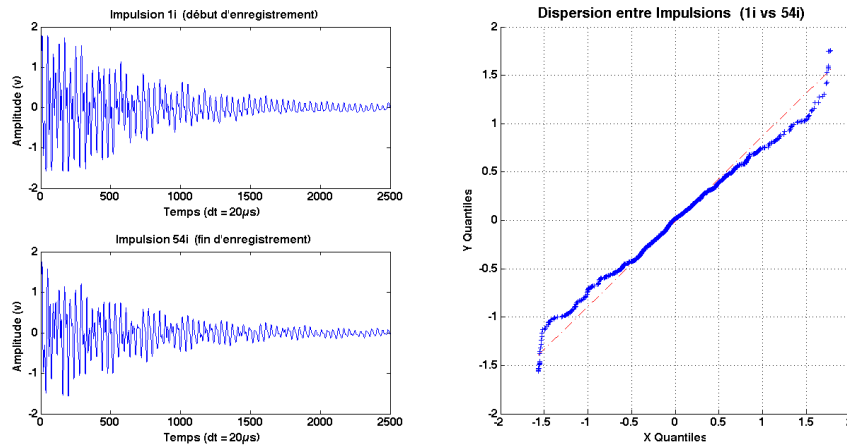


Figure III. - 16 : Graphique Q-Q pour comparer la première et la dernière impulsions (1i vs. 54i)

A nouveau, pour les amplitudes réduites, la linéarité est bien présente, mais les écarts deviennent nettement plus marqués aux fortes amplitudes. On peut imputer cet accroissement de l'écart à des phénomènes cumulatifs, liés au train d'impacts subi par la structure analysée, qui s'expriment de façon croissante lors de l'acquisition et donc responsables du léger décalage temporel qui impacte plus fortement les fortes amplitudes. Cela ce produit malgré notre précaution consistant à ne lancer l'acquisition qu'après 5 secondes de sollicitation préalables.

Confrontons sur la figure III.14, l'impulsion en milieu d'acquisition (31i) à la moyenne des 55 impulsions d'une acquisition de 3 secondes.

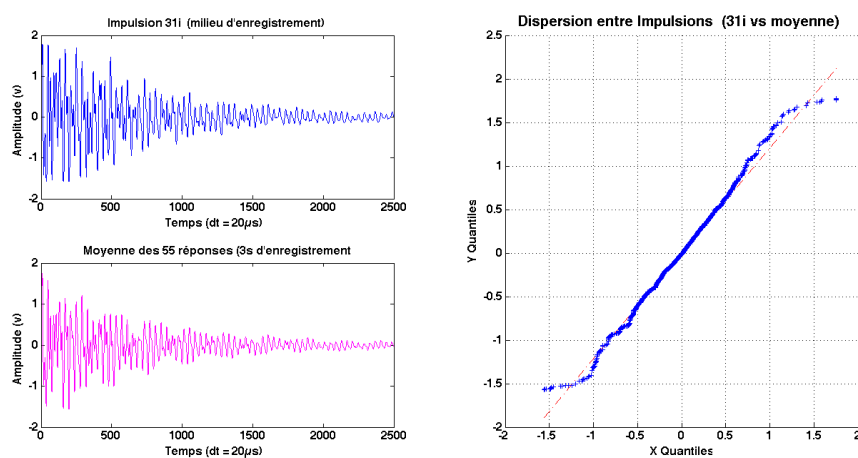


Figure III. - 17 : Graphique Q-Q comparant l'impulsion 31i avec la moyenne des 55 impulsions

L'écart à la linéarité entre la 31^{ème} impulsion et la moyenne des 55 impulsions reste très réduit pour les faibles amplitudes et croit de façon acceptable quand on considère de plus fortes amplitudes. Pour conclure sur la répétabilité, confrontons sur la figure III.15, l'impulsion i31 en milieu de l'acquisition 1 à l'impulsion i31 de l'acquisition 2 qui a été effectuée 2 jours plus tard, bien sûr sans évolution structurel de la poutre.

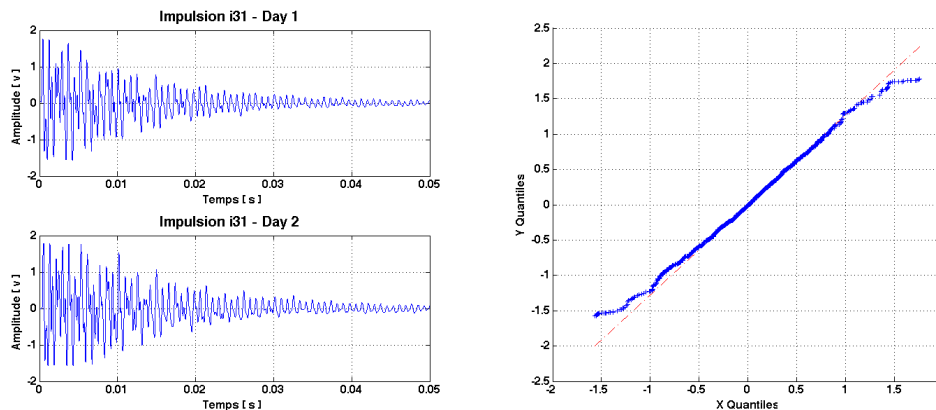


Figure III. - 18: Graphique Q-Q comparant les impulsions 31i lors de 2 acquisitions à 2 Jours d'intervalle

Notre système d'acquisition et de traitement donne accès à des réponses temporelles reproductibles et répétables. Par la suite, nous exploiterons cette approche « d'impulsion moyennée » sur les 55 impacts et observerons son évolution avec l'endommagement de la structure.

3.6 METHODE 1 : L'ANALYSE DES ENERGIES MECANIQUE, CINETIQUE ET POTENTIELLE COMME SIGNATURE DU SUIVI DE L'ETAT DE SANTE

Le bilan en énergie dans la réponse de la structure à un impact, est obtenu en intégrant deux réponses : celle de déplacement puis de la vitesse selon l'expression :

$$E_m(t) = E_c(t) + E_p(t) = \frac{1}{2}m\dot{x}^2 + \frac{1}{2}kx^2 \quad \text{Equ. - III. 23}$$

A l'aide de Simulink, simulons avec notre modèle, la réponse impulsionnelle de la structure (figure III.16) pour, à partir du déplacement, extraire les différents constituants.

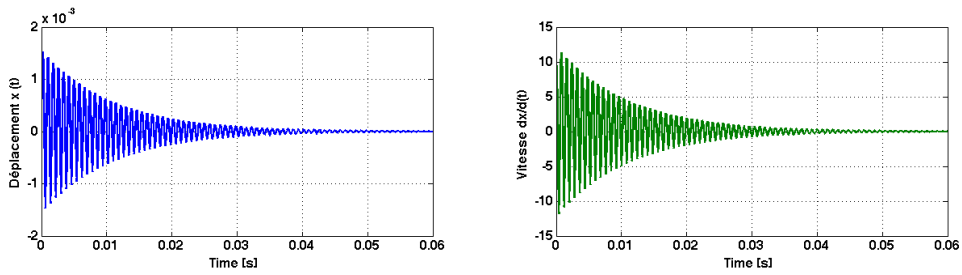


Figure III. - 19 : Réponse à une impulsion

En calculant E_c et E_p à partir des deux réponses modelées antérieurement donne la réponse temporelle montrée dans la figure III.17 ci-dessous.

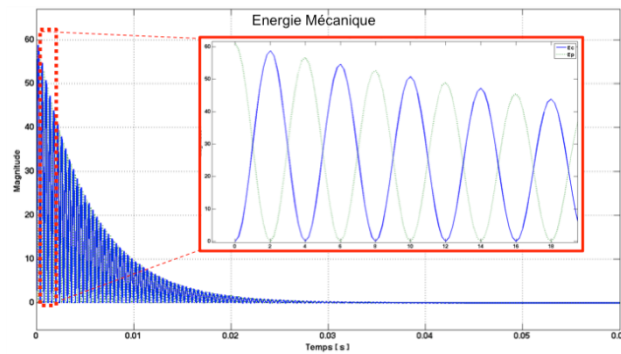


Figure III. - 20 Détail du comportement énergétique – cinétique et potentiel

En considérant l'acquisition de nos transducteurs PZT comme la réponse du déplacement d'une masse dynamique, nous pouvons déterminer les valeurs de vitesse et d'accélération comme le présente la figure III.18.

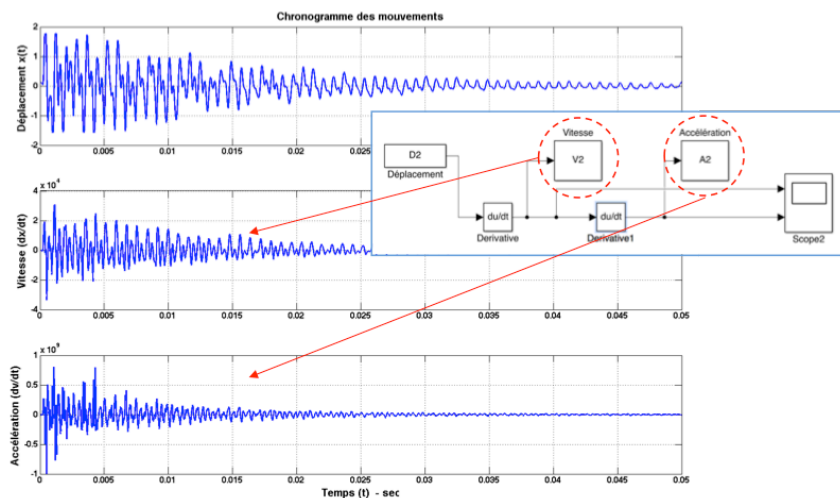


Figure III. - 21 Calcul de la composante vitesse et accélération à partir du déplacement

On en déduit l'énergie mécanique totale du phénomène avec l'apport en énergie cinétique $E_c(t)$ et en énergie potentielle $E_p(t)$ (Figures III.19(a) et (b)).

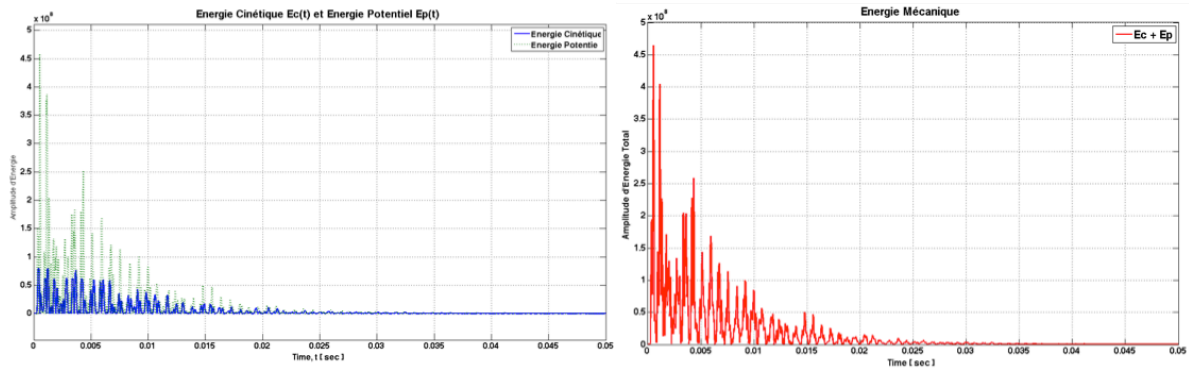


Figure III. - 22 Bilan des réponses énergétiques a) cinétique et potentielle, b) énergie mécanique

On observe que c'est le déplacement qui a une contribution prépondérante sur l'énergie totale. De là, peut-on en déduire que la transformée de fourrier (FFT) de cette énergie nous donnera accès aux fréquences propres de la structures?

Comme on peut l'apprécier sur la figure III.20, la réponse est positive. Nous reviendrons sur cette observation lors de l'analyse spectrale présentée au chapitre suivant, mais restons centrés sur notre objectif d'identifier un marqueur dans la signature temporelle.

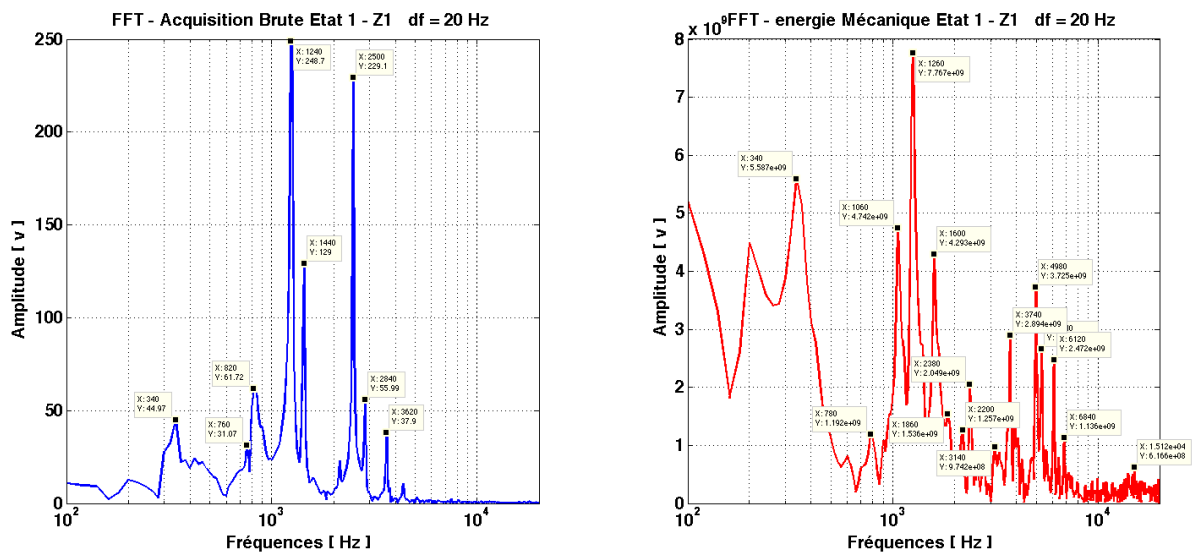


Figure III. - 23: Comparaison entre a) le spectre déduit de l'acquisition avec le PZT et b) spectre déduit du calcul de l'énergie mécanique

Analysons le comportement énergétique des réponses en fonction des zones d'acquisitions (zone d'impact (Z1), au centre (Z2) et à l'extrémité (Z3)), l'excitation reste un train d'impact direct sur le béton (CaA). Pour rappel, le signal du PZT collé directement au centre de la poutre Z2 est saturé. Effectuons le calcul des quantités d'énergie correspondant à un train de 10 impulsions prises au hasard parmi les 55 impulsions d'un enregistrement de 3s (figure III.21).

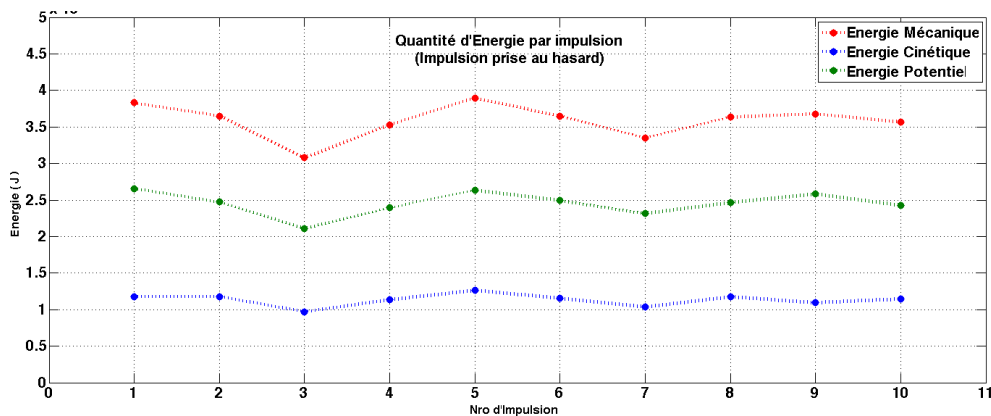


Figure III. - 24 Quantité d'énergie contenue dans les réponses impulsionnelles

Les excitations induites par le marteau piqueur devaient se maintenir dans une plage similaire pendant le cycle d'enregistrement. A priori, nous pouvons nous rendre compte de cet effet de quasi linéarité pour ce nombre d'enregistrement. Cette quantification nous permettre dans la suite évaluer de la même manière après chaque étape d'endommagement.

Avant d'analyser la réponse globale du système avec cette approche, observons les évolutions temporelles successives des énergies pour les états d'endommagement progressif de la poutre. Le graphique III.22.a ci-dessous, montre le spectre de l'énergie mécanique dans le cas de la structure saine (E1) près de la zone d'impact (Z1) et un collage direct sur le béton. Puis, sont présentés les spectres mesurés après chaque état d'endommagement (E2 à E5).

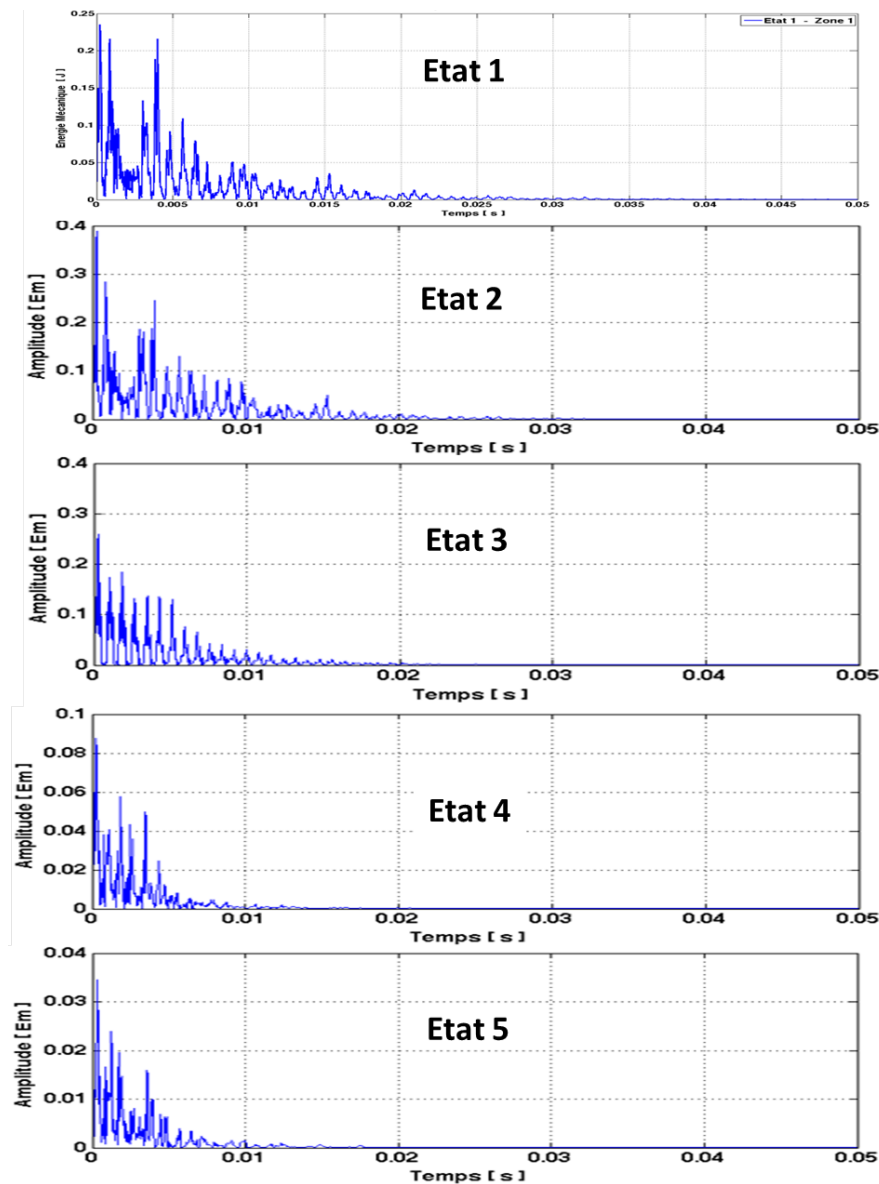


Figure III. - 25 : Evolutions temporelles des spectres d'énergie avec le PZT dans la zone d'impact Z1 état sain E1, puis son évolution pour les différents endommagements (E2 à E5)

On constate que quand l'endommagement croît, ces spectres sont limités en bande passante. Le premier endommagement correspondant à une première encoche, à 12mm n'affecte quasiment pas le spectre. En revanche, la seconde encoche à 24mm se traduit par une nette évolution du spectre, qui conserve néanmoins des harmoniques bien au-delà de 100Hz. Puis, la première charge de la poutre à 10kN présente une signature spectrale avec des harmoniques bien plus basse inférieure à 100Hz. Enfin, la seconde charge à 13 kN induit une déformation permanente importante et la signature et elle aussi revue à la baisse.

En regardant comment les profils changent (amplitude et amortissement des oscillations) avec le stimulus calibré, nous concluons que la perte d'énergie dans les nœuds est due aux défauts dans la structure.

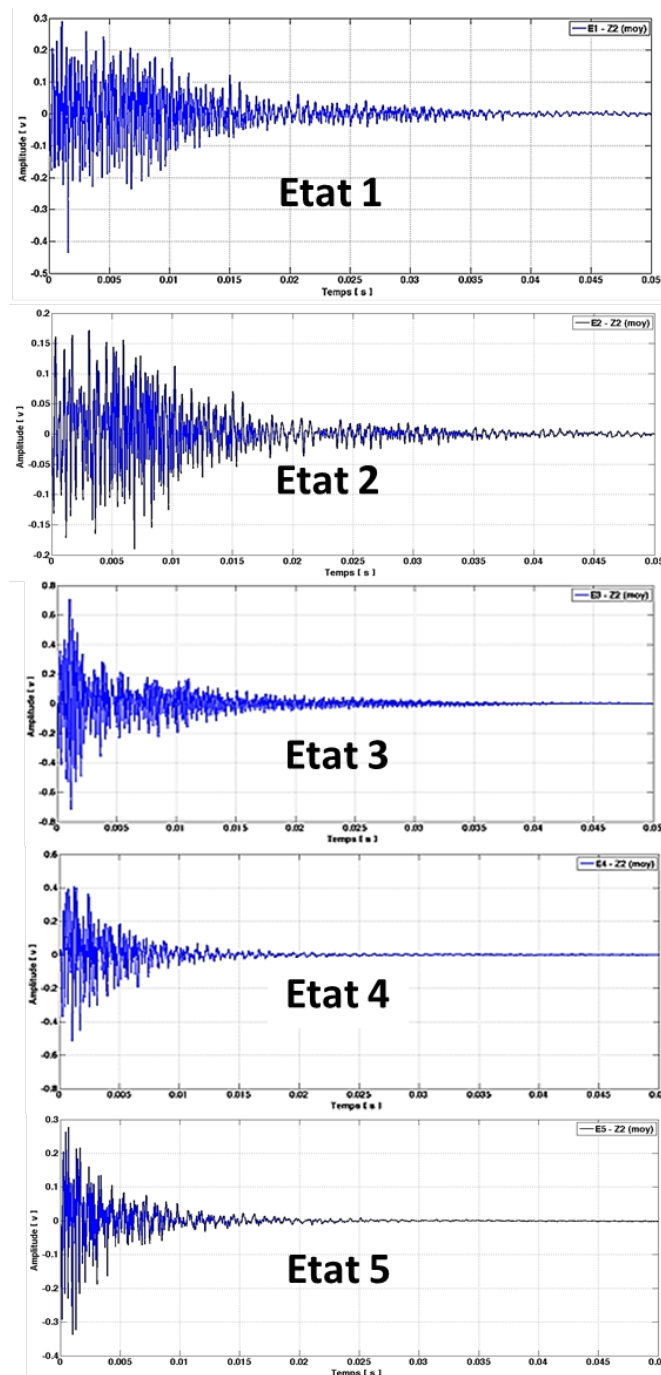


Figure III. - 26 Evolution des réponses temporelles du PZT collé sur plaque d'aluminium au centre de la poutre (Z2), pour des endommagements croissant (E1 à E5)

Lors de cette acquisition au centre, le PZT étant collé sur une plaque d'aluminium, les réponses ne sont pas toujours conformes à nos attentes. Cela peut être imputé à la fonction de transfert mécanique qu'induit l'insertion de cette plaque d'aluminium.

Les réponses impulsionnelles (Cf. Fig.II.22) mesurées dans la zone 3 présentent le même comportement que dans la zone 1.

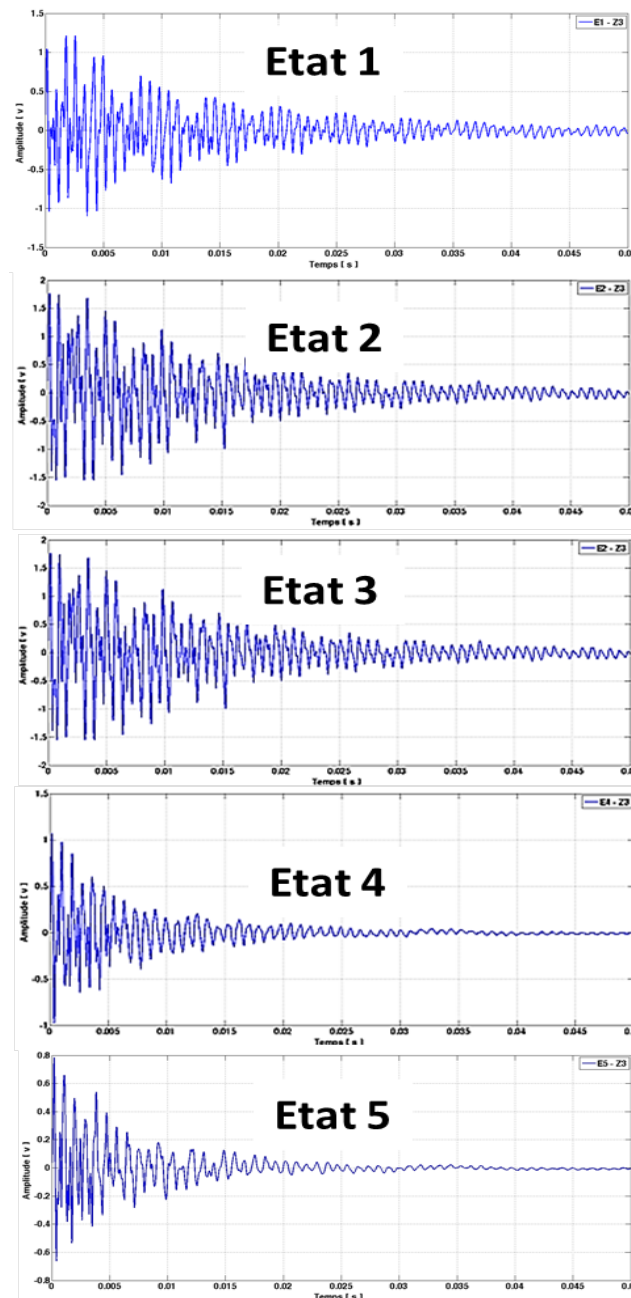


Figure III. - 27 : Evolution des énergies mécaniques en Z3

A présent, nous pouvons établir par le calcul les énergies mécaniques des zones 1 et 3, et en fonction de l'état d'endommagement. Bien évidemment, le calcul correspondant à la Zone 2 est faussé par la présence de la plaque d'aluminium et n'y figure pas.

Quantités d'Energie Mécanique E_m (J)		
Cycle d'endommagement	Z1	Z3
Etat 1	23.49	11.77
Etat 2	31.90	30.80
Etat 3	19.38	18.54
Etat 4	4.68	4.95
Etat 5	1.80	2.40

Tableau III. 5 : Evolutions des Energies Mécaniques lors du cycle d'endommagements

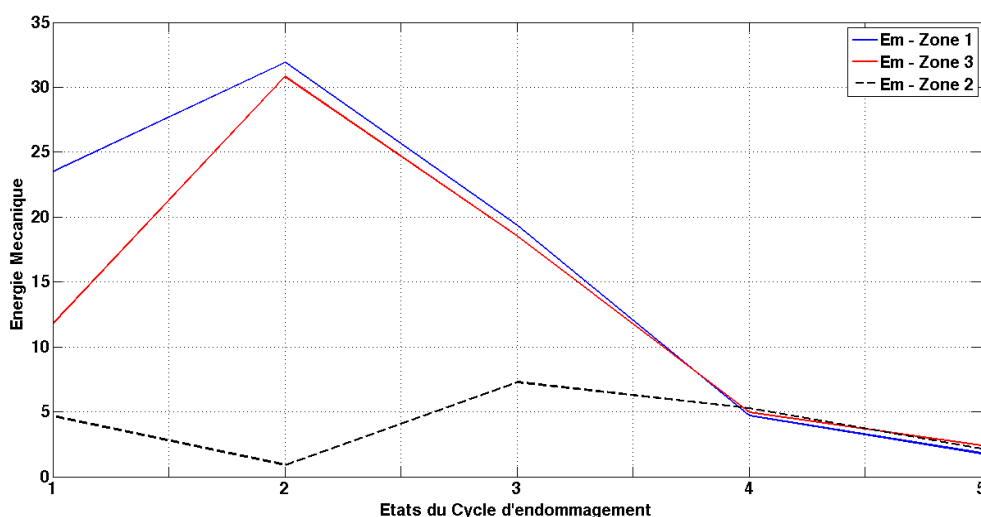


Figure III. - 28 : Evolutions dans les 3 zones de l'énergie mécanique avec l'endommagement

L'évolution de l'énergie mécanique avec l'état d'endommagement des zones Z1 et Z3 sont très semblables (Cf. Fig.III.23) et se traduit par une diminution de l'énergie mécanique transmise avec l'augmentation de l'endommagement. En revanche, sur le tracé correspondant à la zone Z2, la réponse est plus faible lors des 2 premiers endommagements (encoches 12 et 24 mm), puis se conforme avec celle des zones 1 et 3.

3.7 METHODE 2 : EXTRACTION DU TAUX D'AMORTISSEMENT COMME SIGNATURE DU SUIVI DE L'ETAT DE SANTE

Cette méthode est connue par les spécialistes en acoustique, qui s'intéressent aux décroissements logarithmiques dues au frottement interne dans certaines structures. Il est d'usage de caractériser ce phénomène de dissipation dans le matériau bois, en vibrations longitudinales ou transversales[10][11][12].

Le calcul du coefficient d'amortissement ζ peut être mené à partir de la réponse sous-amortie $R\text{-}SsA$ ($0 < \zeta < 1$). Appliquons la méthode du « *décément logarithmique* » sur les impulsions, défini par :

$$\delta = \ln \frac{A(t_n)}{A(t_n + T_1)} \quad \text{Equ. - III. 24}$$

où $A(t_n)$ et $A(t_n + T_1)$ représentent les amplitudes des oscillations aux instants t_n et $(t_n + T_1)$.

Dans notre cas d'étude, la multiplicité des harmoniques générés lors du choc métal direct (AcC) sur le béton impose un choix à automatiser des positions $A(t_i)$ étant donnée les amplitudes des oscillations ne sont pas toujours décroissantes entre les périodes. Néanmoins en appliquant une FFT on peut déduire la valeur de la fréquence (déjà démontré 1250Hz dans notre cas) la plus dominante pendant les 50 ms de durée de la réponse impulsionnelle.

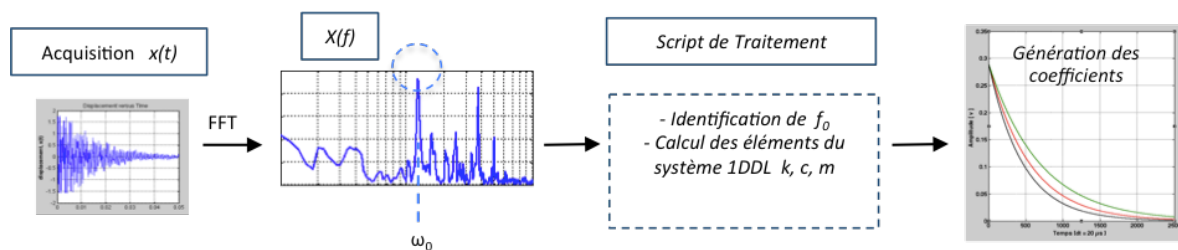


Figure III. - 29 Méthode de calcul de ζ coefficient d'amortissement

Sur l'exemple de la figure III.25, la deuxième amplitude qui correspondrait au même harmonique doit se retrouver au-delà des 0.8 ms ; aussi un algorithme de fenêtrage a été mise en œuvre pour repérer la suite des amplitudes correspondant au multiple de la fréquence principale.

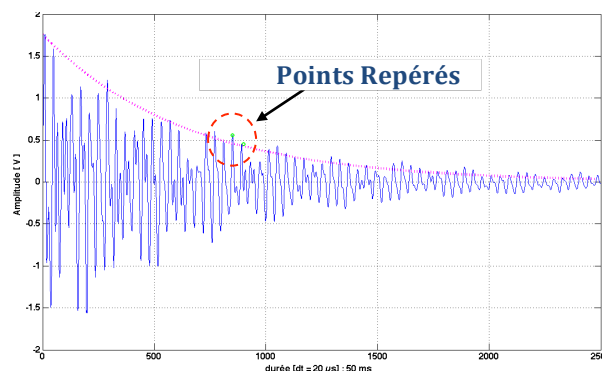


Figure III. - 30 : Décément logarithmique dans la zone Z1 à l'état 1

A partir du décrément logarithmique δ on identifie le taux d'amortissement ζ pour les cas des systèmes sous-amortis selon la relation :

$$\zeta = \frac{\delta}{\sqrt{(2\pi)^2 + \delta^2}} \quad \text{Equ. - III. 25}$$

Validons l'algorithme de traitement mis en place sur l'exemple théorique de la figure III.24 décrit par l'équation :

$$x(t) = Ae^{-\zeta t} \cos \omega_0 t \quad \text{Equ. - III. 26}$$

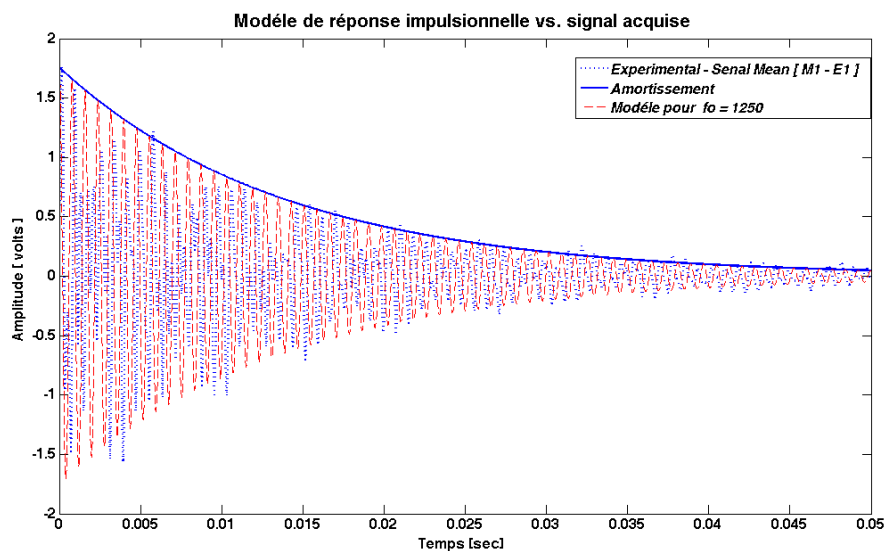


Figure III. - 31 : Validation du calcul du coefficient d'amortissement pour l'état initial (E1)

La recherche de cette enveloppe logarithmique décroissante par une technique automatisée est ici présentée. L'approche de traitement du signal étant validée par cette figure où la réponse expérimentale est couverte par le signal en rouge du modèle calculé à partir de le script proposé.

Focalisons-nous sur la réponse d'un PZT en Zone 2 avec soit un collage direct soit un collage via une interface aluminium. L'excitation étant réalisée par un marteau on la classe de type asynchrone (AcA) selon la nomenclature décrite chapitre 2.

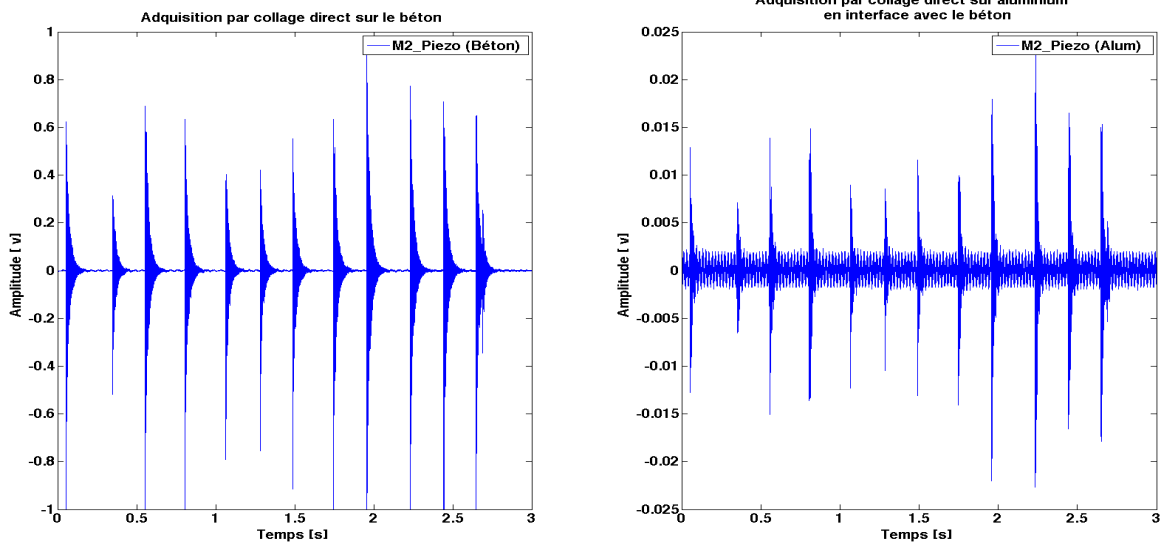


Figure III. - 32 Acquisition sur zone Z2 sur béton et avec interface en aluminium

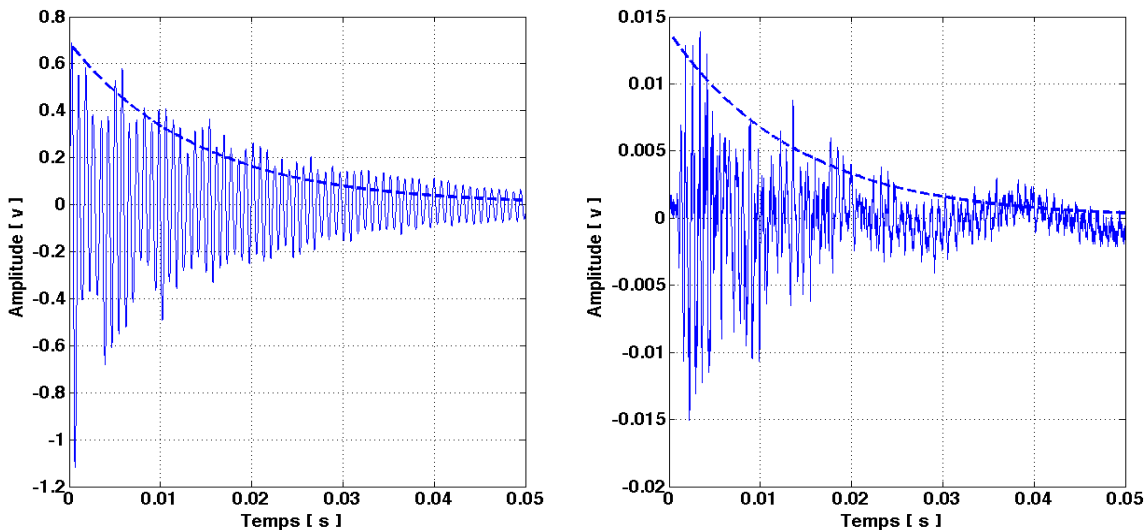


Figure III. - 33 : Calcul du coefficient d'amortissement sur une impulsion

Même si pour cet exemple la variation du coefficient n'est pas visible, le choix des maxima consécutif du décrément logarithmique n'est pas évident de mettre en œuvre. L'influence du bruit sur ce signal ne permet pas donner une grande surface lors l'utilisation de cette méthode. Au-delà de l'atténuation en amplitude, on note que la présence de la plaque aluminium à un effet de filtre, ce que l'analyse par FFT confirme (figure III.28). Nous exploiterons cette observation dans le prochain chapitre consacré à l'étude fréquentielle.

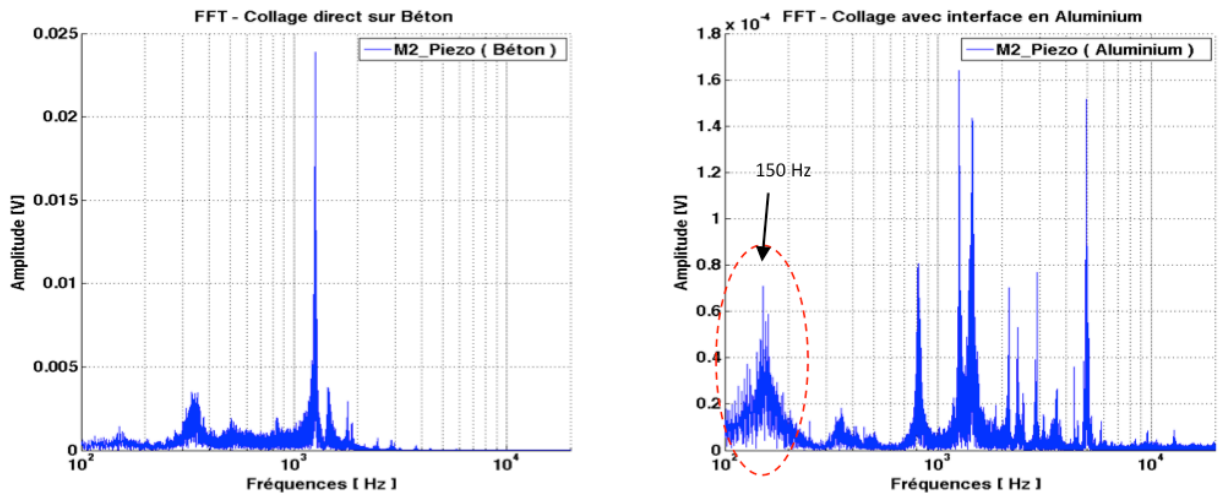


Figure III. - 34 : FFT des réponses a) sans et b) avec aluminium

Cependant, en ayant une acquisition via la plaque d'aluminium, à partir des impacts au marteau piqueur, l'énergie transmise est suffisante pour disposer d'un signal impulsionnel suffisamment riche pour employer la méthode proposée. Pour analyser l'évolution du coefficient d'amortissement, il faut disposer de signaux avec le moins de parasites possible. Dans le cas du collage sur aluminium, la réduction de l'amplitude du signal est compensée par une amplification accrue. A cela s'ajoute que cette plaque métallique favorise la captation de signaux électromagnétique environnement.

On observe clairement la figure III.32 la présence d'un signal parasite à 50Hz (le secteur) et forte amplitude, venant significativement perturber la réponse impulsionnelle. Dès lors, il devient plus délicat d'extraire, de façon automatique et systématique, le coefficient d'amortissement.

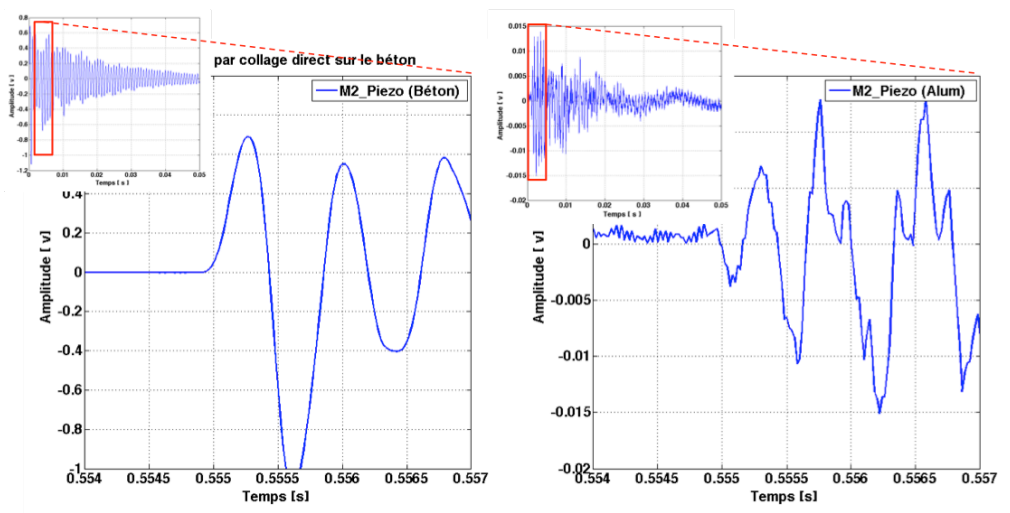


Figure III. - 35 : Détail de la réponse impulsionnelle sur béton a) sans et b) avec aluminium

Nous pouvons remarquer dans la figure III.35 l'évolution des réponses selon l'état de l'endommagement induit dans la structure. On constate que les amplitudes et durées des réponses s'amointrissent avec l'endommagement, alors que nous maintenons l'excitation constante (marteau piqueur).

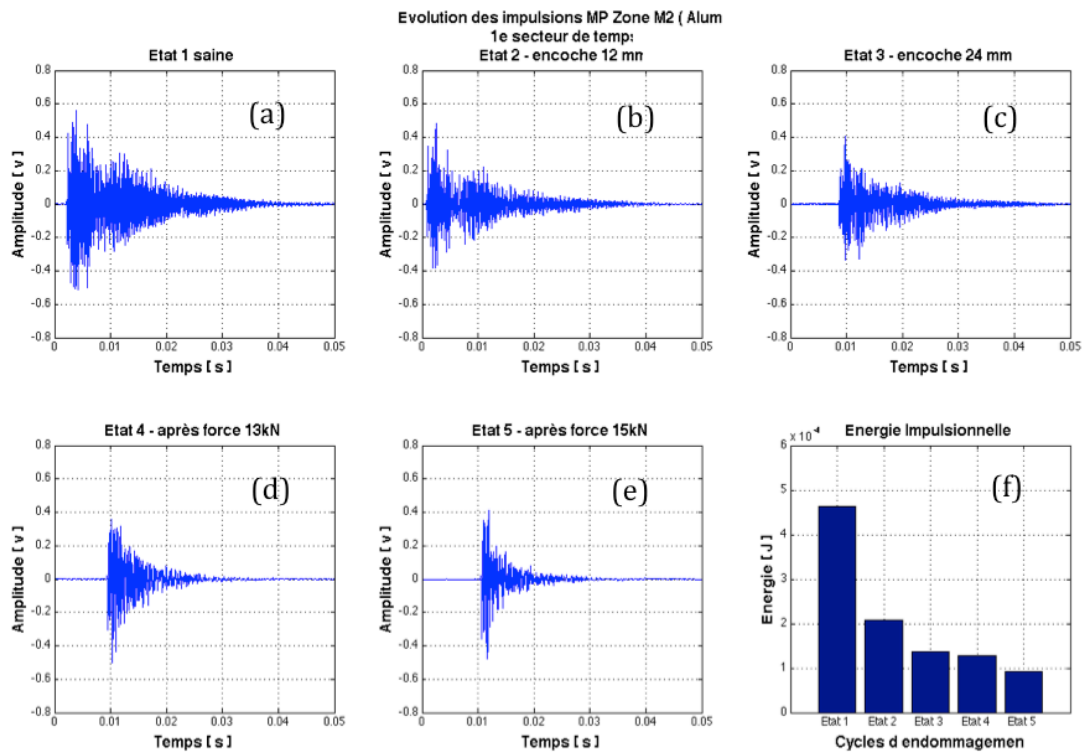


Figure III. - 36 : Evolutions des réponses impulsives selon les états des endommagements induits

Cette figure, où l'évolution de la réponse pendant le cycle d'endommagement est évidente, et sa transduction électrique par le capteur PZT permettent une quantification sur la figure III.35 (f) au cours du cycle d'endommagement.

C'est à partir de cette approche que nous proposons d'appliquer la méthode démontrée dans les figures ci-dessous. Calculons la courbe du décrétement logarithmique pour chacun des états (ETAT_1 jusqu'à ETAT_5).

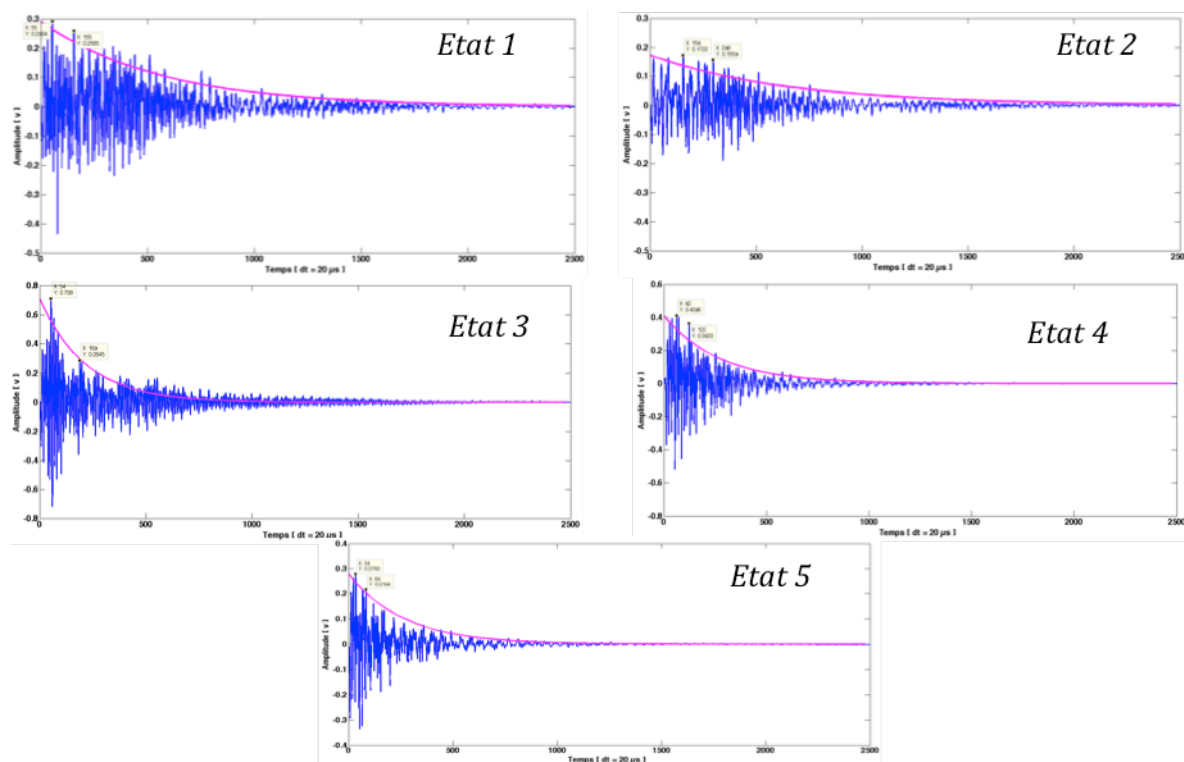


Figure III. - 37 : Evolutions des décroissements logarithmiques avec l'endommagement de la structure

Pour rappel, nous avons démontré que les excitations de notre « impacteur » restaient reproductibles (Cf. figure III.13). Après les phases d'endommagement introduit sur notre éprouvette, nous remarquons que les différents endommagements engendrent une diminution du temps de vibration.

Le temps de la réponse libre est de plus en plus court, ce qui nous amène à conclure que la discontinuité dans la structure, due à l'apparition de fissures lors des endommagements successifs qui impacte le comportement amortie.

On le démontre dans la figure III.32 en faisant une comparaison juste entre l'état initial et le final : (a) ETAT_1 vs. (b) ETAT_5.

Ces images nous dévoilent ce que nous avons déduit visuellement, une variation des paramètres intrinsèques de la structure k , m (*dynamique*) donc C . En revanche, le coefficient d'amortissement qui est lié au matériau, entre 0.02 et 0.15 pour le béton, nous pouvons déduire du décroissement logarithmique un coefficient égal à 0.04 selon nos calculs.

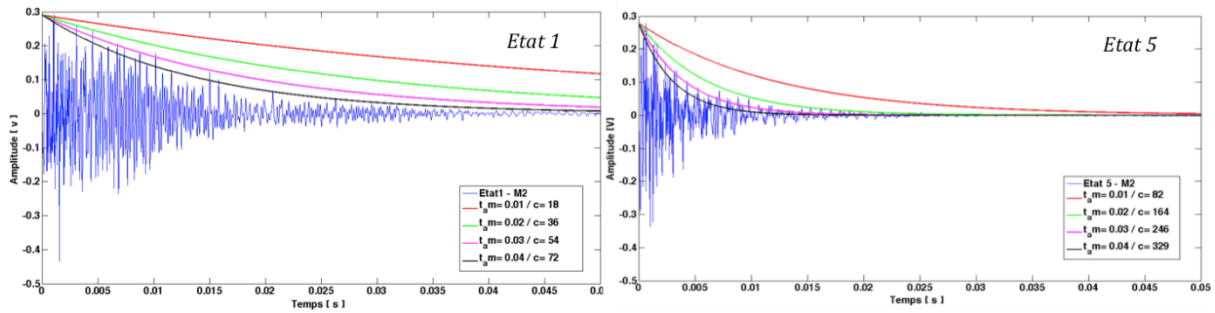


Figure III. - 38 : Comparaison Etat_1 vs. Etat_5 et évolution de l'amortissement C

Les variations des propriétés mécaniques de la structure sont les marqueurs qui alimenteront les algorithmes de détection des défauts que nous développerons.

Le coefficient d'amortissement étant égal à 0.04, car il est propre au béton, il ne change pas dans le cycle de vieillissement, ce que confirme les courbes qui sont montrées ci-après pour chaque réponse libre moyennée avec des acquisitions de 3s.

Ces réponses dans cette zone (Z2) sont un peu « laborieuses à traiter » pour conclure de façon claire et concise. L'évolution des différents états d'endommagement qui ne sont pas si remarquables entre un état et le suivant, ne nous permet pas de donner un avis précis.

En revanche, discriminer un état sain (ETAT1 courbe bleue) d'un état endommagé (ETAT5 courbe rouge) est possible sur ces conditions ici présentées (Figure III.35).

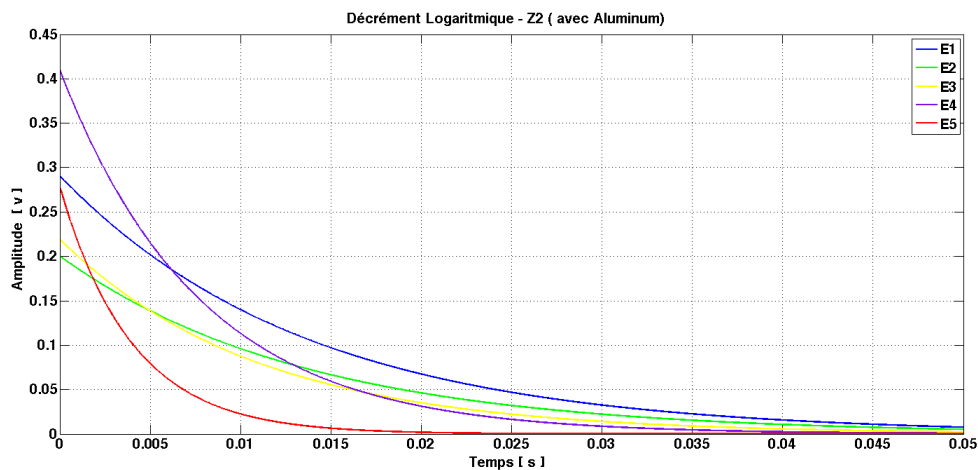


Figure III. - 39 : Evolution du décrétement logarithmique avec le cycle d'endommagement

Le tableau ci-dessous montre la quantité amplitude sur temps [v/s] des amortissements qui varient dès l'état E1, E2, E3, E4 et E5 ; où le rapport entre l'état sain (E1) et l'endommagé (E5) est d'environ 72%.

Etats	E1	E2	E3	E4	E5
Aire	0.0039	0.0027	0.0024	0.0032	0.0011
Diff. %	0	30.76	38.46	17.95	71.79

Tableau - III. 6 : Aire des décroissements logarithmiques lors du cycle d'endommagement de la structure en Z2

Nous pouvons noter comme la variation des valeurs « de pertes » d'énergie augmente avec l'évolution du défaut de la structure. Pour l'état E4 si bien nous trouvons une faible perte par rapport au départ, ce cas n'est pas représentatif du cycle de vieillissement car nous avons trouvé une forte amplitude au début de cette enregistrement qui peut être due à une mauvaise transduction mécanique entre l'outil d'impact et la structure. Malgré cette observation de magnitude au début de l'enregistrement pour cet état E4, on peut voir vers 20ms comment cet amortissement correspond au 4^{ème} plus faible et respecte la progression de vieillissement.

Ces valeurs de taux amortissement vont se maintenir au départ ainsi qu'après endommagement car ils sont intrinsèques à la structure. En revanche l'amortissement dynamique C qui est la valeur liée aux déformations suivies par cette dernière, il varie comme l'illustre la figure III.34, ces marqueurs sont communément utilisées pour la détection des défauts dans les structures[13].

Synthétisons nos observations : nous allons nous conformer avec la possibilité de retrouver un profil des calculs avec la plaque d'aluminium. On observe les courbes d'évolution temporelle des réponses impulsionnelles :

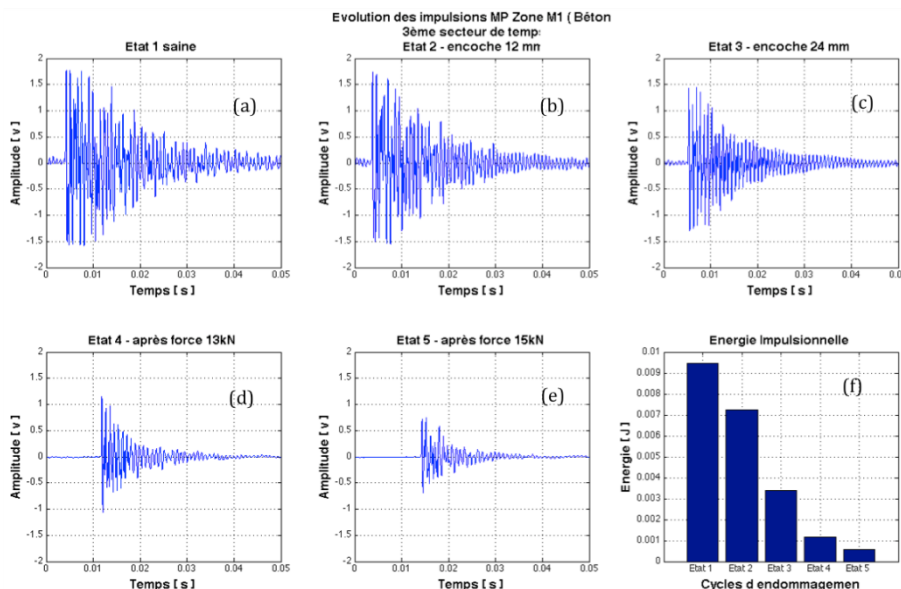


Figure III. - 40 : Evolution des réponses lors du cycle d'endommagement au centre (Z1) et collage direct

Y compris dans le cas avec l'aluminium, nous notons la baisse de quantité d'oscillations dans ces réponses (Cf. figure III.39-f).

Les grandeurs d'amplitude et énergie sont beaucoup plus importantes par rapport au collage avec interface aluminium, rigidifiant la zone de structure où les phénomènes sont observés.

Présentons sur la figure III.40 les courbes d'endommagement calculées pour les différentes réponses impulsionnelles selon l'évolution de ces dernières. Cette évolution du décrétement logarithmique présentée dans la figure II.36, est marquée et attendue. Elle illustre bien la présence de fissures après pression de 10kN, puis de 13kN, sur la structure de (E4 & E5) fait que la chute de cette surface passe d'environ 9% de l'état E3 à presque 72% de l'état E4.

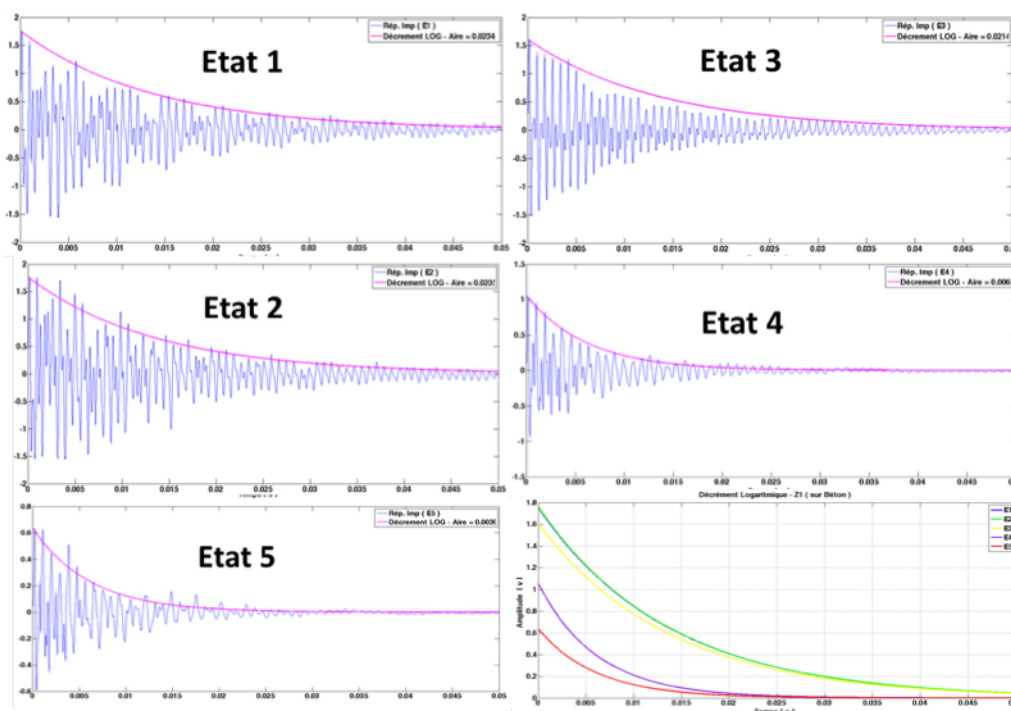


Figure III. - 41 : Evolution du décrétement logarithmique lors du cycle d'endommagement

Observons les résultats portés sur le tableau III.8 ci-dessous, et notons que cette méthode arrive à trouver la variation des encoches dès l'état E3 (encoche à 24 mm) qui est une modification de l'état de la structure.

Etats	E1	E2	E3	E4	E5
Aire	0.0234	0.0235	0.0214	0.0065	0.0039
Diff. %	0	0.42	8.55	72.22	83.33

Tableau - III. 7 : Surface des décrétements logarithmiques lors du cycle d'endommagement de la structure près de la zone d'impact (Z1)

L'efficacité de la méthode de calcul de défaillance par le décrétement logarithmique peut être implantée dans un composant de type PSoC.

Le collage du PZT directement sur le béton apporte une meilleure information sur le développement des ondes dans la surface de la structure, tandis qu'un collage avec l'interface en aluminium apporte une moindre résolution mais permet d'observer des signaux à plus haute fréquence susceptible de plus grande sensibilité aux défauts de faible dimension dans la structure.

Aussi, il faut constater que les amplitudes sont discrétisées pour le collage direct sur le béton et notre échantillonnage à $F_{acq} = 50$ kHz, a pour objectif d'explorer une réponse spectrale allant de quelques Hertz à près de 25kHz. Cette gamme est plus étoffée que celles classiquement explorées.

L'évolution du taux d'amortissement est montrée dans le tableau III.9 et la figure III.36, montre que l'accroissement de l'endommagement s'accompagne d'une augmentation de ζ , et se traduit par des oscillations amorties de plus en plus brèves.

Zone de enregistrement : Z1				
ETAT 1	ETAT 2	ETAT 3	ETAT 4	ETAT 5
73.0141	73.0142	73.0141	161.6825	164.6209

Zone de enregistrement : Z2				
ETAT 1	ETAT 2	ETAT 3	ETAT 4	ETAT 5
73.0173	73.3129	128.2976	147.2219	167.6694

Zone de enregistrement : Z3				
ETAT 1	ETAT 2	ETAT 3	ETAT 4	ETAT 5
71.8583	73.0173	73.0173	161.6812	164.6209

Tableau - III. 8 Evolution du ζ par zone d'enregistrement

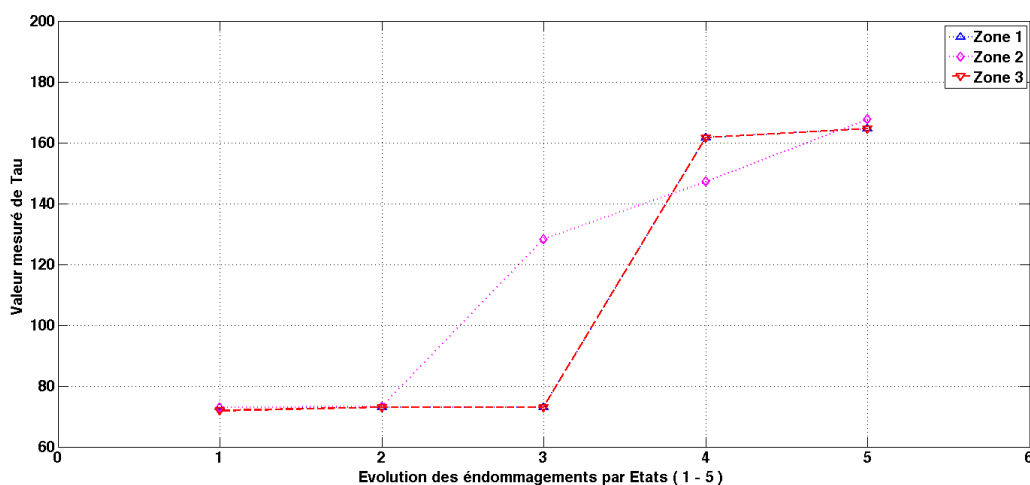


Figure III. - 42 : Représentation de l'évolution du ζ lors du cycle d'endommagement

Notons comme le début des endommagements par encoches (états 1 et 2) la variation du taux d'amortissement reste invariante pour les deux approches, collage sur le béton et avec l'interface d'aluminium. Pour le collage direct, reste invariable jusqu'à le 3^{ème} état d'endommagement, alors que pour l'aluminium détecte désormais ce changement !!!

Mais, ces marqueurs seuls ne sont pas représentatifs des degrés des endommagements. En conséquence, dans le paragraphe suivant, nous allons proposer développerons une méthode différente et complémentaire.

3.8 CONCLUSIONS

Les méthodes d'analyses proposées ici se sont basées sur la réponse libre aux chocs engendrés par les outils de stimulation représentant le trafic routier. Les impacts engendrés par l'outil de frappe « *le marteau piqueur* » (cf. chapitre 2) offrent un transfert d'énergie assez important pour exciter les modes propres de la structure en béton armé. Cependant, cette énergie, est absorbée très rapidement par les éléments de la structure du matériau hétérogène qu'est le *béton armé*.

Le profil de cette réponse vibratoire est un sinus amorti. Aussi, la réponse est de type sous-amortie et l'amortissement est pondéré par le poids de la composante longitudinale. Ces harmoniques calculées dans les trois zones d'étude (*Z1, Z2, Z3*) montrent que la zone 2 qui est « libre en flexion » présente une meilleure transduction des vibrations (avec risque de saturation) que les zones 1 et 3 qui sont en appui.

Le *mode propre longitudinal - 1^{er} mode*, correspond au pic *fondamental*, il s'exprime de la même façon dans les trois zones. En revanche, dans le spectre de la zone 2, nous ne retrouverons pas le 1^{er} harmonique (deuxième mode propre), qui apparaît dans les spectres des zones *Z1* et *Z3*.

Cette confirmation de pouvoir interpréter les signaux comme un système à 1-DDL, nous permet de prélever des marqueurs de cette équation de deuxième ordre en exploitant coefficient d'amortissement.

Nous avons ainsi, fait une étude de la quantification et correspondance d'un train d'impulsions d'une période d'acquisition sur trois secondes. A la question, une ou plusieurs impulsions, moyennées ou pas, nous avons étudié les conséquences pour démontrer qu'il suffit d'un seul impact pour exciter tous les harmoniques d'ordre supérieur dans le domaine spectral qui sera exploité dans le chapitre suivant.

Dans ce qui concerne l'analyse de l'amortissement global, la fragilité de la structure se traduit par une perte d'énergie des ondes mécaniques qui se propagent. Le temps de la réponse libre est de plus en plus court, ce qui nous amène à conclure que la discontinuité dans la structure, due à l'apparition de fissures lors des endommagements successifs, impacte l'amortissement.

D'autre part nous avons démontré que le collage du PZT directement sur le béton apporte une meilleure information sur le développement des ondes dans la surface de la structure, tandis qu'un collage avec l'interface en aluminium apporte une moindre résolution mais permet d'observer des signaux à plus haute fréquence susceptible de plus grande sensibilité aux défauts de faible dimension dans la structure.

Nous avons aussi proposé une méthode d'analyse statistique et nous avons observé (sans savoir le démontrer) que *l'écart type* peut être un témoin de fragilité en exploitant les réponses impulsionnelles temporelles.

3.9 BIBLIOGRAPHIE

- [1] C. Lananne, *Random Vibration: Mechanical Vibration and Shock Analysis*, Second. 2009.
- [2] E. Simiu and R. Scanlan, *Wind effects on structures*, 3rd ed. Jh. New York, 1996.
- [3] C. Lalanne, *Vibrations et Chocs Mécaniques: Analyse Pratique des Mesures*, Hermes Sci. Paris, 2004.
- [4] S. Chakrabartty and N. Lajnef, "Infrasonic power-harvesting and nanowatt self-powered sensors," *Proc. - IEEE Int. Symp. Circuits Syst.*, pp. 157–160, 2009.
- [5] V. Denoël and H. Degée, "Analysis of linear structures with non linear dampers," 2002.
- [6] A. W. Phillips and R. J. Allemang, "Structural Dynamics, Volume 3," vol. 3, pp. 499–518, 2011.
- [7] R. J. Allemang, A. W. Phillips, and R. Associate, "The Impact of Measurement Condensation and Modal Participation Vector Normalization on the Estimation of Modal Vectors and Scaling," *Int. J.*
- [8] J. Jia, *Essential of Applied Dybamic Analysis*. 2014.
- [9] J. V. José and E. Satelan, *Classical Dynamics: A Contemporary Approach*. 1998.
- [10] D. Ouis, "Vibrational and accouistical experiments on logs of spruce," *Wood Sci. Technol.*, no. 33, pp. 151–184, 1999.
- [11] P. A. Bordonné, "Module dynamique et Frottement Intérieur dans le Bois, Mesures sur Poutres Flottantes en Vibrations Naturelles," Institut National Polytechnique de Lorraine, 1989.
- [12] R. . Pellerin, "Vibrational Acpproach to Nondestructive Testing of Structural Lumber," *For. Prod. J.*, vol. 13(3), pp. 93–101, 1965.
- [13] a. K. Pandey, M. Biswas, and M. M. Samman, "Damage detection from changes in curvature mode shapes," *J. Sound Vib.*, vol. 145, no. 2, pp. 321–332, 1991.
- [14] I. Elishakoff, *Random Vibration*, vol. 41. 1988.
- [15] R. B. W. Heng and M. J. M. Nor, "Statistical analysis of sound and vibration signals for monitoring rolling element bearing condition," *Appl. Acoust.*, vol. 53, no. 1–3, pp. 211–226, 1998.

- [16] V. Jussila, Y. Li, and L. Fülöp, "Statistical analysis of the variation of floor vibrations in nuclear power plants subject to seismic loads," *Nucl. Eng. Des.*, vol. 309, pp. 84–96, 2016.
- [17] E. . HAUGEN and J. A. HRITZ, "A re-definition of endurance life design strength criteria by statistical methods," in *Proceedings of the Air Force Conference on Fatigue and Fracture of Aircraft Structures and Materials*, pp. 685–697.
- [18] C. Chistian, "Evaluation dynamique des ponts. Rapport de synthèse de l'opération de recherche," Paris, 2003.
- [19] J. T. Foley, M. B. Gens, and F. Magnuson, "Current predictive models of the dynamic environment of transportation," in *Proceedings of the Institute of Environmental Sciences*, pp. 71–162.
- [20] M. ABRAMOWITZ, *Handbook of Mathematical Functions*, Dover Publ. New York, 1970.
- [21] A. Preumont, *Vibrations aléatoires et analyse spectrale*. Bruxelles: Presses Polytechniques, 1990.

CHAPITRE 4 :

**Identification d'une signature
fréquentielle et son évolution avec la
dégradation de la structure**

CHAPITRE 4

Identification d'une signature fréquentielle et son évolution avec la dégradation de la structure

4.1 INTRODUCTION

Nous avons observé dans le chapitre précédent que la reconstitution du spectre du signal reçu par un capteur piezo pouvait être source d'informations. Dans ce chapitre, nous allons rechercher un ou des marqueurs dans le contenu fréquentiel et valider leur reproductibilité avant d'observer si changement il y a suite à dégradation de la structure hétérogène.

La méthode de résolution la plus couramment utilisée en dynamique des structures est la méthode de superposition modale[1][2][3] qui selon la nature des modes propres utilisés peut se subdiviser en deux classes:

- la première classe regroupe les structures à amortissement élevé et nécessite l'utilisation des modes propres complexes ;
- la seconde concerne les structures faiblement amorties où les modes propres réels sont employés et nos travaux adressent ce type de structures.

Pour l'analyse spectrale d'un signal numérisé, on utilise la *Transformée de Fourier Discrète - TFD* ; définie par le tableau unidimensionnel $x(n)$ est :

$$TFD(x) : k \rightarrow X[k] = \sum_{n=0}^{N-1} x[n] e^{-2i\pi k \frac{n}{N}}$$

Equ. IV. 1

Où la variable k correspond à une fréquence spécifique.

La relation entre l'espace des temps et l'espace des fréquences est donnée par :

$$\Delta f = \frac{f_{ech}}{N} = \frac{1}{\Delta t \cdot N} = \frac{1}{T}$$

Equ. IV. 2

Avec : Δf pas fréquentiel
 Δt période d'échantillonnage
 f_{ech} fréquence d'échantillonnage
 N nombre de points de l'enregistrement
 T durée de l'enregistrement

En pratique, la transformée de Fourier discrète TFD est souvent appelée FFT, abréviation de *Fast Fourier Transform* : c'est un algorithme qui optimise le nombre d'opérations pour le calcul de cette transformée[4].

Reprenons la modélisation d'une poutre en simple appui de la figure IV. 1 :



$$\left\{ \begin{array}{l} X(0) = 0 \\ X''(0) = 0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} X(l) = 0 \\ X''(l) = 0 \end{array} \right.$$

Figure IV. - 1 : Conditions aux limites pour la poutre simplement supportée

Ce cas ou la poutre est supportée à ses extrémités conduit à l'expression analytique suivante[5].

Pour $x=0$:

$$\left. \begin{array}{l} X(0) = 0 \Rightarrow C_2 + C_4 = 0 \\ X''(0) = 0 \Rightarrow \beta^2(-C_2 + C_4) = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow C_2 = C_4 = 0$$

Equ. IV. 3

Pour $x=l$:

$$\left. \begin{array}{l} X(l) = 0 \Rightarrow C_1 \sin \beta l + C_3 \sinh \beta l = 0 \\ X''(l) = 0 \Rightarrow \beta^2[-C_1 \sin \beta l + C_3 \sinh \beta l] = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \sin \beta l = 0$$

Equ. IV. 4

Les solutions sont donc

$$\beta_n l = n\pi$$

avec $n = 1, 2, 3, \dots$; aussi le déplacement peut alors s'exprimer selon:

$$w(x,t) = \sum_{n=1}^{\infty} (A_n \sin \omega_n t + B_n \cos \omega_n t) \sin \frac{n\pi x}{l}$$

Equ. IV. 5

$$\omega_n = \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A}}$$

Equ. IV. 6

La figure IV.2 illustre les différents modes propres de la poutre[6][7].

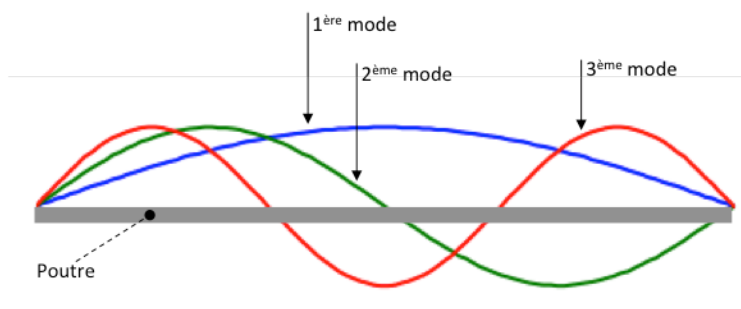


Figure IV. - 2 : Premières déformées modale de la poutre simplement supportée

Ainsi, lorsqu'une structure est sollicitée mécaniquement avec une force d'intensité sinusoïdale à la pulsation ω , ses *Modes Propres* sont plus ou moins excités : un *champ vibratoire* est créé par la superposition de tous les modes (Cf. Fig IV.3) où la contribution de chacun dépend des facteurs suivants [8][9] :

- la force modale généralisée du mode, donc de la position de la force d'excitation,
- de la proximité entre la pulsation naturelle d'un mode et celle de l'excitation.

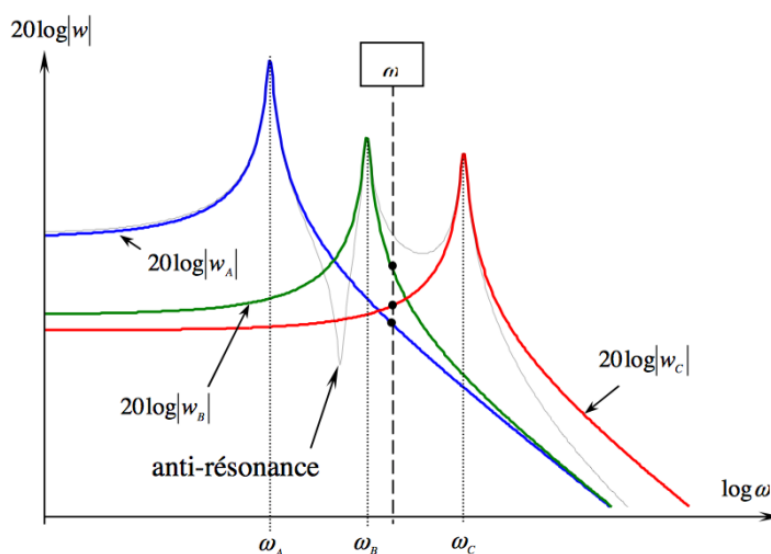


Figure IV. - 3 : Réponse harmonique totale de 3 modes

4.2 FONCTION DE REPONSE EN FREQUENCE

Représentons le système à modéliser par le diagramme suivant (Cf. Fig.IV.4), avec les composantes temporelles et fréquentielles où $F(\omega)$ est la force d'entrée en fonction de pulsation ω ; $H(\omega)$ est la fonction de transfert et $X(\omega)$ est la fonction de réponse du déplacement[10][11][12].

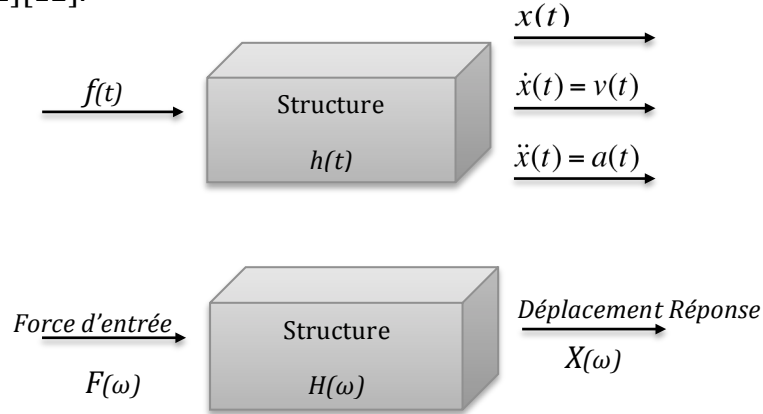


Figure IV. - 4 : Modèle de la Fonction de Réponse en Fréquence

Le tableau ci-après résume plusieurs *Fonctions de Réponse en Fréquence* (FRF) pouvant être définies pour caractériser le comportement vibratoire de la structure mécanique.

Compliance ou réceptance dynamique. <i>Son inverse est la raideur dynamique</i>	Réceptance	$H(\omega) = \frac{\ddot{x}(\omega)}{f(\omega)}$	$\left[\frac{m}{N} \right]$
Mobilité ou admittance. <i>Son inverse est l'impédance</i>	Mobilité	$M(\omega) = \frac{\dot{x}(\omega)}{f(\omega)} = i\omega H(\omega)$	$\left[\frac{m}{N} \right]$
Accélération ou Inertance. <i>Son inverse est la masse dynamique</i>	Inertance	$A(\omega) = \frac{\ddot{x}(\omega)}{f(\omega)} = -\omega^2 H(\omega)$	$\left[\frac{m}{N} \right]$

Tableau IV. 1 : Principales FRF - *Fonctions de Réponse en Fréquence*

On peut ainsi exprimer les équations analytiques selon:

- Réceptance

$$\left| \frac{X(\omega)}{F(\omega)} \right| = \left[\frac{1}{m} \right] \left[\frac{1}{\sqrt{(\omega_n^2 - \omega^2)^2 + (2\xi\omega\omega_n)^2}} \right]$$

Equ. IV. 7

$$\Phi = \arctan \left[\frac{2\xi\omega\omega_n}{\omega_n^2 - \omega^2} \right] \quad \text{Equ. IV. 8}$$

• Mobilité

$$\left| \frac{V(\omega)}{F(\omega)} \right| = \left[\frac{1}{m} \right] \left[\frac{\omega}{\sqrt{(\omega_n^2 - \omega^2)^2 + (2\xi\omega\omega_n)^2}} \right] \quad \text{Equ. IV. 9}$$

$$\theta = \arctan \left[\frac{-\omega_n^2 + \omega^2}{2\xi\omega_n} \right] \quad \text{Equ. IV. 10}$$

• Inertance

$$\left| \frac{A(\omega)}{F(\omega)} \right| = \left[\frac{1}{m} \right] \left[\frac{-\omega^2}{\sqrt{(\omega_n^2 - \omega^2)^2 + (2\xi\omega\omega_n)^2}} \right] \quad \text{Equ. IV. 11}$$

$$\alpha = -\pi + \arctan \left[\frac{2\xi\omega_n}{\omega_n^2 - \omega^2} \right] \quad \text{Equ. IV. 12}$$

Illustrons les diagrammes d'amplitude et de phase (Cf. Fig. IV.5) de ces trois principales caractéristiques du mouvement vibratoire, où nous avons calculées ces dernières à partir des spécifications suivantes d'un système à un degré de liberté avec :

$$m = 1\text{kg}, \quad f=100 \text{ Hz}, \quad \xi=0.05, \quad k=3.948e+5 \text{ N/m}$$

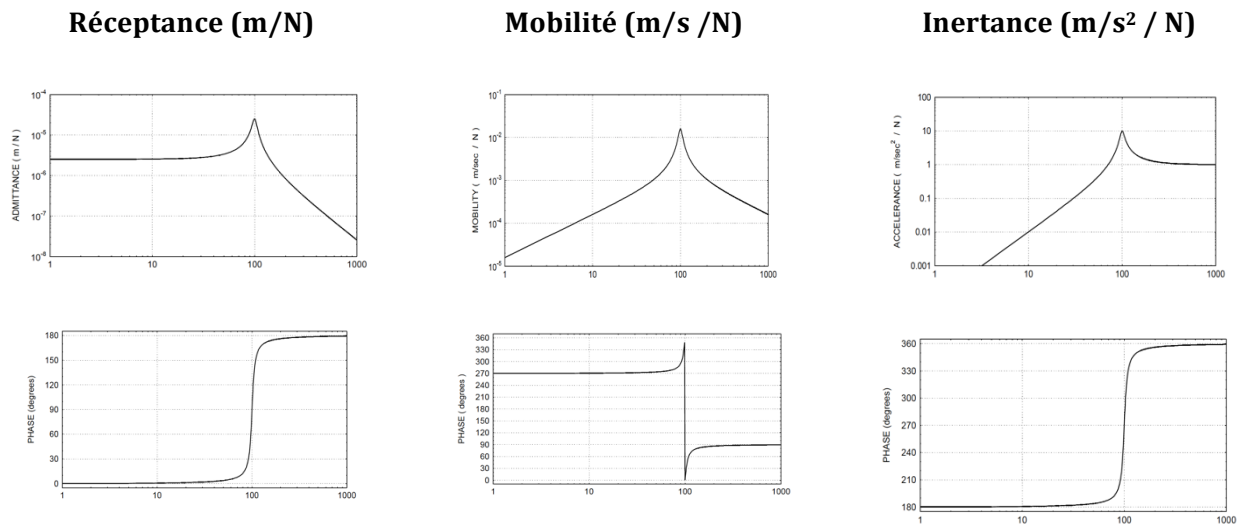


Figure IV. - 5 : Réponses d'un système simplifié à 1DDL

4.3 LA REPRODUCTIBILITÉ DES REPONSES SPECTRALES

Avant de rechercher des paramètres révélateurs de défauts à l'aide d'une représentation spectrale et sachant que nos excitations mécaniques (impacts au marteau) ne sont pas calibrées, nous procédons à un « moyennage » sur 6 acquisitions dans une journée (6 acq./jour), puis nous observons les écarts des spectres calculés à partir de mesures sur 5 jours successifs (5 jours x (6acq./jour)), ce qui nous fait un total de 30 acquisitions moyennées.

La comparaison des réponses spectrales est présentée sur la figure IV.6 et ce pour les trois zones d'acquisition. Enfin, l'excitation mécanique, correspondant à un impact du marteau, est effectuée à l'extrémité de la poutre sur la section et cette excitation sera qualifiée par la suite **d'excitation longitudinale**.

Dans un premier temps, on voit clairement apparaître un premier mode prépondérant dont le fondamental (F_0) est à une fréquence d'environ 1260Hz. Même si nous avons limité nos marqueurs (traits en orange) aux neuf premiers harmoniques ($10F_0$), ils sont présents jusqu'en « bout » de spectre à 20kHz.

Cette visualisation montre également l'incidence du positionnement des transducteurs piézoélectriques. En effet, comme l'illustre la figure IV.2, on s'attend à une absence de signal du mode propre d'ordre 2 sur la Zone 2. Sans être totalement absent, ce dernier est de très faible amplitude comparé aux signaux des zones 1 et 3. Il en va de même pour le mode d'ordre 4.

Enfin, ce spectre présente (Cf Fig. IV.6) aussi d'autres pics de moindres amplitudes, comparé à ceux du mode longitudinal, correspondant à d'autres modes transverses.

Ce suivi des pics peut être qualifié répétable et reproductible car les moyennes journalières (moyenne sur 6 acquisitions) mesurées sur 5 jours consécutifs sont très semblables. Notre système d'instrumentation permet l'identification des fréquences correspondant aux différents modes que nous appellerons par la suite **fréquences modales**. En témoigne la mesure des dix premiers harmoniques d'ordre supérieur, reportés sur le tableau IV. 2 et illustrés sur la courbe de la figure IV.7.

	F0	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	H8	H9	H10
Z1	1258	2461	3792	5159	6157	7418	8969	10290	11250	12510	13680
Z2	1268	-	3786	-	6250	7416	8969	10290	11200	12490	13790
Z3	1265	2528	3768	5164	6233	7399	8983	10250	11190	12490	13710

Tableau IV. 2 : Fondamental et Harmoniques des réponses fréquentielles selon zone d'acquisition

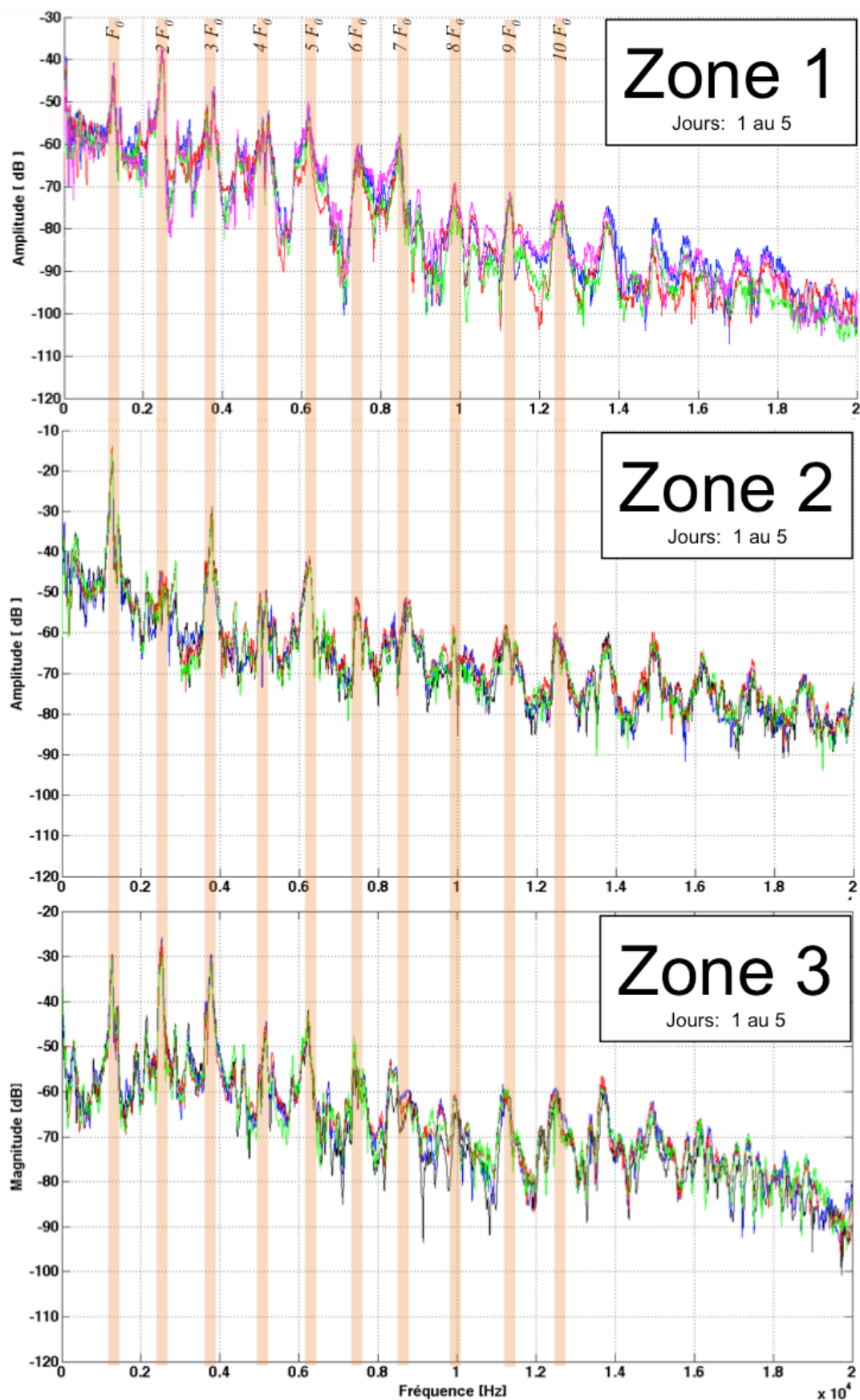


Figure IV. - 6 : Spectres des signaux des capteurs PZT des zones Z1, Z2 et Z3

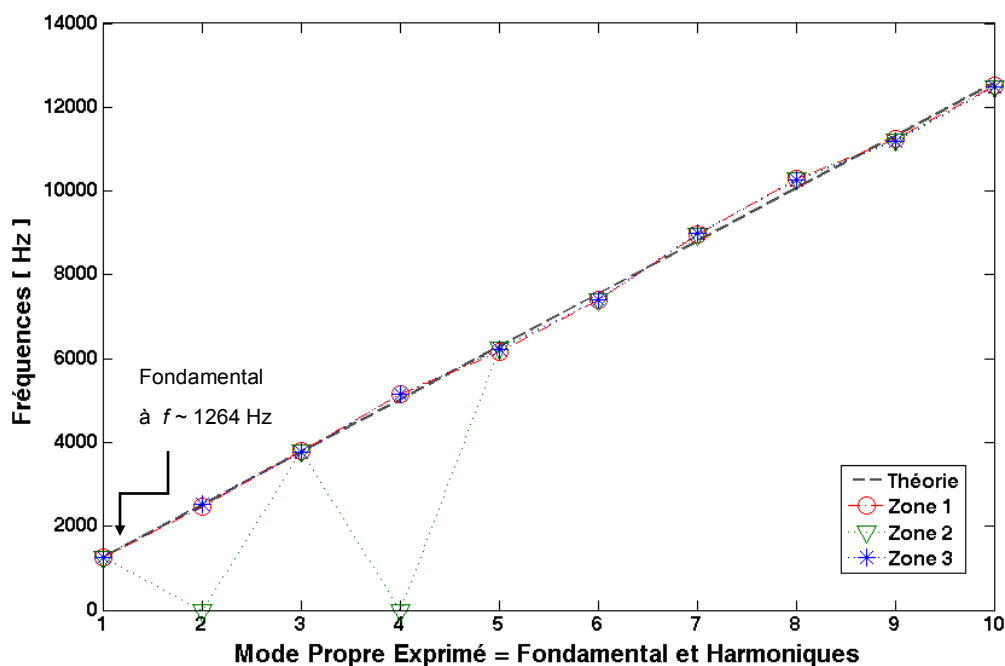


Figure IV. - 7 : Suivi des harmoniques pour les trois zones d'acquisition

On peut apprécier le bon accord entre les courbes des harmoniques mesurées sur les trois zones (Z1, Z2 & Z3) et la droite correspondant au multiple du fondamental (pointillé grise).

Nous pouvons noter dans nos graphiques « moyennés » l'absence de modes : 2^{ème} et 4^{ème} au centre de la structure (Z2). Cette sensibilité au positionnement, nous invite à ne pas se limiter à un seul point d'acquisition, mais au contraire, accroître ce nombre de points à deux ou même trois et être en mesure de détecter un mode même si un des capteurs est positionné sur un nœud de vibrations mécaniques.

De plus, nous sommes capables de bien identifier le dixième harmonique, et même le quinzième. Cette remarque nous rassure car pour détecter une faible dérive fréquentielle du fondamental de quelques Hertz, cette même dérive se traduira par des dizaines de Hertz sur ce dixième harmonique plus aisée à mesurer même avec une faible résolution fréquentielle.

4.4 LE RAPPORT SIGNAL SUR BRUIT - SNR

Notre objectif est d'identifier un ou plusieurs marqueurs sensibles à l'endommagement à l'aide de cette analyse fréquentielle. Le rapport signal sur bruit, que l'on notera SNR, est la première référence de qualité des signaux. Dans ce point nous proposons faire une analyse sur deux fenêtres d'acquisition, 50 ms et 3 s, soit 2500 points et 150000 points respectivement.

Pour comparer les spectres, on a procédé à réaliser un enregistrement sans excitation mécanique (spectre rose). Ce spectre a été généré à partir d'une acquisition de 3 secondes en absence d'excitation. Dans le cas sous excitation mécanique, le spectre correspondant est en bleu, les impacts répétés induits par l'outil de stimuli (marteau piqueur) avec une cadence de vingt coups par seconde. Les spectres correspondant sont illustrés sur la figure IV.8.

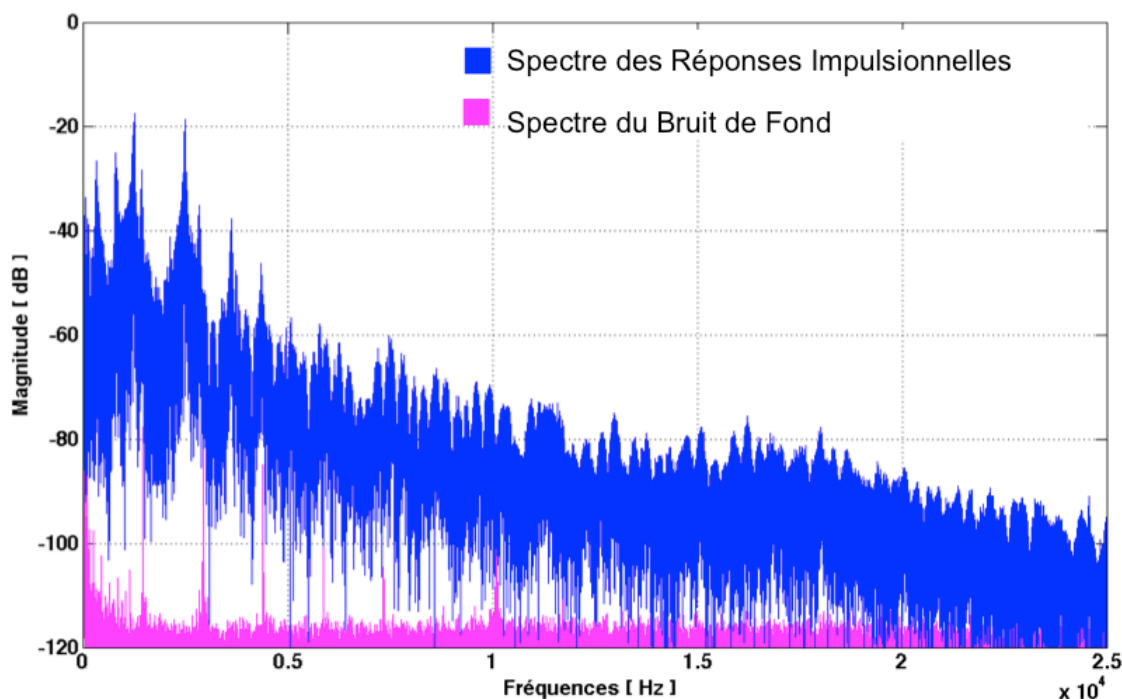


Figure IV. - 8 : Signal et bruit de fond d'une acquisition de 3s

Cette acquisition sur trois secondes donne, après transformée de Fourier, un pas fréquentiel de $\Delta F=0.33\text{Hz}$ et cette bonne résolution fréquentielle sera mise à profit pour « traquer » d'éventuelles dérives de fréquence des modes propres.

On constate clairement sur le spectre en rose, correspondant au bruit de fond, reste pendant toute la bande de fréquence d'analyse bien inférieur à celui du signal avec excitation mécanique (en bleu). De plus, en l'absence d'excitation mécanique délibérée, la structure est quand même soumise à des vibrations du sol du bâtiment que nous qualifierons de bruit environnemental (bruit sismique et vibrations mécaniques des équipements dans le bâtiment).

Si faible soit-il, ce bruit environnemental excite la poutre et est observé par les PZT au travers de fréquences modales distinctes de celles prépondérant sur le spectre correspondant à une excitation longitudinale. Afin de quantifier le bruit présent dans le signal, une acquisition sur les transducteurs en absence de stimulation sur la poutre pendant 3s est présentée sur la Figure IV.9.

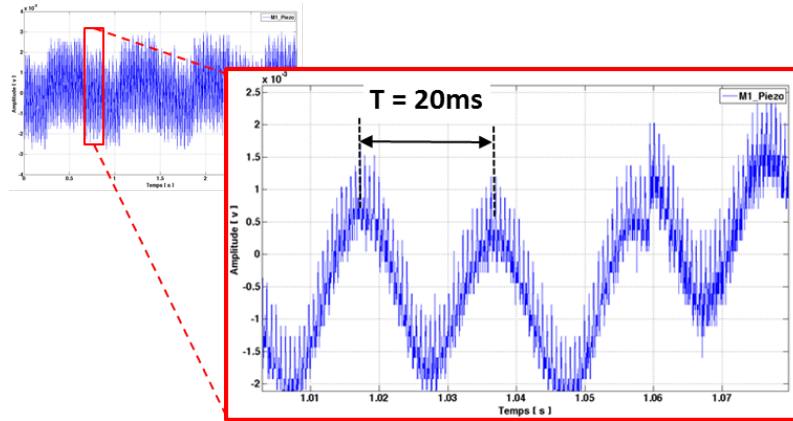


Figure IV. - 9 : Acquisition de 3s sans stimulation mécanique pour évaluer le bruit de fond

Le niveau du bruit présente une composante sinusoïdale d'environ 3mV d'amplitude et une période de $T=20\text{ms}$. Il s'agit de signaux parasites correspondant au rayonnement électromagnétique du secteur électrique à une fréquence de $F = 1/T = 50\text{Hz}$. Comme dans le chapitre 3, souhaitant limiter le nombre de points à acquérir puis traiter, étudions l'effet du « moyennage » du signal pour vérifier s'il est bien nécessaire d'exploiter les ~ 55 impulsions acquises en 3 secondes ou si une seule impulsion sur 50ms suffit.

Certes on réduit significativement le nombre de points à stocker, mais on dégrade la résolution fréquentielle en passant de $\Delta f=0,33\text{Hz}$ à 20Hz rendant par la suite délicat le suivi des dérives fréquentielles. Analysons sur la figure IV.10 les spectres pour évaluer l'influence de la durée d'acquisition (3s et de 50 ms).

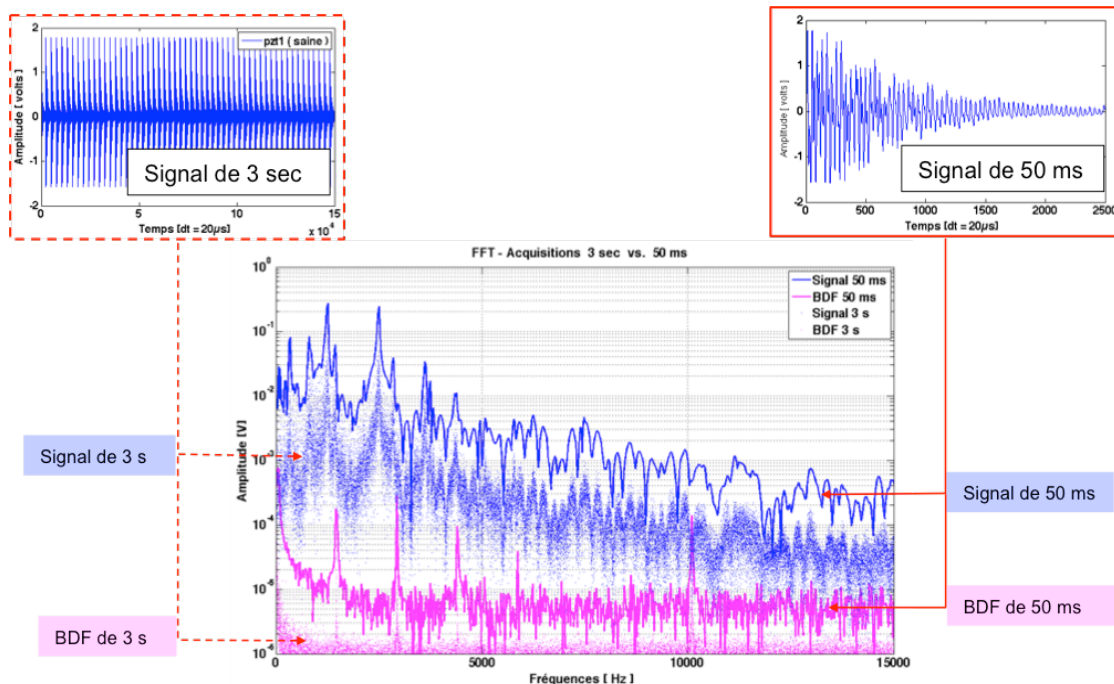


Figure IV. - 10 : DSP – Acquisition sur 3s vs. 50 ms

L'enveloppe des spectres est très semblable, avec des amplitudes moindres pour l'acquisition sur 3s. Focalisons-nous à présent sur l'évolution du SNR dans la bande [0 Hz à 20 kHz] quantifiée dans le tableau IV.3.

		Durée d'enregistrement	
Méthode		SNR _{dB} (50 ms)	SNR _{dB} (3 s)
N° 1.	Signal Temporel	53.07	51.35
N° 2.	Réponse Spectrale	53.29	51.35
N° 3.	Fonction MatLab	53.07	51.35

Tableau - IV. 3 Bilan des SNR entre les acquisitions sur 50ms et 3s

On observe un faible écart d'environ de 0.2dB du SNR avec les trois types d'analyses pour l'acquisition sur 50ms et quasiment pas d'écart sur 3s. Ces valeurs de SNR correspondent à une valeur moyenne sur toute la bande de fréquence. Autant, le spectre du bruit, a un comportement en 1/F jusqu'à environ 400Hz puis présente un plancher inférieur à -100dB (>10µV). On note aussi la présence de pics que nous analyserons ultérieurement.

Considérons le spectre de la figure IV.11, en identifiant les bandes de fréquences, nommées « BF » [0 à 2 kHz], moyenne « MF » [2kHz à 10 kHz] et enfin « HF » [10 kHz à 20kHz].

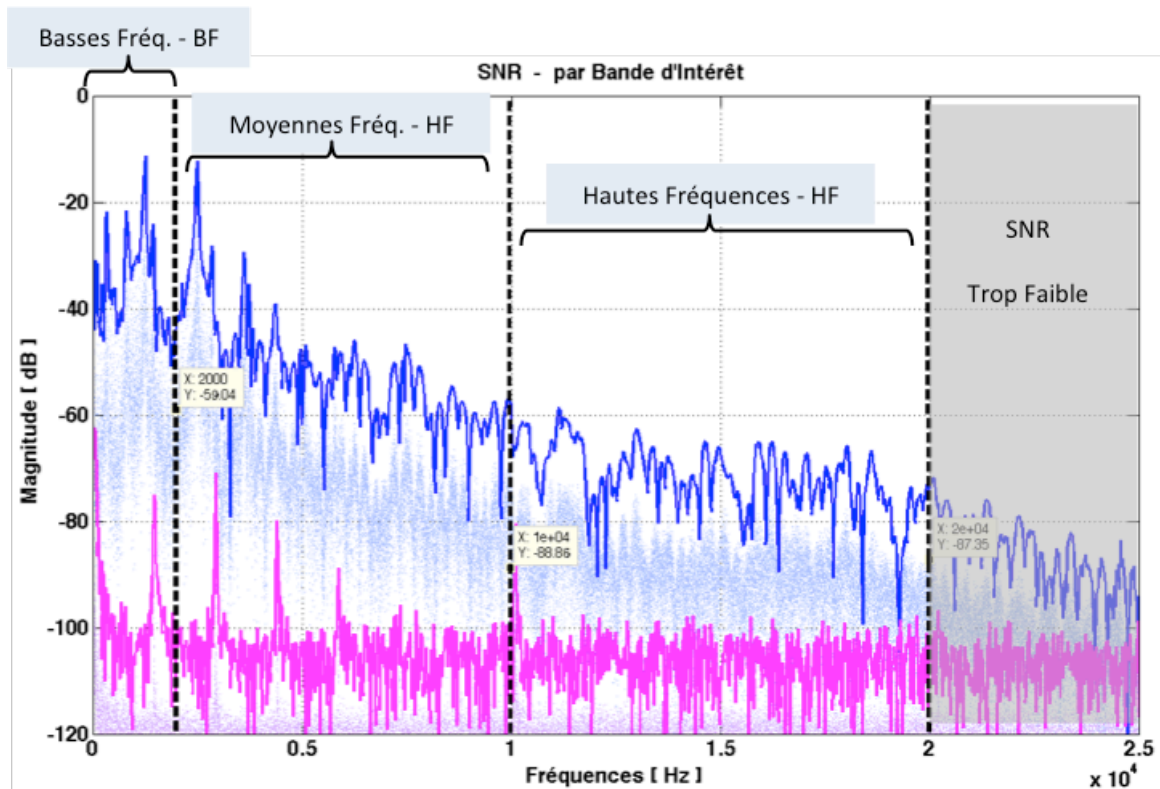


Figure IV. - 11 : Bandes d'analyses du SNR

On peut à présent déterminer le rapport signal sur bruit pour chacune de ces bandes et évaluer leur dynamique.

	BF	MF	HF
SNR _{dB} (3 s)	49.72	59.84	30.85
SNR _{dB} (50 ms)	51.48	61.11	33.49

Tableau - IV. 4 : SNR par bande d'intérêt pour une structure saine

Si les SNR déduits d'acquisitions sur 50ms et 3s sont très semblables, en revanche en fonction de la gamme de fréquence considérée, ils n'ont pas la même valeur. En effet, à basse fréquence la présence du bruit en 1/F et la raie correspondant au parasite du secteur (50Hz) accroît le niveau du bruit et vient limiter à environ 50dB le SNR (BF).

Ce n'est plus le cas à moyenne fréquence où le bruit présente sa valeur planchée et l'on obtient un SNR (MF) de 60dB. Enfin, à haute fréquence l'amplitude des harmoniques des fréquences modales fortement atténuées induisent une nette réduction du SNR (HF) à environ 30dB.

À présent, exploitons ces mesures du rapport signal sur bruit en analysant l'impact de l'endommagement de la structure. Pour rappel, l'état E1 est l'état initial où l'on considère que la poutre saine, les états E2 et E3 correspondent à l'aménagement d'encoches sur la partie inférieure au centre de la poutre, respectivement de 12mm et 24mm. Enfin les états E4 puis E5 correspondent à la réponse de la structure endommagée après des tests en pression 4 points à respectivement 10 et 13kN. Le tableau IV.6 montre l'évolution du SNR avec l'endommagement pour les trois bandes fréquentielles d'analyse.

Bande d'Intérêt	Etat 1	Etat 2	Etat 3	Etat 4	Etat 5
BF [0 - 2] kHz	51.48 dB	47.32 dB	37.93 dB	34.26 dB	32.64 dB
MF [2 - 10] kHz	61.12 dB	60,81 dB	59.20 dB	51.19 dB	49.28 dB
HF [10 - 20] kHz	33.49 dB	24.87 dB	19.47 dB	19.86 dB	17.26 dB

Tableau IV. 5 : Bilan du SNR par bande fréquentielle d'analyse pendant le cycle d'endommagement

Même en identifiant par zone de fréquences cette approche de suivi du SNR on ne peut pas conclure même si on a une tendance à la diminution du SNR avec la dégradation (figure IV.12).

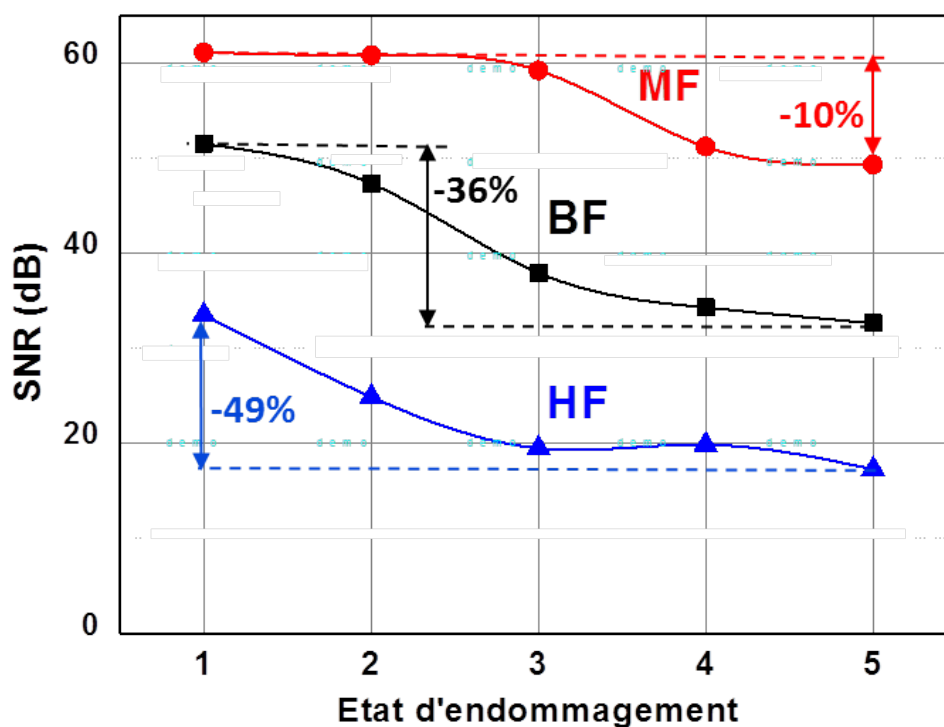


Figure IV. - 12 : Profil de SNR des acquisitions par bandes pendant les cycles d'endommagement

On notera que c'est dans la gamme moyennes fréquences, où s'exprime pleinement le fondamental et ses harmoniques, et c'est pourquoi le rapport signal sur bruit reste tout au long du cycle d'endommagement le plus important. Les défauts déduits par les encoches (état E2 et E3) n'affectent peu que puisse le comportement global de la poutre et le SNR dans la gamme MF ne se dégrade pas jusqu'à l'état E3.

En revanche ces défauts affectent le SNR de la gamme BF et plus significativement en HF. En effet, nous imputons cela au fait que les vibrations de plus hautes fréquences, présentent des longueurs d'ondes plus courtes qui les rend nettement plus sensibles aux défauts locaux. Ainsi l'encoche, même si elle n'altère pas le comportement global, impacte de façon plus marquée les signaux à hautes fréquences. La détection de l'apparition de défauts sera possible.

Néanmoins ces dégradations successives induisent respectivement pour les bandes BF, MF et HF une chute du SNR de -36%, -10% et -49%. Cela traduit le fait que l'endommagement affecte d'environ -20% le comportement modal du fondamental et ses harmoniques (BF +MF). En revanche, il impacte de -50% pour les hautes fréquences. Notons aussi que c'est lors de l'insertion de défauts des états E2 et E3 (encoches) que le SNR varie très rapidement, et semble moins sensible à la dégradation structurelle induite lors des essais sous pression (E4 & E5).

Dès lors, le suivi du rapport signal sur bruit pourra être mis à profit pour la détection précoce des défauts car ces vibrations mécaniques haute fréquence sont plus sensibles aux défauts locaux et ponctuels.

4.5 MÉTHODE DE SUPERPOSITION DES RÉPONSES AXIALES

Une autre méthode d'expérimentation consiste à superposer des réponses : on propose de trouver une réponse globale en combinant différentes réponses. Pour ceci, nous allons nous appuyer avec l'analyse par spectrogramme en effectuant une *Short Time Fourier Transform - STFT* qui est une simple opération d'une Transformée de Fourier dans un intervalle de temps réduit d'un enregistrement.

Le résultat de cette transformée, le spectrogramme, est une fonction qui associe les points du plan *temps - fréquence* et une valeur d'amplitude. D'une manière générale, le spectrogramme est représenté sous la forme d'une carte avec une distribution des axes de la façon suivante : sur l'axe horizontal le temps et vertical les fréquences. Enfin les amplitudes sont représentées par une palette de couleurs.

La figure IV.13 présente un exemple « cas d'école » d'un signal avec trois fréquences distinctes et consécutives temporellement dans un même enregistrement. Nous pouvons dans ce graphe lire les caractéristiques de durée et temps d'apparition de chaque fréquence.

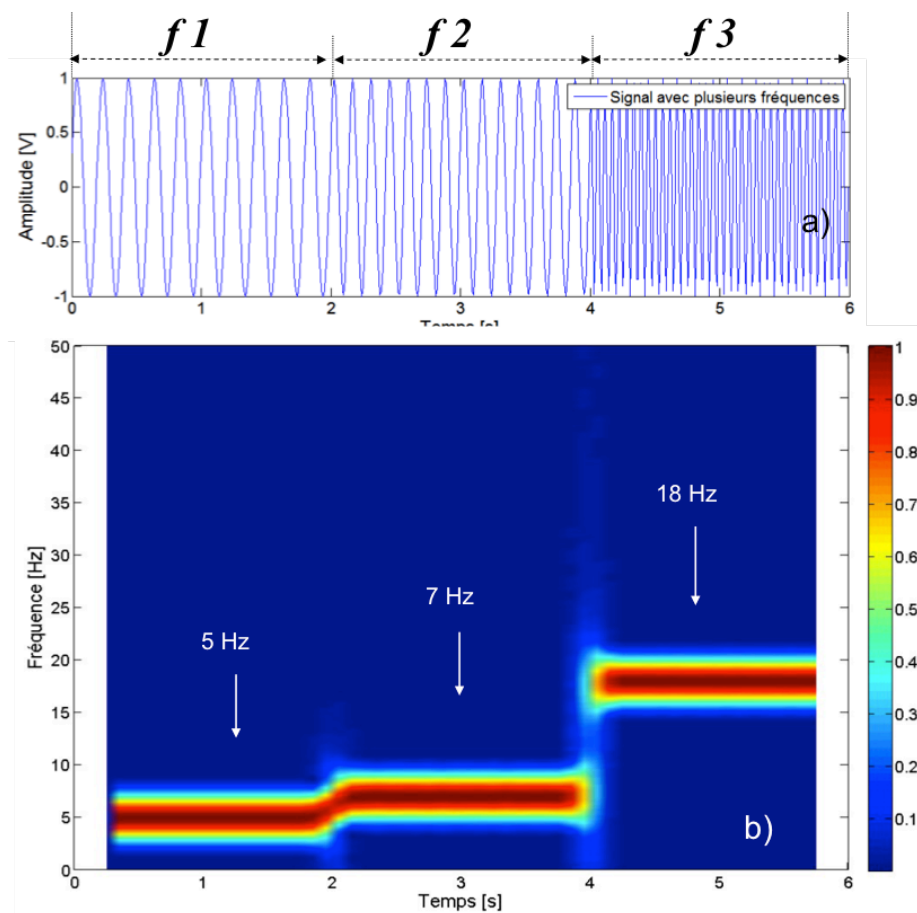


Figure IV. - 13 : a) Signal sinusoïdal avec trois fréquences et b) spectrogramme associé

Le spectrogramme met en évidence les trois intervalles de 2s d'enregistrement, avec sa propre fréquence. En revanche, la fenêtre de calcul glissant étant réduite, le

spectre associé souffre d'une faible résolution, responsable du débordement important de la couleur autour des fréquences centrales (5 Hz, 7 Hz et 18 Hz).

Nous avons présenté deux types de sollicitations externes liées à l'interface choc/structure qui peut être reproduit en laboratoire en utilisant un marteau en caoutchouc ou en acier avec stimulation dans l'axe longitudinal L (Cf. Fig. IV.14). L'amplitude ainsi que le contenu fréquentiel varie mais on note la conservation de la durée de chaque réponse, soit 100 ms.

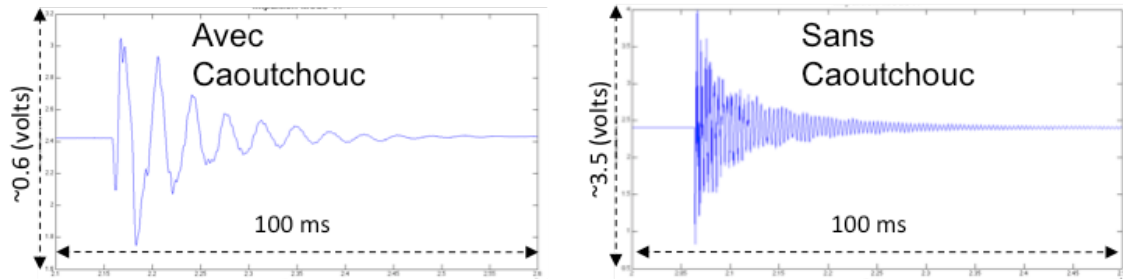


Figure IV. - 14 : Réponse impulsionnelle aux impacts avec et sans caoutchouc

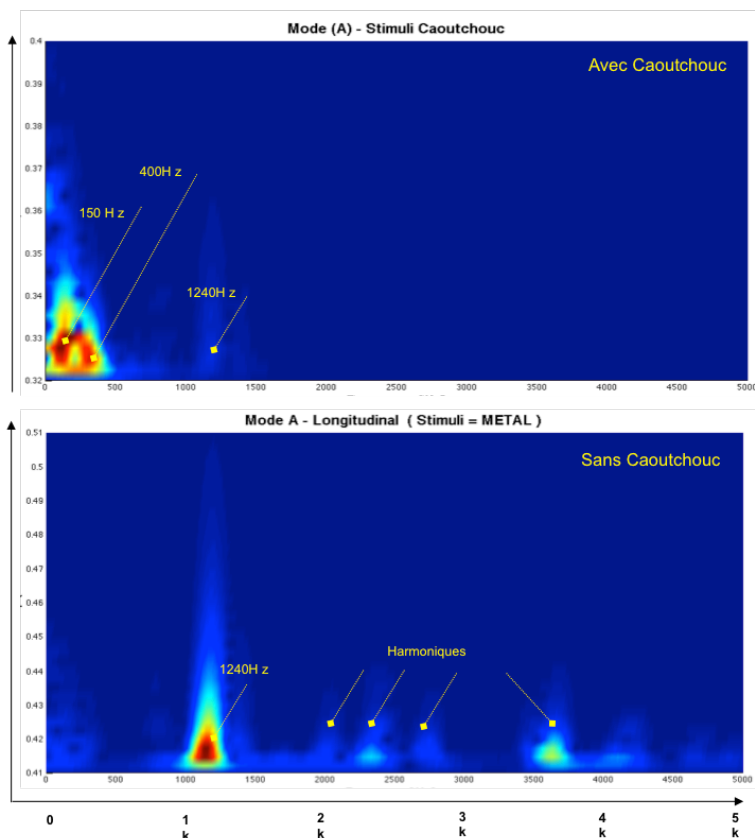


Figure IV. - 15 : Spectrogrammes comparés de chocs a) avec et b) sans caoutchouc

L'analyse comparative des spectrogrammes respectifs permet de visualiser l'influence sur la réponse du type de stimulus comme l'illustre la figure IV.15. On notera

tout de même qu'avec le caoutchouc, l'amplitude est au moins cinq fois plus petite, rendant ces signaux plus sensibles aux parasites électriques (secteur à 50Hz et autre rayonnement).

Le mode correspondant à l'excitation longitudinale à $F = 1240\text{Hz}$ est présent pour les deux types d'excitation. En revanche, les modes au-delà de 1500Hz , aucuns signaux ne se manifestent pas dans le cas d'un impact avec caoutchouc. En contrepartie d'autres modes à basses fréquences [0 à 500 Hz] se manifestent. Pour mieux comprendre l'origine de ces signaux observable à basses fréquences analysons la figure IV.16 ci-dessous.

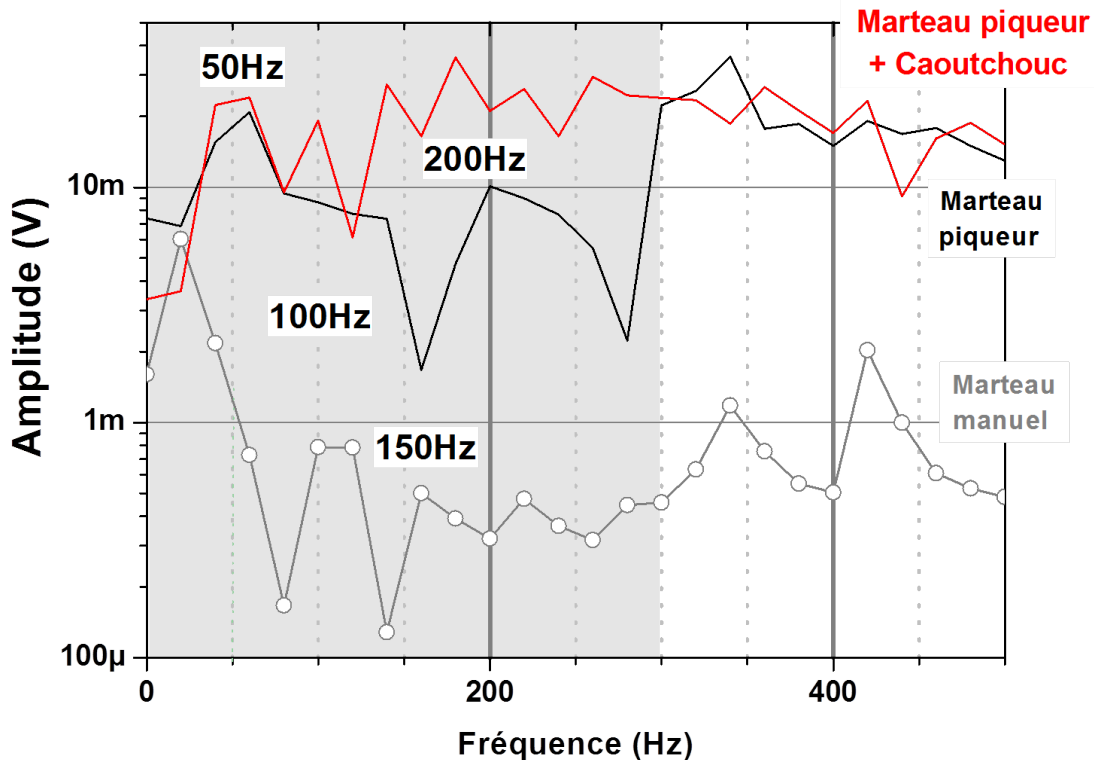


Figure IV. - 16 : Spectres basse fréquences des acquisitions pour différents types de stimulations

Dans ces différents spectres, avec seulement 20Hz de résolution fréquentielle, on constate la présence de signaux parasites multiples de la fréquence du secteur et c'est pourquoi nous ne considérerons que les signaux dont la fréquence est supérieure à 300Hz . Cette observation vient se recouper avec nos précédentes analyses où le SNR de la bande BF est plus faible que celui de moyenne fréquence en raison du niveau élevé des parasites électriques.

A présent, analysons les spectres en fonction du type de stimulus (Cf. Fig. IV.17) suivant l'axe longitudinal. Il s'agit d'un marteau simple impactant directement l'extrémité de la poutre en béton, puis à l'aide du marteau piqueur avec et sans une plaque absorbante en caoutchouc intercalée. La mesure est faite dans la zone 1 et l'excitation sera longitudinale.

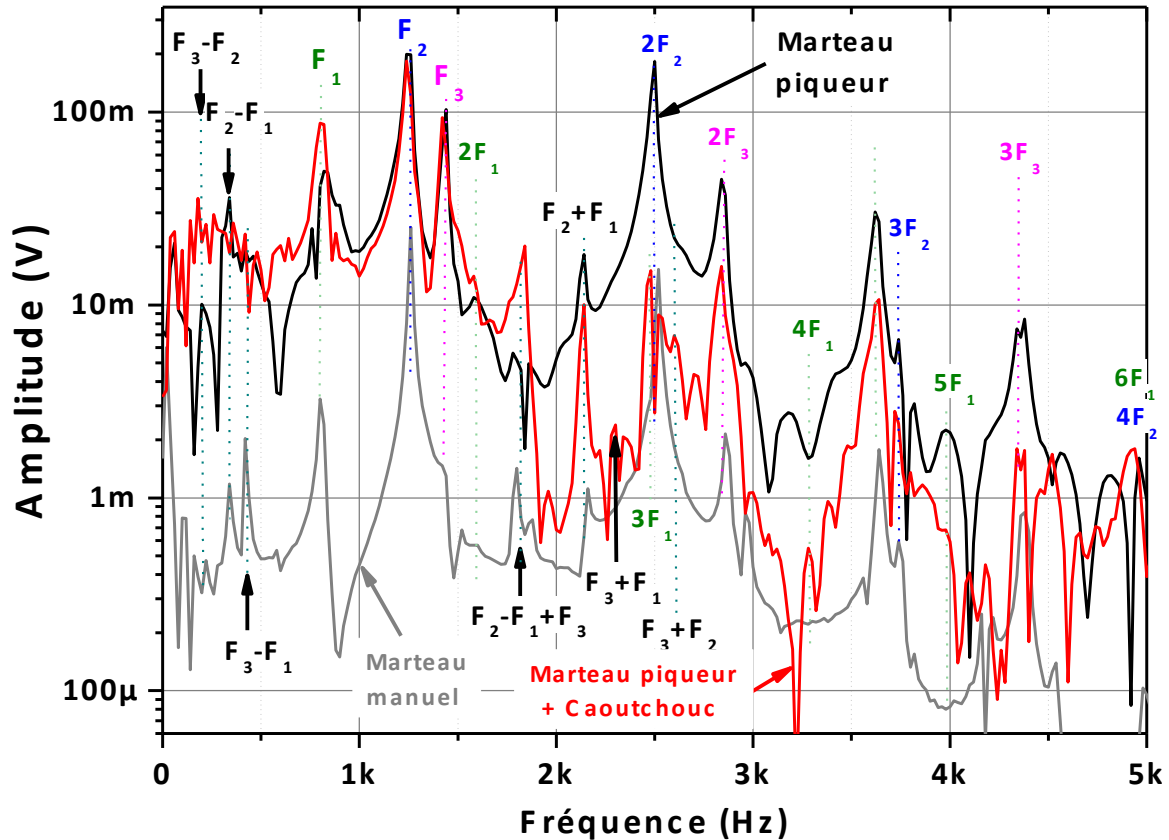


Figure IV. - 17 : Spectre des acquisitions pour différents types de stimulations

On constate immédiatement que le niveau de signal obtenu avec le marteau simple (gris) est environ cinq fois plus réduit que celui avec le marteau piqueur (noir). En ne considérant que les signaux au-dessus de 300Hz, on obtient un premier grand pic à une fréquence $F_1 = 820\text{Hz} (\pm 10\text{Hz})$, mais trop fin pour être visible sur les spectrogrammes.

On retrouve sur les trois spectres, jusqu'à 5kHz, les cinq premiers harmoniques (H_1 à H_5). L'absence de certains harmoniques peut être liée au positionnement du capteur et vient encore souligner l'intérêt de disposer d'acquisitions multipoints. Vient ensuite un second pic prépondérant à une fréquence de $F_2 = 1250\text{Hz} (\pm 5\text{Hz})$, avec ses trois premiers harmoniques. Enfin, un troisième mode se manifeste à une fréquence de $F_3 = 1420\text{Hz} (\pm 10\text{Hz})$, avec ses deux premiers harmoniques.

On remarquera que même s'ils sont présents pour ces trois types d'impacts, l'insertion d'une couche absorbante a pour effet de réduire l'excitation et par conséquent l'amplitude des modes au-delà de 2500Hz. Enfin, les interférences entre ces vibrations mécaniques induisent des fréquences de battements, révélant des pics de moindres amplitudes à basses fréquences (F_2-F_1 , F_3-F_1 et F_3-F_2) que nous n'analyserons pas.

Pour identifier l'origine des trois modes détectés, nous avons acquis la réponse de la structure pour les trois axes d'excitation. La figure IV.18 montre les axes de stimulation de la poutre en béton, correspondent à l'axe *Longitudinal (L)*, et les axes *Transverse Vertical (TV)* et *Transverse Latéral (TL)*.

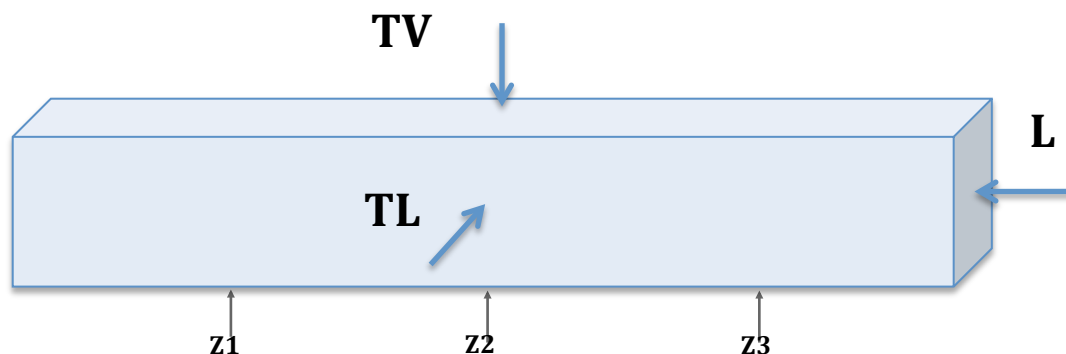


Figure IV. - 18 : Axes de stimulation de la poutre par des chocs mécaniques

Quel axe de stimulation, Longitudinal, Transverse Vertical ou Latéral, faut choisir ? La figure IV.19 donne quelques éléments réponses qualitatives et permet de mieux cerner ces modes.

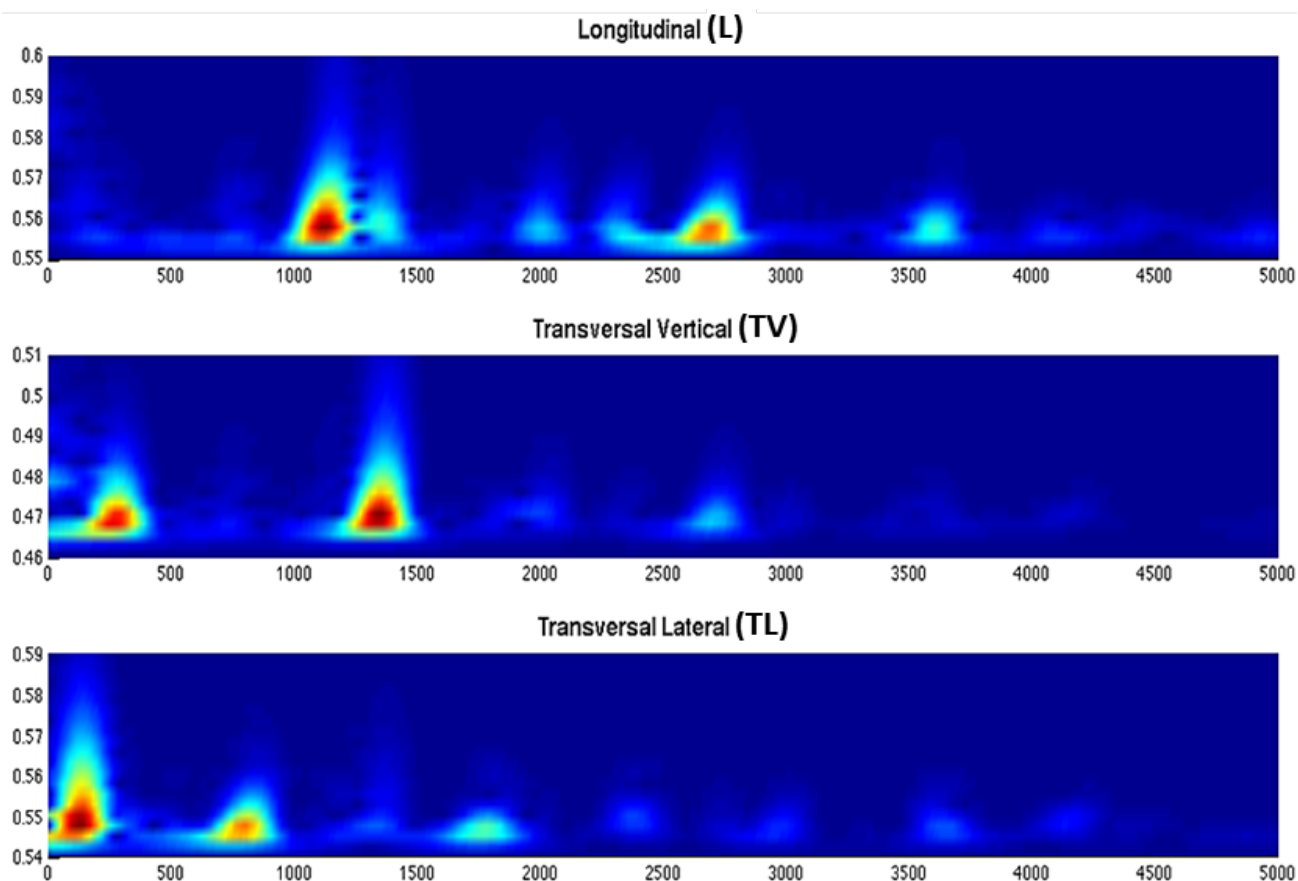


Figure IV. - 19 : Spectrogramme des réponses selon les trois axes de stimulation

En fonction de l'axe d'excitation considéré, des modes distincts apparaissent. Concernant l'excitation L longitudinale, on retrouve le fondamental du mode de déformation longitudinale à une fréquence $F_L \approx 1240\text{Hz}$, correspond à la fréquence F_2 précédemment mesurée (Cf. Fig.IV.17).

Même si d'autres modes sont présents, ils restent de moindres amplitudes. Le mode associé à la déformation transverse latérale présente un fondamental à une fréquence de $F_{TL} = F_1 \approx 800\text{Hz}$ présent sur le spectrogramme de l'excitation suivant l'axe TV. Enfin le spectrogramme de l'excitation transverse verticale, révèle un troisième mode à la fréquence $F_{TV} = F_3 \approx 1400\text{Hz}$ qui traduira les déformations transverses verticales.

Comme notre objectif est d'identifier un ou plusieurs marqueurs de l'évolution de l'état structurel d'une poutre quelques soit l'axe de sollicitation, il nous est apparu judicieux de construire une réponse temporelle, que nous qualifierons de **réponse temporelle composite** par la suite, en mettant bout à bout une impulsion normalisée prélevée sur les signaux collectés suivant les trois axes d'excitation comme l'illustre la figure IV.20.a.

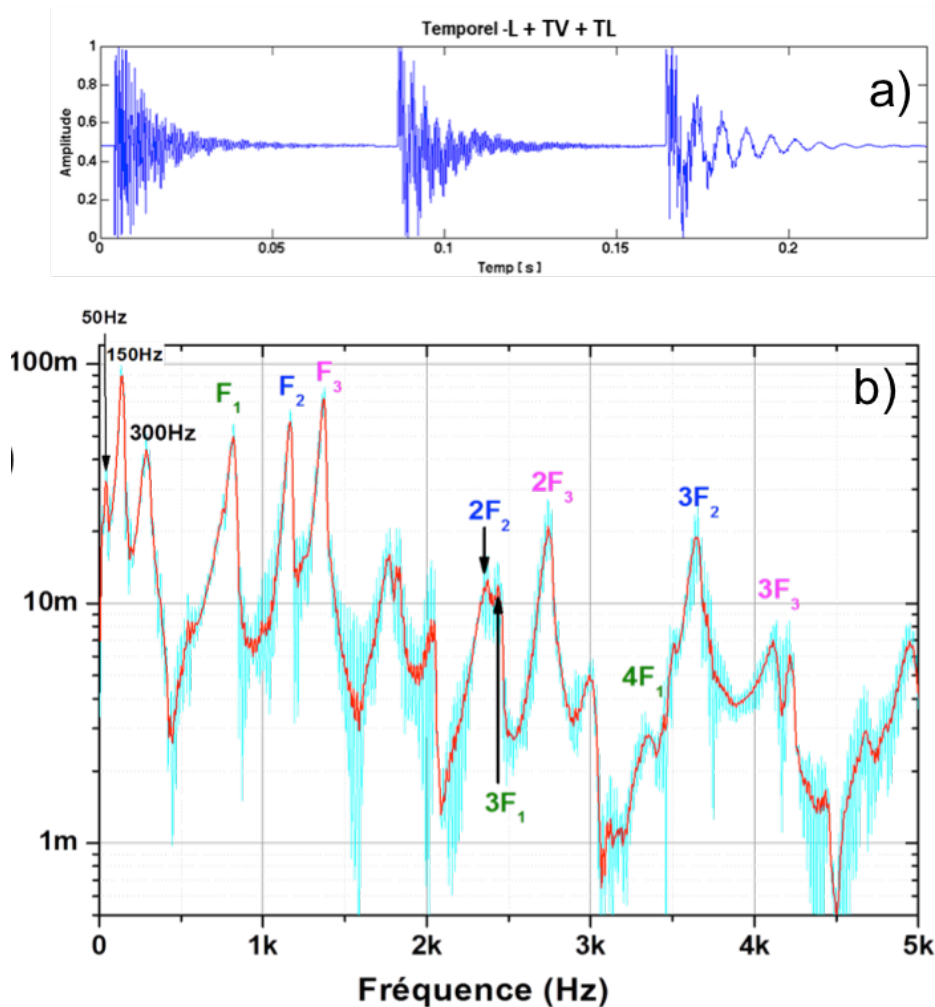


Figure IV. - 20 : a) Réponse temporelle composite et b) spectre correspondant

La transformée de fourrier de ce signal composite (Cf. Fig.IV.20.b), présente une enveloppe (en rouge) qui intègre l'ensemble des « pics » de chaque réponse suivant les trois axes d'excitation. La durée du signal composite est de $T_{\text{acquisition}} = 250\text{ms}$ et donne une bien meilleure résolution fréquentielle de $\Delta F \sim 1/T_{\text{acquisition}} = 4\text{Hz}$. Notre système d'acquisition dispose d'un filtre réjecteur de bande pour minimiser les parasites du secteur à 50Hz, mais pas ses seconds et cinquièmes harmoniques (150Hz et 300Hz).

On retrouve le fondamental du mode de déformation longitudinale à une fréquence $F_L \approx 1167\text{Hz}$, contre $F_2 = 1240\text{Hz}$ précédemment mesurée (Cf. Fig.IV.17). De même on identifie le mode de déformation transverse verticale à une fréquence de $F_{TV} = 1368\text{Hz}$, contre $F_3=1400\text{Hz}$ précédemment. Enfin, le mode correspondant à la déformation transverse latérale présente un fondamental à une fréquence de $F_{TL} = 820\text{Hz}$.

Pour un positionnement des capteurs PZT, sur la seule partie inférieure d'une poutre en simple appui, on peut détecter les différentes déformations de la poutre avec la seule analyse spectrale du *signal composite*.

Fort de ce constat, nous avons reporté sur la figure IV.21, l'évolution du spectre composite avec l'endommagement mesuré dans la zone 1 avec la seule excitation longitudinale, mais qui engendre tout de même des déformations suivant les trois axes. Dans un premier temps, focalisons-nous sur l'évolution de trois fondamentaux avec l'endommagement.

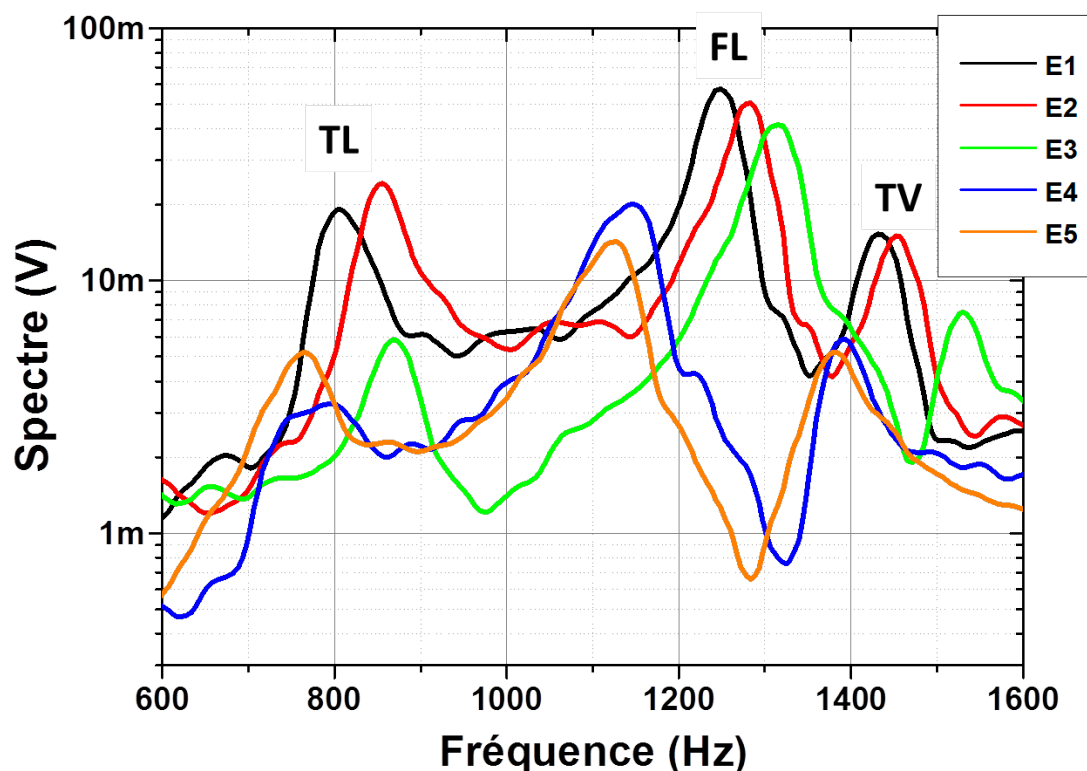


Figure IV. - 21 : Evolution du spectre composite avec l'endommagement

Quel que soit l'état d'endommagement considéré, on retrouve les trois modes de déformation. On note que de ménager une encoche de 12mm (E2) et 24mm (E3), autrement dit d'insérer un défaut, se traduit par un accroissement des fréquences du fondamental des trois modes. Puis, la première pression à 10kN (E4) et la seconde à 13kN (E5) se traduisent par une diminution du fondamental par rapport à sa valeur à l'état sain initial (E1).

Pour mieux quantifier cela, traçons sur la figure IV.22 les évolutions conjointes des fréquences des modes propres (L, TV & TL) et de l'amplitude correspondante.

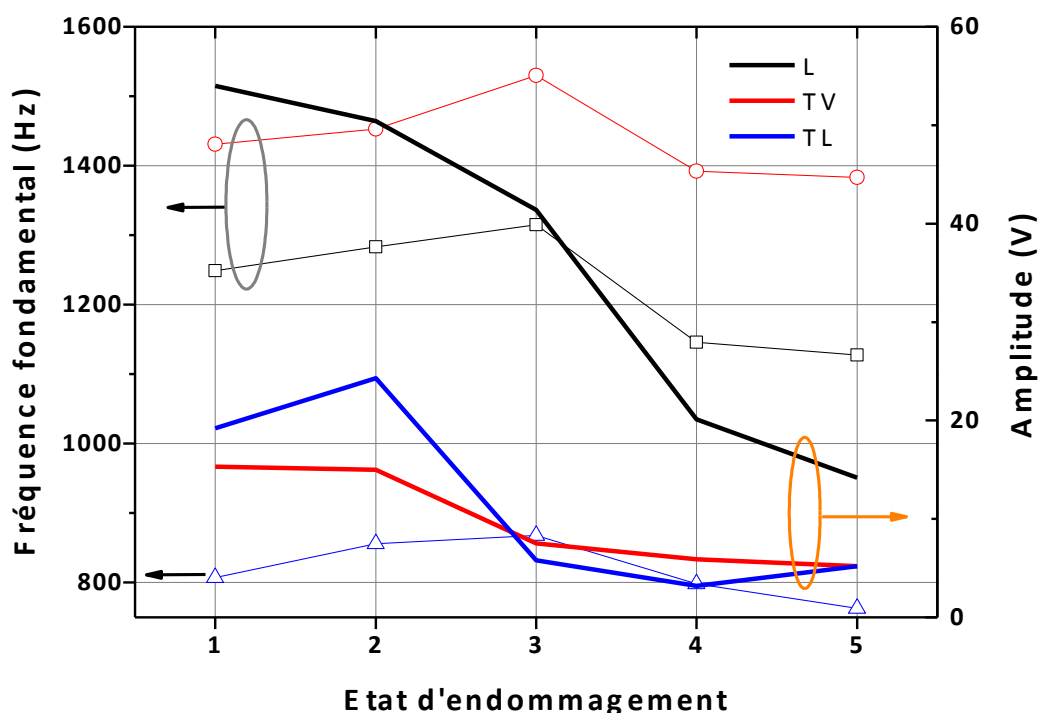


Figure IV. - 22 : Evolutions de la fréquence et l'amplitude des modes propres avec l'endommagement

Concernant l'évolution du fondamental on observe une chute entre l'état sain E1 et l'état final endommager E5 respectivement : -8,6% (-101Hz) pour le mode longitudinal (FL), -3,35% (-48Hz) pour le mode transverse vertical (TV) et enfin - 5,5% (-44Hz) pour le mode transverse latéral (FL).

De façon semblable, les amplitudes des modes ont tendance à réduire avec l'endommagement. Ainsi on constate une chute de -73% pour le mode longitudinal (L), -66% pour le mode transverse vertical (TV) et enfin - 73% pour le mode transverse latéral (TL).

Conjuguer les suivis de l'amplitude et la fréquence des trois fondamentaux permet d'appréhender l'état de santé d'une structure en béton et même de détecter, sans identifier le type, les défauts liés au vieillissement (fissure, corrosion de l'armature,...). Observons à présent l'évolution du spectre global sur la figure IV.23.

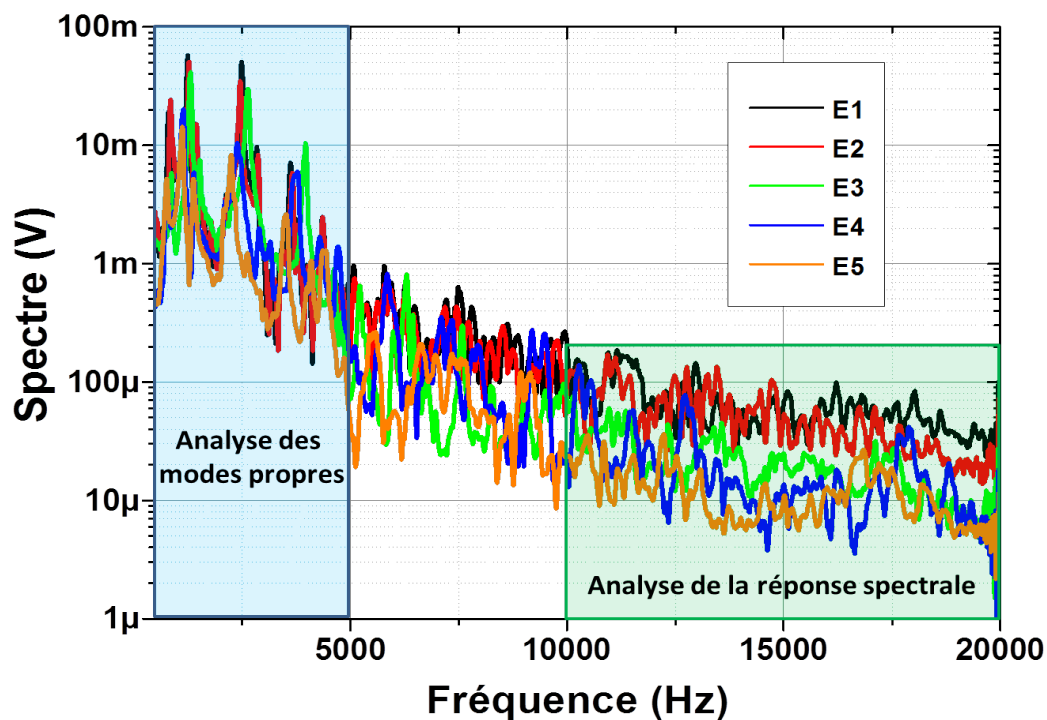


Figure IV. - 23 : Evolutions du spectre global avec l'endommagement

En faisant le zoom sur la plage haute fréquence (Cf. Fig.IV.23) on note une nette évolution et dissociation des spectres dégradée par la présence de défauts et leur évolution lors des tests sous presse. Comme ces spectres sont très riches en informations, et que nous souhaitons une quantification statistique de ces dernières, nous avons procédé à un lissage à l'aide d'une moyenne glissante sur 200 points ($\Delta F \approx 1\text{kHz}$).

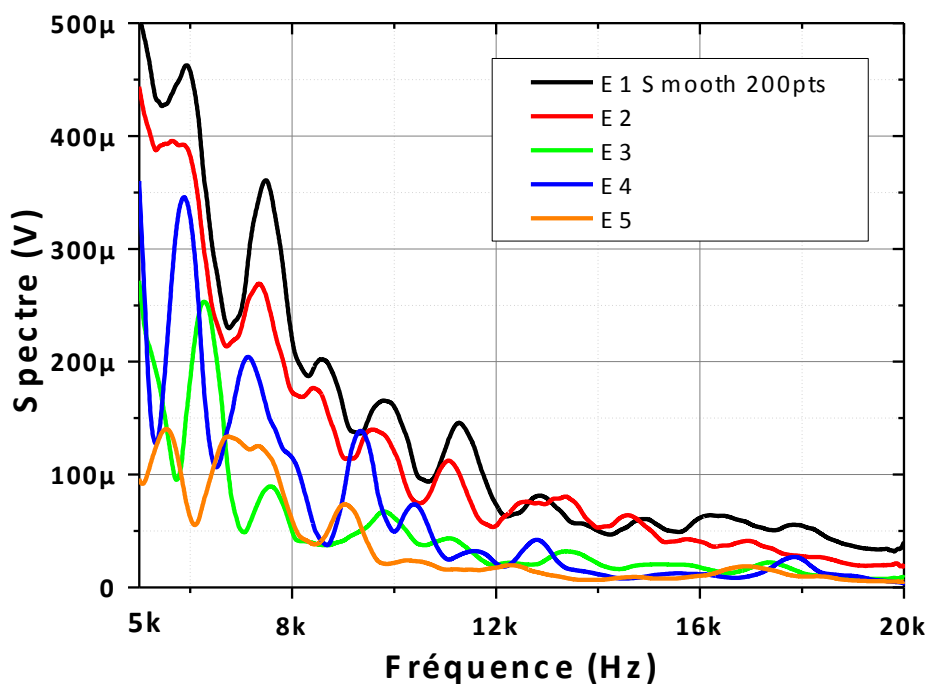


Figure IV. - 24 : Evolutions du spectre au-delà de 5kHz avec l'endommagement

Certes, ces spectres sont bien distincts, mais comment les comparer entre eux ? Pour ce faire, nous avons calculé le rapport entre l'amplitude du spectre de l'état sain E1 avec celui des différents états d'endommagement comme l'illustre la figure IV.25. Ce rapport sera qualifié de coefficient d'endommagement et sera noté CE1Ei.

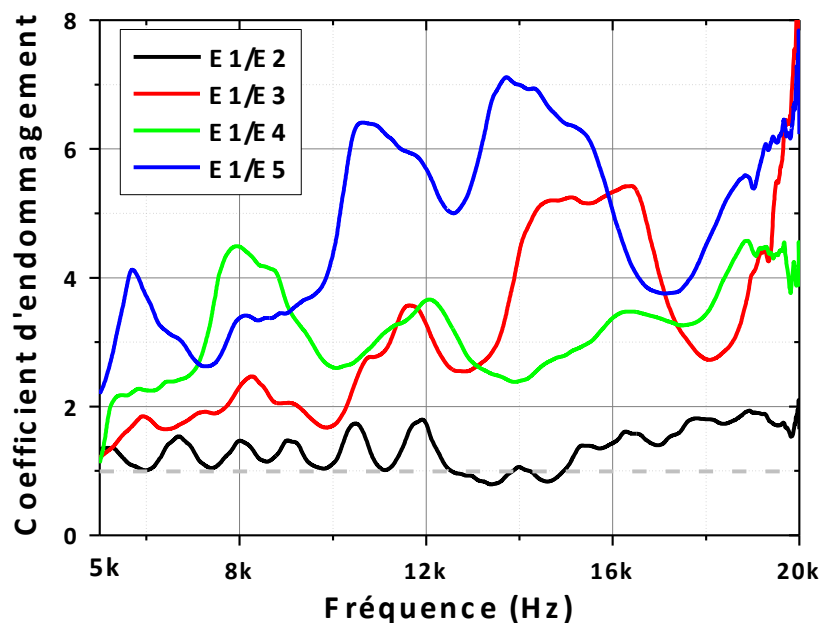


Figure IV. - 25 : Evolutions du coefficient d'endommagement

On constate que ce coefficient d'endommagement C_{12} pour la première encoche (12mm) n'a pas trop affecté la réponse de la structure et sa valeur moyenne est de $\langle C_{12} \rangle = 1,24$. En revanche, la seconde encoche plus profonde (24mm) induit un accroissement du coefficient d'endommagement qui passe à $\langle C_{13} \rangle = 2,03$. A ce stade-là, l'état structural de la poutre n'est pas réellement affecté, les conditions de fonctionnement de celle-là sont encore optimales par les effets de son application ou utilisation, mais on décèle clairement la présence d'un défaut. Avec la pression à 10kN, la première déformation induit des petites fissures observables et là, C_{14} atteint $\langle C_{14} \rangle = 2,70$.

Enfin, lors de la dernière dégradation, pression à 13kN, outre l'augmentation des fissures on constate la déformation permanente significative de la poutre, le coefficient d'endommagement est de $\langle C_{15} \rangle = 3,65$. Sans être en mesure d'identifier un seuil critique d'endommagement, on constate que ce coefficient d'endommagement est un bon marqueur de l'évolution de la santé de la structure en béton armé.

Notre dernier test consiste en une écoute passive de la réponse de la structure. En effet dans ce cas, aucune excitation mécanique n'est appliquée à la poutre, seul le bruit sismique et les vibrations des équipements électromécaniques (moteurs de pompe, compresseur, climatiseur) viennent la solliciter. Pour espérer détecter un signal, il faut réunir deux choses : un très bas niveau de bruit, et une transduction de ce bruit de très faible amplitude. La figure V.26 montre l'évolution du spectre de bruit, déduit d'une acquisition de 100ms sans sollicitation externe délibérée, en fonction de l'endommagement.

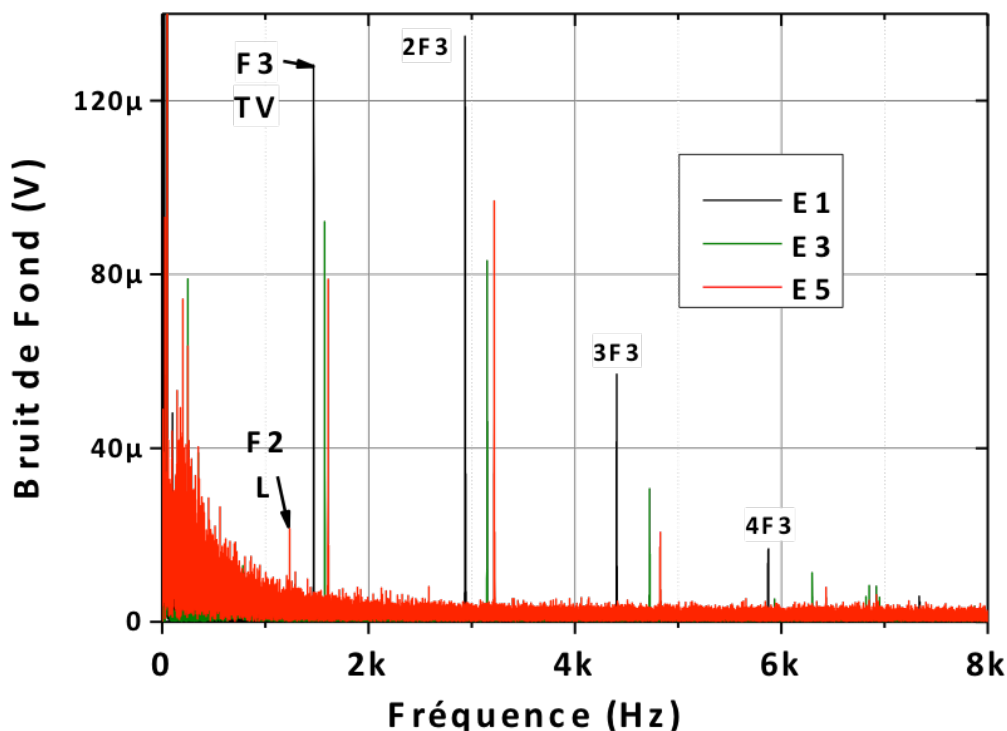


Figure IV. - 26 : Evolutions du spectre de bruit avec l'endommagement

On observe pour des fréquences basse (<1kHz) la prédominance d'un bruit en $1/f$, d'où émerge certains pic de signaux parasites multiples du 50Hz. La raie correspondant à la déformation longitudinale (F2) est présente, mais de très faible amplitude. Enfin, fondamental, et le 3 premiers harmoniques, lié à la déformation transverse verticale (F3) est présent. On note son évolution avec l'état d'endommagement et la figure IV.27 résume les évolutions des fréquences (fondamental et harmoniques) et leur variation relative.

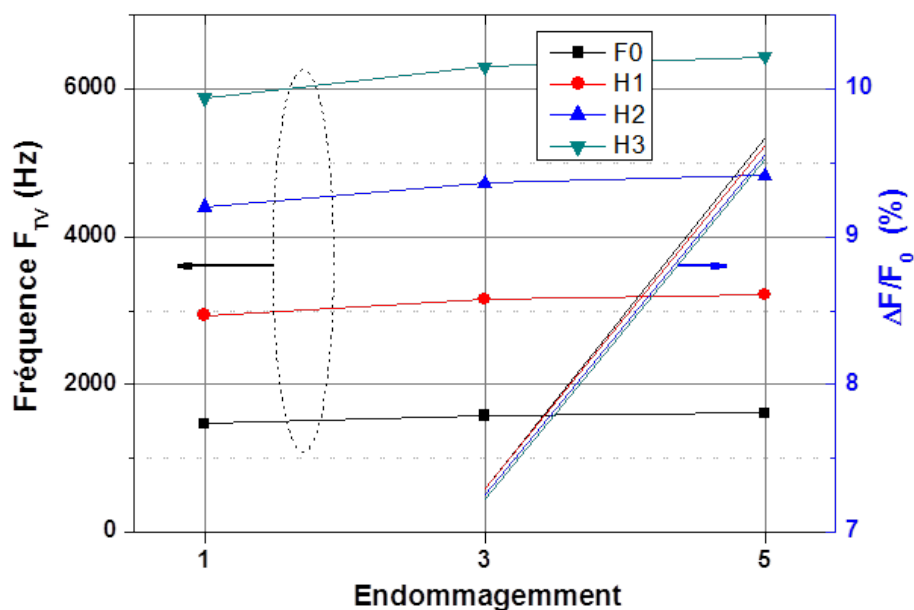


Figure IV. - 27 : Evolutions des fréquences des modes transverse verticaux avec l'endommagement

Le même comportement est obtenu en analysant l'évolution du fondamental ou des harmoniques. En revanche, la précision de la mesure s'améliore avec l'ordre de l'harmonique considéré, pour une résolution fréquentielle donnée. On peut espérer sur des structures de plus grande dimension analyser l'évolution des harmoniques, même si le fondamentale est noyé dans le bruit de fond BF.

Au final, la dégradation correspondant à l'encoche de 2,4mm induit une augmentation de 7,35% de la fréquence correspondant au mode transverse vertical. Après le second test en pression à 13kN (E5), la poutre présente de nombreuses fissures et une déformation permanente, la fréquence est augmentée de 9,53%. Cette évolution n'est pas en accord avec les mesures précédentes, mais nous n'avons pas identifié l'origine de cet écart.

4.6 LE SPECTRE EN ENERGIES (MÉCANIQUE, CINÉTIQUE, POTENTIELLE)

Poursuivons l'analyse évoquée dans le chapitre précédent sur l'identification des contributions en énergie, mais ici dans le domaine fréquentiel. Le calcul du spectre se fait à partir du signal temporel reconstitué (Cf méthode présentée dans le chapitre III) et résumées par le schéma synoptique de la figure IV.28.

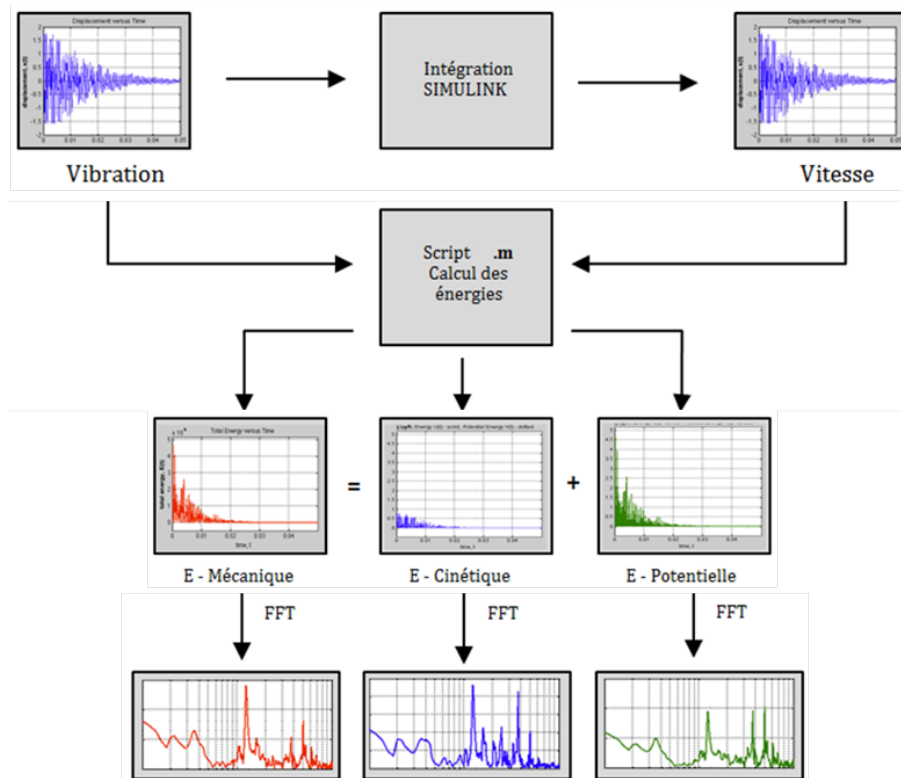


Figure IV. - 28 : Synoptique du processus de calcul de spectre des énergies

On peut ainsi obtenir les spectres des contributions des énergies mécanique, cinétique et potentielle normalisées représentées sur la figure IV.29.

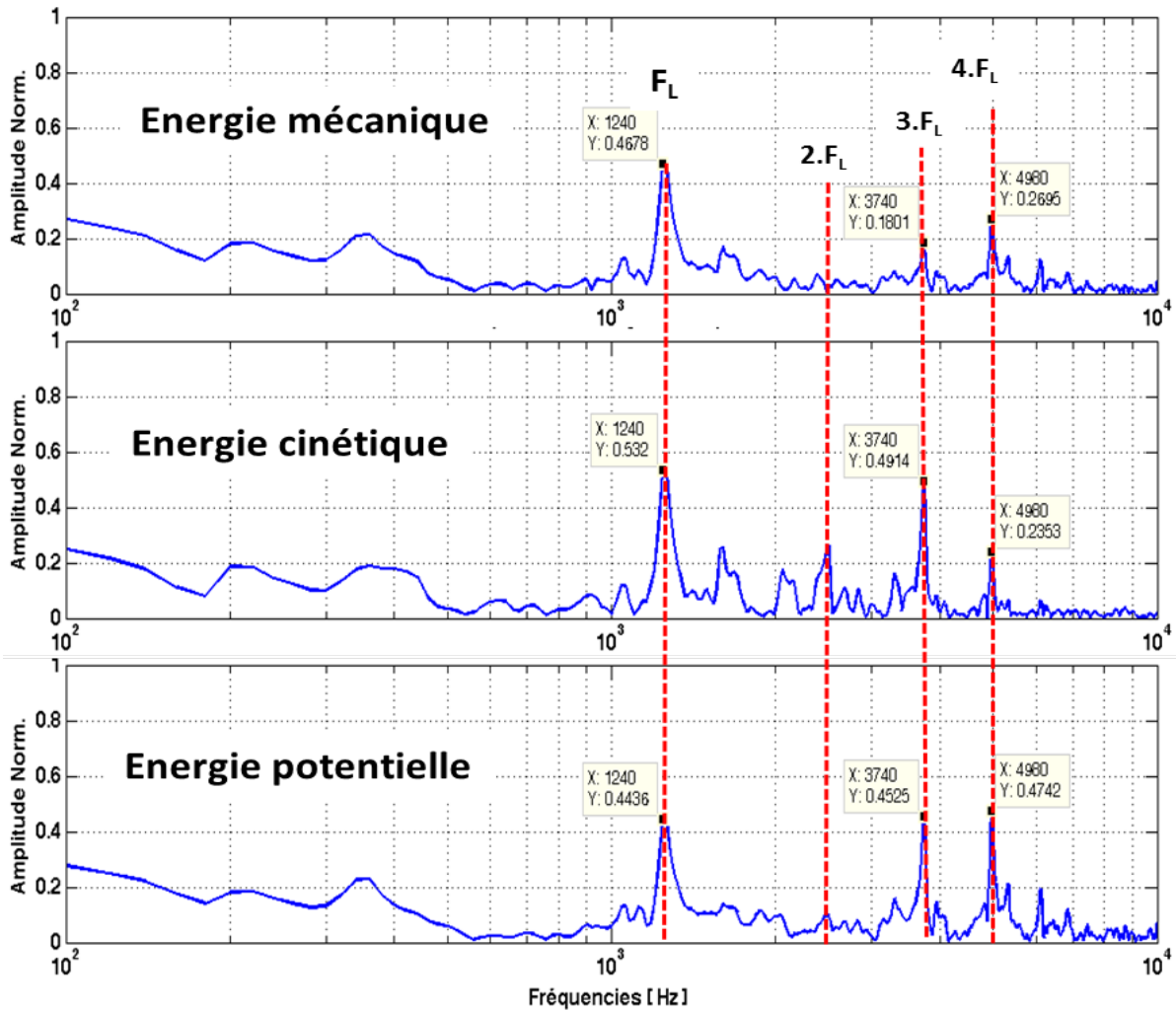


Figure IV. - 29 : Spectres des Energies

Comme l'excitation est suivant l'axe longitudinal, il est logique que les pics les plus importants correspondent aux modes longitudinaux. On retrouve le mode fondamental à une fréquence de $F_L = 1240\text{Hz}$, les modes 3 et 4 sont également bien marqués, alors que le premier harmonique ($2.F_L$) reste plus discret et seulement perceptible sur le spectre de l'énergie cinétique.

Analysons les réponses spectrales en énergie mécanique aux différentes zones de la structure (PZT1 et PZT3). Ces spectres sont déduits d'une réponse composite mettant bout à bout la réponse temporelle de 5 impulsions, prisent aléatoirement parmi les ~ 55 correspondant à une acquisition sur 3 secondes.

Comparé aux spectres précédents déduits de l'amplitude des signaux issus de capteur (PZT), les modes sont plus marqués, dissociés et l'enveloppe globale est moins perturbée. On retrouve sur ces spectres d'énergie mécanique les fondamentaux et harmoniques des modes propres suivant les trois axes. Bien évidemment, le mode longitudinal est prépondérant.

A présent, si l'on compare le spectre d'énergie mécanique déduit de la mesure sur le premier capteur dans la zone 1 avec celui placé en zone 3 (bout de poutre), les pics sont concomitants, même s'ils diffèrent en amplitude.

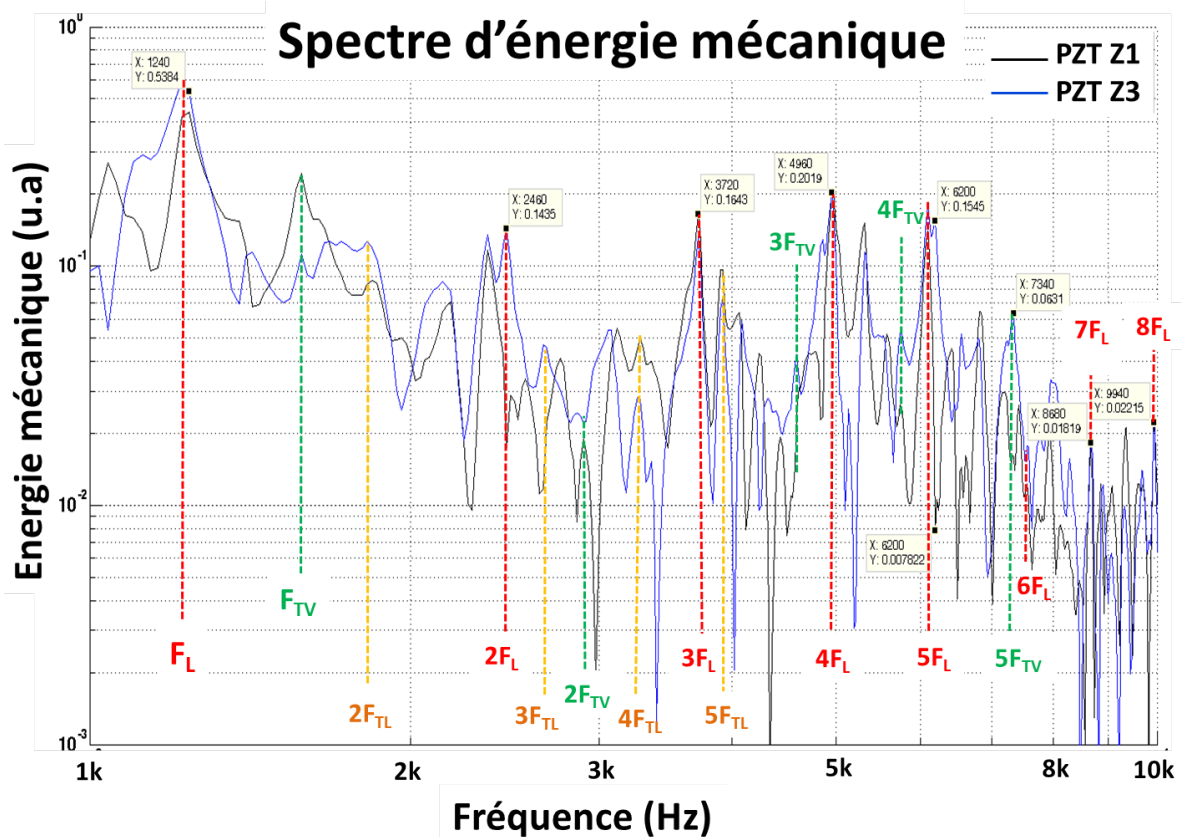


Figure IV. - 30 : Spectres d'énergie pour les zones 1 et 3 à l'état sain (E1)

A présent analysons l'évolution de ce spectre d'énergie avec l'état d'endommagement, comparé à celui de l'état sain (E1) comme l'illustre la figure IV.31. Sur la première courbe (IV.31a), on note que jusqu'à une fréquence d'environ $F=7$ kHz, les spectres sont quasi confondus. En revanche au-delà de 7kHz, les écarts entre spectre traduisent la présence de défaut.

A présent, si l'on compare le spectre d'énergie mécanique déduit de la mesure sur le premier capteur dans la zone 1 avec celui placé en zone 3 (bout de poutre), les pics sont concomitants, même s'ils diffèrent en amplitude.

Concernant la seconde courbe (IV.25.b) avec une encoche plus profonde de 24 mm, on observe à basse fréquence un léger décalage des fréquences des pics et au-delà de $F=5$ kHz, les spectres sont vraiment distincts. Que devient le spectre d'énergie si l'on vient déformer la poutre sous presse avec une pression de 10kN (Figure IV.32.a), puis de 13kN (Figure IV.32.b).

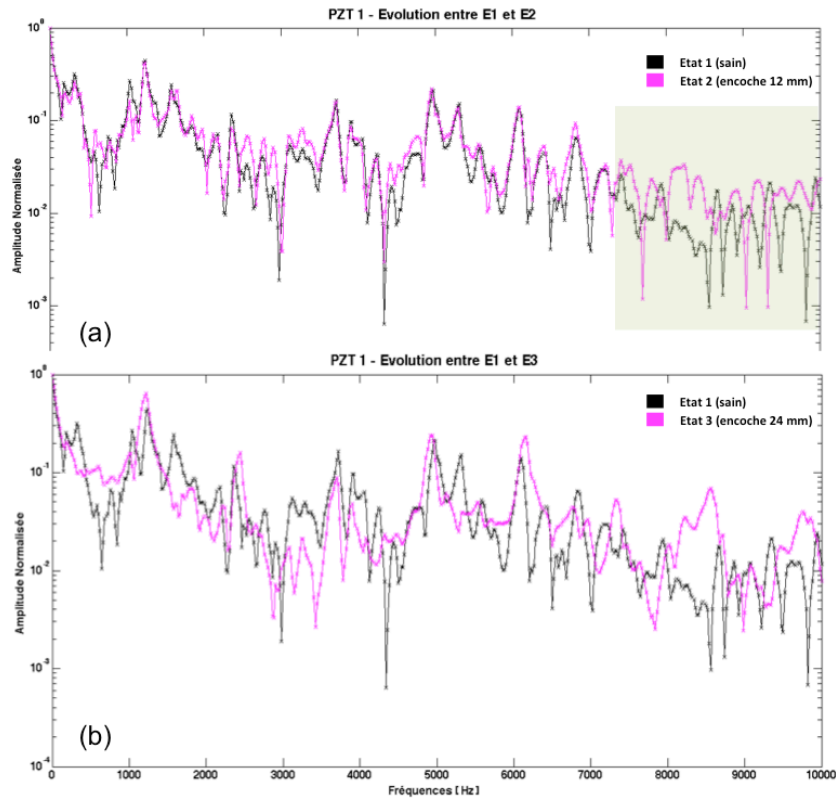


Figure IV. - 31 : Evolutions du spectre d'énergie avec l'endommagement (encoches 12 - 24 mm)

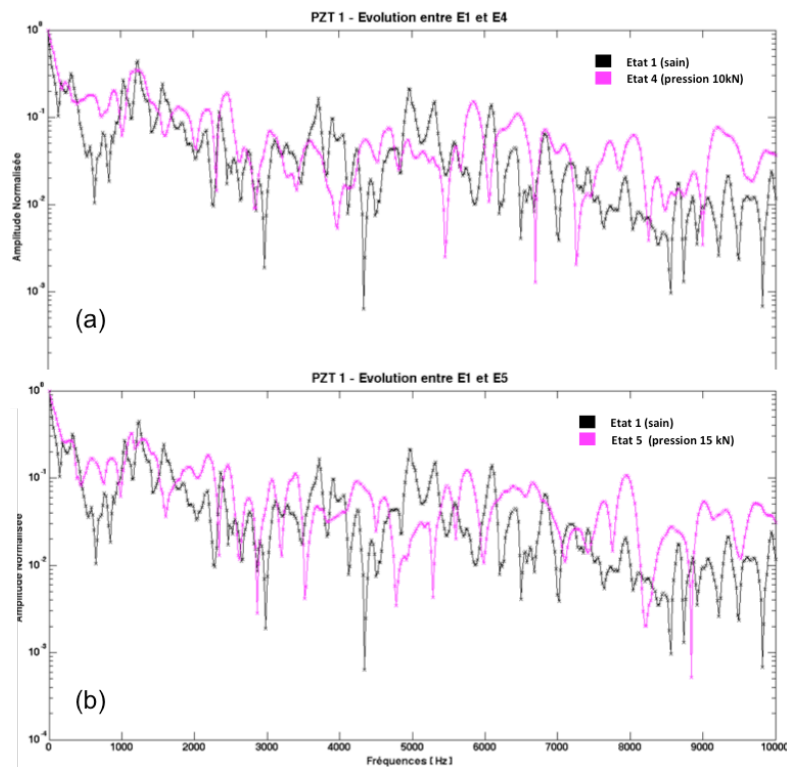


Figure IV. - 32 : Evolutions du spectre d'énergie avec l'endommagement (pression a) 10 et b) 13kN)

Les choses sont tout autres après ces deux tests sous presse, induisant fissures et déformations permanentes. En effet, même s'ils sont toujours présents, on note que les pics, correspondant aux modes propres, sont devenus plus « arrondis », souvent de moindre ampleur associée avec un léger décalage fréquentiel. Il y a aussi apparition de nouveaux modes. Enfin, on continue à constater le fort écart des spectres à haute fréquences (>5 kHz).

4.7 OSCILLATIONS PREMIERES

Cette nouvelle méthode correspond à l'analyse fréquentielle d'une réponse temporelle composite ne prenant en compte que les premières oscillations. Notre objectif est d'exalter les phénomènes qui se manifestent pendant le temps de réponse libre de la structure. De plus par soucis de disposer d'un grand SNR, nous ne considérons que la toute première oscillation qui présente la plus forte amplitude. Puis un signal composite est construit en mettant bout à bout la première oscillation pour obtenir une fenêtre temporelle de 50 ms, donnant une résolution fréquentielle de 20 Hz.

Comme pour les autres méthodes exposées, nous partirons de l'analyse d'une réponse dans l'état initial (E1) de la structure avec collage du PZT sur béton dans la zone Z1. La figure IV.26 détaille l'élaboration de la réponse composite des oscillations premières.

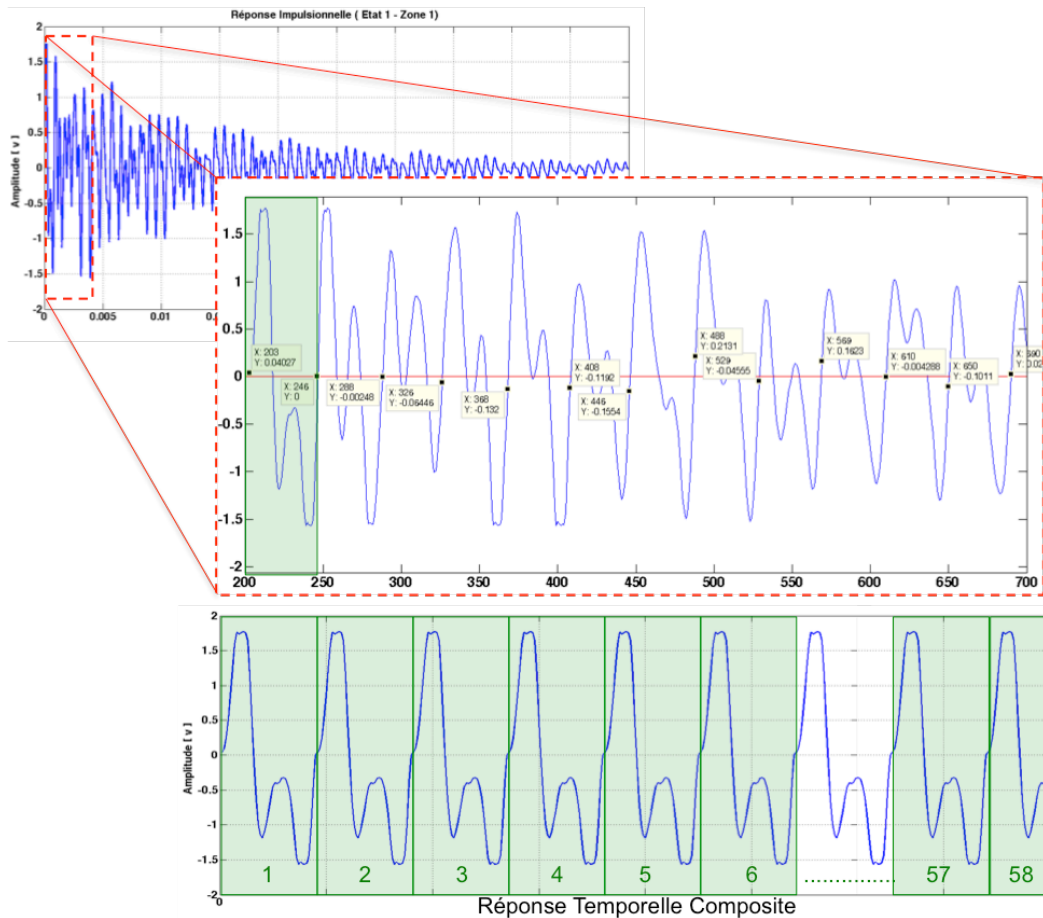


Figure IV. - 33 : a) Réponse impulsionnelle (E1-Z1) et b) réponse composite

A présent, que devient la réponse harmonique d'un tel signal composite ? La réponse est présentée ci-dessous dans la figure IV.34.

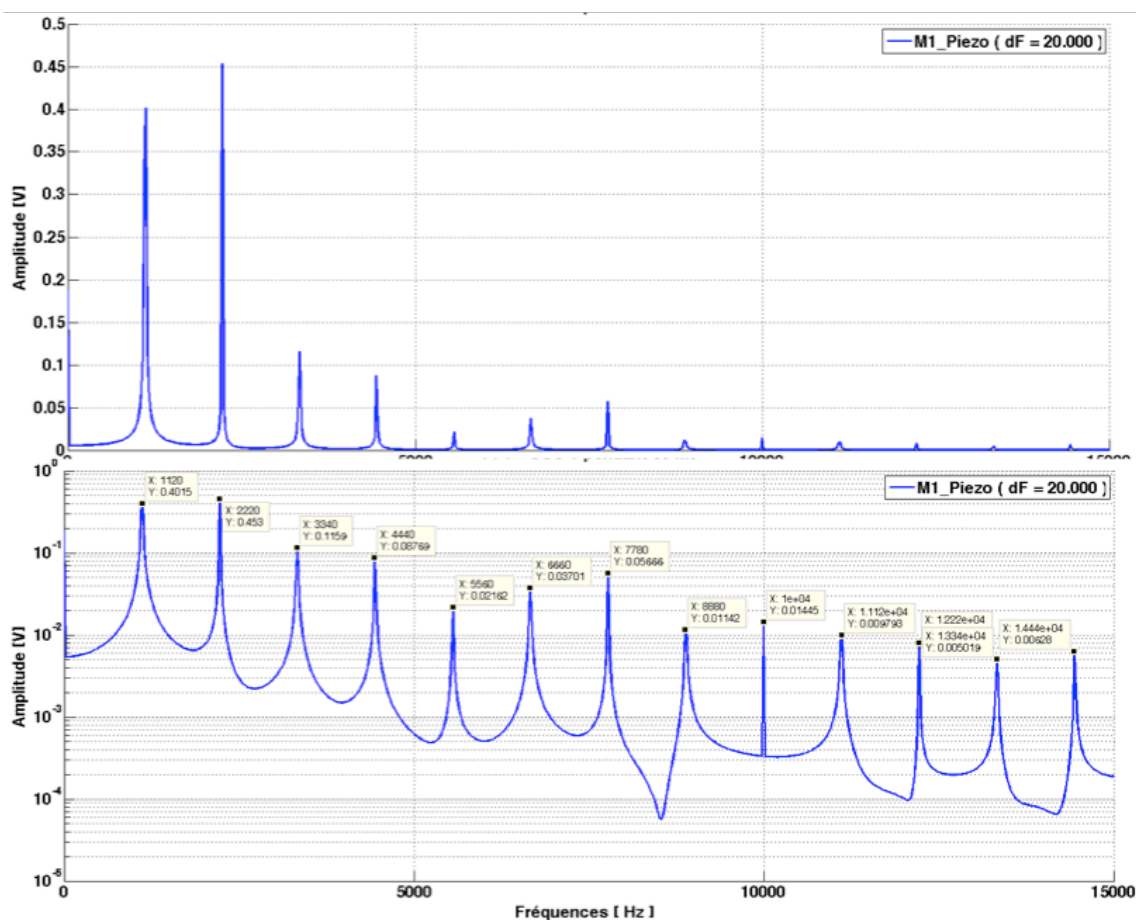


Figure IV. - 34 : Spectres de la réponse composite des premières oscillations

Ces spectres ne présentent plus que le mode fondamental est ses multiples harmoniques de la déformation prépondérante. Dans notre cas, l'excitation étant suivant l'axe longitudinal, c'est bien la fréquence de $F_L=1120\text{Hz}$ correspondant à la déformation longitudinale que l'on retrouve.

On note que la visualisation (fig. IV.34.a) avec l'amplitude en linéaire ne permet de visualiser correctement que les premiers pics. En revanche, l'échelle logarithme (fig. IV.34.b) de l'amplitude permet une mesure simple de ces derniers.

Autant on peut de prime abord regretter la faible résolution fréquentielle de ce spectre, autant la présence de plus de vingt harmoniques permet de relativiser cela. Ainsi, en analysant la dérive du pic correspondant au 19^{ième} harmonique, on disposera d'une résolution proche de $\Delta F = 1\text{Hz}$ sur la détermination de la dérive du fondamental. Ce choix délibéré d'une analyse temporelle sur une fenêtre de 50ms, réduit d'un facteur 60 les données à traiter et limitera le temps de calculs sur une plateforme de type SoC.

A présent, analysons sur la figure IV.35 l'évolution de ce spectre composite avant (E1) et après endommagement (E5). Avec cette approche les « résonances » du mode principal sont mesurables jusqu'à 25 kHz.

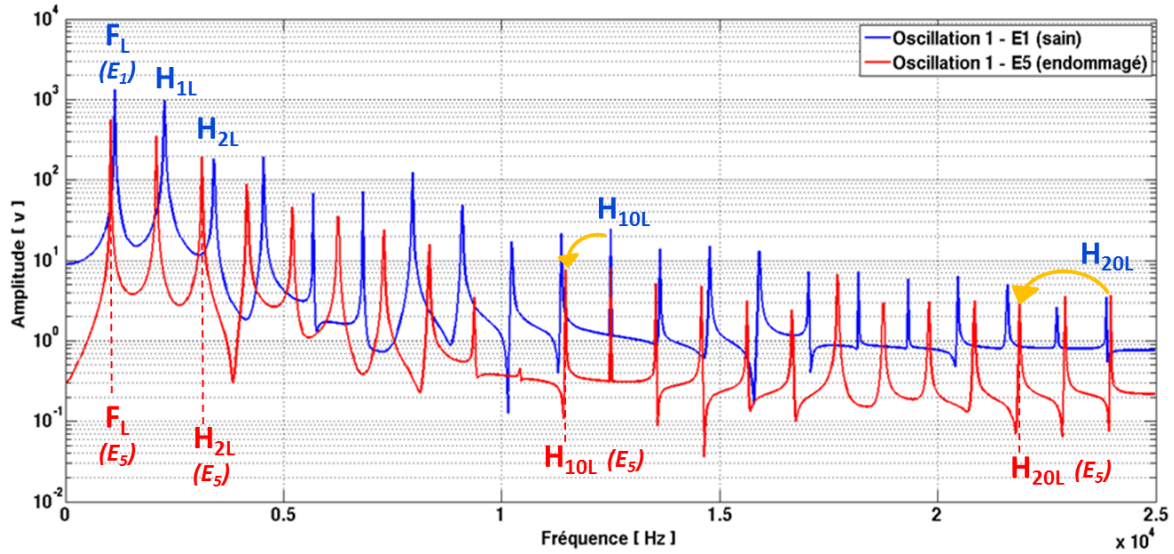


Figure IV. - 35 : Comparaison des spectres composites E1 vs. E5

On retrouve la réduction de la fréquence du fondamental F_L déjà observée dans ce chapitre. Ci-dessous nous avons dressé le tableau IV.8 récapitulatif des fondamentaux et harmoniques avant et après endommagement et la courbe correspondante (Fig. IV.36).

	Fréquences de résonance du mode longitudinal [Hz]											
	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10	F15	F20
E1	1140	2280	3400	4540	5680	6820	7960	9100	10220	11360	17060	22660
E5	1040	2080	3120	4160	5200	6240	7300	8340	9380	10420	15660	20820
$\Delta F/F(\%)$	-8,77	-8,77	-8,24	-8,37	-8,45	-8,5	-8,29	-8,35	-8,22	-8,27	-8,21	-8,2

Tableau IV. 6 : Pics de résonance de la figure IV.27

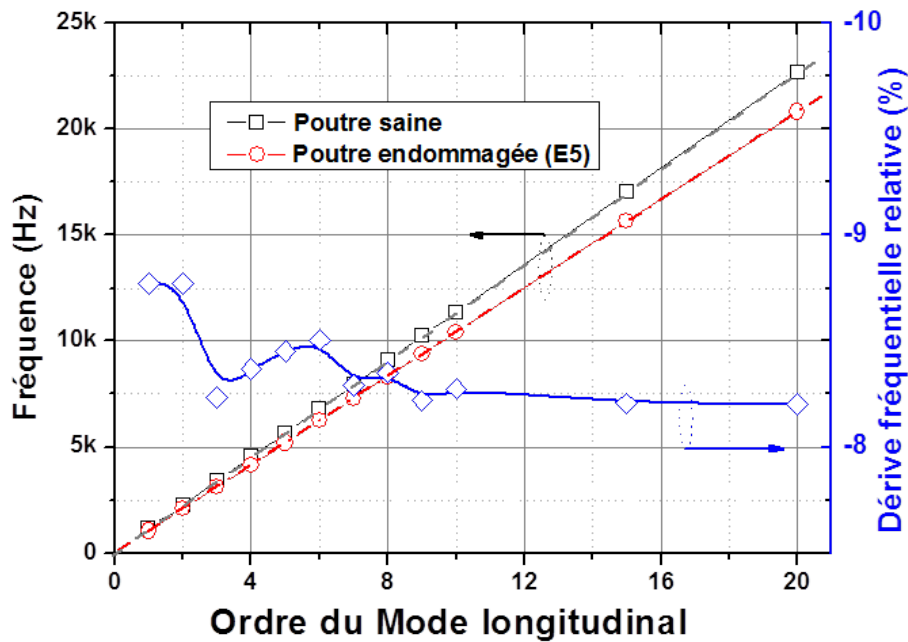


Figure IV. - 36 : Evolutions comparées des fréquences de résonance de E1 et E5

Comme attendu, l'évolution des fréquences d'ordres supérieurs sont des multiples du fondamental. L'évolution parfaitement linéaire en atteste, à la résolution fréquentielle près.

La fréquence du fondamental, déterminé à partir de l'harmonique de rang 19 (mode d'ordre 20), est de $F_L = 1134\text{Hz}$ et sa variation relative après endommagement est précisément de $\Delta F_L/F_L = -8,20\%$.

Outre cette précision suffisante sur la détermination de l'évolution fréquentielle du mode fondamental, nous pensons que cette approche devrait donner de bon résultat quand on change de dimension de la poutre.

En effet, si l'on considère une poutre d'environ 20 à 30 mètres de long avec une section importante, la fréquence du fondamental devient très basse, de quelques Hertz à la dizaine de Hertz, dans la zone de bruit basse fréquence (bruit en $1/f$) et les parasites du secteur. C'est pourquoi, pour ce type de structure, être en mesure de détecter et suivre l'évolution de l'harmonique de rang élevé (20 ou même plus) est de nature à s'affranchir des problèmes classiquement rencontrés sur ce type d'instrumentation.

4.8 CONCLUSION

Dans ce chapitre dédié à l'analyse fréquentielle des signaux collectés, après avoir présenté le comportement modal (modes propres) d'une poutre, nous avons montré les différents « pics » présents sur le spectre. Notre instrumentation à base capteur piézo-électrique offre une très grande dynamique, allant de plusieurs centaines de millivolts à quelques microvolts. Même si les détecteurs sont positionnés sur la face inférieure de la poutre, ils permettent la transduction de l'ensemble des déformations longitudinale, transversale verticale et latérale. Souhaitant proposer une instrumentation embarquée pour de la surveillance et le suivi de la santé de bâtiments et ouvrages d'arts, nous avons identifié différents marqueurs pour cela.

Le rapport signal sur bruit (SNR), permet une analyse qualitative par gamme de fréquence. En effet, en se plaçant à moyenne fréquence (1 à 10kHz) c'est le fondamental et les harmoniques des modes propres qui s'expriment de façon prépondérante. Dans cette gamme de fréquence, l'intégrale de l'amplitude du signal s'estompe pour le dernier état d'endommagement (E5) de -10% par rapport à l'état sain (E1). En revanche, l'insertion d'encoches (12 & 24mm) correspondant à des défauts n'affecte que très peu le SNR (MF) dans cette gamme de moyenne fréquence. Il en va tout autrement pour la réponse à haute fréquence (10 à 20kHz). En effet, l'insertion de ces défauts (encoches) se traduit par une chute du SNR de -44%, alors que les endommagements sous presse (E4 & E5) n'affectent que de -5% le SNR. On peut ainsi distinguer l'apparition de défauts et dégradation du comportement structurel de la poutre.

Puis nous avons analysé l'impact de la forme de la stimulation en comparant un impact direct ou après insertion d'une plaque de caoutchouc sur le béton à l'aide d'un marteau manuel ou marteau piqueur. Les réponses sont somme toute semblables, mais on note clairement que l'amplitude des harmoniques de rang élevé chute plus rapidement dans le cas de l'insertion du caoutchouc. De plus de nombreux pics apparaissent et leur origine est difficilement identifiable. Pour pallier à cela, l'analyse des réponses spectrales en fonction de l'axe de stimulation montre un premier mode propre de déformation transverse latérale à une fréquence de résonance de F_{TL} proche de 800Hz. Puis un second pic à $F_L = 1240\text{Hz}$ apparaît et correspond à la déformation longitudinale. Enfin, un troisième pic apparaît à F_{TV} d'environ 1400Hz et correspond à la déformation transverse verticale.

Pour visualiser ces modes de déformation suivant les trois axes, nous avons assemblé les réponses impulsionnelles des excitations suivant les 3 axes pour les 5 états (sain et endommagé) de la poutre. La réponse spectrale correspondante montre que l'insertion d'encoches (défaut induit) se traduit par une augmentation des fondamentaux (F_L , F_{TV} & F_{TL}) pour les états E2 et E3. Puis après la dégradation sous presse (E4 & E5) on constate le recul des fondamentaux. La dérive fréquentielle est de -8,6% pour le mode longitudinal, -3,4% pour le mode transverse vertical et enfin -5,5% pour le mode transverse latéral. La dérive de l'amplitude des fondamentaux atteint -73%, -66% et -73% pour respectivement les modes longitudinal, transverse vertical et transverse latéral. Outre ces dérives des fondamentaux, le coefficient d'endommagement, correspondant au rapport entre le spectre lissé (5 à 20kHz) de l'état sain et des quatre autres endommagements, confirme que les défauts (encoches)

l'affectent peu, alors qu'il croit significativement après les endommagements sous presse (E4 & E5).

La présence de raies très étroites en l'absence d'excitation forcée, seul le bruit mécanique excite la poutre, fait apparaître le fondamental correspondant à la déformation transverse verticale résultante. On observe l'évolution de ces fréquences avec l'état d'endommagement et cela permet d'envisager une écoute totalement passive de la structure et la possibilité de suivre l'évolution du mode transverse vertical. Là encore la variation relative de la fréquence du fondamental est de 9,5%.

Si l'on déduit des mesures temporelles, l'énergie mécanique et ses deux composantes cinétique et potentielle, on peut déterminer les spectres d'énergie correspondant. De là nous avons montré que l'enveloppe des spectres, déduits des mesures en deux points distinct (Zone 1 et Zone 3) sur la poutre, présentent les mêmes fréquences des pics d'énergie. L'évolution comparée de ces spectres d'énergie conforme à nouveau que l'insertion d'encoches n'affecte pas ou peu le comportement à basse et moyenne fréquences. En revanche, la dégradation de l'état structurel de la poutre après test sous presse se traduit par un « arrondissement » des pics (qui deviennent des gaussiennes) et une dissociation du comportement aux hautes fréquences.

Enfin, la dernière approche consiste à construire un signal composite n'intégrant que la ou les toutes premières oscillations. Ainsi on dispose d'un signal de forte amplitude, faiblement bruité, dont la transformé de fourrier ne fait apparaître que le fondamentale prépondérant. Dans notre cas, l'excitation s'est fait suivant l'axe longitudinal sur la poutre saine et seul le mode longitudinal est présent sur ce spectre.

L'intérêt de cette approche est non seule la simplification du spectre obtenu, mais aussi la présence d'harmoniques jusqu'en bout de la gamme de mesure à 20kHz. Nous avons montré que le spectre correspondant à l'état le plus endommagé (E5 pression de 13kN) donne un spectre composé d'un fondamental et des vingt harmoniques dont l'ensemble des fréquences ont dérivées. Dans la perspective d'un système de traitement embarqué, le signal composite ainsi généré est de 50ms et donnera une faible résolution de 20Hz.

Dans notre cas, la fréquence du fondamental est de $F_L=1240\text{Hz}$ et la dérive à l'état final d'endommagement est d'environ $\Delta F_L/F_L \approx 100\text{Hz}$. La résolution n'est donc pas suffisante pour bien suivre la dérive du fondamental, en revanche si l'on suit la dérive du 19^{ième} harmonique (mode d'ordre 20) elle atteint environ $\Delta H_{L19}/H_{L19} \approx 2000\text{Hz}$. Donc on peut remonter à un suivi de la dérive du fondamental à 1Hz près ($\approx 1\%$). Cette approche originale nous paraît pertinente dans la perspective de suivre des structures en béton armé de plus grandes dimensions et donc présentant des fréquences propre de quelques Hertz à la dizaine de Hertz. Avec cette approche, la mesure de la dérive du 100^{ième} harmonique à plusieurs centaines de hertz permet de se placer dans une gamme de fréquence où le signal est moins bruité (loin du bruit BF et des parasites du secteur). Elle permet aussi de limiter la résolution fréquentielle.

Le tableau présenté ci-après laisse au lecteur un résumé des méthodes ici traités. Il résume les aspects et critères vis-à-vis des technologies de l'électronique embarquée.

Méthode	Résolution	Portabilité	Capacité à détecter des défauts	Applications	Critères d'innovation
Amortissement Logarithmique	✓✓✓	✓✓✓	✓✓✓	Réponses sous amorties	✓✓✓
Spectre Composite 3D	✓✓✓	✓✓✓	✓✓✓	Excitation dans les 3 axes « indoor »	✓✓✓
Spectre du BdF	✓✓✓	✓✓✓	✓✓✓	Analyse Modale « toute structure »	✓✓✓
Spectre d'Énergie	✓✓✓	✓✓✓	✓✓✓	Dynamique de structures	✓✓✓
Spectre 1 ^{ère} Oscillation	✓✓✓	✓✓✓	✓✓✓	Instrumentation embarquée	✓✓✓

Tableau - IV. 7 Résumé » des méthodes proposées, et « notre » pondération selon les critères d'implantation en instrumentation

Il faut remarquer qu'aucune de ces méthodes n'est discriminatoire par rapport à une autre mais complémentaire d'où la pertinence de les combiner en les rassemblant dans une architecture électronique reconfigurable.

4.9 BIBLIOGRAPHIE

- [1] T. Gmür, *Dynamique des structures: analyse modale numérique*. Laussane: Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 1997.
- [2] B. Peeters and G. De Roeck, "Reference-Based Stochastic Subspace Identification for Output-Only Modal Analysis," *Mech. Syst. Signal Process.*, vol. 13, no. 6, pp. 855–878, 1999.
- [3] L. Hermans and H. Van Der Auweraer, "Modal Testing and Analysis of Structures Under Operational Conditions: Industrial Applications," *Mech. Syst. Signal Process.*, vol. 13, no. 2, pp. 193–216, 1999.
- [4] M. P. Norton and D. G. Karczub, *Fundamentals of Noise and vibrations analysis for Engineers*. Cambridge: University of Cambridge, 2003.
- [5] F. J. Fahy, *Sound and Structural Vibration: Radiation, Transmission and Response*. England: Academic Press, Intitute of Sound and Vibration Research, 2007.
- [6] J. T. Kim, Y. S. Ryu, H. M. Cho, and N. Stubbs, "Damage identification in beam-type structures: Frequency-based method vs mode-shape-based method," *Eng. Struct.*, vol. 25, no. 1, pp. 57–67, 2003.
- [7] O. S. Salawu, "Detection of structural damage through changes in frequency: a review," *Eng. Struct.*, vol. 19, no. 9, pp. 718–723, 1997.
- [8] D. Combescure, "Eléments de dynamique des structures Illustrations à l'aide de CAST3M," 2006.
- [9] N. Stubbs, "Crack Detection in Beam-Type Structures Using Frequency Data," *J. Sound Vib.*, vol. 259, pp. 145–160, 2003.
- [10] G. M. Owolabi, a. S. J. Swamidas, and R. Seshadri, "Crack detection in beams using changes in frequencies and amplitudes of frequency response functions," *J. Sound Vib.*, vol. 265, no. 1, pp. 1–22, 2003.
- [11] H. Nahvi and M. Jabbari, "Crack detection in beams using experimental modal data and finite element model," *Int. J. Mech. Sci.*, vol. 47, no. 10, pp. 1477–1497, 2005.
- [12] B. Li, X. F. Chen, J. X. Ma, and Z. J. He, "Detection of crack location and size in structures using wavelet finite element methods," *J. Sound Vib.*, vol. 285, no. 4–5, pp. 767–782, 2005.

Conclusion Générale

L'objectif que nous nous étions fixé était de contribuer à rechercher des marqueurs de fragilités en explorant des signaux temporels et fréquentiels issus de capteurs PZT sur une poutre en béton sollicitée par des vibrations non calibrées.

Après d'avoir défini les enjeux des systèmes de monitoring - *SHM des infrastructures* dans le premier chapitre ; nous avons développé notre propre banc d'excitation faible énergie et validé l'excitation mécanique de structure de forte masse à l'aide d'un marteau classique et d'un marteau piqueur aménagé.

L'acquisition de signaux à moyenne fréquence (50k.Ech/s), exploré plusieurs architectures électroniques pour le conditionnement et le traitement des données, en veillant à ne pas stocker trop d'informations (système embarqué, capacité de stockage limité). Nous avons démontré que même si l'accéléromètre, très utilisé en CND, semble le meilleur candidat pour la mesure de déplacements, voir micro-déplacements, dans une structure, sa bande passante est parfois limitée (<5kHz) et surtout on se heurte à une limitation de sa dynamique. En effet, il faut à la fois, simultanément, supporter d'énormes chocs et être sensible à des micro-vibrations. Il existe des accéléromètres à gamme sélectionnable, mais comme nous souhaitons disposer d'un capteur à très grande dynamique (environ cinq ordres de grandeur) nous avons écarté ce type de capteur. Il en va de même pour la jauge extensométrique, elle aussi très usitée, mais qui souffre des mêmes limitations et aussi peu sensible. En revanche elle est performante pour la mesure de déformation statique.

Le capteur piézoélectrique PZT présente une large bande passante et une forte dynamique de détection. Nous avons ainsi obtenu, sans soins spécifiques, une dynamique allant de plusieurs centaines de millivolts à un planché de bruit de 2 à 3 μ V. Cela nous permet d'explorer différentes méthodes d'analyses temporelles et fréquentielles. Nous avons également analysé l'impact de l'interface de collage du PZT sur la structure en béton en insérant une plaque d'aluminium, créant ainsi un filtre mécanique passe haut. Ceci a été mis à profit pour limiter l'amplitude du ou des fondamentaux des modes propre et permis d'amplifier d'avantage les signaux à plus hautes fréquences. Ces signaux traduisent la propagation des harmoniques de rang élevé qui s'avèrent plus sensible aux défauts localisés. Cela va dans notre objectif d'une détection précoce des défauts.

Lors des essais plusieurs conclusions s'imposent :

- Notre sensibilité aux vibrations de faible amplitude est compatible avec celles issues des phénomènes de sollicitations de la structure pendant son cycle de vie à (trafic routier)
- Validation de la reproductibilité et répétabilité des réponses temporelles et fréquentielles.

- Le traitement des signaux temporel et fréquentiel, traduit l'état d'endommagement de la structure (insertion de défaut ou déformation permanente de la structure)

L'analyse des signaux temporels s'est effectuée selon deux axes :

- L'étude de l'évolution de l'amortissement de la réponse
- L'analyse statistique les réponses impulsionnelles en observant l'écart type comme témoin de la fragilité

L'analyse fréquentielle, après transformée de fourrier, permet non seulement de remonter aux modes propres suivant les différents axes, mais également de suivre leurs évolutions avec l'état d'endommagement.

Même si les détecteurs sont positionnés sur la partie inférieure de la poutre (installation compatible sur structure existante), l'ensemble des déformations longitudinale, transversale verticale et latérale est possible et nous avons identifié les marqueurs suivants :

Le rapport signal sur bruit par gamme de fréquence : dans la gamme allant jusqu'à 10 kHz, les fondamentaux et les harmoniques des modes propres sont prépondérant et après endommagement final (E5) on note une réduction -10% du SNR. En revanche à haute fréquence (10 kHz à 20kHz) l'insertion d'encoches se traduit par une chute de -44% du SNR, alors que les états 4 et 5 d'endommagement (sous presse à 10 kN puis 13kN) ne se traduisent que par une chute de -5% du SNR. On conclue que l'apparition de défauts est détectable par le suivi du SNR à haute fréquence.

Pour visualiser les modes de **déformation suivant les trois axes**, nous avons assemblé les réponses impulsionnelles des excitations suivant les 3 axes pour les 5 états (sain et endommagé) de la poutre. La réponse spectrale correspondante montre que l'insertion d'encoches (défaut induit) se traduit par une augmentation des fréquences des fondamentaux (F_L , F_{TV} & F_{TL}) pour les états E2 et E3. Puis après la dégradation sous presse (E4 & E5) on constate une dérive fréquentielle est de -8,6% pour le mode longitudinal, -3,4% pour le mode transverse vertical et enfin -5,5% pour le mode transverse latéral. Si l'on considère l'amplitude des fondamentaux, elle chute de -73%, -66% et -73% pour respectivement les modes longitudinal, transverse vertical et transverse latéral.

La présence de raies très étroites en **l'absence d'excitation forcée**, seul le bruit mécanique excite la poutre, fait apparaître le fondamental correspondant à la déformation transverse verticale résultante. Là encore l'évolution de 9,5% des fréquences avec l'état d'endommagement permet d'envisager une écoute passive du mode transverse vertical de la structure.

L'énergie mécanique déduite des mesures temporelles, permet de déterminer les spectres d'énergie correspondant. De là nous avons montré que l'enveloppe des

spectres, déduits des mesures en deux points distinct (Zone 1 et Zone 3) sur la poutre, présentent des pics d'énergie aux mêmes fréquences. L'évolution comparée de ces spectres d'énergie confirme à nouveau que l'insertion d'encoches n'affecte pas ou peu le comportement à basse et moyenne fréquences. En revanche, la dégradation de l'état structurel de la poutre après test sous presse se traduit par un « arrondissement » des pics et une dissociation du comportement aux hautes fréquences.

La dernière approche consiste à **construire un signal composite** n'intégrant que la ou les toutes premières oscillations, pour disposer d'un signal de forte amplitude, faiblement bruité. La transformé de fourrier de ce signal composite ne fait apparaître que le fondamental du mode prépondérant. Dans notre cas, l'excitation s'est fait suivant l'axe longitudinal sur la poutre saine et seul le mode longitudinal est présent sur ce spectre très épuré ne faisant plus apparaître que le fondamental et des dizaines d'harmoniques. Suivre la dérive du mode d'ordre 20 permet, à partir d'une seule acquisition sur 50ms, d'obtenir une précision de lecture de 1 Hz, contre 20Hz mesurable sur le fondamental. Cette approche nous paraît particulièrement pertinente pour monitorer des structures en béton de plus grandes dimensions et donc, présentant des fréquences propre de quelques Hertz. Avec cette approche, la mesure de la dérive du 100^{ième} harmonique à plusieurs centaines de hertz permettra de se placer dans une gamme de fréquence où le signal est moins bruité.

Les perspectives de ce travail passent dans un premier temps par une validation expérimentale sur site réel (pont instrumenté) et d'identifier la signature la plus pertinente. Cette étape de validation acquise nous permettra d'aborder l'implémentation sur une architecture reconfigurable de type SoC. Un effort supplémentaire les algorithmes permettront de mener à bien le travail entrepris au cours de cette thèse.

Propriétés des Matériaux Piézoélectriques

- Valeurs Typiques

Property	Symbol	Units	Material Type			
			3195	3195HD	3203	3203HD
Dielectric Constant (1KHz)	K_3^T		1800	1900	3250	3800
Dielectric Loss Factor (1KHz)	$\tan\delta_e$	%	1.8	1.8	2.0	2.4
Density	ρ	g/cm ³	7.7	7.8	7.7	7.8
Curie Point	T_c	°C	350	350	235	225
Mechanical Quality Factor	Q_m		80	80	30	30
Coercive Field*	E_c	KV/cm	14.9	12.0	10.6	8.0
Remanent Polarization	P_r	μCoul/cm ²	39.2	39.0	37.2	39.0
Coupling Coefficients	K_p		.63	.65	.69	.75
	K_{33}		.70	.72	.73	.75
	K_{31}		.35	.36	.41	.43
	K_t		.49	.48	.53	.55
	K_{15}			.59		.72
Piezoelectric Charge Coefficient	d_{31}	Coul. x 10 ⁻¹² Newton	-175	-190	-275	-320
(Displacement Coefficient)	d_{33}	(or) meters x 10 ⁻¹² volt	350	390	550	650
Piezoelectric Voltage Coefficient	g_{33}	volt meters x 10 ⁻³ Newton	24.2	24.0	19.0	19.0
(Voltage Coefficient)	g_{31}		-11.0	-11.3	-9.6	-9.5
Elastic Modulus	Y_{11}^E	Newton x 10 ¹⁰ meter ²	6.9	6.7	6.3	6.2
	Y_{33}^E		5.5	5.3	5.0	4.9
Frequency Constants Radial	N_r	KHZ-cm	202		192	
Resonant Thickness	N_{tr}	KHZ-cm	204	211	191	202
Anti-Resonant Thickness	N_{ra}	KHZ-cm	229	236	222	236
Formulas:	Disc Capacitance = $\frac{d^2 \times K_3^T}{5.67 \times t}$		Disc $K_3^T = \frac{5.662 \times c \times t}{d^2}$		f_r (radial) = $N_r/2.54 d$	f_r (length) = $N_r/2.54 l$
	Plate Capacitance = $\frac{l \times w \times K_3^T}{4.45 \times t}$		Plate $K_3^T = \frac{4.447 \times c \times t}{l \times w}$		f_r (width) = $N_r/2.54 w$	f_t (thickness) = $N_t/2.54 t$

$\tan\delta_e$ - Dielectric Loss Factor	C - Capacitance (nF)	N_r - Radial Frequency Constant
ρ - Mass Density of Ceramic	l - Length (in.)	N_t - Thickness Mode Frequency Constant
T_c - Curie Point	w - Width (in.)	P_r - Remanent Polarization
d_{33} - Direct Charge Coefficient	d - Diameter (in.)	Q_m - Mechanical Q (Quality Factor)
d_{31} - Transverse Charge Coefficient	t - Thickness (10 ⁻³ in.)	Y_{33}^E - Direct Youngs Modulus
E_c - Coercive Field	K_{33} - Direct Electromechanical Coupling Coefficient	Y_{11}^E - Elastic Modulus
g_{33} - Direct Voltage Coefficient	K_{31} - Transverse Electromechanical Coupling Coefficient	f_r - Resonant Frequency
g_{31} - Transverse Voltage Coefficient	K_3^T - Free Dielectric Constant Measured Along Poling Axis	f_a - Anti-Resonant Frequency
K_p - Planar Electromechanical Coupling Coefficient		

PZT Retenu



Everywhere. Every Day.

PiezoPower™

PZT5A & 5H Materials Technical Data (Typical Values)

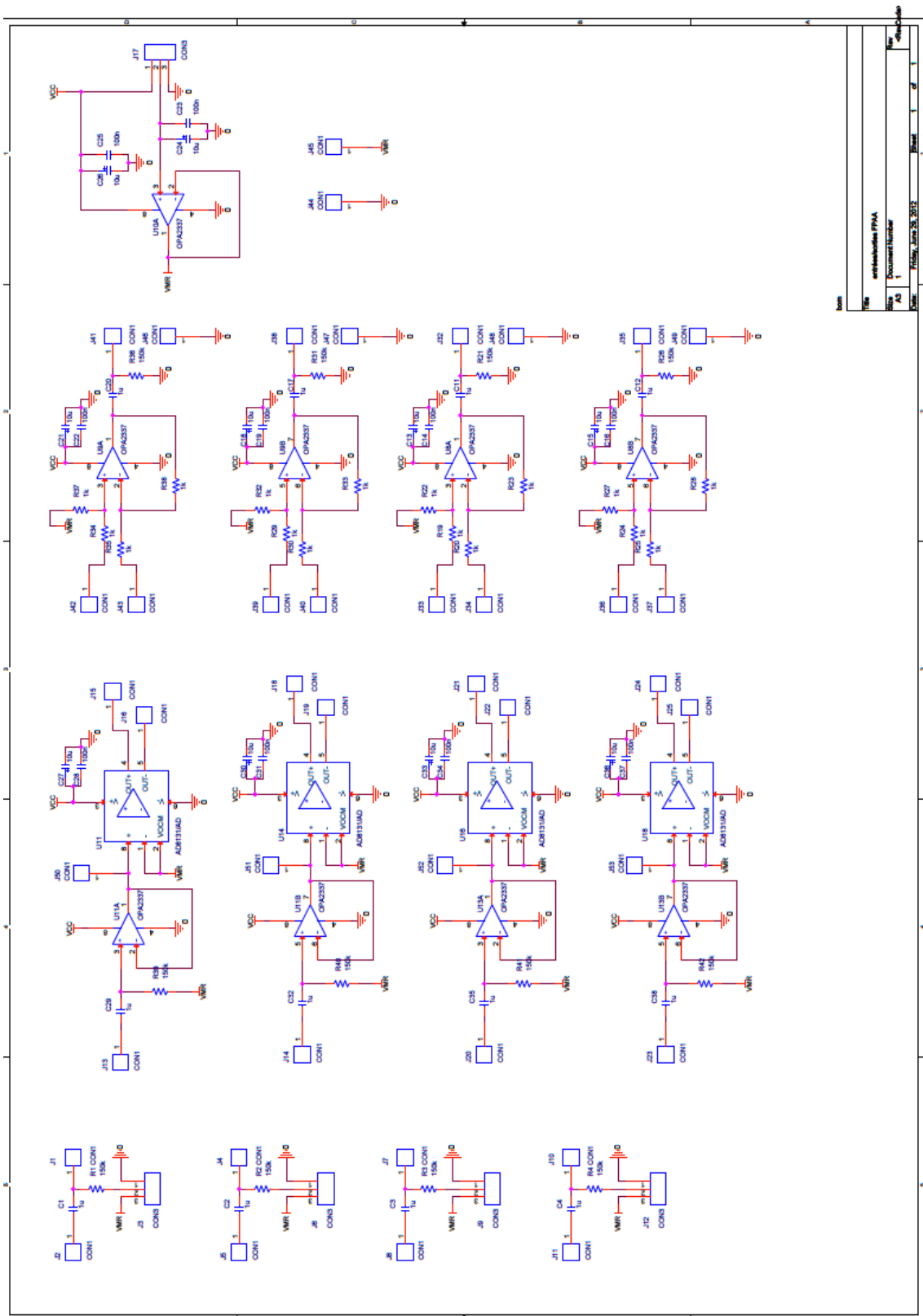
Property	Symbol	Units	Material Type				
			3195STD	3195HD	3221HD	3203STD	3203HD
Dielectric Constant (1KHz)	K^T_{33}		1800	1900	3450	3250	3800
Dielectric Loss Factor (1KHz)	$\tan\delta_e$	%	1.8	1.8		2.0	2.0
Density	ρ	g/cm ³	7.7	7.8	7.87	7.7	7.87
Curie Point	T_c	°C	350	350	242	235	225
Mechanical Quality Factor	Q_m		80	80		30	30
Coercive Field (Measured < 1 Hz)	E_c	kV/cm	14.9	12.0	8.8	10.6	8.0
Remanent Polarization	P_r	μCoul/cm ²	39.2	39.0		37.2	39.0
Coupling Coefficients	k_p		0.63	0.65		0.69	0.75
	k_{33}		0.70	0.72	0.78	0.73	0.75
	k_{31}		0.35	0.36	0.44	0.41	0.43
	k_t		0.49	0.48	0.55	0.53	0.55
	k_{15}			0.59	0.78		0.78
Piezoelectric Charge (Displacement Coefficient)	d_{31}	Coul/N x 10 ⁻¹²	-175	-190	-300	-275	-320
	d_{33}	(or) m/V x 10 ⁻¹²	350	390	595	550	650
Piezoelectric Voltage Coefficient (Voltage Coefficient)	g_{33}	V·m/N x 10 ⁻³	24.2	24.0	19.9	19.0	19.0
	g_{31}		-11.0	-11.3	-10.2	-9.6	-9.5
Elastic Modulus	Y^E_{11}	N/m ² x 10 ¹⁰	6.9	6.7	6.2	6.3	6.2
	Y^E_{33}		5.5	5.3	5.1	5.0	4.9
Frequency Constants Radial	N_r	KHz·cm	202			192	
Resonant Thickness	N_{tr}	KHz·cm	204	211	202	191	202
Anti-Resonant Thickness	N_{ta}	KHz·cm	229	236	235	222	236
Thermal Expansion (Perpendicular to poling)	α	ppm/°C		3.0			3.5
Specific Heat	C_p	J/kg·°C		440			420
		J/mol·°C		145			138
Thermal Conductivity with Au Electrodes	K_d	W/cm·°C		1.9-2.3			1.9-2.3
		W/m ² ·K		1.2			1.2
		W/m·°K		1.45			1.45
Poisson's Ratio	ν			0.31		0.31	
Elastic Constants Short Circuit	S^F_{11}	x 10 ⁻¹² m ² /N		16.2	16.0		16.6
	S^F_{33}			18.6	19.8		21.0
Elastic Constants Open Circuit	S^D_{11}	x 10 ⁻¹² m ² /N		14.6	13.0		13.9
	S^D_{33}			9.6	7.7		8.8
Elastic Constants Short Circuit	Y^E_{11}	x 10 ¹⁰ N/m ²		6.7	6.2		6.2
	Y^E_{33}			5.3	5.1		4.9
Elastic Constants Open Circuit	Y^D_{11}	x 10 ¹⁰ N/m ²		6.8	7.8		7.0
	Y^D_{33}			10.6	13.0		11.0

Formulas	
Disc Capacitance	$(d^2 \cdot K^T_{33}) / (5.67 \cdot t)$
Plate Capacitance	$(l \cdot w \cdot K^T_{33}) / (4.45 \cdot t)$
Disc K^T_{33}	$(5.662 \cdot \text{Cap} \cdot t) / d^2$
Plate K^T_{33}	$(4.447 \cdot \text{Cap} \cdot t) / (l \cdot w)$
f_r (radial)	$N_r / (2.54 \cdot d)$
f_r (length)	$N_{31r} / (2.54 \cdot l)$
f_r (width)	$N_{31r} / (2.54 \cdot w)$
f_t (thickness)	$N_t / (2.54 \cdot t)$

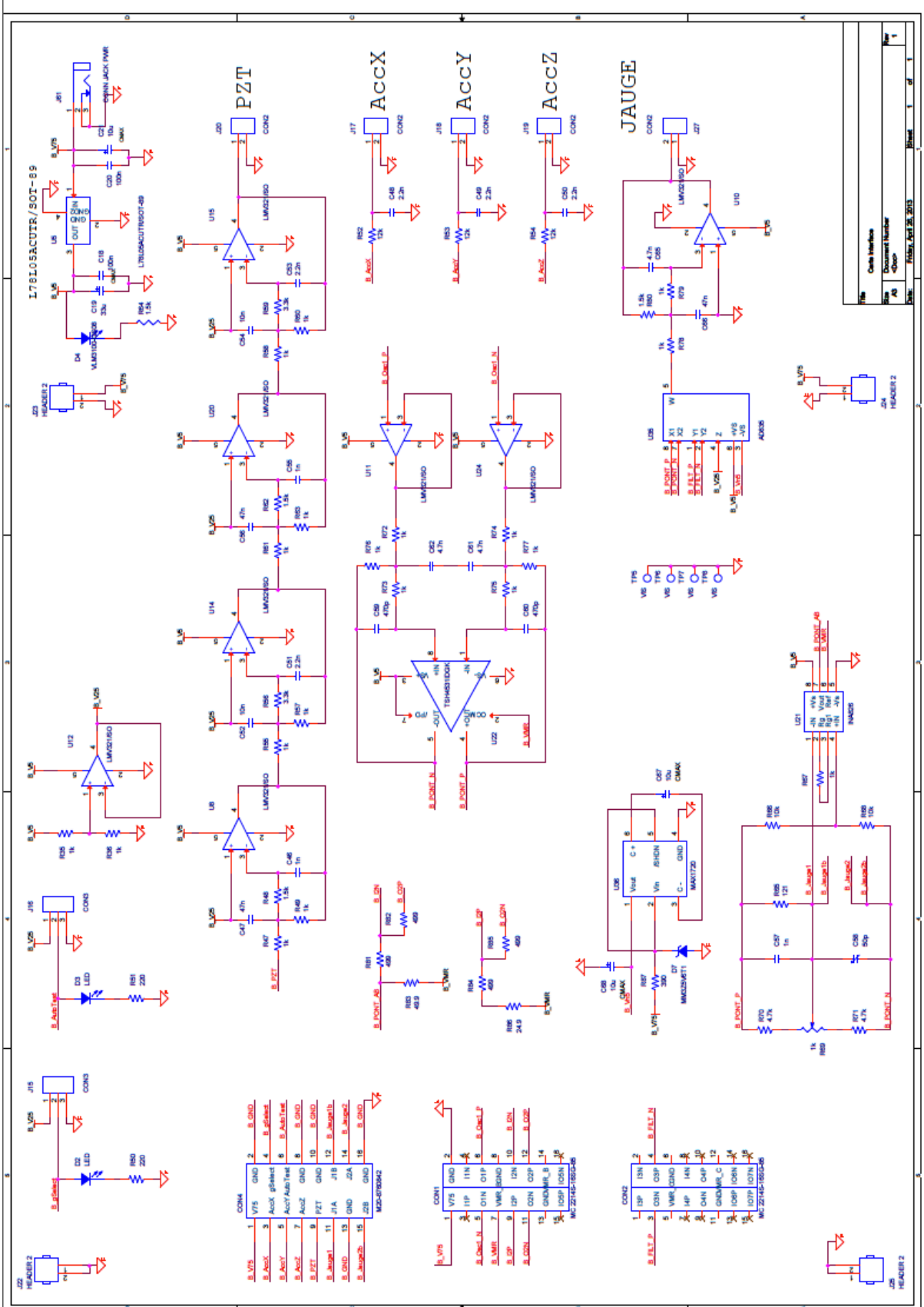
Formula length, width, and diameter are for electroded area only.

Definitions			
$\tan\delta_e$	Dielectric Loss Factor	C	Capacitance (nF)
ρ	Mass Density of Ceramic	l	Length (in.)
T_c	Curie Point	w	Width (in.)
d_{33}	Direct Charge Coefficient	d	Diameter (in.)
d_{31}	Transverse Charge Coefficient	t	Thickness (10 ⁻³ in.)
E_c	Coercive Field	k_{33}	Direct Electromechanical Coupling Coefficient
g_{33}	Direct Voltage Coefficient	k_{31}	Transverse Electromechanical Coupling Coefficient
g_{31}	Transverse Voltage Coefficient	K^T_{33}	Free Dielectric Constant Measured Along Poling Axis
k_p	Planar Electromechanical Coupling Coefficient		
		N_r	Radial Frequency Constant
		N_t	Thickness Mode Frequency Constant
		P_r	Remanent Polarization
		Q_m	Mechanical Q (Quality Factor)
		Y^E_{33}	Direct Young's Modulus
		Y^E_{11}	Elastic Modulus
		f_r	Resonant Frequency
		f_a	Anti-Resonant Frequency

Annexe - 2 : PZT – 5H Utilisé par le Set-Up expérimentale



Annexe - 3 : Circuit Carte d'Accueil



Annexe - 4 : Circuits de la carte d'adaptation des signaux

Ma Production Scientifique

Conférence National avec comité de Lecture

[JNRDM - 2014] *Réseau des Capteurs pour l'estimation et caractérisation des endommagements de structures hétérogènes renforcés par matériaux composites : cas d'étude pour une structure en béton appliqué à la Structural Health Monitoring - SHM*

Auteur(s) : A.BELISARIO, R. FRANCOIS, T.CAMPS, C. ESCRIBA, J-Y. FOURNIOLS

Manifestation avec actes : JNRDM 2014 Lille, 4 pages.

Conférence International avec comités de lectures

[IWSHM-2013] *Multi-sensing strategy for SHM in civil engineering: case study of structural element with carbon fiber reinforcement*

Auteur(s) : A.BELISARIO, C.CODREANU, S.ZEDEK, J-Y. FOURNIOLS, T.CAMPS, C. ESCRIBA,

Manifestation avec acte : International Workshop of Structural Health Monitoring (IWSHM) 2013 du 10 septembre au 12 septembre 2013, Stanford (USA), Septembre 2013, pp.831-838 , N° 13275

[EWSHM-2014] *SHM based on modal analysis: accelerometer and piezoelectric transducers instrumentation for civil engineering in heterogeneous structures*

Auteur(s) : A.BELISARIO, S.ZEDEK, T.CAMPS, R. FRANCOIS, C. ESCRIBA, , J.FOURNIOLS,

Manifestation avec acte : European Workshop of Structural Health Monitoring (EWSHM) 2014 du 8 juillet au 11 juillet 2014, Nantes (France), Juillet 2014, 7p , N° 14185

<http://hal.inria.fr/hal-01021063>

[EWSHM-2014] *Adaptable synchronous detection for the SHM of composites component : autonomous FPAA architecture on polyimide film*

Auteur(s) : S.ZEDEK, C.CODREANU, A.BELISARIO, J. FOURNIOLS, T.CAMPS, C. ESCRIBA, R.FRANCOIS.

Manifestation avec acte : European Workshop of Structural Health Monitoring (EWSHM) 2014 du 8 juillet au 11 juillet 2014, Nantes (France), Juillet 2014, 7p , N° 14158

<http://hal.inria.fr/hal-01022000>

[EWSHM-2014] *SHM of composite component based on analog versatile architecture*

Auteur(s) : S.ZEDEK, A.BELISARIO, J. FOURNIOLS, C. ESCRIBA, T.CAMPS JL, BOIZARD

Rapport LAAS N° 14389 Août 2014, 8p.

