

# Diagnostic vibratoire des structures en béton armé : prise en compte des endommagements

Fatma GUIDARA<sup>1</sup>, Mohamed SAIDI<sup>1</sup>, Jean-Patrick PLASSIARD<sup>1</sup>, William RODRIGUEZ<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Univ. Savoie Mont-Blanc, CNRS, UMR 5271, LOCIE, Le Bourget du Lac 73370, France

<sup>2</sup> KEOPS Ingénierie, 17 All. du Lac d'Aiguebelette, 73370 Le Bourget-du-Lac, France

## RESUME

Cette étude a pour objectif la prise en compte des fissures dans le diagnostic vibratoire des structures en béton armé. Pour cela, une campagne expérimentale a été mise en place afin de suivre l'évolution des fréquences propres d'un multi-portique en béton armé. Ce dernier est constitué d'une poutre continue de 20 m, appuyée sur six poteaux. Un chargement progressif a été appliqué sur les deux premières travées et un suivi des fréquences en plan et hors plan a été effectué. L'emplacement des fissures a été localisé par des capteurs à fibres optiques distribuées, noyées au cœur de la poutre.

Les résultats montrent que l'apparition des fissures entraîne une baisse des fréquences propres, tant en plan qu'en hors plan. Ce changement a été intégré dans le modèle filaire du multi-portique par l'introduction de facteurs de fixation vectoriels aux emplacements des fissures. Ces facteurs, représentant des connexions semi-rigides, ont été calibrés par optimisation pour reproduire au moins les premières fréquences propres dans les deux plans. Les résultats soulignent l'importance de prendre en compte les défauts dans le diagnostic vibratoire des structures en béton armé pour éviter les effets de résonance en illustrant la méthodologie d'intégration de ces défauts dans les modèles filaires.

**Mots-clés :** Mesures vibratoires, connexions semi-rigides, indicateur d'endommagement, structure béton armé, fréquences propres

## I. INTRODUCTION

Dans le contexte environnemental actuel, le secteur du bâtiment représente environ 23 % des émissions de gaz à effet de serre, selon l'ADEME (ADEME, 2023). Une grande part de ces émissions provient principalement des déconstructions-reconstructions des bâtiments. Plusieurs études (Bouchet Blancou 2020, Projet Suremix 2024) proposent des solutions pour limiter ces émissions, notamment en encourageant la réhabilitation des bâtiments existants et en favorisant la surélévation des structures plutôt que la construction de nouveaux bâtiments sur des terrains non urbanisés. Cependant, pour mettre en œuvre ces recommandations, une analyse approfondie de la stabilité structurelle des bâtiments, tant du point de vue statique que vibratoire, est indispensable avant et après toute intervention.

Bien que l'aspect statique des structures soit bien maîtrisé, le risque sismique demeure un facteur clé lors du dimensionnement des bâtiments. Comprendre le comportement vibratoire des

structures permet d'optimiser le dimensionnement des éléments porteurs afin de minimiser les dégâts en fonction de la zone sismique. Cependant, bien que ce risque soit pris en compte lors du dimensionnement, la modélisation réalisée repose principalement sur l'hypothèse d'une structure parfaite, sans défaut. En pratique, cette même hypothèse est également appliquée par l'ingénieur structure lors du diagnostic tout au long de la vie de l'ouvrage. Or, des imperfections d'origines diverses (compositions, erreurs de réalisation, etc.) peuvent entraîner des liaisons imparfaites entre les éléments porteurs. Par ailleurs, les structures subissent des dégradations au fil du temps, provoquant l'apparition de défauts, principalement sous forme de fissures. Ces dégradations affectent à la fois les liaisons entre les éléments porteurs et l'intégrité structurelle des éléments eux-mêmes. Ainsi, il est crucial de prendre en compte ces défauts et imperfections dans un diagnostic vibratoire afin d'appréhender convenablement le comportement de l'ouvrage lorsque les fréquences de sollicitation coïncident avec ses fréquences propres. Cette connaissance de l'état actuel est d'autant plus importante lorsqu'une modification structurelle importante est projetée, notamment en cas de surélévation des bâtiments existants.

Partant sur un choix de réhabilitation, un obstacle majeur demeure : le diagnostic structurel des bâtiments n'est pas encore suffisamment abouti avancé pour déterminer l'état actuel d'un bâtiment existant précisément. Lors d'un diagnostic structurel, la méthode couramment utilisée repose sur la détection visuelle des fissures. Si l'identification des pathologies est généralement possible, la quantification des défauts occasionnés n'est pas accessible via cette méthode. La détermination des fréquences propres des structures étudiées représente donc un indicateur complémentaire de son état (Zhu et al., 2011). Dans ce but une approche de type Rayleigh (Sentosa et al., 2015) peut convenir pour des éléments simples, mais l'utilisation de mesures vibratoires est davantage appropriée pour évaluer l'état structurel d'un bâtiment (Skjærbæk, 1997). Cette méthode consiste à analyser la réponse vibratoire de l'élément de la structure soumis à une excitation induite artificiellement ou générée par le bruit ambiant. D'après les études existantes une diminution d'environ 20 % de la première fréquence propre d'un bâtiment peut déjà signaler l'apparition de dommages structurels locaux (Bui et al., 2014). En déterminant les fréquences propres et les déformées modales associées, il est possible de comparer ces données à celles issues d'un modèle numérique du bâtiment. Cette comparaison permet d'identifier d'éventuelles anomalies structurelles ou variations de comportement.

Appliquée de façon régulière lors de diagnostics successifs, cette méthode permet également de détecter toute variation des fréquences propres, révélant ainsi l'apparition ou l'aggravation d'un défaut. Cette approche offre un suivi évolutif de la structure.

## II. PROTOCOLE EXPERIMENTAL

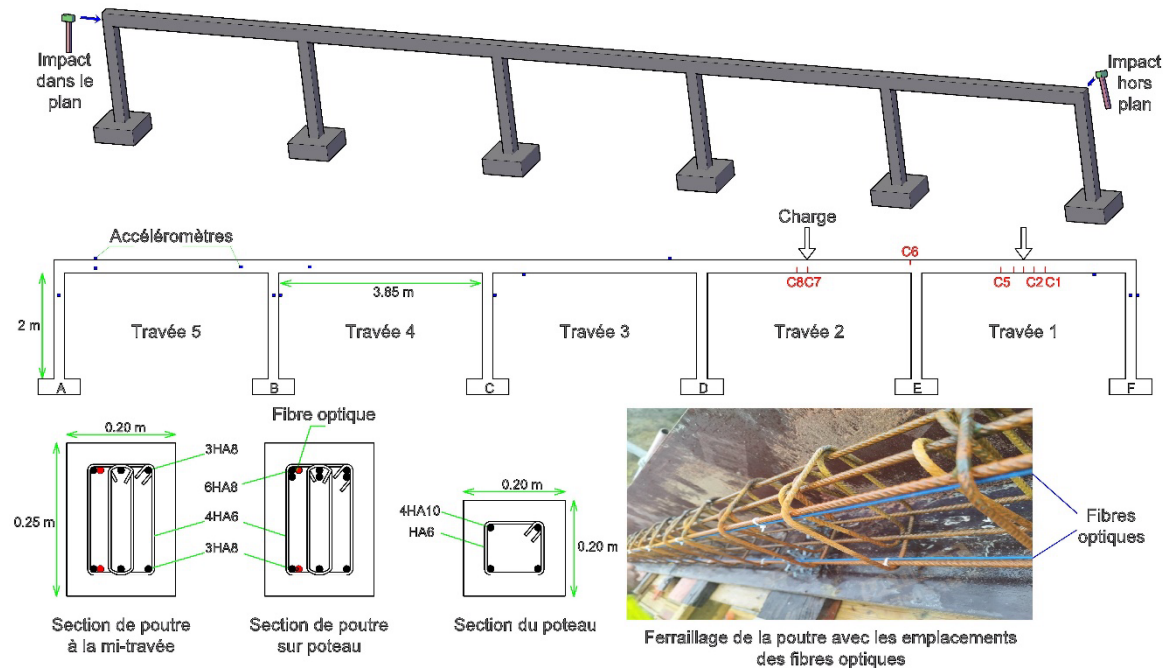
Les essais réalisés dans cette étude portent sur un multi-portique en béton armé, constitué d'une poutre continue de 20 m de longueur, de section  $0.20 \times 0.25 \text{ m}^2$ , avec un enrobage de 4 cm. Le ferrailage comprend 3 barres HA8 sur la partie supérieure et la même configuration sur la partie inférieure. Des chapeaux sont ajoutés au niveau des appuis, comprenant également 3 barres HA8. Le béton utilisé est de classe C40/50. La poutre repose sur six poteaux équidistants (espacement de 4 m entre axes), chacun ayant une section de  $0.20 \times 0.20 \text{ m}^2$ , un enrobage de 4 cm et un ferrailage

constitué de 4 barres HA10, pour une hauteur de 2 m. Chaque poteau est posé sur une semelle isolée de dimensions  $0.80 \times 0.80 \times 0.30 \text{ m}^3$ .

Au cours de la construction du multi-portique, deux capteurs à fibres optiques distribuées (FO) de 20 m ont été intégrés tout au long de la poutre continue et fixés ponctuellement sur les armatures. Chacun des capteurs est positionné sur une des armatures supérieures et sur une des armatures inférieures, respectivement. Les déformations du béton à proximité de ces armatures peuvent ainsi être déduites. Ces déformations ont été obtenues à l'aide d'un interrogateur de type ODISI 7000. Pour les essais vibratoires, les emplacements des accéléromètres sont indiqués sur Fig.1.

Le protocole d'essai consiste à appliquer une charge ponctuelle au milieu de la travée 1 puis la travée 2 afin de créer des fissures progressivement. Ces chargements sont appliqués au moyen d'un lest suspendu pendant une durée de 30 minutes par chargement. L'emplacement des fissures est localisé par les capteurs FO (fibre optique). En effet, ces capteurs permettent d'obtenir la déformation chaque 5.2 mm tout au long de la fibre, ce qui correspond à environ 3850 points de mesures le long de la poutre. Bien que cette résolution puisse être raffinée, cette dernière a été jugée suffisante pour obtenir une localisation adéquate des fissures (Fig. 3). La technique utilisée se base sur le décalage spectral de la lumière et le principe de la rétrodiffusion de Rayleigh. Du point de vue mécanique, une ouverture de fissure se traduit par un allongement local et prépondérant de la fibre et repéré par des pics de déformation (Fig. 3).

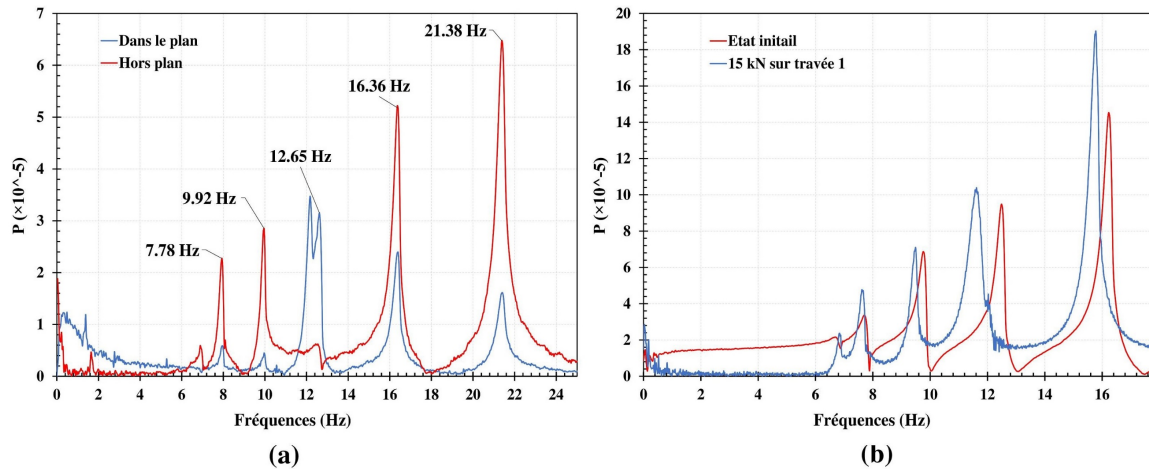
Un essai vibratoire a été effectué à l'état sain de la structure, puis après chaque cycle de charge-décharge. Les charges appliquées, dans l'ordre, sont les suivantes : 7.8 kN à la 1ère travée, puis 10 kN puis 15 kN en deux fois à la 2ème travée, enfin 15 kN à la 1ère travée. Une excitation mécanique a été générée à l'aide d'un marteau, aussi bien dans le plan qu'en hors plan, sur chaque côté des poteaux de rive (poteaux A et F), comme le montre la Fig. 1. Les accéléromètres installés ont mesuré les accélérations résultant de ces excitations durant 60 secondes. Les données collectées ont ensuite été traitées et analysées par la transformée de Fourier rapide (FFT), ce qui a permis d'identifier les pics associés aux fréquences propres du système, tant dans le plan qu'en hors plan.



**FIGURE 1.** Schématisation du multi-portique avec l'emplacement des capteurs (fibres optiques et accéléromètres) et des fissures (C1 à C8)

### III. RESULTATS ET ANALYSE

L'objectif principal de cette étude est de distinguer et de suivre les fréquences propres associées aux vibrations dans le plan de celles correspondant aux vibrations hors plan. En exploitant les mesures des accéléromètres du premier essai (avant chargement), illustrées à la Fig. FIGURE 1, plusieurs fréquences propres ont été extraites. Pour cette étude, les quatre premières fréquences propres ont été analysées. Pour déterminer les fréquences dans le plan et hors plan, seuls les deux accéléromètres placés sur le poteau B, l'un dans le plan, l'autre hors plan, ont été utilisés. En effet, l'ensemble des fréquences du multiportique peuvent être identifiées à partir de ces accéléromètres. Les autres pourront ultérieurement servir à reconstituer la déformée modale de la structure lors de futures analyses. La Fig. 2-a montre que le pic de la fréquence de 12.65 Hz apparaît uniquement sur la réponse spectrale qui correspond à l'accéléromètre placé dans le plan, indiquant qu'il s'agit du premier mode de vibration dans le plan. Les autres pics sont présents à la fois dans le plan et hors plan, ce qui traduit une sollicitation de torsion du poteau. Cette torsion traduit le comportement hors plan de la structure, qui est repéré pour les fréquences suivante : 7.78 Hz, 9.92 Hz et 16.36 Hz.



**FIGURE 2.** Comparaison des réponses spectrales des accéléromètres du poteau B entre: (a) dans le plan et hors plan sur le même poteau ; (b) réponse dans le plan à l'état initial et après le dernier chargement sur la travée 2

En appliquant la même méthodologie après chaque cycle de charge-décharge, l'évolution des quatre fréquences propres a été déterminée en observant un décalage spectral entre les cas de charge (FIGURE 2-b). L'ensemble des résultats est récapitulé dans le Tableau 1.

**TABLEAU 1.** Evolution des fréquences propres par cas de chargement

Ordre de chargement	Etat initial	7.8 kN à la travée 1	10 kN à la travée 2	15 kN à la travée 2	15 kN à la travée 2	15 kN à la travée 1
Fréquence 1 (Hz)	7.78	7.67	7.67	7.61	7.55	7.40
Fréquence 2 (Hz)	9.92	9.67	9.59	9.54	9.42	9.27
Fréquence 3 (Hz)	12.61	12.10	11.83	11.40	11.24	11.06
Fréquence 4 (Hz)	16.36	16.06	16.04	15.95	15.74	15.45

L'utilisation de capteurs à fibres optiques distribuées a permis de localiser les emplacements des fissures, de suivre leur ordre d'apparition et de calculer leurs ouvertures. Comme illustré à la Fig. 3, un pic de déformation est observé aux emplacements des fissures. En fonction de l'amplitude du pic entre les fibres optiques supérieures et inférieures, il est possible de déterminer la face fissurée de la poutre. L'ouverture de fissure peut être obtenue par intégration des déformations déduites de la fibre optique autour de la fissure considérée (Fig. 3). De cette manière, l'évolution des ouvertures des fissures a été suivie au cours des différents cycles de charge et décharge, permettant ainsi de déterminer la valeur maximale des ouvertures pendant le chargement et les ouvertures résiduelles après déchargement. L'ensemble des résultats relatifs aux ouvertures des fissures est récapitulé dans le Tableau 2.

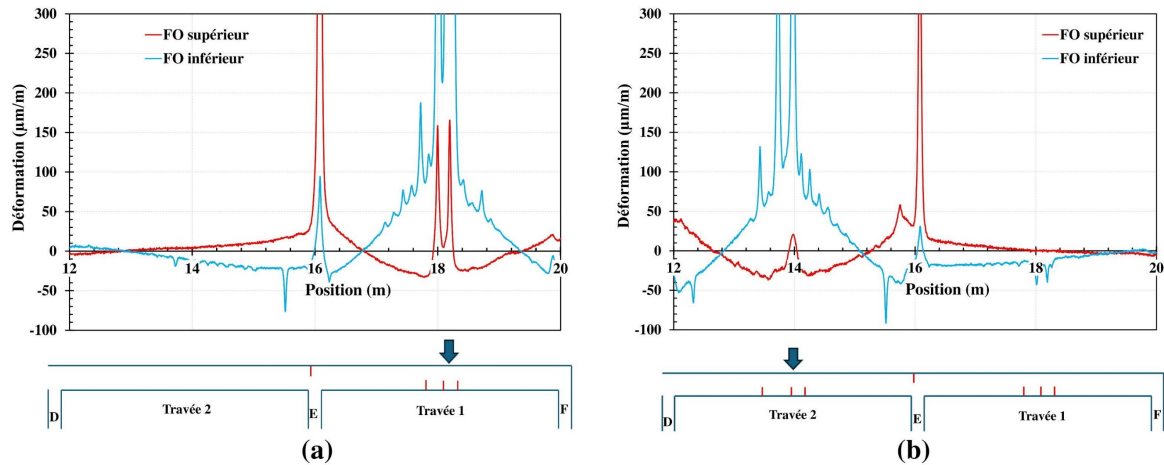


FIGURE 3. Mesure des déformations par la fibre optique lors du chargement de la première (a) et de la deuxième (b) travée avec 15 kN

TABLEAU 2. Evolution des ouvertures des fissures cumulées par cas de chargement

Ordre de chargement	Etat initial	7.8 kN à la travée 1	10 kN à la travée 2	15.6 kN à la travée 2	15 kN à la travée 2	15 kN à la travée 1
Fissures apparues	Aucune	C1	C1, C2, C6	C1, C2, C6, C7	C1- C3, C5- C5	C1-C8
Ouverture des fissures résiduelles (mm)	0.000	0.013	0.226	0.257	0.383	0.396
Ouverture des fissures maximale (mm)	0.000	0.013	0.628	0.734	1.095	1.165

À partir de ces résultats, une diminution des fréquences propres en fonction de l'évolution des cas de charge est observée. Pour quantifier cette évolution, un ratio est calculé en comparant chaque fréquence obtenue à la fréquence initiale. Les résultats obtenus sont présentés à la FIGURE 4.

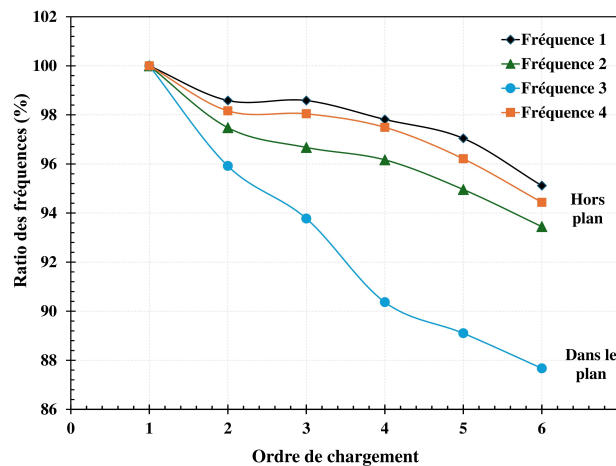


FIGURE 4. Evolution des fréquences propres en fonction des cas de chargement

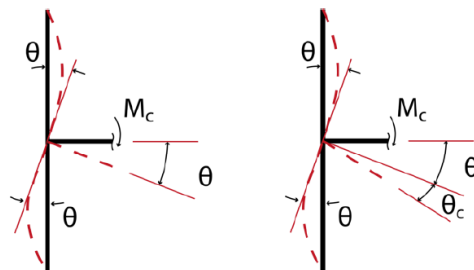
À partir de la Fig. 4, il est observé que les trois premières fréquences propres hors plan subissent une diminution relative similaire au cours des différents cas de charge. La diminution relative est davantage prononcée pour la première fréquence propre située dans le plan. Cette réduction est principalement due à la perte de raideur causée par les fissures. En effet, l'apparition d'une fissure sur une travée entraîne un relâchement localisé, divisant la travée en deux éléments partiellement liés par les armatures et la portion non fissurée du béton (béton comprimé). Ainsi, à mesure que le nombre de fissures augmente, les relâchements partiels au sein des travées deviennent plus significatifs, ce qui explique la diminution des fréquences présentées dans le Tableau 1.

En ce qui concerne les ouvertures des fissures, les résultats du Tableau 2 montrent que l'augmentation de l'ouverture résiduelle conduit à une diminution des fréquences propres du multi-portique. Cette diminution peut être attribuée à l'intensification des relâchements locaux liés à l'élargissement des fissures. De plus, l'augmentation de l'ouverture des fissures s'accompagne de leur propagation sur la hauteur de la poutre, allongeant ainsi les armatures à proximité des fissures, ce qui les amène à se rapprocher de leur plastification. Tous ces phénomènes contribuent à une perte de raideur des travées concernées, entraînant ainsi une réduction des fréquences propres. Il convient de noter que les ouvertures résiduelles augmentent proportionnellement aux ouvertures maximales observées.

#### IV. APPROCHE NUMERIQUE

Le multiportique expérimental a été modélisé afin de vérifier la capacité d'un modèle à reproduire les diminutions de fréquences liées à l'endommagement. Dans ce cadre, une approche de type éléments finis a été utilisée, dans laquelle chaque poteau ou tronçon de poutre est représenté par quatre éléments filaires successifs. Seuls les massifs de fondations n'ont pas été représentés dans le modèle et on suppose par la suite que la liaison au sol est située au niveau des pieds de poteaux. Cette liaison est modélisée par une connexion semi-rigide (Fig. 5), comme présentée par la suite. Le poids volumique du béton est pris égal à 25 kN/m<sup>3</sup>. Le module de Young a été estimée à 30 GPa au moyen des mesures de déformations précédentes, tandis que le coefficient de Poisson vaut 0.2. Les inerties de flexion et de torsion sont déterminées conformément aux dimensions géométriques des éléments.

Afin de représenter l'endommagement de la structure, l'approche par connexion semi-rigide est également prise en compte (Sucuoglu, 1995). Cette approche (Fig. 5) considère que la connexion entre deux éléments peut être le lieu d'une rotation relative  $\theta_c$ , liée au moment appliqué  $M_c$ . La raideur de la rotation relative  $k_c$  peut donc être établie par l'expression  $k_c = M_c/\theta_c$ .



**FIGURE 5. Représentation d'une connexion parfaitement rigide et d'une connexion semi-rigide**  
(Sucuoglu, 1995)

Plutôt que l'utilisation de raideur rotationnelle brute, l'approche par facteur de fixation a été proposée (Sucuoglu, 1995). Ce facteur, noté  $p$ , est adimensionnel. Sa valeur est comprise dans l'intervalle  $[0 ; 1]$ . Il vaut 0 dans le cas d'une connexion parfaitement articulée et vaut 1 dans le cas d'une connexion parfaitement rigide. Il fait intervenir la raideur en rotation  $k_C$  et il est établi en fonction de la rigidité de flexion  $EI$  et de la longueur  $L$  de la barre, comme suit : 
$$p = \frac{1}{1 + \frac{3EI}{k_C L}}$$

Ce modèle a été utilisé afin de représenter le comportement de structures dans leur plan (Filho et al., 2004; Sentosa et al., 2015; Sucuoglu, 1995). La détermination du facteur  $p$  est réalisée par méthode inverse- via la minimisation de l'écart entre les fréquences propres expérimentales et numériques (Sentosa et al., 2015). Afin d'être représentatif du comportement d'un bâtiment, le comportement hors plan est nécessaire. L'effet hors plan d'une fissure généré par un changement dans le plan est donc nécessaire si l'on souhaite approcher correctement le comportement global de la structure. Dans ce but, le modèle de connexion semi-rigide a été adapté afin de prendre en compte la perte de rigidité suivant chacun des deux axes principaux de la section. La connexion semi-rigide bidirectionnelle est donc régie par un couple de facteur de fixation, notés  $p_y$  et  $p_z$ , liés respectivement à la rigidité dans le plan et hors plan. On présente par la suite le modèle généré pour la configuration initiale et pour le cas de charge 1.

Concernant le cas initial, on considère que le coulage en trois phases distinctes (fondations, poteaux puis poutre) induit une hétérogénéité à la liaison des éléments. Les reprises de bétonnage correspondantes sont donc représentées par des connexions semi-rigides. Les extrémités de chaque poteau comportent une connexion semi-rigide, dont les couples de facteur de fixation ( $p_y ; p_z$ ) sont supposés identiques en tête et en pied. La détermination des facteurs de fixation a été réalisé par minimisation des écarts entre les trois premières fréquences propres expérimentales et numériques dans le cas présent. Ces facteurs de fixation sont déterminés à  $10^{-3}$  près. Le tableau 3 compare les fréquences du modèle correspondant déterminées par optimisation, aux fréquences expérimentales. Ces fréquences numériques sont proches des valeurs expérimentales, même si un certain écart est relevé pour la fréquence 3, située dans le plan. A ces fréquences correspondent les facteurs de fixations  $p_y = 0.295$  et  $p_z = 0.95$ .

**TABLEAU 3. Fréquences propres expérimentales et numériques pour le cas initial**

	Fréquence expérimentale	Fréquence numérique
Fréquence 1 (Hz)	7.78	7.65
Fréquence 2 (Hz)	9.92	9.93
Fréquence 3 (Hz)	12.61	13.22

Afin d'être pertinent, le modèle numérique doit être capable de prendre en compte l'endommagement progressif de la structure. Dans ce but, le modèle est affiné par itération, en ajoutant une connexion semi-rigide à l'endroit où une zone se fissure. Dans la suite de la présente étude, seul le cas de charge 1 est considéré. Suite au chargement expérimental, une fissure à mi-travée de la travée 1 est apparue. Le modèle numérique est donc modifié et une connexion semi-rigide est insérée à mi-travée de la poutre correspondante dans le modèle. De même que précédemment, la détermination des facteurs de fixation correspondants s'effectue par optimisation. Mais dans cette configuration, la variation concerne la connexion semi-rigide placée

à mi-travée, tandis que les connexions semi-rigides situées aux extrémités des poteaux sont considérées égales aux valeurs déterminées pour le cas initial. Le tableau 4 compare les fréquences pour le cas de charge 1. Les facteurs de fixations à mi-travée de la poutre 1 valent  $p_y = 0.626$  et  $p_z = 0.635$ . Les écarts observés entre les fréquences expérimentales et numériques sont plus importants cette fois. Bien que le modèle incorpore une connexion semi-rigide à mi-travée, la perte de fréquence n'est pas clairement traduite par le modèle. La prise en compte de connexions semi-rigides, située à l'extrémité des poteaux, variant en fonction du chargement pourrait permettre de mieux approcher les résultats expérimentaux. De plus, ce modèle nécessite d'être éprouvé pour les différents cas de chargement. La validation du modèle, par comparaison des autres fréquences expérimentales et numériques, est également nécessaire afin d'en confirmer la robustesse.

**TABLEAU 4.** Fréquences propres expérimentales et numériques pour le cas de chargement 1.

	Fréquence expérimentale	Fréquence numérique
Fréquence 1 (Hz)	7.67	7.65
Fréquence 2 (Hz)	9.67	9.87
Fréquence 3 (Hz)	12.10	13.20

## V. CONCLUSION

Cette étude vise à évaluer l'impact des fissurations sur le comportement vibratoire des structures en béton armé. À cet effet, un multi-portique de 20 m de longueur, composé d'une poutre continue supportée par six poteaux, a été étudié. Les résultats obtenus indiquent que l'apparition de fissures sur les travées entraîne une diminution des premières fréquences propres, tant en plan qu'en hors plan. Par ailleurs, l'augmentation de l'ouverture des fissures contribue également à la baisse de ces fréquences. Ces résultats soulignent l'importance de considérer les fissures lors du diagnostic vibratoire des structures existantes, afin de qualifier l'état vibratoire actuel d'une structure. Un modèle numérique est proposé, au sein duquel les dommages sont représentés par des connexions semi-rigides. Le modèle reproduit convenablement l'état initial de la structure, mais sa robustesse est encore à montrer pour les cas de chargement incluant des fissures suite aux différents chargements.

## REFERENCES

- ADEME, 2023. CONSTRUIRE UN FUTUR DÉCARBONÉ : L'ADEME PUBLIE SON RAPPORT ANNUEL 2023 ! - Agence de la transition écologique.
- Bouchet-Blancou, G., 2020. *Densifier et rénover à l'échelle urbaine par la surélévation*, Thèse de Doctorat, Laboratoire AMUP, Strasbourg.
- Projet de recherche Suremix - surélévation et mixité, Projet Carnot MECD, 2024.
- Bui, Q.B., Mommessin, M., Perrotin, P., Plassiard, J.P., Plé, O., 2014. Assessing local-scale damage in reinforced concrete frame structures using dynamic measurements. *Eng. Struct.* 79, 22–31. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2014.07.038>
- Filho, M.S., Guimarães, M.J.R., Sahlit, C.L., Brito, J.L.V., 2004. Wind pressures in framed structures with semi-rigid connections. *J. Brazilian Soc. Mech. Sci. Eng.* 26, 180–189. <https://doi.org/10.1590/S1678-58782004000200010>
- Sentosa, B.O.B., Bui, Q.B., Plassiard, J.-P., Plé, O., Perrotin, P., 2015. Evaluation des endommagements dans les structures BA à partir de mesures vibratoires: études expérimentales et numériques. <https://doi.org/10.34894/VQ1DJA>

- Skjærbæk, P., 1997. Response and Damage Assessment of Reinforced Concrete Frames subject to Earthquakes.
- Sucuoglu, H., 1995. Effect of Connection Rigidity on Seismic Response of Precast Concrete Frames.
- Zhu, Z., German, S., Brilakis, I., 2011. Visual retrieval of concrete crack properties for automated post-earthquake structural safety evaluation. *Autom. Constr.* 20, 874–883. <https://doi.org/10.1016/J.AUTCON.2011.03.004>