



Titre: Conception et évaluation des ponts isolés sismiquement au Québec
Title: en tenant compte des effets des basses températures

Auteur: Francis Vandal
Author:

Date: 2018

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Vandal, F. (2018). Conception et évaluation des ponts isolés sismiquement au Québec en tenant compte des effets des basses températures [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/3302/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/3302/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Najib Bouaanani
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CONCEPTION ET ÉVALUATION DES PONTS ISOLÉS SISMIQUEMENT AU QUÉBEC EN
TENANT COMPTE DES EFFETS DES BASSES TEMPÉRATURES

FRANCIS VANDAL

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

AOÛT 2018

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

CONCEPTION ET ÉVALUATION DES PONTS ISOLÉS SISMIQUEMENT AU QUÉBEC EN
TENANT COMPTE DES EFFETS DES BASSES TEMPÉRATURES

présenté par : VANDAL Francis

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M^{me} KOBOEVIC Sanda, Ph. D., présidente

M. BOUAANANI Najib, Ph. D., membre et directeur de recherche

M^{me} ROY Nathalie, Ph. D., membre

REMERCIEMENTS

Je veux d’abord sincèrement remercier mon directeur de recherche, le professeur Najib Bouaanani, pour son soutien, ses conseils et sa confiance à mon égard. Son encadrement et ses conseils furent des plus formateurs. De plus, je remercie le professeur Robert Tremblay pour son soutien dans ma formation.

Je remercie aussi aux professeures Sanda Koboevic et Nathalie Roy qui ont acceptées de siéger sur le jury d’examen de ce mémoire.

Je remercie Poulad Daneshvar pour sa collaboration et son amitié qui furent des plus enrichissantes. J’ai apprécié ses conseils techniques, sa grande expertise et son attitude.

Je tiens à exprimer ma gratitude pour le support offert par la compagnie de génie-conseil CIMA+ tout au long de mes études de maîtrise. Je tiens à remercier messieurs Yannick Maltais, François Paradis, Jean-François Martel, Jean-Philippe Perron, Guy Carrier, Louis-Samuel Bolduc et Paul Dandois de m’avoir soutenu dans le cadre de mon projet et d’avoir agi à titre de mentors dans mon cheminement. De plus, il ne faut pas oublier tout le reste de mes collègues de travail qui m’ont aussi supporté.

À Polytechnique Montréal, j’ai eu l’opportunité de rencontrer de nombreux collègues qui m’ont aidé, encouragé et qui ont rendu mon expérience mémorable. Merci à Tarik et Sylvain.

En terminant, je tiens à souligner mon infinie reconnaissance envers ma conjointe Véronique qui m’a toujours tellement appuyé. Je tiens également à remercier mes parents de m’avoir encouragé et de m’avoir supporté dans tout ce que j’entreprends. Ils représentent une grande inspiration pour moi.

RÉSUMÉ

L'utilisation d'équipements spécialisés, tels que les isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb, est une solution envisageable pour diminuer les effets des secousses sismiques. Toutefois, les effets des basses températures inhérents au contexte canadien sont encore mal connus et peu d'informations sont disponibles à ce sujet, notamment, pour les intégrer dans un processus de conception de ponts pourvus d'isolateurs sismiques en élastomère fretté. Au Canada, l'introduction de la conception sismique basée sur la performance dans la norme S6-14 permet aux concepteurs d'ajouter des critères de conception, d'élargir le nombre d'analyses requises et de mieux contrôler le comportement des ponts. Ce mémoire traite de l'impact des basses températures dans le processus de conception et d'évaluation des ponts équipés d'isolateurs sismiques de type d'appui en élastomère à noyau de plomb (AENP). Dans ce mémoire, les concepts et la philosophie de la conception basée sur la performance des ponts isolés sismiquement sont décrits selon l'état de la littérature scientifique afin de sélectionner une approche de conception pour ce type de structures. Le couplage thermomécanique et la modélisation des isolateurs sismiques de type AENP sont étudiés à travers la littérature scientifique afin de programmer un modèle mathématique capable de prédire le comportement des ponts munis de ces équipements spécialisés. Les effets des basses températures sur le comportement de ces équipements sont analysés afin d'intégrer ce paramètre au modèle mathématique. À partir de ces informations, l'étude de six cas est réalisée afin d'étudier l'impact des basses températures sur la conception des ponts isolés sismiquement. D'abord, les ponts sont conçus, puis modélisés à l'aide du logiciel CSi Bridge. Des analyses spectrales multimodales et des analyses temporelles non-linéaires des ponts conçus sont réalisées selon deux conditions : (i) à température pièce, et (ii) sous basses températures. Les mêmes ponts sont analysés avec le modèle mathématique qui intègre le couplage thermomécanique des isolateurs. Les résultats obtenus par ces analyses tels que les déplacements et les moments fléchissant sont ensuite étudiés et comparés, ce qui permet d'évaluer l'impact des basses températures et du couplage thermomécanique. Enfin, les résultats des analyses sont utilisés comme données d'entrée dans un processus de conception basée sur la performance. L'approche probabiliste choisie consiste à développer les courbes de fragilité et les probabilités annuelles d'atteindre un critère d'endommagement donné afin d'évaluer les dommages probables aux composantes structurales des ponts et de comparer ces résultats aux critères applicables de la norme S6-14.

ABSTRACT

The use of specialized devices for seismic isolation, such as Lead-rubber bearings (LRB), has been considered a promising solution to reduce the effects of seismic loads on bridges and improve their structural performance. However, the effects of low temperatures inherent to the northern climates such as in Canada have to be investigated further as little information can be found on this subject, particularly regarding the integration of low temperature effects in the design of bridges equipped with LRBs. In Canada, the introduction of performance-based seismic design of bridges in the 2014 edition of the Code CSA S6 allows designers to account for several design criteria and to extend the number of analyses required for a better control of the anticipated behaviour of bridges. This Master thesis aims at studying the impact of low temperatures in the design process of bridges equipped with LRB seismic isolators. The concepts and background behind performance-based design of seismically isolated bridges are studied based on an extensive literature review. The thermomechanical coupling and modelling of LRB seismic isolators are also assessed. The effects of low temperatures on the behaviour of such devices were analyzed and implemented into a mathematical model. Six case studies representing bridges in various locations in Quebec were then selected to investigate the impact of low temperatures on their design. First, the bridges were designed and modelled using finite elements. Then, multimodal response spectrum and non-linear time-history analyses were performed at room and low temperatures. The bridges were also studied using a simplified mathematical model accounting for the effects of thermomechanical coupling within LRBs. The results obtained by these analyses were discussed and compared to assess the impact of low temperatures and associated thermomechanical coupling depending on the ground motions and bridge location. Finally, the findings were also used as input to a performance-based design process according to CSA S6-14 code requirements. The probabilistic approach chosen consisted in deriving fragility curves and the annual probability of reaching a given damage criteria to evaluate the probable damage induced to structural components. The obtained probabilities were then compared with the applicable criteria prescribed in the CSA S6-14 Code.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ	IV
ABSTRACT	V
TABLE DES MATIÈRES	VI
LISTE DES TABLEAUX	X
LISTE DES FIGURES	XIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XX
LISTE DES ANNEXES	XXV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Problématique	1
1.2 Objectifs de l'étude	2
1.3 Méthodologie	2
1.4 Organisation du mémoire	3
CHAPITRE 2 REVUE DE LA PRATIQUE CANADIENNE POUR LA CONCEPTION PARASISMIQUE DES PONTS BASÉE SUR LA PERFORMANCE ET POUR LA CONCEPTION DES PONTS ISOLÉS SISMIQUEMENT	4
2.1 Principes de dynamique des structures et de l'analyse sismique	4
2.2 Priorisation de la structure	9
2.2.1 Ponts essentiels	9
2.2.2 Ponts principaux	10
2.2.3 Autres ponts	11
2.3 Caractéristique du site et choix du type d'analyse	11
2.3.1 Caractéristique du site	11
2.3.2 Catégorie de performance sismique	11

2.3.3	Approche pour la conception	12
2.3.4	Choix de la méthode d'analyse	13
2.4	Critères de performance et importance des éléments structuraux	15
2.5	Sollicitations sismiques et calculs probabilistes	21
2.6	Principes de dimensionnement	26
2.7	Principes de conception des ponts isolés sismiquement	28
2.7.1	Principes de l'isolation sismique.....	28
2.7.2	Conception des ponts isolés sismiquement	30
CHAPITRE 3 REVUE DU COMPORTEMENT DES ISOLATEURS SISMQUES EN ÉLASTOMÈRE FRETTÉ AVEC NOYAU DE PLOMB SOUS BASSES TEMPÉRATURES.		36
3.1	Isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb	36
3.2	Propriétés des élastomères.....	37
3.2.1	Effets du « Scragging »	39
3.2.2	Effets du vieillissement	39
3.2.3	Effets de la température.....	39
3.3	Propriétés du plomb	43
3.3.1	Effets de la vitesse et de l'historique de chargement	43
3.3.2	Effets de la température.....	44
3.4	Propriétés mécaniques, comportement et modélisation des isolateurs sismiques en élastomère avec noyau de plomb.....	45
3.4.1	Propriétés mécaniques	45
3.4.2	États limites	48
3.4.3	Comportement.....	49
3.4.4	Modélisation	56

CHAPITRE 4	CONCEPTION DES PONTS EN TENANT COMPTE DES EFFETS DES BASSES TEMPÉRATURES.....	68
4.1	Méthodologie proposée de conception basée sur la performance des ponts isolés sismiquement avec des isolateurs de type AENP.....	68
4.1.1	Hypothèses et simplifications	68
4.1.2	Méthodologie	69
4.2	Géométries et caractéristiques des ponts sélectionnés pour l'étude	70
4.3	Conception des ponts isolés sismiquement	74
4.3.1	Conception des tabliers.....	74
4.3.2	Conception des fondations.....	75
4.4	Modélisation par éléments finis	75
4.5	Analyses spectrales multimodales	77
4.5.1	Spectres uniformes d'aléa sismique	77
4.5.2	Propriétés des isolateurs	79
4.5.3	Résultats et discussions	80
4.6	Analyses temporelles non-linéaires	83
4.6.1	Accélérogrammes.....	83
4.6.2	Résultats et discussions	88
4.7	Conclusions	91
CHAPITRE 5	EFFETS DU COUPLAGE THERMOMÉCANIQUE DANS LES ISOLATEURS SISMIQUES DE TYPE AENP	92
5.1	Méthodologie	92
5.2	Modélisation	94
5.2.1	Validations	99
5.2.2	Analyses cycliques	103

5.2.3	Analyses temporelles non-linéaires.....	107
5.3	Vérification des critères de performance sismique	115
5.4	Conclusions	123
CHAPITRE 6 CONCLUSIONS		124
6.1	Synthèse.....	124
6.2	Tavaux futurs	128
BIBLIOGRAPHIE		130
ANNEXES		142

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Catégorie de performance sismique établie en fonction des valeurs spectrales pour une période de retour de 2475 ans (CSA S6-14, Tableau 4.10)	12
Tableau 2.2: Exigences relatives à la conception basée sur la performance (CBP) et à la conception basée sur la force (CBF) (CSA S6-14, Tableau 4.11)	13
Tableau 2.3: Exigences minimales relatives aux analyses sismiques pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans et de 5% en 50 ans (CSA S6-14, Tableau 4.12)	14
Tableau 2.4: Exigences minimales relatives aux analyses sismiques pour une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans (CSA S6-14, Tableau 4.13)	14
Tableau 2.5: Niveaux de performance minimaux (CSA S6-14, Tableau 4.15)	15
Tableau 2.6: Critères de performance (CSA S6-14, Tableau 4.16)	16
Tableau 2.7: Exemple de déformations aux différents niveaux d'endommagement pour une colonne centrale d'un pont : a) Approche théorique (Priestley, 2007); b) Équations basées sur les essais en laboratoire (Berry et Eberhard, 2007) (adapté de Tehrani, 2014)	20
Tableau 2.8: Exemple de tableau comparatif des critères de performance pour de l'acier d'armature – limite de contrainte de tension (adapté de Marsh et Stringer, 2013)	20
Tableau 2.9: Exigences minimales relatives aux analyses sismiques pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans et de 5% en 50 ans (CSA S6-14, Tableau 4.20)	31
Tableau 2.10: Exigences minimales relatives aux analyses sismiques pour une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans (CSA S6-14, Tableau 4.21)	31
Tableau 2.11: Critères de performance pour les isolateurs et les amortisseurs (CSA S6-14, Tableau 4.19)	32
Tableau 2.12: Définitions des états limites statistiques en terme de déformations (tiré de Busson et al., 2014).....	35
Tableau 3.1: Facteurs de modification proposés par l'AASHTO pour la prise en compte du vieillissement des isolateurs sismiques en élastomère fretté à noyau de plomb (adapté de l'AASHTO, 2010).	50

Tableau 3.2: Résultats des essais cycliques à basse température sur des isolateurs de type AENP (tiré de Paradis et al., 2015).....	53
Tableau 3.3: Facteurs de modifications proposés par l'AASHTO pour le raidissement thermique des isolateurs en élastomère. (AASHTO, 2010)	54
Tableau 4.1: Résumé des paramètres des ponts isolés sismiquement considérés dans cette étude	74
Tableau 4.2: Propriétés des isolateurs sismiques de type AENP sélectionnés pour les différents ponts considérés dans cette étude	80
Tableau 4.3: Résultats des analyses spectrales multimodales à une période de retour de 2475 ans pour les ponts étudiés dans leur direction longitudinale	81
Tableau 4.4: Ratios d'augmentation des efforts transmis à la sous-structure des ponts dans leur direction longitudinale, lorsque soumis à de basses températures, et ce, à une secousse sismique ayant une période de retour de 2475 ans	82
Tableau 4.5: Périodes naturelles de vibration dans l'axe longitudinale des ponts étudiés	82
Tableau 4.6: Résultats des analyses ATNL avant l'intégration du couplage thermomécanique pour les cas étudiés dans leur direction longitudinale	90
Tableau 4.7: Ratios d'augmentation des efforts transmis à la sous-structure des ponts dans leur direction longitudinale, lorsque soumis à de basses températures à l'aide d'analyses ATNL avant l'intégration du couplage thermomécanique.....	90
Tableau 5.1: Comparaison des périodes naturelles de vibration dans l'axe longitudinal des ponts étudiés obtenu avec CSi Bridge et le modèle mathématique	102
Tableau 5.2: Ratios de raidissement des isolateurs soumis à des charges cycliques	106
Tableau 5.3: Résultats des efforts transmis à la sous-structure des ponts dans leur direction longitudinale par des ATNL selon le <i>rt</i>	109
Tableau 5.4: Résultats des analyses ATNL dans leur direction longitudinale.	112
Tableau 5.5: Ratios moyens d'augmentation des efforts transmis à la sous-structure des ponts dans leur direction longitudinale lorsque soumis à de basses températures à l'aide d'analyses ATNL	113

Tableau 5.6: Niveaux de performance minimaux	118
Tableau 5.7: Conception des colonnes pour les cas étudiés	119

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1: Modèle dynamique à un degré de liberté (tiré de Chopra, 2012).....	4
Figure 2.2: Exemple de courbe de l'aléa sismique dérivée pour Montréal pour une structure ayant une période naturelle de 1,0 s.....	22
Figure 2.3: Exemple de régression linéaire dans l'échelle logarithmique décrivant la relation entre la DS et l'ISS pour une colonne de béton armé d'un pont.....	23
Figure 2.4: Exemple de courbe de fragilité d'une colonne de béton armé d'un pont	24
Figure 2.5: Exemple de courbe présentant la probabilité annuelle d'atteindre un niveau d'endommagement donné d'une colonne de béton armé d'un pont.....	25
Figure 2.6: Relation entre la probabilité de dépasser un niveau d'endommagement et les critères de performance (tiré de Marsh et Stringer, 2013)	27
Figure 2.7: Relation entre la probabilité de dépasser un niveau d'endommagement et les critères de performance (tiré de Marsh et Stringer, 2013)	28
Figure 2.8: Influences de l'allongement de la période et de l'amortissement sur l'accélération et le déplacement d'une structure (tiré de Chen et Scawthorn, 2003).....	29
Figure 2.9: Isolateur sismique en élastomère fretté (tiré de DIS)	30
Figure 2.10: Isolateur sismique pendulaire à friction (tiré de Fenz et Constantinou, 2008)	30
Figure 3.1: Disposition interne d'un isolateur sismique à noyau de plomb (tiré de Kalpakidis et Constantinou, 2008).....	37
Figure 3.2: Isolateurs sismiques à noyau de plomb installés sur un pont : Avec système de guidage (à gauche); Sans système de guidage (à droite) (tiré de Mendez Galindo et al., 2015).....	37
Figure 3.3: Comportement non-linéaire des élastomères: À petites déformations : viscoélastique (à gauche); À grandes déformations : hystérétique (à droite) (Constantinou et al., 2007)	38
Figure 3.4: Variation du module du cisaillement d'élastomères sous basses températures : Formule alternative pour une meilleure performance à basse température (-20 °C) (tiré de Fuller et al., 2003)	41

Figure 3.5: Caoutchouc naturel pour différentes durées et températures de conditionnement (Yakut et Yura, 2002).....	42
Figure 3.6: Influence de la température de chargement sur la relation contrainte-déformation du plomb (Tiré de Kalpakidis et Constantinou, 2008)	44
Figure 3.7: Réchauffement du noyau de plomb à divers cycles de chargement (tiré de Kalpakidis, et Constantinou, 2008).....	45
Figure 3.8: Comportement bilinéaire d'hystérésis d'un isolateur sismique (adapté de Kalpakidis et Constantinou, 2008).....	46
Figure 3.9: Courbe force-déplacement d'un essais cyclique sur un isolateur sismique en élastomère fretté avec noyau de plomb (Tiré de Constantinou et al., 2007).	47
Figure 3.10: Force de cisaillement à l'amorce de l'inélasticité en fonction de la vitesse de chargement (tiré de Constantinou et al., 2007)	50
Figure 3.11: Courbe force-déplacement d'un isolateur AENP à température ambiante et sous basses températures (Tiré de Constantinou et al., 2007)	52
Figure 3.12: Effet de la température sur le module de cisaillement du plomb (Tiré de Kim et al., 1996)	53
Figure 3.13: Courbe force-déplacement d'un isolateur de type AENP à température ambiante (à gauche) et sous basses températures (à droite) (Tiré de Mendez-Galindo et al., 2015)	55
Figure 3.14: Courbe force-déplacement de deux isolateurs de type AENP à température ambiante (en haut) et sous basses températures (en bas) (tiré de Mendez-Galindo et al., 2016).....	55
Figure 3.15: Comportement bilinéaire d'hystérésis d'un isolateur sismique (adapté de Kalpakidis et Constantinou, 2008).....	58
Figure 3.16: Modèle par éléments finis et distribution des zones plastiques d'un isolateur sismique de type AENP (tiré de Doudoumis et al., 2005).....	59
Figure 3.17: Modèle rhéologique (tiré de Bhuiyan et al., 2009).....	59
Figure 3.18: Courbe d'hystérésis force-déplacement d'un essai cyclique sur un isolateur sismique de type AENP (tiré de Kalpakidis et Constantinou, 2008)	60

Figure 3.19: Température dans le noyau de plomb dans un isolateur de type AENP soumis à des cycles de chargement en fonction du temps (tiré de Kalpakidis et Constantinou, 2010)	61
Figure 3.20: Température interne d'un isolateur de type AENP en fonction de la distance horizontale relative au centre (tiré de Kalpakidis et Constantinou, 2008).....	62
Figure 3.21: Modèle pour l'analyse de la diffusion thermique dans un isolateur sismique de type AENP (tiré de Kalpakidis et Constantinou, 2008)	63
Figure 3.22: Courbe d'hystérésis force-déplacement d'un isolateur sismique de type AENP comparant les résultats prédits numériquement incluant le couplage thermomécanique du réchauffement du noyau de plomb et les résultats essais cycliques (tiré de Kalpakidis et Constantinou, 2010).....	67
Figure 4.1: Vue en élévation de la géométrie de type 1	71
Figure 4.2: Vue en coupe du tablier de la géométrie de type 1	71
Figure 4.3: Vue en élévation de la géométrie de type 2	73
Figure 4.4: Vue en coupe du tablier de la géométrie de type 2.....	73
Figure 4.5: Schéma illustrant un modèle numérique d'un pont de géométrie de type 1 développé avec le logiciel CSi Bridge.....	76
Figure 4.6: Schéma illustrant un modèle numérique d'un pont de géométrie de type 2 développé avec le logiciel CSi Bridge.....	76
Figure 4.7: Spectres uniformes d'aléa sismique considérés dans l'étude : Période de retour de 2475 ans	78
Figure 4.8: Spectres uniformes d'aléa sismique considérés dans l'étude : Période de retour de 975 ans	78
Figure 4.9: Spectres uniformes d'aléa sismique considérés dans l'étude : Période de retour de 475 ans.	78
Figure 4.10: Spectres individuels des accélérogrammes étudiés pour le cas I à une température initiale de 20°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14	84

Figure 4.11: Spectres individuels des accélérogrammes étudiés pour le cas I à une température initiale de -30°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14	85
Figure 4.12: Spectres individuels des accélérogrammes étudiés pour le cas II à une température initiale de 20°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14	85
Figure 4.13: Spectres individuels des accélérogrammes étudiés pour le cas II à une température initiale de -30°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14	85
Figure 4.14: Spectres individuels des accélérogrammes étudiés pour le cas III à une température initiale de 20°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14	86
Figure 4.15: Spectres individuels des accélérogrammes étudiés pour le cas III à une température initiale de -30°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14	86
Figure 4.16: Spectres individuels des accélérogrammes étudiés pour le cas IV à une température initiale de 20°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14	86
Figure 4.17: Spectres individuels des accélérogrammes étudiés pour le cas IV à une température initiale de -30°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14	87
Figure 4.18: Spectres individuels des accélérogrammes étudiés pour le cas V à une température initiale de 20°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14	87
Figure 4.19: Spectres individuels des accélérogrammes étudiés pour le cas V à une température initiale de -30°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14	87
Figure 4.20: Spectres individuels des accélérogrammes étudiés pour le cas VI à une température initiale de 20°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14	88
Figure 4.21: Spectres individuels des accélérogrammes étudiés pour le cas VI à une température initiale de -30°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14	88
Figure 4.22: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas I soumis à des ATNL	89
Figure 5.1: Schéma présentant le modèle simplifié utilisé pour l'analyse des ponts isolés en incluant le couplage thermomécanique	95
Figure 5.2: Comparaison des ratios de raidissement de la rigidité post-élastique K_d provenant des données expérimentales et des résultats de l'équation 5.1	97

Figure 5.3: Organigramme présentant l'application du modèle mathématique pour l'analyse des ponts isolés en tenant compte du couplage thermomécanique.....	98
Figure 5.4: Courbe d'hystérésis d'un isolateur sismique soumis à des analyses cycliques à une température initiale de 20°C (trois premiers cycles) pour comparer avec des résultats d'essais expérimentaux obtenus de Kalpakidis et Constantinou (2008).....	100
Figure 5.5: Courbes d'hystérésis d'un isolateur sismique soumis à des analyses cycliques (cinq premiers cycles) pour comparer avec des résultats obtenus de Mendez-Galindo et al. (2015)	100
Figure 5.6: Courbes d'hystérésis d'un isolateur sismique soumis à des analyses cycliques (trois premiers cycles) pour comparer avec des résultats obtenus de Mendez-Galindo et al. (2016)	101
Figure 5.7: Courbes d'hystérésis des isolateurs du cas I soumis à des essais cycliques	103
Figure 5.8: Courbes d'hystérésis des isolateurs du cas II soumis à des essais cycliques	104
Figure 5.9: Courbes d'hystérésis des isolateurs du cas III soumis à des essais cycliques.....	104
Figure 5.10: Courbes d'hystérésis des isolateurs du cas IV soumis à des essais cycliques	104
Figure 5.11: Courbes d'hystérésis des isolateurs du cas V soumis à des essais cycliques.....	105
Figure 5.12: Courbes d'hystérésis des isolateurs du cas VI soumis à des essais cycliques	105
Figure 5.13: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas III à -30°C pour l'accélérogramme provoquant le déplacement maximal au pont étudié.....	108
Figure 5.14: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas I soumis à des ATNL avec le modèle mathématique	110
Figure 5.15: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas II soumis à des ATNL avec le modèle mathématique	110
Figure 5.16: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas III soumis à des ATNL avec le modèle mathématique	110
Figure 5.17: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas IV soumis à des ATNL avec le modèle mathématique	111

Figure 5.18: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas V soumis à des ATNL avec le modèle mathématique	111
Figure 5.19: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas VI soumis à des ATNL avec le modèle mathématique	111
Figure 5.20: Courbes de réchauffement des AENP du cas I soumis à des ATNL avec le modèle mathématique	114
Figure 5.21: Courbes de réchauffement des AENP du cas VI soumis à des ATNL avec le modèle mathématique	114
Figure 5.22: Courbes de fragilité et probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement des colonnes de béton armé pour le cas I à une température initiale de - 30°C	120
Figure 5.23: Courbes de fragilité et probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement des colonnes de béton armé pour le cas II à une température initiale de - 30°C	120
Figure 5.24: Courbes de fragilité et probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement des colonnes de béton armé pour le cas III à une température initiale de - 30°C	120
Figure 5.25: Courbes de fragilité et probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement des colonnes de béton armé pour le cas IV à une température initiale de - 30°C	121
Figure 5.26: Courbes de fragilité et probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement des colonnes de béton armé pour le cas V à une température initiale de - 30°C	121
Figure 5.27: Courbes de fragilité et probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement des colonnes de béton armé pour le cas VI à une température initiale de - 30°C	121

Figure 5.28: Courbes de fragilité et probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement des isolateurs sismiques pour le cas VI à une température initiale de -30°C

..... 123

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ADE	Analyse dynamique élastique (analyse spectrale de la réponse élastique multimodale et analyse temporelle élastique)
ASE	Analyse statique élastique
ASNLPI	Analyse statique non linéaire par poussées incrémentales
ATNL	Analyse temporelle non linéaire
CBF	Conception basée sur la force
CBP	Conception basée sur la performance
CE	Critères d'endommagement
CS	Capacité sismique
CU	Méthode de la charge uniforme
DDLD	Degré de liberté dynamique
DS	Demande sismique
ELF	État limite de fatigue
ELS	État limite de service
ÉLU	État limite ultime
IDA	Analyse dynamiques incrémentales
ISS	Intensité de secousse sismique
AENP	Isolateur sismique en élastomère fretté avec noyau de plomb
MU	Méthode spectrale unimodale
R	Facteur de modification de la réponse
a	Constante déterminée à partir de la régression linéaire entre l'ISS et la DS
a_L	Rayon du noyau de plomb
A	Constante du modèle hystérétique (0,5)

A_E	Taux de production de chaleur en fonction du volume et du temps de l'élastomère
A_L	Aire du noyau de plomb
A_r	Surface de l'élastomère fretté
b	Constante déterminée à partir de la régression linéaire l'ISS et la DS
B	Constante du modèle hystérétique (1,0)
c	Amortissement visqueux
c_d	Paramètre de la force d'amortissement
c_L	Chaleur spécifique du plomb
c_r	Chaleur spécifique du caoutchouc
D_r	Diffusivité thermique du caoutchouc
E_2	Paramètre empirique de $\frac{0,0069}{^{\circ}\text{C}}$
E_{pile}	Module de Young des colonnes de la pile
f	Fréquence
f_L	Paramètre caractérisant l'effet de la présence du noyau de plomb
F	Fonction de diffusion de la température
F_b	Force latérale mise en relation avec le déplacement
F_d	Force d'amortissement
$F_{moy\ isolateurs}$	Force moyenne aux isolateurs
F_Y	Force à l'amorce du comportement inélastique
g	Constante gravitationnelle
G	Module de cisaillement effectif de l'élastomère fretté
h_L	Hauteur du noyau de plomb
H_{pile}	Hauteur de la pile
$I_{eff\ colonne}$	Inertie effective des colonnes des unités de fondations

k	Rigidité
k_r	Conductivité thermique du caoutchouc
k_s	Conductivité thermique de l'acier
K_d	Rigidité post-élastique
K_{d0}	Rigidité post-élastique à la température initiale
K_{eff}	Rigidité effective correspondant au rapport entre la force de cisaillement et un déplacement donné
K_{el}	Rigidité élastique
m	Masse sismique
$M_{\text{fmax colonnes}}$	Moment fléchissant maximal aux colonnes des unités de fondations
$N_{\text{colonne pile}}$	Nombre de colonnes à la pile
p_f	Probabilité d'atteindre un niveau de dommage donné
$q'''(t)$	Taux de production de chaleur
Q_d	Force caractéristique
r	Ratio de rigidité post-élastique sur la rigidité élastique
r_t	Ratio de transfert de température du noyau de plomb à l'élastomère
S_{CS}	Médiane de la capacité sismique
S_{DS}	Médiane de la demande sismique
sgn	Fonction signum
t	Temps
t_s	Épaisseur totale des plaques d'acier
t^+	Temps adimensionnel
T	Période fondamentale
T_c	Température de l'élastomère

T_d	Période fondamentale en incluant le ratio d'amortissement visqueux
T_E	Augmentation de la température de l'élastomère
T_L	Température du noyau de plomb
T_r	Épaisseur totale de l'élastomère
u	Déplacement de entre le dessus et le dessous de l'isolateur
$\ddot{u}_{g(t)}$	Accélération du sol
u_{moy}	Déplacement moyen des isolateurs
u_{ss}	Déplacement de la sous-structure du pont isolé
u_{ssmoy}	Déplacement moyen de la sous-structure du pont isolé
V_L	Volume du noyau de plomb
V_r	Volume de caoutchouc
W	Poids supporté par l'isolateur
x	Valeur d'intensité de secousse sismique
x_g	Déplacement du sol relatif à un point de référence
x_{min}	Valeur d'intensité de secousse sismique minimale étudiée
x_{max}	Valeur d'intensité de secousse sismique maximale étudiée
x_T	Déplacement total
x_S	Déplacement de la structure en haut de la colonne de rigidité
Y	Déplacement à l'amorce du comportement inélastique
Z	Fonction de forme calculée pour le modèle hystérétique
α	Coefficient déterminé par régression de la courbe décrivant un paramètre d'intensité de secousse sismique donné en fonction de sa probabilité de dépassement.
α_s	Diffusivité thermique de l'acier

β	Coefficient déterminé par régression de la courbe décrivant un paramètre d'intensité de secousse sismique donné en fonction de sa probabilité de dépassement.
β_p	Indice de fiabilité des ponts
β_a	Amortissement effectif
β_{CS}	Variance de la capacité sismique
$\beta_{DS ISS}$	Variance de la demande sismique
ε_c	Déformation du béton
ε_s	Déformation de l'acier
ε_{su}	Déformation ultime de l'acier
Φ	Fonction de répartition de la loi normale standard
ξ_{eq}	Ratio d'amortissement visqueux
ρ_L	Densité du plomb
ρ_r	Densité massique du caoutchouc
σ_L	Contrainte effective du plomb
σ_{YL}	Contrainte effective à l'amorce de l'inélasticité du plomb
σ_{YL0}	Contrainte effective à l'amorce de l'inélasticité du plomb à la température d'origine
τ	Temps
ω	Fréquence angulaire
ω_d	Fréquence angulaire en incluant le ratio d'amortissement visqueux

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Accélérogrammes calibrés pour les analyses temporelles non –linéaires.....	142
Annexe B – Résultats des analyses temporelles non-linéaires	179

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Problématique

Les ponts sont des composantes essentielles des réseaux de transport constituant ainsi des moteurs économiques primordiaux pour le Québec. Toutefois, ces ouvrages sont vulnérables aux aléas associés aux secousses sismiques. En considérant l'impact majeur des coûts directs et indirects liés à la fermeture d'un pont, il devient alors essentiel de bien contrôler l'impact des sollicitations sismiques. Les risques liés à ces sollicitations peuvent être atténués par le processus de conception parasismique. Toutefois, ces sollicitations contrôlent souvent la conception des systèmes de résistance aux forces latérales des ponts (fondations, piles, butoirs, diaphragmes d'extrémité, etc.), et ce, dans un grand nombre de localités québécoises. Toutefois, les règles de calculs intégrées aux éditions 2000 et 2006 de la norme canadienne sur le calcul des ponts routiers S6 (CSA, 2000 et 2006) sont parfois imprécises et/ou conservatrices. C'est dans ce contexte que l'édition 2014 du Code canadien sur le calcul des ponts routiers S6-14 (CSA, 2014) introduit la notion de conception basée sur la performance (CBP). Cette méthodologie de calcul permet une caractérisation plus précise du comportement sismique des ponts, visant ainsi une réduction des risques d'endommagement ou d'effondrement associés à ces événements. Par ailleurs, l'utilisation d'équipements spécialisés permettant d'améliorer la performance sismique et la réduction directe des coûts des systèmes de résistance aux charges latérales des ponts, tel que les isolateurs sismiques en élastomères frettés avec noyau de plomb (*Lead-rubber bearings* : AENP) devient intéressante. Notons que la conception basée sur la performance des ponts isolés sismiquement avec ce type d'isolateur pose une problématique dans le contexte québécois. En effet, les isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb changent de comportement (raidissement) lorsqu'ils sont soumis à de basses températures. Ce raidissement peut se transposer en une augmentation des efforts transmis à la structure et provenant des secousses sismiques. Cette problématique a été discutée par plusieurs auteurs (Yura, Yakut, Tokaya, Becker et Collingwood, 2001; Paradis, Martel, Maltais et Dandois, 2014; Mendez-Galindo, Moor et Miranda, 2015; Guay, 2016), cependant une quantité limitée de données sont disponibles à propos de l'intégration des basses températures dans le processus de caractérisation du comportement des ponts isolés et de conception parasismique. Notons qu'un couplage thermomécanique existe dans les isolateurs sismiques en élastomère fretté à noyau de plomb

(Constantinou, Whittaker, Kalpakidis, Fenz et Warn, 2007; Kalpakidis et Constantinou, 2008). Ce couplage résulte en un réchauffement des AENP en fonction des cycles des secousses sismiques ce qui pourrait atténuer l'effet des basses températures.

1.2 Objectifs de l'étude

Dans le but de concevoir des ponts munis de systèmes d'isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb, il est nécessaire de bien caractériser leur comportement sous basses températures. De plus, cette caractérisation du comportement doit pouvoir s'intégrer dans un processus de conception basée sur la performance. L'objectif global de ce projet consistait au développement des connaissances à propos de l'impact des basses températures dans le processus de conception et d'évaluation des ponts isolés sismiquement qui sont munis de AENP. Cette expertise permettra aux ingénieurs de la pratique d'avoir accès à une plus grande étendue d'informations concernant cet enjeu.

Les objectifs spécifiques du projet sont les suivants :

1. Développer un modèle numérique pouvant caractériser le comportement des isolateurs sismiques en élastomère frettés avec noyau de plomb en intégrant leur couplage thermomécanique et les effets des basses températures.
2. Évaluer l'impact du raidissement thermique des isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb dans le processus de conception des ponts isolés sismiquement au Québec.

1.3 Méthodologie

Pour atteindre les objectifs cités dans la sous-section précédente, le projet a été divisé en 3 étapes.

Premièrement, une revue de la littérature scientifique concernant la conception basée sur la performance en mettant l'emphasis à propos du contexte canadien a été réalisée. De plus, une revue de la littérature scientifique exhaustive examinant le comportement et le couplage thermomécanique des isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb sous basses températures a été conduite.

Deuxièmement, un modèle mathématique permettant la caractérisation du comportement non-linéaire des ponts isolés sismiquement pourvus de AENP a été programmé sous « *Visual Basic for*

Applications (VBA) » (Office, 2017) avec Excel. Ce modèle permet l'intégration des effets des basses températures et du couplage thermomécanique. Le modèle numérique a ensuite été validé en comparant les résultats obtenus avec des données expérimentales ayant été publiées dans des études antérieures.

Troisièmement, la conception parasismique de six ponts fictifs équipés avec des AENP a été réalisée à partir de modèles numériques construits à l'aide du logiciel CSi Bridge (Computer and Structures, 2016) et d'analyses dynamiques diverses. Ensuite, des analyses temporelles non-linéaires ont été réalisées avec le modèle numérique de caractérisation non-linéaire développé à l'étape précédente. Le comportement des six ponts isolés munis de AENP en incluant les effets des basses températures et le couplage thermomécanique a été caractérisé par les résultats de ces analyses. De plus, les résultats des analyses réalisées sur les six ponts ont été intégrés dans un processus de conception basée sur la performance afin de valider le respect des exigences de la norme S6-14. Des validations ont été conduites à partir de modélisations faites à l'aide du logiciel CSi Bridge.

1.4 Organisation du mémoire

Le chapitre 2 présente une revue de la littérature scientifique à propos de la conception basée sur la performance dans un contexte canadien. Le chapitre 3 présente une revue de la littérature scientifique à propos du comportement des isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb, notamment, sous basses températures. Le chapitre 4 présente une évaluation de l'impact des basses températures dans le processus de conception des ponts isolés sismiquement avec des AENP. Le chapitre 5 présente une évaluation de l'effet du couplage thermomécanique dans la conception des ponts isolés sismiquement avec des AENP. Le chapitre 6 représente une discussion critique sur les résultats obtenus, les conclusions de l'étude et des suggestions pour des travaux futurs. Les accélérogrammes représentant les secousses sismiques utilisées dans cette étude sont présentés à l'Annexe A. Des résultats additionnels des courbes d'hystérésis obtenues d'analyses temporelles non-linéaires incluant le couplage thermomécanique sont présentés à l'Annexe B.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA PRATIQUE CANADIENNE POUR LA CONCEPTION PARASISMIQUE DES PONTS BASÉE SUR LA PERFORMANCE ET POUR LA CONCEPTION DES PONTS ISOLÉS SISMIQUEMENT

Le présent chapitre présente une revue de la pratique canadienne pour la conception parasismique des ponts basée sur la performance et pour la conception des ponts isolés sismiquement. La principale référence traitée est la dernière édition de la norme canadienne sur le calcul des ponts routiers S6-14 (CSA, 2014). Il est à noter que les prescriptions du Code sont comparées avec certaines références supplémentaires permettant d'exposer l'état de l'art en la matière.

2.1 Principes de dynamique des structures et de l'analyse sismique

Le comportement des ponts sollicités par des secousses sismiques peut être simplifié et analysé par l'utilisation d'un modèle à un degré de liberté dynamique (DDL) tel que présenté à la figure 1). Les secousses sismiques sont alors définies en la forme d'accélération du sol $\ddot{u}_g(t)$. Ce type de modèle permet une estimation de la réponse dynamique des ponts, et ce, tant dans la direction longitudinale que transversale. Toutefois, l'utilisation de cette méthode est restreinte à certaines configurations de ponts pour qu'elle puisse obtenir des résultats approximatifs acceptables. Voici les types de structures pour lesquels ce modèle est proposé :

1. Pont droit;
2. Ponts à portées égales;
3. Pont à piles ayant des hauteurs et des rigidités relatives égales et des conditions de sols homogènes;
4. Pont présentant une superstructure agissant comme un diaphragme rigide.

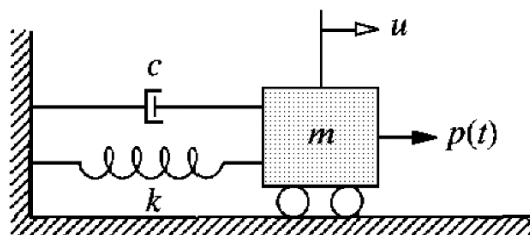


Figure 2.1: Modèle dynamique à un degré de liberté (tiré de Chopra, 2012)

Dans cette modélisation simplifiée, les masses des différents éléments des ponts sont considérées comme étant amalgamées sur le dessus d'une colonne formant ainsi la masse sismique m . La colonne est caractérisée par une rigidité propre k permettant de considérer l'ensemble des piles et colonnes des ponts étudiés. La rigidité k d'une pile de pont est principalement fonction des conditions limites, de sa hauteur, des matériaux, du module d'élasticité, de sa géométrie et de l'inertie totale. Un amortissement visqueux c représentant les différents mécanismes d'amortissement présents dans la structure des ponts est aussi intégré aux calculs.

Pour permettre de décrire la réponse dynamique des structures, le déplacement total x_T est mise en relation avec le déplacement de la structure en haut de la colonne de rigidité x_S et avec le déplacement du sol relatif à un point de référence x_g . La force sollicitant le système est définie par l'équation 2.1.

$$[2.1] \quad F(t) = m\ddot{x}_g$$

L'équilibre des forces et des énergies peut être dérivé par la deuxième loi de Newton permettant d'obtenir l'équation générale du mouvement du système à un DDLD :

$$[2.2] \quad m\ddot{x}_s + c\dot{x}_s + kx_s = -m\ddot{x}_g$$

Dans le domaine élastique, la réponse dynamique des ponts modélisés avec un système à un DDLD est simplifiée au mode fondamental de vibration en champs libres. Pour cette simplification l'amortissement est généralement ignoré.

Le mode fondamental d'un système à un DDLD est obtenu par la résolution de l'équation 2.3.

$$[2.3] \quad m\ddot{x}(t) + kx(t) = 0$$

L'hypothèse généralement utilisée en dynamique des structures pour la résolution de ce type de problème est de représenter le déplacement en fonction du temps par une fonction sinusoïdale (Chopra, 2012). La fréquence angulaire, la fréquence et la période fondamentale des ponts peuvent ainsi être calculées et elles s'expriment par les équations 2.4 à 2.6. La forme du mode fondamental est déterminée par le déplacement du système à un DDLD à une magnitude donnée.

$$[2.4] \quad \omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$[2.5] \quad f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$[2.6] \quad T = \frac{1}{f} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Dans les cas où l'amortissement n'est pas ignoré, un ratio d'amortissement visqueux ξ_{eq} est introduit et la résolution du mode fondamental devient l'expression plus générale :

$$[2.7] \quad T_d = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k(1-\xi_{eq}^2)}}$$

La réponse complète d'un système à un DDLD aux secousses sismiques peut être idéalisée par l'hypothèse que toute sollicitation sismique est représentée par une succession d'impulsion induisant une vibration libre (Chopra, 2012). L'impulsion est caractérisée par une durée infinitésimale terminant au temps τ après le début de son application. La réponse totale d'une structure à un DDLD est obtenue par l'intégration des réponses en vibration libre de chaque impulsion en utilisant l'intégrale de Duhamel (voir équation 2.8).

$$[2.8] \quad x(t) = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^1 \ddot{x}_g(\tau) e^{-\xi_{eq}\omega(1-\tau)} \sin(\omega_d(t-\tau)) d\tau$$

Il est à noter que la résolution des systèmes à plusieurs DDLD est réalisée en généralisant la méthodologie présentée dans ce chapitre par une approche matricielle.

Dans les cas où l'analyse des structures dans le domaine non-linéaire est réalisée, une approche incrémentale doit être utilisée. En effet, les analyses non-linéaires présentent des variations des propriétés de la structure durant l'ensemble de la gamme de réponses dynamiques. Dans le but de caractériser le comportement de la structure, l'analyse est discrétisée en des pas de temps qui divisent la réponse du système en incréments. Il est donc possible de modifier les propriétés du système en fonction des relations contraintes-déformations à la fin de chaque pas de temps. Par conséquent, l'analyse dynamique non-linéaire est réalisée à partir d'une succession d'analyses linéaires qui consistent en la résolution de l'équation du mouvement (voir équation 2.2) à chaque pas de temps, et ce, pour les propriétés du système données. Pour réaliser ces analyses, il est généralement admis d'utiliser l'intégration numérique des équations par une des deux méthodes couramment utilisées en dynamique des structures, soit la méthode de Newmark (accélération linéaire ou accélération moyenne) et la méthode des Différences Centrées (Chopra, 2012). Ces méthodes consistent en la résolution de l'équation du mouvement en limitant certains paramètres, ce qui permet de déterminer la position et la vitesse à un pas de temps donné, et ce, à partir des valeurs du pas de temps précédent. Cette résolution contient un terme d'erreur qui est proportionnel à la dérivée de l'accélération et qui dépend des propriétés du système. Cette dérivée est ensuite remplacée par l'accélération au pas de temps précédent en introduisant divers paramètres. Dans le cas de la résolution numérique de systèmes non-linéaires, la force excitatrice ou la force d'amortissement à un pas de temps donné dépendent généralement de la position, du déplacement ou de la vitesse au pas de temps précédent, car ces dernières sont liées aux relations contraintes-déformations des matériaux. Par conséquent, il est requis de recalculer les forces pour chaque position, déplacement ou vitesse. Ce qui correspond à un processus itératif qui est ainsi implémenté pour permettre la réduction de l'erreur et l'obtention de la convergence dans la solution.

La norme canadienne sur le calcul des ponts routiers S6-14 (CSA, 2014) présente quatre types d'analyse dynamique permettant l'obtention des sollicitations sismiques aux éléments structuraux des ponts :

- ASE : Analyse statique élastique (CU : méthode de la charge uniforme et MU : méthode spectrale unimodale);
- ADE : Analyse dynamique élastique (analyse spectrale de la réponse élastique multimodale et analyse temporelle élastique);
- ASNLPI : Analyse statique non-linéaire par poussées incrémentales;
- ATNL : Analyse temporelle non-linéaire;

Les analyses statiques élastiques (ASE) sont essentiellement basées sur la réponse dynamique du mode de vibration fondamentale et sont adéquates lors de l'analyse d'un pont pouvant être modélisé par une structure à un DDL.

L'analyse dynamique élastique (ADE) par l'analyse spectrale de la réponse élastique multimodale permet d'obtenir la réponse dynamique d'un système à plusieurs DDL. En effet, après l'obtention des différents modes de vibration de la structure et de leurs formes par résolution des matrices des masses et rigidités, il est possible de superposer les réponses de ces derniers. L'accélération de la structure à une période de vibration donnée est définie par le spectre de réponse et cette accélération est pondérée par la masse excitée par ce mode de vibration. Les méthodes de combinaisons modales proposées dans la littérature sont la combinaison quadratique complète ou la somme absolue des quantités modales (Chopra, 2012). Un spectre de réponse correspond aux valeurs moyennes de la réponse d'une structure à un nombre possible d'accélérogrammes représentatifs d'un site. Le choix des accélérogrammes est basé sur une méthode probabiliste, et ce, à une période de retour définie. Les valeurs présentées dans un spectre de réponse sont généralement l'accélération spectrale ou le déplacement en fonction de la période de vibration de la structure. Dans le cas de la norme S6-14, les spectres de réponses proposés réfèrent à ceux calculés pour le Code National du Bâtiment 2015 (CNB 2015). Ces spectres ont été développés par la Commission Géologique du Canada (CGC, Ressources naturelles Canada, 2015).

L'analyse statique non linéaire par poussées incrémentales (ASNLPI) correspond à l'application de charges ou déplacements à la structure qui sont augmentés dans une approche incrémentale à chaque pas de temps. À chaque niveau de force ou de déplacement, l'état des contraintes et des déformations est recalculé à partir des relations non-linéaires des matériaux pour permettre d'obtenir les courbes contraintes-déformations des ponts. Il est souvent nécessaire de procéder à des itérations pour atteindre la convergence. Ce type d'analyse permet ainsi de caractériser la gamme de réponses d'une structure face à une sollicitations sismique, à déterminer les mécanismes

plastiques et modes de rupture et les dommages encourus à différents niveaux de déplacements. En cours d'analyse et par l'augmentation graduelle des charges, des rotules plastiques se forment successivement dans la structure et la courbe contraintes-déformations évolue dans le domaine inélastique.

L'analyse temporelle non-linéaire (ATNL) permet d'obtenir la réponse de la structure à chaque pas de temps lorsqu'elle est soumise aux accélérogrammes représentatifs analysés. En effet, à chaque pas de temps, l'équation du mouvement est résolue à l'aide des méthodes d'intégration numérique mentionnées dans cette sous-section et un processus itératif est intégré permettant ainsi l'inclusion des propriétés non-linéaires des structures. Le choix du nombre, la calibration et la sélection des accélérogrammes sont des éléments couverts dans l'annexe de sélection et pondération des antécédents des mouvements du sol du commentaire J du CNB 2015 et par les travaux de Atkinson (2009) et Tremblay et al. (2015).

2.2 Priorisation de la structure

Un concept fondamental de la conception parasismique est d'établir une priorisation des structures en fonction de l'importance relative de ces dernières. Cette priorisation permet la gestion du risque associé aux secousses sismiques. Pour établir cette priorisation, plusieurs critères de natures variées (sociaux, économiques, sécurité et défense) peuvent être étudiés, tels que la facilité d'une réponse rapide à une urgence, l'impact économique lié à des dommages ou encore l'impact sur les ressources disponibles. Pour ce faire, la norme S6-14 établit trois catégories d'importance des ponts et laisse aux propriétaires d'ouvrages et agences responsables le choix d'attribuer une catégorie à chaque structure. Toutefois, certaines descriptions et balises sont discutées à ce propos dans le commentaire de la norme et dans le manuel de conception des structures du MTMDET (2017). Ces catégories d'importance sont décrites et résumées dans les sections suivantes pour fins de compréhension.

2.2.1 Ponts essentiels

Ces structures sont des grands ouvrages dont la taille et la complexité nécessite de déployer de nombreuses ressources, monétaires et de temps en cas de dommages. Leur maintien est indispensable pour la sécurité, la santé, l'intégrité du réseau routier et l'économie de plusieurs régions. Au Québec, le manuel de conception des structures (MTMDET, 2017) propose que les

ponts essentiels correspondent aux structures localisées sur le Réseau stratégique au soutien au commerce intérieur (RSSCE), au-dessus de la voie maritime du Saint-Laurent ou sur une route représentant un lien unique dont le débit journalier moyen annuel (DJMA) est supérieur à 10 000 véhicules. De plus, ils doivent satisfaire l'un des trois critères suivants :

- Pont dont au moins une travée a une longueur supérieure ou égale à 100 m;
- Pont dont la longueur totale du tablier est supérieure ou égale à 1 000 m;
- Pont dont la surface de tablier totale est supérieure ou égale à 10 000 m².

Selon ces critères, voici une liste non exhaustive des structures qui sont considérées comme étant des ponts essentiels par le MTMDET :

- Pont de Québec;
- Pont de l'Île d'Orléans;
- Pont Pierre-Laporte;
- Pont Laviolette
- Pont Jacques-Cartier
- Pont Victoria
- Pont Champlain
- Pont Honoré-Mercier
- Pont Lafontaine/tunnel Louis-Hippolyte Lafontaine
- Pont de la Concorde
- Pont Madeleine-Parent
- Pont boulevard Pie XVII
- Pont Larocque

Ce niveau de priorité est donc limité à un petit nombre de structures majeures considérées comme étant vitales.

2.2.2 Ponts principaux

Les ponts principaux sont des ouvrages construits au-dessus d'une route nécessaire à une réponse immédiate en cas de séisme, et ce, pour permettre les interventions en cas d'urgence pour les besoins de sécurité, de défense et de reprise économique. Ces constituants critiques des routes peuvent avoir des impacts importants sur le réseau de transport régional, notamment, aux fins du déplacement de la population et des ressources. Une grande part des structures localisées sur le réseau autoroutier ou en zone urbaine dense sont caractérisées par ce niveau de priorité.

2.2.3 Autres ponts

Ces structures sont situées sur un réseau local avec un accès redondant et dont la fermeture n'aurait qu'un impact circonscrit à certaines zones localisées. Ces structures sont nombreuses sur le réseau routier canadien et sont souvent situées sur des routes secondaires.

2.3 Caractéristique du site et choix du type d'analyse

2.3.1 Caractéristique du site

Bien qu'il peut se produire des secousses sismiques sur l'ensemble du territoire canadien, les risques associés à des tremblements de terre causant des dommages sont plus élevés dans certaines zones que dans d'autres. Les secousses sismiques probables prévues à un site correspondent à l'aléa sismique et sont calculées en fonction de leur probabilité d'occurrence par la Commission Géologique du Canada (CGC). Les aléas sismiques sont donc tributaires de la localisation étudiée. Ces aléas ont été calculés pour le CNB 2015 pour lequel la norme S6-14 se réfère.

Les dommages causés par un tremblement de terre dépendent des caractéristiques du sol et du type de structures sollicitées dans la région touchée. Ainsi, les propriétés du sol où reposent les fondations d'un pont ont également une influence significative sur la réponse de celui-ci lors d'un séisme et sur les dommages potentiellement induits à la structure. En effet, lors d'une secousse sismique, un sol considéré comme étant meuble occasionnera généralement des efforts plus élevés qu'un sol dense en raison de l'amplification des ondes (CNB 2015 - Commentaire J). C'est pourquoi la norme prévoit une modification des sollicitations sismiques en fonction du type de sol sur lequel reposent les fondations des ponts.

2.3.2 Catégorie de performance sismique

Dans le but de déterminer l'approche de conception et les analyses requises par la norme CSA S6-14 pour la conception sismique des ponts, ce dernier catégorise des niveaux de performance sismique minimaux requis. La catégorie de performance sismique est établie en fonction des valeurs spectrales pour une période de retour de 2475 ans, de la période fondamentale du pont dans la direction étudiée et de la catégorie d'importance de la structure, et ce, tel que présenté au tableau 2.1. La catégorie de performance sismique la plus élevée d'une structure doit primer. Plus une catégorie d'importance sismique est élevée et plus un pont est considéré comme nécessitant un

niveau de protection supérieur en cas de séisme, et ce, en raison de son importance et de son exposition possible à des secousses sismiques. Ces catégories sont donc un guide permettant d'établir la vulnérabilité d'une structure selon une approche normalisée.

Tableau 2.1: Catégorie de performance sismique établie en fonction des valeurs spectrales pour une période de retour de 2475 ans (CSA S6-14, Tableau 4.10)

		Catégorie de performance sismique	
Pour $T < 0,5$ s	Pour $T \geq 0,5$ s	Ponts essentiels	Ponts principaux et autres ponts
$S(0,2) < 0,20$	$S(1,0) < 0,10$	2	1
$0,20 < S(0,2) < 0,35$	$0,10 < S(1,0) < 0,30$	3	2
$S(0,2) \geq 0,35$	$S(1,0) \geq 0,30$	3	3

2.3.3 Approche pour la conception

Les charges sismiques et la philosophie de conception prévues par la norme S6-14 sont significativement différentes des prescriptions apparaissant aux anciennes éditions de cette norme. En effet, la norme S6-14 introduit une approche basée sur la performance (CBP). Selon cette approche, la conception des différents éléments se fait à un niveau de performance donné, selon, l'importance de l'ouvrage et l'importance des éléments considérés. Différents critères de performance sont ainsi associés à des événements de différentes probabilités de dépassement. L'approche de conception prescrite dans les anciennes éditions de la norme CSA S6-14 était basée sur la force (CBF), c'est-à-dire que le critère de conception correspond au développement de la capacité nécessaire à la reprise des efforts estimés pour une période de retour de 2475 ans. Ces efforts sont réduits par le facteur de modification de la réponse R permettant de prendre en compte la ductilité et la surrésistance des structures. C'est par cette méthode que le comportement inélastique des matériaux et qu'un endommagement acceptable sont inclus dans les analyses linéaires élastiques, et ce, afin de réduire le coût de construction des ouvrages. La CBF est aussi intégrée à la norme S6-14 pour la conception de certains ponts selon leur géométrie, catégorie de performance sismique et catégorie d'importance et ne sera pas discutée dans le cadre de cette étude.

Les ponts ayant des géométries irrégulières, telles qu'un rayon de courbure important ou présentant des écarts importants entre les inerties de ses piles, peuvent présenter des comportements et des modes de rupture imprévisibles et sont considérés comme étant plus vulnérables face aux sollicitations sismiques. Pour assurer une conception adéquate, ces ponts sont conçus avec l'approche de CBP. De plus, les ponts considérés comme étant essentiels sont tous conçus avec l'approche de CBP. La table de sélection de l'approche de conception est présentée au tableau 2.2.

Tableau 2.2: Exigences relatives à la conception basée sur la performance (CBP) et à la conception basée sur la force (CBF) (CSA S6-14, Tableau 4.11)

Catégorie de performance sismique	Ponts essentiels		Ponts principaux		Autres ponts	
	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers
1	Aucune analyse sismique n'est requise					
2	CBP	CBP	CBP	CBF	CBF	CBF
3	CBP	CBP	CBP	CBF	CBP	CBF

2.3.4 Choix de la méthode d'analyse

Le choix du type d'analyse a une influence significative sur la précision des résultats obtenus et le niveau de caractérisation du comportement de la structure. Les analyses prescrites par la norme CSA S6-14 sont donc tributaires du niveau de protection souhaité pour une structure, de sa complexité et de sa vulnérabilité face aux sollicitations sismiques. De plus, les analyses exigées par la norme S6-14 ne sont pas les mêmes selon la probabilité de dépassement de la sollicitation sismique étudiée. Les exigences minimales pour le type d'analyse sont présentées aux tableaux 2.3 et 2.4. Les fondements et descriptions des différents types d'analyses prescrites au Code S6 sont décrits à la section 2.1 du présent mémoire.

Tableau 2.3: Exigences minimales relatives aux analyses sismiques pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans et de 5% en 50 ans (CSA S6-14, Tableau 4.12)

Catégorie de performance sismique	Ponts essentiels		Ponts principaux		Autres ponts	
	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers
1	Aucune analyse sismique n'est requise					
2	ADE, ASNLPI et ATNL	ADE et ASNLPI	ADE et ASNLPI	ASE	ADE	ASE
3	ADE, ASNLPI et ATNL	ADE, ASNLPI et ATNL	ADE et ASNLPI	ADE	ADE	ASE

Tableau 2.4: Exigences minimales relatives aux analyses sismiques pour une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans (CSA S6-14, Tableau 4.13)

Catégorie de performance sismique	Ponts essentiels		Ponts principaux		Autres ponts	
	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers
1	Aucune analyse sismique n'est requise					
2	ADE	ADE	ADE	ASE	ADE	ASE
3	ADE	ADE	ADE	ASE	ADE	ASE

ASE : Analyse statique élastique (CU : méthode de la charge uniforme et MU : méthode spectrale unimodale);

ADE : Analyse dynamique élastique (analyse spectrale de la réponse élastique multimodale et analyse temporelle élastique);

ASNLPI : Analyse statique non-linéaire par poussées incrémentales;

ATNL : Analyse temporelle non-linéaire;

2.4 Critères de performance et importance des éléments structuraux

La norme S6-14 propose des balises afin d'établir les différents niveaux de performance requis pour les ponts conçus avec l'approche de CBP. Ces critères sont caractérisés par des niveaux de service post-séisme minimaux pour chaque probabilité de dépassement, et ce, en fonction de la priorisation des structures analysées. Les niveaux de service post-séisme sont liés à des niveaux d'endommagement maximaux établis par la norme CSA S6-14. Ainsi, un pont essentiel requiert un niveau service plus élevé qu'un pont principal pour une période de retour donnée ce qui est lié à un niveau de dommage inférieur. Le tableau 2.5 présente les niveaux de performance minimaux prescrits par la norme S6-14.

Tableau 2.5: Niveaux de performance minimaux (CSA S6-14, Tableau 4.15)

Probabilité de dépassement sismique en 50 ans (période de retour)	Ponts essentiels		Ponts principaux		Autres ponts	
	Service	Dommage	Service	Dommage	Service	Dommage
10 % (475 ans)	Immédiat	Aucun	Immédiat	Mineur	Service limité	Réparable
5 % (975 ans)	Immédiat	Mineur	Service limité	Réparable	Service interrompu	Important
2 % (2475 ans)	Service limité	Réparable	Service interrompu	Important	Aucun	Remplacement probable

Afin de respecter les niveaux de service et d'endommagement minimaux prescrits, la norme S6-14 propose certains critères de performance présentés au tableau 2.6. Ces critères ont été établis selon l'état de la littérature ainsi que par une priorisation des éléments structuraux selon leur rôle dans la reprise des efforts sismiques et réfèrent aux propositions de Priestley, Seible et Calvi (1996), Kowalsky (2000), Priestley, Calvi et Kowalsky (2007) et Goodnight, Feng, Kowalsky et Nau (2012). De plus, l'optique d'assurer un comportement souhaitable de la structure aux différents niveaux de services attendus a été considérée. Par exemple, les limites au niveau des dommages

acceptés aux éléments structuraux composants le tablier des ponts et qui soutiennent la voie de roulement des usagers sont généralement moindre que les limites pour les joints de tablier qui sont des composantes secondaires d'un pont. Il est à noter que les compléments de la norme CSA S6-14 du Ministère des Transports et des Infrastructures de la Colombie-Britannique (BC MoTI, 2016) proposent des critères intermédiaires supplémentaires et des modifications au tableau 2.6 afin de calculer les niveaux de dommages dans le béton armé.

Tableau 2.6: Critères de performance (CSA S6-14, Tableau 4.16)

Service	Dommages
Immédiat	Dommages mineurs
Le pont doit être pleinement opérationnel pour la circulation régulière, et les travaux de réparation ne causent aucune interruption du service.	<ul style="list-style-type: none"> ● État général : Le pont doit demeurer essentiellement élastique avec des dommages minimaux n'ayant aucune incidence sur son niveau de performance. ● Ouvrages en béton : Les déformations de compression du béton ne doivent pas être supérieures à 0,004 et les déformations de l'acier d'armature ne doivent pas dépasser la limite d'élasticité. ● Ouvrages en acier : Les déformations de l'acier ne doivent pas dépasser la limite d'élasticité (voir l'article 10.5.3.3). Il ne doit y avoir aucun voilement ou flambement. ● Assemblages : Les assemblages ne doivent pas être altérés. ● Déplacements : Il ne doit pas y avoir de martèlement. Les déplacements résiduels, tassements, translations ou rotations de l'ouvrage ou des fondations, y compris des murs de soutènement et des murs en aile, doivent être négligeables sans compromettre le niveau de performance. ● Appareils d'appui et joints : Ne doivent pas avoir à être remplacés sauf en cas de dommages éventuels à des garnitures d'étanchéité. ● Dispositifs de retenue : Il ne doit y avoir aucun dommage observable ni perte de capacité en déplacement des systèmes de retenue ou des éléments liés. ● Fondations : Les mouvements de la fondation doivent être limités seulement à de légers désalignements des travées ou à un tassement de certaines piles ou approches qui ne nuisent pas la circulation régulière, et aucune réparation n'est requise.

Tableau 2.6: Critères de performance (CSA S6-14, Tableau 4.16 - Suite)

Service limité	Dommages réparables
<p>Le pont doit être opérationnel pour la circulation des véhicules d'urgence et réparable sans devoir être fermé. Au moins 50% des voies, mais pas inférieure à une voie doivent demeurer opérationnelles. Le service régulier doit être rétabli dans un délai d'un mois.</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● État général : Il peut y avoir certains comportements inélastiques ainsi que des dommages modérés ; toutefois, les membrures principales ne doivent pas avoir à être remplacées, doivent être réparables sur place et être en mesure de supporter la charge permanente plus la surcharge totale. ● Ouvrages en béton : Les déformations en traction de l'acier d'armature ne doivent pas dépasser 0,015. ● Ouvrages en acier : Il ne doit y avoir aucun flambement des membrures principales. Il peut y avoir un flambement des membrures secondaires à condition que la stabilité soit préservée. Il ne doit y avoir aucune rupture de l'aire nette des membrures principales aux assemblages. ● Assemblages : Les assemblages principaux ne doivent pas être altérés. ● Déplacements : Aucun décalage permanent ne doit nuire au service et aux travaux de réparation du pont. Aucun tassement résiduel ni aucune rotation de l'ouvrage principal ne doivent s'être produits. Il peut y avoir certains mouvements des murs en aile à condition qu'ils puissent être réparés et que la performance soit maintenue. ● Appareils d'appui et joints : Les appareils d'appui en élastomère peuvent être remplacés. Si des joints à entures multiples sont endommagés, ils doivent être réparables. ● Dispositifs de retenue : Aucun système de retenue ne doit être endommagé. ● Fondations : Les mouvements de la fondation doivent être limités seulement à de légers désalignements des travées ou à un tassement de certaines piles ou approches qui ne nuisent pas la circulation régulière, à condition que la capacité opérationnelle initiale puisse être rétablie suite aux travaux de réparation. ● Répliques sismiques : L'ouvrage doit conserver 90 % de sa capacité parasismique en cas de répliques et sa pleine capacité doit être rétablie à la suite des réparations.

Tableau 2.6: Critères de performance (CSA S6-14, Tableau 4.16 - Suite)

Service interrompu Le pont doit être opérationnel pour des véhicules d'urgence à circulation restreinte à la suite d'une inspection. Le pont doit être réparable. Les réparations du pont pour le rétablissement du plein service peuvent nécessiter une fermeture du pont.	Dommages importants <ul style="list-style-type: none"> ● État général : Un comportement inélastique est prévu. Des membrures peuvent avoir subi des dommages visibles importants, tels qu'un éclatement du béton et un flambement des contreventements, mais aucune dégradation de la résistance ne doit survenir. Les membrures doivent être en mesure de supporter la charge permanente plus 50 % des surcharges, en excluant les impacts, en considérant les effets P-delta, sans que le pont s'effondre. ● Ouvrages en béton : Il peut y avoir un éclatement étendu du béton, mais le béton du noyau confiné ne doit pas s'être écrasé. Les déformations en traction de l'acier d'armature ne doivent pas dépasser 0,050. ● Ouvrages en acier : Il ne doit y avoir aucun flambement des éléments supportant des charges gravitaires. ● Assemblages : Il peut y avoir des distorsions importantes des joints. Déplacements : Il peut y avoir des décalages permanents à condition qu'ils n'empêchent pas une circulation limitée des véhicules d'urgence à la suite d'une inspection ni un rétablissement complet du service du pont. <p>Fondations : Les mouvements latéraux et verticaux du sol ne doivent pas empêcher une circulation limitée des véhicules d'urgence à la suite d'une inspection ni un rétablissement complet du service du pont.</p> <p>Appareils d'appui et joints : Il peut y avoir une défaillance de certains</p> <ul style="list-style-type: none"> ● appareils d'appui de la superstructure, mais ceux-ci doivent avoir conservé une connectivité et une longueur d'assise adéquates pour la circulation d'urgence. Le remplacement des joints peut être requis. ● Dispositifs de retenue : Les systèmes de retenue peuvent avoir été endommagés, mais ne doivent pas subir de défaillance. ● Répliques sismiques : L'ouvrage doit conserver 80 % de sa capacité parasismique en cas de répliques et sa pleine capacité doit être rétablie aux réparations.
---	--

Tableau 2.6: Critères de performance (CSA S6-14, Tableau 4.16 - Suite)

Aucun	Remplacement probable
L'ouvrage ne doit pas s'effondrer permettant une évacuation sans danger.	<ul style="list-style-type: none"> ● État général : Les travées du pont doivent être en place, mais le pont risque de ne pas être opérationnel et peut nécessiter des réparations majeures ou un remplacement. Des grandes distorsions de poutres et de cadres à colonnes ont pu se produire. Une défaillance sur l'assemblage transférant le moment fléchissant peut se produire, alors que les assemblages transmettant l'effort tranchant doivent être intacts. Les membrures doivent être capables de supporter la charge permanente plus 30 % des surcharges, à l'exclusion des impacts, mais y compris les effets P-delta, sans s'effondrer. ● Déplacements : Les décalages permanents doivent être limités de sorte que le pont puisse être évacué sans danger. ● Fondations : Les mouvements latéraux et verticaux du sol ne sont pas limités, mais ne doivent pas provoquer un effondrement de la superstructure du pont.

Dans le but de déterminer le niveau d'endommagement des composantes structurales critiques des ponts soumis aux efforts sismiques (colonnes et piles, appareils d'appuis, murs garde-grèves et joints de tablier) plusieurs travaux réalisés dans le contexte canadien (Tehrani, Goda, Mitchell, Atkinson et Chouinard, 2014; Daneshvar, Bouaanani et Tremblay, 2015; Martel, Maltais et Vandal, 2017) ont proposés l'utilisation de relations entre le déplacement relatif du pont par rapport à ses fondations (*drift ratio*) et l'endommagement. Ces relations ont été développées par Berry et Eberhard (2003), Berry et Eberhard (2007) et Mackie, Wong et Stojadinovic (2007) et par des campagnes d'essais en laboratoire et elles permettent d'établir le niveau de contrainte dans les éléments structuraux. De plus, pour les colonnes en béton armé, des relations basées sur les déformations de compression, la rotation plastique et la ductilité en déplacement ont aussi été développées par ces mêmes auteurs, et ce, afin d'évaluer l'endommagement des composantes structurales des ponts (voir tableau 2.7). Une synthétisation et comparaison des différents critères d'endommagement proposés dans la pratique a été réalisée par Marsh et Stringer (2013). Un exemple des tableaux résumés produits par cette étude est présenté plus bas, voir le tableau 2.8.

Tableau 2.7: Exemple de déformations aux différents niveaux d'endommagement pour une colonne centrale d'un pont : a) Approche théorique (Priestley, 2007); b) Équations basées sur les essais en laboratoire (Berry et Eberhard, 2007) (adapté de Tehrani, 2014)

a)				
Damage state	Drift	Strain	Curvature ductility	Displacement ductility
Yielding (nominal)	0,59%		1	1
Serviceability	0,93%	$\epsilon_c = 0,004$ or $\epsilon_s = 0,015$	2,65	1,58
Damage Control	3,91%	$\epsilon_c < \text{Mander eq. Or}$ $\epsilon_s = 0,6\epsilon_{su} < 0,05$	15,9	6,2
Life Safety	5,69%	$\epsilon_c < 1,5*\text{Mander eq. Or}$ $\epsilon_s = 0,9\epsilon_{su} < 0,08$	25,6	9,6
b)				
Damage state	Drift	Rotation	Strain	
Cover Spalling	1,85%	0,012	0,008	
Bar Buckling	5,30%	0,0451	0,075	
Bar Fracture	5,74%	0,0492	0,081	

Tableau 2.8: Exemple de tableau comparatif des critères de performance pour de l'acier d'armature – limite de contrainte de tension (adapté de Marsh et Stringer, 2013)

Agency	Year	Ground Motion	Component and Location	Explicit Damage State?	Damage State	Strain Limit	
ASSHTO SGS	2011	7% in 75 yr (1,000-yr RP)	RC column plastic hinge	No	Bar fracture	#4 - #10	0,090
						#11 - #18	0,060
SCDOT	2008	3% in 75 yr (2,500-yr RP)	RC column plastic hinge	No	Bar fracture	#4 - #10	0,090
						#11 - #18	0,060
Caltrans	2010	5% in 50 yr (1,000-yr RP)	RC column plastic hinge	No	Bar fracture	#4 - #10	0,090
						#11 - #18	0,060
Priestley et al.	2007	Serviceability	RC column plastic hinge	Yes	Crack control (< 1.0 mm)	0,010-0,015	
		Damage Control		Yes	Bar fracture	$0,6\epsilon_{su} = 0,06$	

2.5 Sollicitations sismiques et calculs probabilistes

Les modèles de risques sismiques de la norme S6-14 réfèrent aux modèles développés par la Commission Géologique du Canada (CGC) pour le CNB 2015, et ce, pour chaque localité étudiée. Ces modèles ont été dérivés par l'application de la méthode probabiliste de Cornell-McGuire (Cornell, 1968; McGuire, 1993) à partir de la base de données des secousses sismiques recueillies jusqu'en 2010. Cette méthode est basée sur des modèles de récurrence selon les données géologiques (sources aréales, failles, etc.) et sur des séismes historiques et elle permet l'ajustement des relations magnitude-récurrence dans le but de prendre en compte l'incertitude (Halchuk, Adams et Anglin, 2007). Il est à noter que la profondeur probable des séismes est aussi incluse dans le modèle. La courbe de l'aléa sismique propre à un site permet de décrire la probabilité de dépasser une valeur d'intensité de secousse sismique en fonction des valeurs de ce même paramètre ($P(ISS > x)$), pour un site donné. Pour ce faire, des calculs probabilistes complets du risque sismique ont été effectués par la CGC pour le Canada afin de définir le spectre uniforme de risque pour la moyenne géométrique des composants horizontaux de la réponse spectrale de l'accélération avec un amortissement de 5 %, pour les périodes, l'accélération maximale au sol et la vitesse maximale au sol.

Les courbes propres à chaque localité sont calculées à partir des spectres proposés par la CGC. Les valeurs peuvent être obtenues pour des probabilités d'occurrence de 2 %, 5 %, 10 % et 40 % en 50 ans. Rappelons que ces valeurs sont propres aux caractéristiques du site et ces quatre points de références peuvent être décrits par une fonction exponentielle. Cette fonction exponentielle peut être dérivée dans le but de décrire la relation entre un paramètre d'intensité de secousses sismiques donné et la probabilité de dépassement de ce paramètre d'intensité tel que présenté à la figure 2.2. Cette fonction est décrite par l'équation 2.9.

$$[2.9] \quad (P(ISS > x) = \beta \cdot x^{-\alpha}$$

Où les coefficients β et α sont déterminés par régression de la courbe décrivant un paramètre d'intensité de secousse sismique donné en fonction de sa probabilité de dépassement.

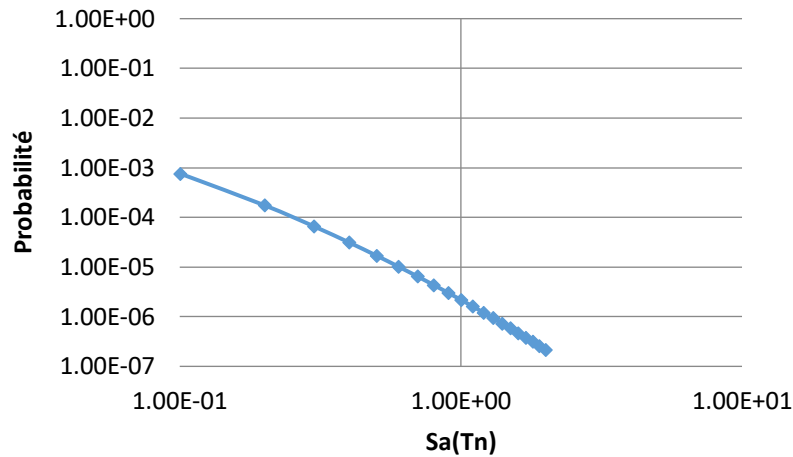


Figure 2.2: Exemple de courbe de l'aléa sismique dérivée pour Montréal pour une structure ayant une période naturelle de 1,0 s

Les courbes d'endommagement des éléments structuraux des ponts sont dérivées à partir de la réponse de la structure soumise aux secousses sismiques. La réponse d'une structure est obtenue à l'aide d'une méthode d'analyse prescrite par la norme S6-14 et elle permet d'évaluer la demande sismique (DS) à chaque composante structurale des ponts. Les critères d'endommagement (CE) décrits précédemment sont utilisés dans le but de baliser la capacité sismique (CS) des composantes structurales des ponts. La CS correspond ainsi au critère établi pour un niveau d'endommagement donné.

Afin de décrire la relation entre la demande sismique (DS) qui est provoquée par les secousses sismiques pour une structure donnée et les différentes intensités de secousses sismiques (ISS), il est suggéré par Nielson et DesRoches (2006) de faire la régression linéaire dans l'échelle logarithmique des données tirées des analyses dynamiques. Cette relation est calculée par l'équation 2.10 où a et b sont des constantes déterminées à partir de la régression linéaire. La figure 2.3 présente un exemple de régression linéaire.

$$[2.10] \quad \ln(DS) = a \times \ln(ISS) + b$$

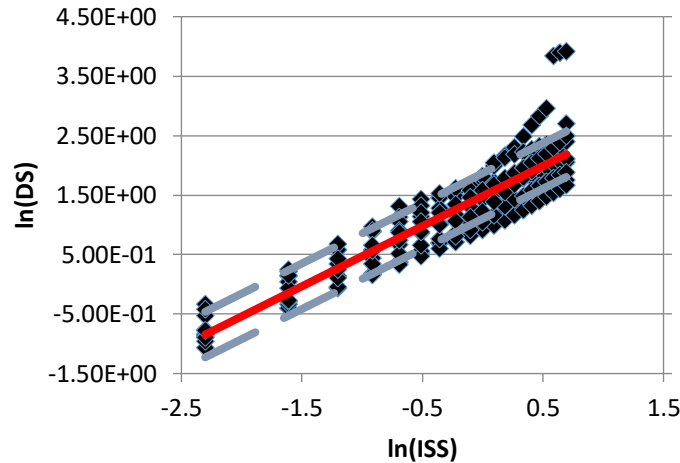


Figure 2.3: Exemple de régression linéaire dans l'échelle logarithmique décrivant la relation entre la DS et l'ISS pour une colonne de béton armé d'un pont

Notons que les courbes d'endommagement représentent la probabilité d'atteindre un niveau de dommage donné (p_f). Les niveaux d'endommagement (aucun, mineur, réparable, important) sont balisés à partir des critères d'endommagement. Cette probabilité a été représentée par l'équation 2.11 et établit la relation entre la DS et la CS. Il est suggéré de baser la DS et la CS sur des critères uniformes qui sont obtenus à partir des analyses de la structure, tel que le déplacement relatif du pont par rapport à ses fondations, la rotation plastique et la ductilité en déplacement.

$$[2.11] \quad p_f = P \left[\frac{DS}{CS} \geq 1,0 \right]$$

Les courbes de fragilité d'une composante structurale constituent une représentation de la distribution de la probabilité que cette dernière atteigne un niveau d'endommagement précis (aucun, mineur, réparable ou important), et ce, à l'occurrence d'une secousse sismique ayant une intensité définie ($P(CE|ISS)$). Cette distribution peut être caractérisée à partir de l'équation 2.12 tirée de Nielson et DesRoches (2006) qui est basée sur la loi normale standard. Il est à noter que la loi normale standard est couramment utilisée pour décrire les distributions en génie des structures. Un exemple de courbe de fragilité d'un élément structural est présenté à la figure 2.3.

$$[2.12] \quad P(CE|ISS) = \Phi \left(\frac{\ln(S_{DS}/S_{CS})}{\sqrt{\beta_{DS|ISS}^2 + \beta_{CS}^2}} \right)$$

Où S_{DS} est la médiane de la demande sismique, S_{CS} la médiane de la capacité sismique, $\beta_{DS|ISS}$ la variance de la demande sismique, β_{CS} la variance de la capacité sismique et Φ la fonction de répartition de la loi normale standard.

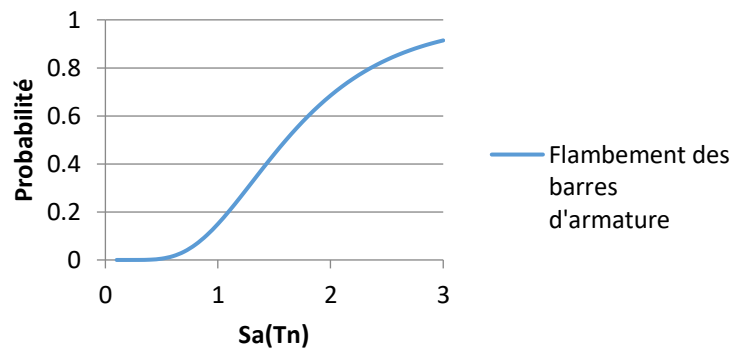


Figure 2.4: Exemple de courbe de fragilité d'une colonne de béton armé d'un pont

En combinant la probabilité de dépasser une valeur d'intensité de secousse sismique donnée pour une gamme d'intensité choisie $P(ISS > x)$ à la probabilité qu'une composante structurale atteigne un niveau d'endommagement précis ($P(CE|ISS)$), il est possible de dériver la probabilité annuelle d'atteindre un critère d'endommagement donné. Notons que la démarche décrite dans cette section est basée sur le travail de Padgett (2010) et qu'elle consiste à combiner les deux distributions de probabilité ($P(CE|ISS)$ et $P(ISS > x)$) pour obtenir l'équation 2.13 :

$$[2.13] \quad P_{Af}(CE | ISS > x) = \int_{x_{min}}^{x_{max}} P(CE | ISS)(x) \cdot P(ISS > x)(x) \cdot dx$$

Où $P_{Af}(CE | ISS > x)$ est la probabilité annuelle d'atteindre un niveau d'endommagement précis et dans cette équation, x_{min} représente la valeur d'intensité de secousse sismique minimale étudiée, x_{max} représente la valeur d'intensité de secousse sismique maximale étudiée et x la valeur d'intensité de secousse sismique donnée.

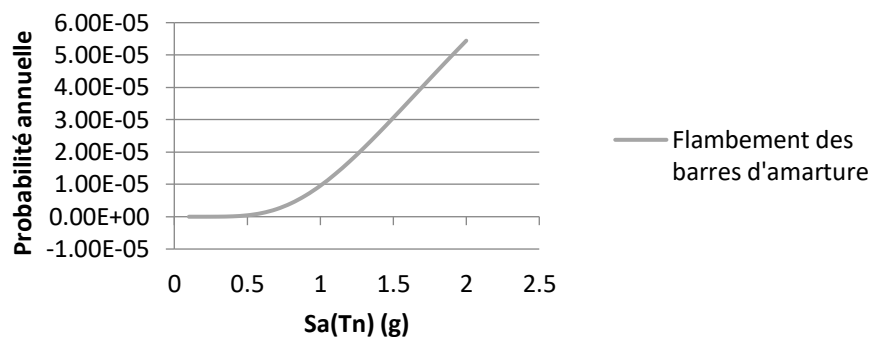


Figure 2.5: Exemple de courbe présentant la probabilité annuelle d’atteindre un niveau d’endommagement donné d’une colonne de béton armé d’un pont

L’approche probabiliste décrite dans cette section est généralement associée à des analyses dynamiques incrémentales (IDA : *Incremental dynamic analysis*) dans le but de couvrir la totalité des niveaux d’endommagement et de générer assez de résultats pour minimiser l’erreur statistique. Tel qu’indiqué par Vamvatsikos et Fragiadakis (2009), cette méthodologie consiste à réaliser des analyses temporelles non-linéaires (ATNL) calibrées par des facteurs (par exemple entre 0,1 et 4,0) avec un incrément précis, et ce, pour chaque accélérogramme étudié pour la conception d’un pont. Le but de cette approche est de décrire la gamme des comportements possibles des composantes structurales. En effet, il est possible de caractériser le comportement élastique jusqu’à la plastification, le comportement inélastique, puis l’instabilité globale des composantes structurales. De plus, cette méthode permet de prendre en compte la variabilité de la résistance des éléments structuraux et des secousses sismiques.

Notons que l’approche probabiliste basée sur des courbes de fragilité des composantes structurales des ponts peut aussi être basée sur les résultats d’analyses spectrales de la réponse élastique multimodale (ADE) et d’analyses statiques non-linéaires par poussées incrémentales (ASNLPI) selon l’approche proposée par Shinozuka, Feng, Kim et Kim (2000). Cette méthodologie est basée sur la méthode du spectre de capacité (*Capacity Spectrum Method*) de l’ATC-40.1 (1996) qui consiste à combiner les valeurs du spectre de conception (demande sismique) d’un pont à sa courbe contraintes-déformations (capacité sismique) développée par des ASNLPI. Les courbes de demande sismique et de capacité sismique sont alors converties pour être exprimées sur un format de l’accélération spectrale en fonction du déplacement spectral. Les courbes de la demande et de la capacité sismique peuvent ainsi être présentées sur un même graphique. Dans cette méthode, le

spectre de la demande sismique est modifié pour prendre en compte l'amortissement supplémentaire généré par la dissipation de l'énergie par hystérésis. L'intersection entre la courbe de la demande et de la capacité sismique représente un niveau de performance du pont qui ne doit pas dépasser les critères de performance établis. Dans l'approche de Shinozuka (2000), les niveaux de performance calculés selon la méthode du spectre de capacité à divers incréments de la demande sismique sont utilisés pour bâtir les courbes de fragilité des composantes structurales des ponts.

2.6 Principes de dimensionnement

Le dimensionnement sismique des éléments structuraux dans un processus de conception basée sur la performance d'un pont est d'abord fondé sur les niveaux de performance minimaux requis pour chaque structure. Dans le contexte canadien, ces derniers sont prescrits par la norme S6-14 et par les différents organismes, agences publiques et propriétaires d'ouvrages. Ces niveaux de performance minimaux correspondent à des niveaux d'endommagement maximaux qui sont liés à des critères d'endommagement donnés, et ce, en fonction des diverses périodes de récurrence de secousses sismiques étudiées pour chaque pont. Les étapes d'un processus de CBP sont résumées par Moehle and Deierlein (2004) et adaptées comme suit :

1. Déterminer l'aléa sismique du site et les sollicitations sismiques associées au pont (force équivalente, spectre de réponse, accélérogrammes) qui sont décrites selon une mesure d'intensité de secousse sismique (ISS).
2. Analyser la structure afin de déterminer sa réponse en fonction des sollicitations sismiques. Cette réponse qui est en relation avec la DS peut être exprimée selon divers paramètres tels que les contraintes, la rotation plastique, les déplacements, les déformations ou les forces internes.
3. Procéder à l'analyse de l'endommagement de la structure selon la réponse de celle-ci aux diverses sollicitations sismiques, ce qui correspond à la capacité sismique des composantes structurales (CS). Le niveau d'endommagement des ponts peut être déterminé à partir des critères d'endommagement et par une approche probabiliste.
4. Évaluer par une analyse décisionnelle si la conception est jugée acceptable. Les critères décisionnels correspondent à des probabilités maximales d'atteindre un niveau

d'endommagement et sont basés sur des variables tels que les coûts de construction, les bilans de pertes humaines ou les temps d'immobilisation du trafic routier.

Les étapes 2 à 4 sont illustrées à la figure 2.6 qui présente une courbe contraintes-déformations résultant d'une analyse ASNLPI mise en relation avec des niveaux d'endommagement et divers critères décisionnels.

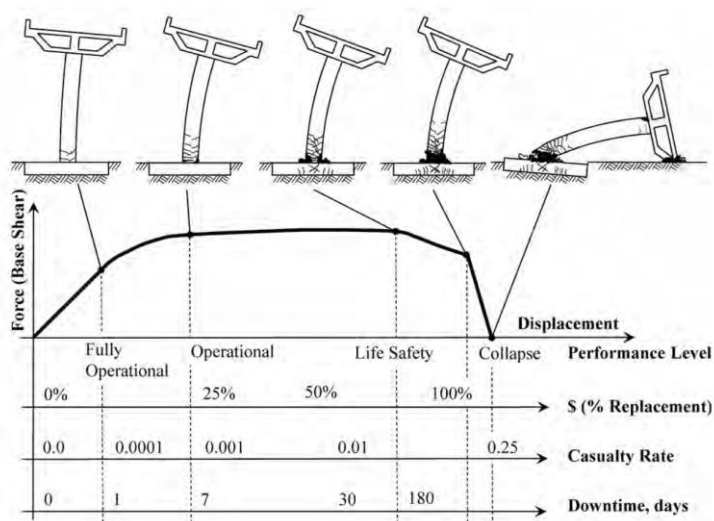


Figure 2.6: Relation entre la probabilité de dépasser un niveau d'endommagement et les critères de performance (tiré de Marsh et Stringer, 2013)

Un aspect fondamental du principe de dimensionnement par CBP est d'évaluer le niveau d'endommagement des ponts soumis aux secousses sismiques. Pour ce faire, une approche probabiliste a été décrite dans la section 2.5 et des critères d'endommagement sont prescrits au Code S6-14 tels que présentés à la section 2.4. Toutefois, l'approche probabiliste nécessite de définir des probabilités de dépassement qui balisent le niveau d'endommagement des composantes structurales étudiées. Marsh et Stringer (2013) proposent d'utiliser une probabilité de dépassement entre 5 à 10 % dans une optique de conception conservatrice et cette probabilité est particulièrement suggérée dans le cas d'un niveau de service de prévention de l'effondrement. C'est-à-dire que si les analyses probabilistes présentées sous forme de courbes de fragilité exposent une probabilité de dépassement supérieure à 5 % ou à 10 %, le niveau d'endommagement analysé est atteint. De plus, Marsh et Stringer (2013) proposent l'utilisation d'une probabilité de dépassement maximale de 50 % pour des niveaux de services moins critiques. Ces approches sont illustrées à la figure 2.7.

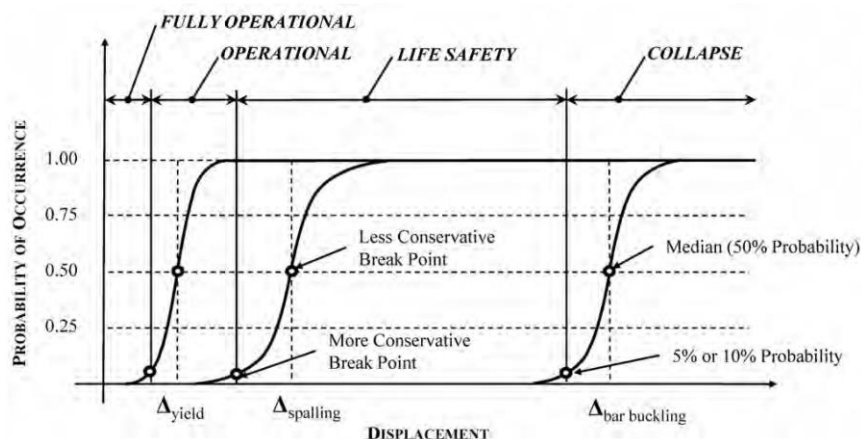


Figure 2.7: Relation entre la probabilité de dépasser un niveau d'endommagement et les critères de performance (tiré de Marsh et Stringer, 2013)

Bien que la protection du public demeure un concept fondamental dans le processus de conception des ponts, la CBP permet de considérer des critères additionnels, tels que les coûts de construction, les bilans de pertes humaines ou les temps d'immobilisation du trafic routier. La norme S6-14 prescrit des balises au niveau des critères de performance, dommages maximaux et niveaux de performance minimaux des structures selon divers processus de sélection, tel que présenté aux sections précédentes. Toutefois, les organismes, agences et propriétaires d'ouvrages sont libres d'ajouter des critères additionnels permettant des analyses décisionnelles plus détaillées.

Dans la norme S6-14, la probabilité annuelle de rupture d'une composante structurale d'un pont conçu aux états limites ultimes qui est considérée comme acceptable avec un indice de fiabilité de $\beta_p = 3.75$ est de $8,8 \times 10^{-5}$ ou 1:11 000. Cette probabilité a été proposée par Allen (1992) pour assurer la protection du public et prévenir l'effondrement lors du processus d'évaluation de la capacité portante des ponts.

2.7 Principes de conception des ponts isolés sismiquement

2.7.1 Principes de l'isolation sismique

Les isolateurs sismiques sont des systèmes permettant de découpler une structure de ses fondations et des secousses sismiques pouvant la solliciter. Dans le domaine des ponts, ce découplage est réalisé par l'ajout d'un élément flexible entre les fondations et le tablier, notamment, en remplacement des appareils d'appuis. Il en résulte une augmentation de la flexibilité du système, ce qui se traduit

généralement par un allongement de la période fondamentale de vibration. Étant donné que l'endommagement des ponts par les secousses sismiques est essentiellement induit par la concordance entre la période fondamentale de vibration de la structure et la période associée aux secousses sismiques, il est possible de provoquer une diminution notable de la force transmise grâce à cette méthode. En effet, une réduction considérable de la magnitude des accélérations causées par les secousses sismiques est notée lorsqu'il y a allongement de la période fondamentale de vibration d'un pont. Par cet allongement (*Period Shift*) ainsi que par dissipation de l'énergie, les isolateurs sismiques permettent ainsi de diminuer la force causée par les secousses sismiques qui est transmise à une structure de pont. Mentionnons que certains isolateurs sismiques sont munis de systèmes présentant une grande capacité d'amortissement, ce qui peut contribuer à réduire davantage la force causée par les secousses sismiques (*Increasing Damping*). Ces concepts sont illustrés à la figure 2.8.

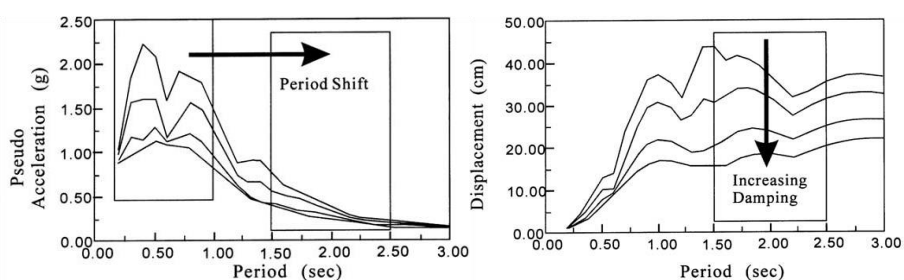


Figure 2.8: Influences de l'allongement de la période et de l'amortissement sur l'accélération et le déplacement d'une structure (tiré de Chen et Scawthorn, 2003)

L'ajout d'une plus grande flexibilité entre la structure et sa fondation engendre de plus grands déplacements lors des diverses sollicitations et des enjeux de stabilité pour la retenue des charges gravitaires lorsque la structure subit d'importants déplacements. Les deux types d'isolateurs sismiques généralement utilisés pour la conception et la réhabilitation des ponts sont les appareils en élastomère fretté (avec ou sans noyau de plomb) et les appareils pendulaires à friction, tel que discuté dans les travaux de Dion (2010) et de Guay (2016) et illustrés aux figures 2.9 et 2.10. Il est à noter que la présente étude s'attarde davantage sur les isolateurs en élastomère fretté avec noyau de plomb et la description détaillée du comportement et des propriétés de ces derniers est présentée au chapitre 3.



Figure 2.9: Isolateur sismique en élastomère fretté (tiré de DIS)



Figure 2.10: Isolateur sismique pendulaire à friction (tiré de Fenz et Constantinou, 2008)

2.7.2 Conception des ponts isolés sismiquement

Pour tous les ponts isolés sismiquement, la norme S6-14 prescrit l'utilisation de l'approche de CBP lors du processus de conception parasismique. Les paramètres de priorisation de la structure, des caractéristiques du site et de la catégorie de performance sismique demeurent toutefois inchangés par rapport à une conception de pont non isolé. Par contre, les exigences liées aux analyses sismiques minimales prescrites par la norme S6-14 sont différentes pour les ponts isolés sismiquement. La principale raison étant que les analyses ASNLPI ne sont que de peu d'utilité pour les structures pourvues d'isolateurs sismiques. En effet, les analyses ASNLPI permettent de caractériser le comportement non-linéaire d'une composante structurale critique alors dans le cas des ponts isolés sismiquement, ce comportement non-linéaire est généralement circonscrit et régi par la présence des isolateurs sismiques. Les tableaux 2.9 et 2.10 présentent les exigences minimales relatives aux analyses sismiques des ponts isolés sismiquement, et ce, en fonction des diverses probabilités de dépassement prescrites au Code S6-14. Les analyses ASE sont généralement utilisées pour les ponts dont le comportement est gouverné par le mode fondamental pour chaque direction étudiée et pour lesquels les effets inertiels ou de couplage dans la sous-structure (piles et fondations) sont négligeables. Les ADE peuvent être utilisées dans les cas où les périodes effectives sont inférieures à 3,0 s et que l'amortissement effectif est inférieur ou égal à 30

% de l'amortissement critique. Les analyses ATNL permettent d'évaluer les autres cas et sont suggérées par le Code.

Tableau 2.9: Exigences minimales relatives aux analyses sismiques pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans et de 5% en 50 ans (CSA S6-14, Tableau 4.20)

Catégorie de performance sismique	Ponts essentiels		Ponts principaux		Autres ponts	
	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers
1	Aucune analyse sismique n'est requise					
2	ATNL	ADE	ADE	ADE et ASE	ADE et ASE	ADE et ASE
3	ATNL	ADE	ADE	ADE	ADE et ASE	ADE et ASE

Tableau 2.10: Exigences minimales relatives aux analyses sismiques pour une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans (CSA S6-14, Tableau 4.21)

Catégorie de performance sismique	Ponts essentiels		Ponts principaux		Autres ponts	
	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers
1	Aucune analyse sismique n'est requise					
2	ADE	ADE et ASE	ADE	ADE et ASE	ADE et ASE	
3	ADE	ADE et ASE	ADE	ADE et ASE		

Les niveaux de performance prescrits dans la norme CSA S6-14 sont les mêmes pour les ponts isolés sismiquement et les ponts non isolés. Par contre, les critères de performance associés aux différents niveaux de performance ont été modifiés pour les ponts isolés sismiquement, et ce, dans le but d'ajouter des critères propres aux isolateurs sismiques et dans l'optique de diminuer la demande inélastique acceptée dans les unités de fondation des ponts.

Tableau 2.11: Critères de performance pour les isolateurs et les amortisseurs (CSA S6-14, Tableau 4.19)

Service	Dommages
Immédiat Le pont doit être pleinement opérationnel pour la circulation régulière, et les travaux de réparation ne causent aucune interruption du service.	Dommages mineurs <ul style="list-style-type: none"> ● Comportement essentiellement élastique avec des dommages mineurs qui n'ont aucune incidence sur le niveau de performance du dispositif. Aucun dommage observable ni perte de capacité de déplacement. Aucun déplacement résiduel ne nécessitera une intervention de recentrage sur le pont.
Service limité Le pont doit être opérationnel pour la circulation des véhicules d'urgence et réparable sans devoir être fermé. Au moins 50 % des voies, mais pas inférieure à une voie doivent demeurer opérationnelles. Le service régulier doit être rétabli dans un délai d'un mois.	Dommages réparables <ul style="list-style-type: none"> ● Possibilité de comportement inélastique local. ● Des dommages réparables modérés ont pu se produire sans toutefois réduire la capacité des isolateurs. ● Les déplacements permanents des isolateurs doivent être inférieurs à 50 % du déplacement sismique de calcul défini à l'article 10.4.6. ● Le mouvement prévu de la superstructure sous l'effet de changements de température ne doit pas être entravé durant les réparations. ● La capacité de déplacement des isolateurs ne doit pas avoir été dépassée.

Tableau 2.11: Critères de performance pour les isolateurs et les amortisseurs (CSA S6-14, Tableau 4.19 - Suite)

<p>Service interrompu Le pont doit être opérationnel pour des véhicules d'urgence à circulation restreinte à la suite d'une inspection. Le pont doit être réparable. Les réparations du pont pour le rétablissement du plein service peuvent nécessiter une fermeture du pont.</p>	<p>Dommages importants</p> <ul style="list-style-type: none"> • Comportement inélastique. • Des isolateurs ont pu subir des dommages importants et visibles. • La capacité de déplacement maximale des isolateurs a peut-être été dépassée. • Des boulons d'ancrage ont pu se rompre. • Des déplacements permanents risquent de provoquer un défaut de fonctionnement des isolateurs en cas de changements de température.
<p>Aucun L'ouvrage ne doit pas s'effondrer permettant une évacuation sans danger.</p>	<p>Remplacement probable</p> <ul style="list-style-type: none"> • Des isolateurs ont peut-être fait défaut, mais sont capables de supporter la charge permanente plus 30 % des surcharges, à l'exclusion des charges d'impact, sans qu'il y ait effondrement.

En effet, il est généralement admis dans la pratique que les composantes structurales des piles des ponts isolés ne doivent présenter qu'un faible comportement inélastique quand elles sont soumises à des secousses sismiques en comparaison aux piles des ponts non isolés. Toutefois, les critères d'endommagement applicables pour les ponts non isolés sont applicables pour les ponts isolés. De plus, les critères de performance balisant les niveaux d'endommagement des isolateurs sismiques qui sont proposés par la norme S6-14 sont présentés au tableau 2.11.

Pour la conception des isolateurs sismiques certains critères de conception supplémentaires sont requis. En effet, la norme S6-14 prescrit l'utilisation d'un déplacement sismique qui doit être pris égal à 125 % du plus grand déplacement obtenue des analyses des sollicitations sismiques. De plus, un système de recentrage produisant une force de rappel minimale doit être prévu lors de la

conception des isolateurs. Mentionnons que les isolateurs sismiques doivent aussi être conçus pour la reprise des charges de services pouvant les solliciter lors de la durée de vie du pont tel que les forces de vent et de freinage. Notons que les analyses sismiques doivent être réalisées par une approche balisée par les propriétés minimales et maximales probables des isolateurs sismiques. Ces propriétés sont fonction des effets thermiques, particulièrement des basses températures, de la vitesse et du taux de chargement, du « scragging » et du vieillissement. De plus, la norme S6-14 exige que certaines de ces propriétés limites soient déterminées à partir d'essais indépendants en laboratoire sur des prototypes et en collaboration avec les fournisseurs des systèmes d'isolation. Bien que la norme S6-14 ne présente pas de facteur de correction pour caractériser et évaluer ces propriétés limites, certains facteurs sont proposés dans les travaux de Constantinou et al. (2007) et du « Guide Specification for Seismic Isolation » (AASHTO, 2010). Il est à noter que la description détaillée du comportement et des propriétés des isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb dans le processus de conception des ponts isolés sismiquement est présentée à la section 3.4. Pour la conception des ponts isolés sismiquement, il est requis de prendre en compte le déplacement sismique et d'y ajouter les déformations causées, notamment, par les changements de température, le fluage et le retrait du béton. De plus, il est précisé que les effets des basses températures doivent être pris en compte. Notons que l'approche probabiliste pour dériver les sollicitations sismiques applicables à la structure et le niveau d'endommagement des composantes structurales lors de la CBP des ponts isolés sismiquement peut être la même que celle qui a été décrite pour les ponts non isolés.

Mentionnons que l'étude de Busson, Gauron, Saidou et Paultre (2014) a permis d'établir des niveaux d'endommagement des isolateurs sismiques de type AENP en fonction de leur déformation. Ces niveaux d'endommagement ont été développés par une étude statistique dans l'optique de guider les ingénieurs pour la conception basée sur la performance des ponts isolés sismiquement. Le tableau 2.12 présente ces états limites statistiques.

Tableau 2.12: Définitions des états limites statistiques en terme de déformations (tiré de Busson et al., 2014)

Population	Déformations frontières (%)				Écart-type (déformation en %)
	É.L. I/II	É.L. II/III	É.L. III/IV	É.L. IV/V	
Appuis	279,4	322,7	-	334,2	48,2
Isolateurs	113,6	154,4	188,1	241,4	71,1
Isolateurs trapus	245,0	273,6	302,9	313,5	29,3
Isolateurs élancés	116,3	147,7	166,2	198,7	46,5

I - Sans dommage

II - Endommagement léger

III - Endommagement modéré

IV - Endommagement sévère

V- Endommagement complet

CHAPITRE 3 REVUE DU COMPORTEMENT DES ISOLATEURS SISMIQUES EN ÉLASTOMÈRE FRETTÉ AVEC NOYAU DE PLOMB SOUS BASSES TEMPÉRATURES

Le présent chapitre présente une revue de la littérature scientifique concernant les isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb (AENP pour appareil d'appuis en élastomère fretté avec noyau de plomb) sous basses températures. Ces équipements parasismiques spécialisés et les propriétés des matériaux les constituant sont d'abord décrits et détaillés. Ensuite, les propriétés mécaniques et le comportement de ces appareils sont discutés, notamment, sous basses températures. Enfin, les méthodes de modélisation du comportement sismique sont présentées.

3.1 Isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb

Selon Skinner, Robinson et McVerry (1993), les isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb (AENP) auraient été inventés en 1975 par W.H. Robinson. Les isolateurs de type AENP sont fabriqués par moulage intégral de couches de caoutchouc vulcanisé et de minces plaques de renfort d'acier (frettes). Cette méthode de fabrication assure la liaison entre le caoutchouc et les frettes et permet à ce qu'aucune pièce d'acier ne soit exposée. Les isolateurs de type AENP présentent aussi un noyau constitué d'une cheville de plomb mise en place en son centre dans une cavité. Le noyau de plomb permet d'augmenter l'amortissement du système d'isolation sismique et contribue à l'augmentation de sa limite élastique. Des plaques d'acier servant à la connexion entre le tablier et la fondation du pont sont fixées à l'isolateur par les frettes d'extrémités grâce à des vis à tête fraisée. Durant l'assemblage des isolateurs, les noyaux de plomb dépassent généralement l'épaisseur de l'appareil jusqu'à ce qu'ils soient comprimés durant le vissage des plaques d'acier aux plaques d'extrémités. Il est à noter que ces plaques d'acier peuvent aussi être munies de systèmes de guidage pour restreindre le mouvement des isolateurs dans une direction. Les dimensions de la cavité des noyaux de plomb assurent son bon confinement. La figure 3.1 illustre les différentes composantes internes d'un AENP tandis que la figure 3.2 montre des isolateurs de type AENP installés sur un pont avec et sans système de guidage. Notons que bien que le caoutchouc est un matériel quasi incompressible, l'utilisation des frettes d'acier permet

la réduction de la déformation de renflement par compression axiale, et ce, par confinement (Constantinou et al., 2007).

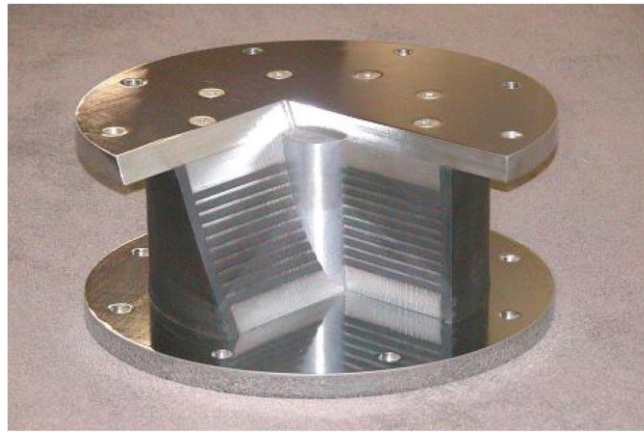


Figure 3.1: Disposition interne d'un isolateur sismique à noyau de plomb (tiré de Kalpakidis et Constantinou, 2008)



Figure 3.2: Isolateurs sismiques à noyau de plomb installés sur un pont : Avec système de guidage (à gauche); Sans système de guidage (à droite) (tiré de Mendez Galindo et al., 2015)

3.2 Propriétés des élastomères

Rappelons que les appareils d'appuis et isolateurs sismiques en élastomères sont principalement composés de caoutchouc naturel et de minces plaques de renfort d'acier. Il est à noter que du néoprène de haute qualité (polychloroprène), du butyle (polyisobutylène), du nitrile (butadiène-acrylonitrile) ou du caoutchouc à amortissement élevé sont des matériaux qui peuvent aussi être utilisés. L'utilisation de ces matériaux étant limitée dans la pratique de l'isolation sismique,

l'emphase est mise sur le caoutchouc naturel dans cette étude. Le caoutchouc est un polymère formé par vulcanisation, ce qui correspond au processus de conversion chimique du caoutchouc récolté dans un état plastique à un état élastique par réticulation. La réticulation nécessite un apport de chaleur, de pression et de produits de soufre, peroxyde ou uréthane (Hills, 1971). Le caoutchouc ainsi obtenu présente un grand potentiel de déformation dans le domaine élastique (faible module élastique et de cisaillement), un très grand potentiel de déformation à la rupture et est considéré comme étant quasi incompressible, ce qui est idéal dans le rôle d'appareil d'appui d'un pont. À de grandes déformations, le caoutchouc est caractérisé par un comportement hystérétique non-linéaire tandis qu'à de petites déformations, il présente plutôt un comportement viscoélastique non-linéaire (Roeder et Stanton, 1983). Ces deux types de comportement sont illustrés à la figure 3.3. Mentionnons que les propriétés d'un caoutchouc donné sont tributaires du processus chimique lié à sa production et par les différents additifs et matériel d'apport ajoutés.

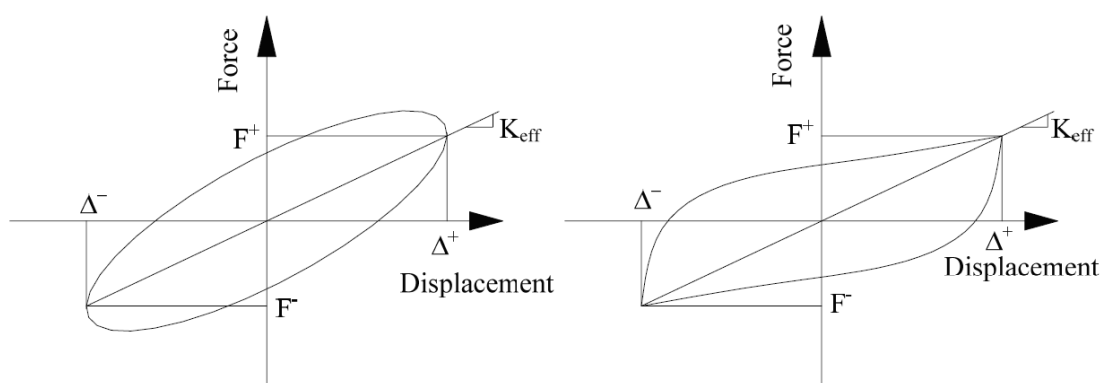


Figure 3.3: Comportement non-linéaire des élastomères: À petites déformations : viscoélastique (à gauche); À grandes déformations : hystérétique (à droite) (Constantinou et al., 2007)

Les essais de tension uniaxiale non confinée et de cisaillement pur sur le caoutchouc ont montré que ce matériel est caractérisé par un module élastique élevé à de petites déformations, suivi d'une réduction du module élastique à de plus grandes déformations et d'une augmentation du module élastique à une encore plus grande amplitude des déformations (Brown, 1996). Comme le caoutchouc est quasi incompressible, il présente un coefficient de poisson très élevé (entre 0.498 et 0.499). De plus, une propriété influençant le comportement dynamique des élastomères correspond au module de cisaillement qui peut être déterminé par des essais standardisés dans la

pratique. Il est à noter que les propriétés des élastomères sont influencées par la forme de l'appareil d'appui et la distance entre les frettes (Constantinou et al., 2007). Enfin, mentionnons que l'élastomère présente un comportement idéalisé linéaire élastique.

3.2.1 Effets du « Scragging »

La première fois que les élastomères sont testés en laboratoire, ils présentent généralement une force caractéristique et une rigidité supérieure par rapport aux essais réalisés par la suite. En effet, les essais réalisés de façon subséquente montrent des résultats de force caractéristique et de rigidité inférieurs qui tendent vers la stabilité, et ce, plus il y a d'essais conduits. Ces résultats et propriétés correspondent à l'état considéré comme étant « unscragged ». De plus, il a été démontré par des campagnes d'essais que les propriétés retournent à l'état « unscragged » après une période de repos (Constantinou et al., 2007). Les propriétés mécaniques « unscragged » d'un élastomère sont donc considérées au premier cycle de chargement d'un essai cyclique du premier essai, tandis que les propriétés mécaniques « scragged » sont obtenues au troisième cycle de chargement d'un essai cyclique.

3.2.2 Effets du vieillissement

Les propriétés mécaniques des élastomères sont variables dans le temps. En effet, le processus chimique se poursuit suivant la vulcanisation et engendre un raidissement du matériel (Morgan, Whittaker et Tompson, 2001). De plus, l'exposition à l'oxygène et à l'ozone peut contribuer à cette variation. Ce raidissement mène à une augmentation du module de cisaillement effectif des élastomères. Une campagne d'essais sur des appareils d'appui en élastomère fretté de plus de 20 ans d'âge de service a été menée et on y a observé des variations de la rigidité latérale de -12 % jusqu'à 32 % par rapport aux valeurs établies dans le processus de conception (Stevenson et Price, 1986). Dans tous les cas, les propriétés mécaniques respectaient les exigences de normes applicables.

3.2.3 Effets de la température

Les différents mécanismes et phénomènes régissant l'interaction entre la température et les propriétés des élastomères ont été discutés par de nombreux auteurs et une revue de la littérature

détaillée a été réalisée par Guay (2016). Cette sous-section se veut un rappel des principales notions liées aux effets des températures dans les élastomères. D'abord, notons les points suivants :

1. Les équations présentées dans les codes et les normes permettent d'idéaliser le comportement des isolateurs sismiques en élastomère à température ambiante. Toutefois, il n'y a pas d'information sur le couplage thermique et sur les effets des basses températures autre que par l'ajout de facteurs empiriques multipliant les propriétés mécaniques;
2. Les fabricants d'isolateurs sismiques en élastomère n'ont pas produits un grand nombre de publications concernant l'effet des basses températures sur le comportement de leurs produits;
3. Les informations ayant été publiées sont limitées concernant ce sujet. De plus, les informations retrouvées dans la littérature scientifique sont variables relativement à l'impact des basses températures sur les différentes propriétés mécaniques des isolateurs.

Mentionnons que l'impact des basses températures au niveau des élastomères est principalement caractérisé par deux phases, soit le raidissement thermique instantané et la cristallisation. Ces deux phases mènent à une augmentation considérable de la rigidité des élastomères. Il est à noter qu'à de très basses températures, les élastomères deviennent fragiles. Ce phénomène nommé vitrification se produit à des températures généralement trop basses pour être considéré dans un processus de conception d'un pont isolé sismiquement et n'est donc pas discuté dans cette étude.

3.2.3.1 Raidissement thermique instantané

Le raidissement thermique est un processus qui débute avec le refroidissement de l'élastomère par rapport à la température ambiante et qui se termine généralement avec l'atteinte d'un équilibre thermique. Le temps nécessaire à l'atteinte de cet équilibre est généralement considéré entre 12 et 24 heures (Roeder, Stanton et Taylor, 1987). Toutefois, ce temps est variable selon les dimensions des élastomères. Notons que plusieurs auteurs ont montrés l'impact des mélanges d'élastomères utilisés dans les systèmes d'isolation sismique sur le comportement sous basses températures. En effet, une grande variation du comportement peut être notée, notamment, les travaux de Constantinou et al. (2007) illustre que le caoutchouc naturel semble permettre l'obtention de meilleures performances sous basses températures que le néoprène. De plus, l'influence de la composition chimique des élastomères par rapport aux propriétés mécaniques des élastomères sous basses températures est illustrée par Fuller, Gough et Thomas (2003). En général et bien que le

module de cisaillement sous basses températures soit plus élevé, les résultats de cette étude indiquent que des performances acceptables peuvent être obtenues en variant certaines composantes de l'élastomère, tel qu'illustré à la figure 3.4. Les travaux de Yakut et Yura (2002) ont démontrés que le raidissement thermique instantané des élastomères peut induire une augmentation du module de cisaillement variant de 10 % à plus de 100 % relativement aux valeurs mesurées à 20°C (voir figure 3.5b)). Ces valeurs sont fonction de la température d'exposition et de la composition chimique des élastomères testés. Mentionnons que la diminution de la rigidité obtenue à de hautes températures est généralement considérée comme étant négligeable dans la conception des isolateurs sismiques.

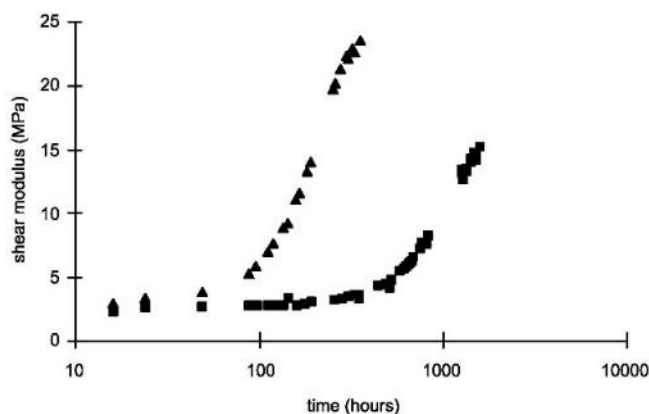


Figure 3.4: Variation du module du cisaillement d'élastomères sous basses températures : Formule alternative pour une meilleure performance à basse température (-20 °C) (tiré de Fuller et al., 2003)

3.2.3.2 Cristallisation

Un phénomène de raidissement thermique par cristallisation a été observé pour des élastomères exposés de manière prolongée après l'atteinte de leur équilibre thermique. Ce phénomène correspond à un ordonnancement partiel des chaînes moléculaires en lamelles solidifiant ainsi l'élastomère. Ce phénomène a été couvert dans la littérature scientifique par plusieurs auteurs. En effet, Roeder et Stanton (1990), Yakut et Yura (2002) et Cardone, Gesualdi et Nigro (2011) ont tous démontrés par des campagnes d'essais que la cristallisation influence de façon significative les propriétés mécaniques des élastomères par raidissement. Toutefois, la majorité des données publiées sont liées à des températures et des périodes d'exposition bien précises rendant la caractérisation des propriétés mécaniques en fonction du temps plus difficile. Mentionnons que la

durée du conditionnement des essais sous basses températures est d'une grande importance pour assurer une bonne caractérisation du comportement des isolateurs sismiques en élastomères. À titre indicatif, Yakut et Yura (2002) ont étudié l'impact de cette durée de conditionnement sur le module de cisaillement des élastomères, tel qu'illustré à la figure 3.5.

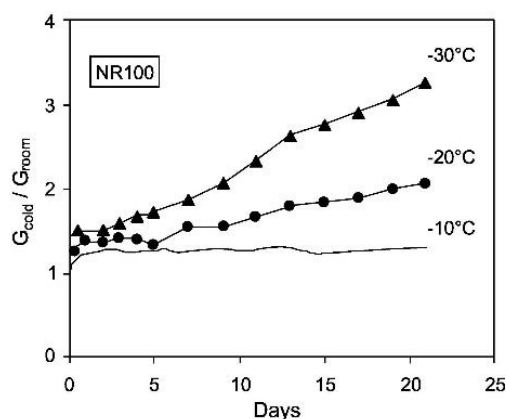


Figure 3.5: Caoutchouc naturel pour différentes durées et températures de conditionnement (Yakut et Yura, 2002)

Certaines tendances ayant été observées par les différents auteurs peuvent influencer le processus de conception d'isolateurs sismiques de type AENP et elles sont résumées ci-dessous :

1. Les mélanges faits de néoprènes semblent plus sensibles aux impacts du phénomène de cristallisation des élastomères. Mentionnons que le choix du mélange a un grand impact sur la cristallisation;
2. Plus le module de cisaillement à température ambiante est élevé et plus le raidissement induit par la cristallisation est important;
3. Plus la température étudiée est froide et plus le raidissement induit par la cristallisation est important. En effet, dans les essais réalisés par Yakut et Yura (2002) sur des mélanges basés sur des caoutchoucs naturels, il semblerait que des températures de -10°C ne soient pas assez basses pour que le raidissement induit par la cristallisation soit notable;
4. Le phénomène de cristallisation semble agir de façon linéaire à l'égard de la durée d'exposition;

5. Le raidissement des propriétés mécaniques des élastomères liés au phénomène de cristallisation est réversible. En effet, notons que de courtes périodes de réchauffement des températures permettent la décristallisation rapide des élastomères;
6. Mentionnons qu'un raidissement du module de cisaillement des élastomères de jusqu'à 400 % a été observé à des durées d'exposition de plus de 15 jours sous basses températures de l'ordre de -30°C .

3.3 Propriétés du plomb

Le plomb (Pb) est un métal lourd malléable doté d'une nature cristalline. Lorsque qu'il se déforme, ses grains aussi nommés cristallites s'allongent, se disloquent et des cavités peuvent apparaître. Le plomb est aussi sujet à des déformations de fluage, principalement, lorsqu'il est sollicité par une charge soutenue. Également, le plomb peut retrouver ses propriétés mécaniques d'avant déformation par le processus de récupération, recristallisation et de croissance des grains décrit par Skinner et al. (1993). Ce processus est important dans les isolateurs de type AENP, puisqu'il est à la base du grand potentiel de dissipation d'énergie du plomb, notamment, par diffusion thermique. Rappelons que l'intérêt d'ajouter une cheville de plomb dans les isolateurs sismiques de type AENP provient principalement de ce potentiel et de l'apport en rigidité élastique. Il est à noter que le comportement plastique du plomb et sa limite élastique est tributaire de sa vitesse de chargement, de sa température, du niveau de déformation plastique (déformations introduites lors de la manufacture) et de sa structure interne. Mentionnons que le plomb utilisé dans les isolateurs sismiques est généralement caractérisé par une grande pureté (plus de 99,9 %) et par un contrôle qualité, ce qui permet de contrôler son comportement (Kalpakidis et Constantinou, 2008). De nombreuses interactions entre les différents paramètres influençant le comportement du plomb peuvent être observées lors d'essais et il convient de mentionner que peu de données sont présentes à ce sujet. Seules les principales contributions des effets de la vitesse de chargement et de la température sont présentées dans le cadre de cette étude. Enfin, mentionnons que le plomb présente un comportement idéalisé élasto-plastique.

3.3.1 Effets de la vitesse et de l'historique de chargement

Lorsque le plomb est sollicité par des charges, il est possible que des déformations plastiques puissent être induites même si les charges ne dépassent pas la limite élastique théorique du matériel,

et ce, principalement en raison du phénomène de fluage et par le processus de recristallisation des grains. Par conséquent, la limite élastique effective du plomb est fonction de sa vitesse de chargement. En effet, plus la vitesse de chargement est élevée et plus la limite élastique effective est élevée puisque le plomb n'a pas le temps de se recristalliser. Cette tendance est aussi observée à propos de la durée des essais : plus un essai est rapide et plus la limite élastique effective est élevée. Cette interaction est illustrée à la figure 3.6. Notons que les essais démontrent qu'au-delà d'une certaine vitesse de chargement, cette dernière cesse d'influencer les propriétés mécaniques du plomb. Il est aussi proposé que cette limite est fonction de la température. Mentionnons que le plomb présente aussi un phénomène d'écrouissage selon lequel il se durcit en fonction de la déformation plastique.

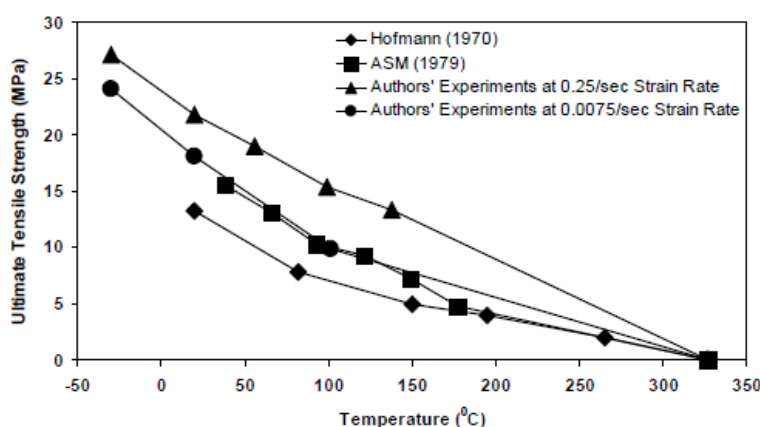


Figure 3.6: Influence de la température de chargement sur la relation contrainte-déformation du plomb (Tiré de Kalpakidis et Constantinou, 2008)

3.3.2 Effets de la température

Mentionnons que les mécanismes régissant la déformation plastique du plomb sont fonction de la température. D'abord, la structure cristalline inhérente au plomb lui permet de rester ductile même sous de très basses températures relatives à l'utilisation des isolateurs sismiques de type AENP. En effet, la recristallisation du plomb est possible même à de basses températures en raison de son bas point de fusion qui est d'environ 327°C. Par exemple, la température minimale pour que le processus de recristallisation soit d'environ une heure est de 0°C selon l'American Society for Metals (1979). Toutefois, sous basses températures, la déformation plastique du plomb est principalement gouvernée par la dislocation des grains. Ensuite, plus la température est élevée et plus cette déformation plastique est fonction du fluage du matériel qui lui est variable dans le temps.

et par les cycles de recristallisation. Un autre effet de la température est que plus celle-ci est élevée et plus la limite à laquelle la vitesse de chargement n'a plus d'impact sur les propriétés mécaniques du plomb est élevée. Ceci est causé en raison de l'influence de la température sur le potentiel de recristallisation. En d'autres termes, plus la température du plomb est élevée et plus le potentiel de recristallisation est rapide. L'impact de la température sur les propriétés mécaniques du plomb est également montré sur la figure 3.6. De plus, il est mentionné par certains auteurs que plus la température est élevée et plus la résistance en tension du plomb est diminuée (Hofmann, 1970; Kalpakidis, 2008). Enfin, mentionnons que les noyaux de plomb des isolateurs de type AENP soumis à plusieurs cycles de chargement présentent un réchauffement progressif tel qu'illustré à la figure 3.7.

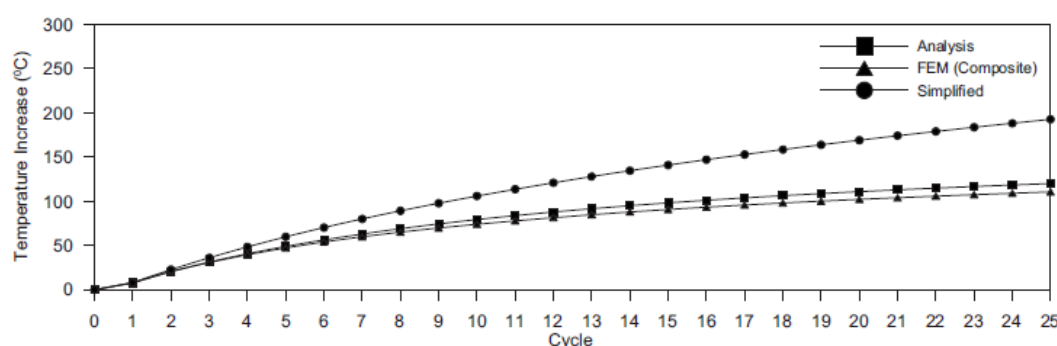


Figure 3.7: Réchauffement du noyau de plomb à divers cycles de chargement (tiré de Kalpakidis, et Constantinou, 2008)

3.4 Propriétés mécaniques, comportement et modélisation des isolateurs sismiques en élastomère avec noyau de plomb

3.4.1 Propriétés mécaniques

Dans la pratique, le comportement des isolateurs sismiques en élastomères fretté avec noyau de plomb est généralisé par un comportement de type bilinéaire illustré à la figure 3.8, et ce, tel que spécifié dans le « *Guide Specification for Seismic Isolation Design* » (AASHTO, 2010). En effet, la combinaison du comportement idéalisé linéaire-élastique de l'élastomère et élasto-plastique du plomb permet d'obtenir un comportement idéalisé élasto-plastique hystérétique. Ce comportement est caractérisé par une rigidité élastique K_{el} et par une rigidité post-élastique K_d . Les différents paramètres du comportement de type bilinéaire sont notamment détaillés par Dion (2010) et par

Guay (2016) et sont décrits par les équations 3.1 à 3.3. La figure 3.9 présente des résultats d'essais cycliques montrant le comportement hystérétique d'un spécimen de AENP qui concorde au modèle idéalisé bilinéaire. Il est à noter qu'une estimation de la dissipation d'énergie associée à un cycle de mouvement peut être calculée à partir de l'aire comprise à l'intérieur de la boucle d'hystérésis.

$$[3.1] \quad r = \frac{K_d}{K_{el}}$$

$$[3.2] \quad F_Y = Q_d + K_d \cdot Y = \frac{Q_d}{1-r}$$

$$[3.3] \quad K_{el} = \frac{F_Y}{Y}$$

Où le déplacement à l'amorce du comportement inélastique est noté Y , la force y étant associée est notée F_Y . De plus, Q_d correspond à la force caractéristique de l'isolateur sismique.

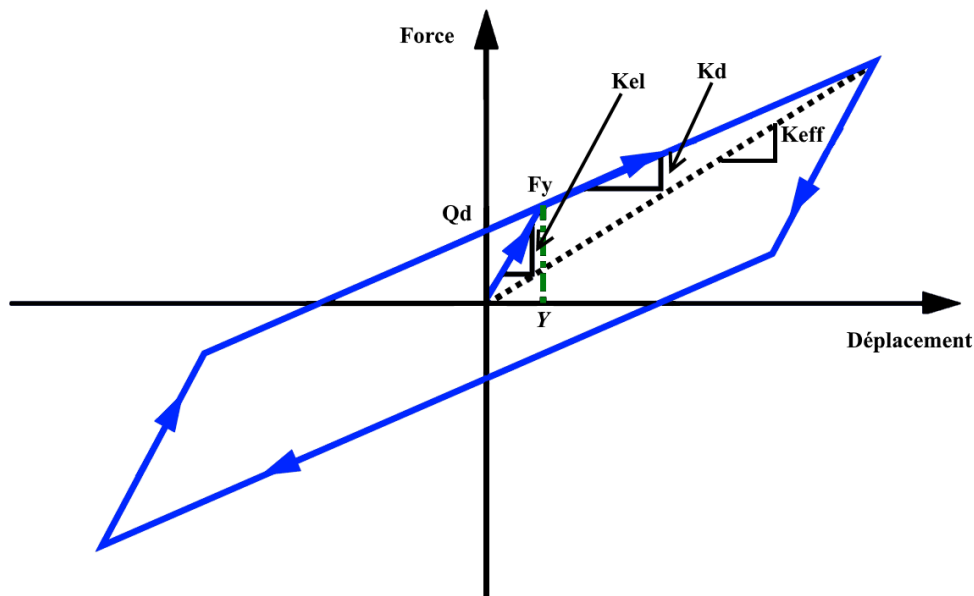


Figure 3.8: Comportement bilinéaire d'hystérésis d'un isolateur sismique (adapté de Kalpakidis et Constantinou, 2008)

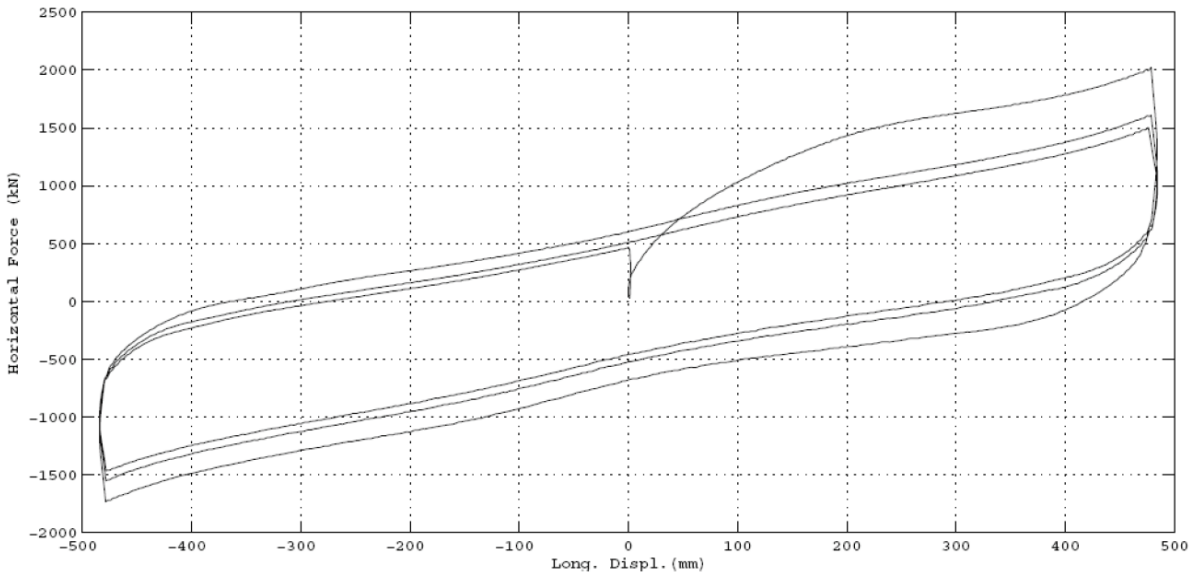


Figure 3.9: Courbe force-déplacement d'un essai cyclique sur un isolateur sismique en élastomère fretté avec noyau de plomb (Tiré de Constantinou et al., 2007).

Notons que la rigidité élastique et les paramètres γ étant associés tels que la force caractéristique et le déplacement à l'amorce du comportement inélastique sont principalement fonction du diamètre du noyau de plomb. La rigidité post-élastique et les paramètres associés est quant à elle principalement fonction des propriétés mécaniques et dimensions de l'élastomère fretté. D'abord, la force caractéristique consiste en la force de cisaillement au retour d'un cycle de chargement à l'origine. L'équation suivante permet d'estimer la force caractéristique dont la valeur est largement gouvernée par les propriétés mécaniques et les dimensions du noyau de plomb d'un AENP :

$$[3.4] \quad Q_d = A_L \cdot \sigma_L$$

Dans cette équation, A_L correspond à l'aire du noyau de plomb et σ_L correspond à la contrainte effective du plomb. Mentionnons que la force caractéristique est un paramètre variant en fonction de la température du noyau du plomb. La rigidité post-élastique est quant à elle largement fonction des propriétés mécaniques et dimensions de la partie en élastomère fretté d'un AENP, tel que démontré dans l'équation 3.5.

$$[3.5] \quad K_d = \frac{f_L \cdot G \cdot A_r}{T_r}$$

Où f_L correspond à un paramètre caractérisant l'effet de la présence du noyau de plomb, G correspond au module de cisaillement effectif de l'élastomère fretté, A_r est la surface de l'élastomère fretté et T_r représente l'épaisseur totale de l'élastomère. Mentionnons que la rigidité post-élastique est un paramètre variant en fonction de la température si le AENP est soumis à de basses températures. En effet, la rigidité post-élastique cesse de dépendre de la température et atteint un plateau à partir de l'atteinte de la température ambiante (20°C), et ce, même si la température du AENP peut augmenter progressivement avec les cycles de chargement. L'équation 3.6 permet d'estimer l'amortissement d'un système d'isolation sismique.

$$[3.6] \quad \xi = \frac{2 \cdot \sum (Q_d \cdot (u - Y))}{\pi \sum (K_{eff} \cdot (u + u_{ss})^2)}$$

Où u représente le déplacement entre le dessus et le dessous de l'isolateur et u_{ss} le déplacement de la sous-structure du pont isolé (pile et fondations). Enfin, K_{eff} correspond à une simplification du comportement d'un isolateur sismique en calculant une rigidité effective correspondant au rapport entre la force de cisaillement et un déplacement donné. Dans le cas de l'estimation de l'amortissement, K_{eff} est la rigidité effective globale du pont isolé, ce qui comprend les isolateurs sismiques et la sous-structure.

3.4.2 États limites

Deux modes de rupture caractérisent les isolateurs sismiques de type AENP : la rupture par déchirement du caoutchouc et l'instabilité par flambement. De nombreux facteurs peuvent influencer l'état limite gouvernant la rupture d'un isolateur sismique de type AENP, tels que ses dimensions, l'épaisseur de ses couches de caoutchouc entre les frettes d'acier et l'amplitude des charges le sollicitant (axiales et latérales). Ces deux modes de rupture ont été étudiés en détail par Busson et al. (2014) dans une approche probabiliste.

3.4.3 Comportement

Le comportement des isolateurs sismiques en élastomère avec noyau de plomb est variable selon plusieurs paramètres qui sont fonction des caractéristiques des élastomères et du plomb. Cette sous-section illustre les interactions de ces deux matériaux. Il est important de préciser qu'au Canada, le Code canadien sur le calcul des ponts routiers S6-14 (CSA, 2014) ne contient pas de facteurs de modification des propriétés des isolateurs. Toutefois, le Code réfère aux facteurs proposés dans le « *Guide Specification for Seismic Isolation Design* » (AASHTO, 2010) qui sont aussi présentés dans cette étude.

3.4.3.1 Comportement selon le « Scragging »

En général, le module de cisaillement estimé au troisième cycle d'un essai à 100 % de déformation est utilisé pour caractériser la rigidité latérale des isolateurs de type AENP (Constantinou et al., 2007), le processus de conception d'un pont sismiquement isolé est donc basé sur les propriétés mécaniques « unscragged ». Étant donné que les isolateurs sismiques de type AENP sont généralement testés en laboratoires avant leur mise en service, cette hypothèse est raisonnable. Le « *Guide Specification for Seismic Isolation Design* » (AASHTO, 2010) propose des facteurs de modifications pour la prise en compte du « scragging ». Toutefois, pour les isolateurs sismiques faits d'élastomère en caoutchouc à faible amortissement, les facteurs de modifications proposés sont de 1,0.

3.4.3.2 Comportement selon le vieillissement

D'entrée de jeu, mentionnons que les propriétés du noyau de plomb des isolateurs de type AENP ne varient pas avec le temps, ce qui fait que la rigidité élastique d'un AENP n'est que très peu fonction du temps de service. Par ailleurs, il a été observé que les propriétés des élastomères peuvent se raidir avec le temps, tel que discuté au paragraphe 3.2.2 de cette étude. Ce raidissement influence la rigidité post-élastique des isolateurs de type AENP. Le tableau 3.1 présente les facteurs de modifications des propriétés mécaniques des isolateurs sismiques proposés dans le « *Guide Specification for Seismic Isolation Design* » (AASHTO, 2010), et ce, selon les types de matériaux.

Tableau 3.1: Facteurs de modification proposés par l'AASHTO pour la prise en compte du vieillissement des isolateurs sismiques en élastomère fretté à noyau de plomb (adapté de l'AASHTO, 2010).

	K_d	Q_d
Caoutchouc naturel à faible amortissement	1,1	1,1
Plomb	-	1,0
Néoprène	3,0	3,0

3.4.3.3 Comportement selon la vitesse et l'historique de chargement

Il est à noter que peu d'essais ont été réalisés dans le but de décrire le comportement des isolateurs sismiques de type AENP selon la vitesse et l'historique de chargement. De plus, il est parfois difficile de saisir l'impact de ces paramètres et de les dissocier de l'impact de la température qui fluctue selon les cycles de chargement. D'abord, la vitesse de chargement a une influence significative sur la force caractéristique des isolateurs de type AENP. En effet, tel que mentionné au paragraphe 3.3.1, le plomb est plus résistant plus la vitesse de chargement est rapide. La figure 3.10 montre l'influence de ce paramètre.

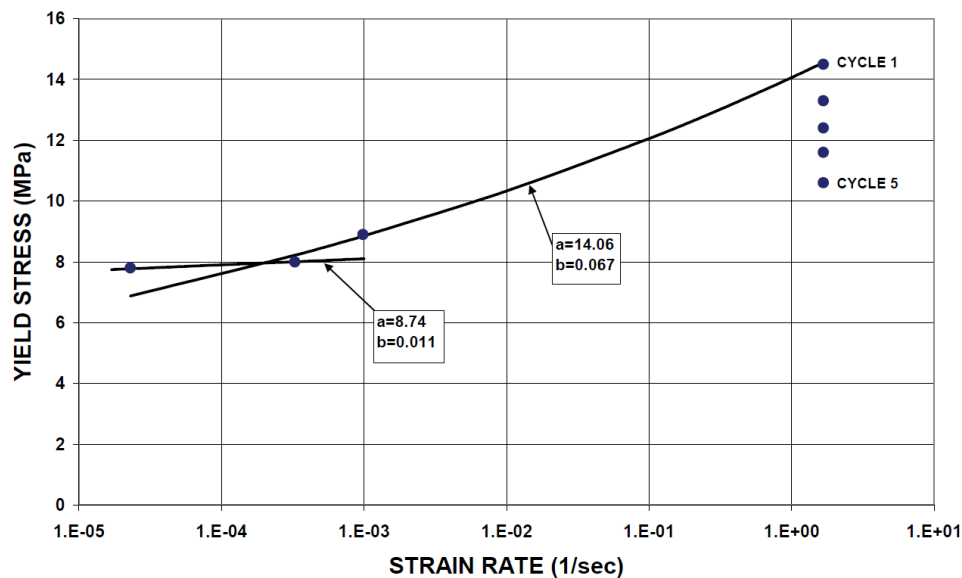


Figure 3.10: Force de cisaillement à l'amorce de l'inélasticité en fonction de la vitesse de chargement (tiré de Constantinou et al., 2007)

On observe une augmentation de la résistance des isolateurs de type AENP selon l'historique cumulatif de chargement (Constantinou et al., 2007). Ceci peut être particulièrement important à des conditions de très basses vitesses, tel que pour la reprise des charges de service (thermique et de freinage). Toutefois, ce phénomène semble être atténué lors des essais en raison de l'augmentation de la température des spécimens en fonction du nombre de cycles de chargements. Rappelons que le plomb présente la caractéristique de pouvoir retrouver ses propriétés mécaniques après la déformation plastique par le processus de récupération, recristallisation et de croissance de ses grains. L'influence de l'historique de chargement sur la force de cisaillement à l'amorce de l'inélasticité semble donc être due aux changements géométriques dans le noyau de plomb qui résultent en une augmentation du niveau de confinement et à une modification des propriétés mécaniques par le phénomène d'écrouissage.

3.4.3.4 Comportement selon la température

Les phénomènes de raidissement thermique des élastomères et le changement du potentiel de recristallisation du plomb décrits dans les sections précédentes sont les principaux mécanismes régissant l'impact de la température sur le comportement des isolateurs de type AENP. En effet, une tendance générale est qu'une diminution de la température produit une augmentation de la rigidité des isolateurs sismiques de type AENP et qu'une augmentation de la température produit une diminution de la rigidité. L'amplitude de ces changements non-linéaires aux propriétés mécaniques est variable selon le gradient de température, le réchauffement et les matériaux. Les essais réalisés par Robinson (1982) démontrent que l'augmentation de la rigidité effective sous basses températures des isolateurs de type AENP est d'environ 40 % à -35 °C, et 20 % à -15 °C. De plus, le comportement des isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb selon la température a aussi été analysé par Kim, Mander et Chen (1996). Cette étude a montré une augmentation d'environ 80 % de la force caractéristique et d'environ 40 % de la rigidité postélastique lorsque les isolateurs sont testés sous basses températures. La campagne d'essais réalisée par le Highway Innovative Technology Evaluation Center (HITEC, 1998) a résultée en une caractérisation du comportement des isolateurs sismiques de type AENP sous basses températures concluant une augmentation de la rigidité effective jusqu'à 60 % à -29. Selon les travaux de Feng, Chen, Liu et Tanaka (2004) une augmentation d'environ 25 % de la valeur de la force caractéristique (Q_d) a été constatée à -10 °C. Constantinou et al. (2007) ont démontrés

comment la performance des différents systèmes est généralement affectée par la température. Une présentation de certains des résultats des études mentionnées ci-dessus pour les isolateurs sismiques de type AENP est montrée au tableau 3.2.

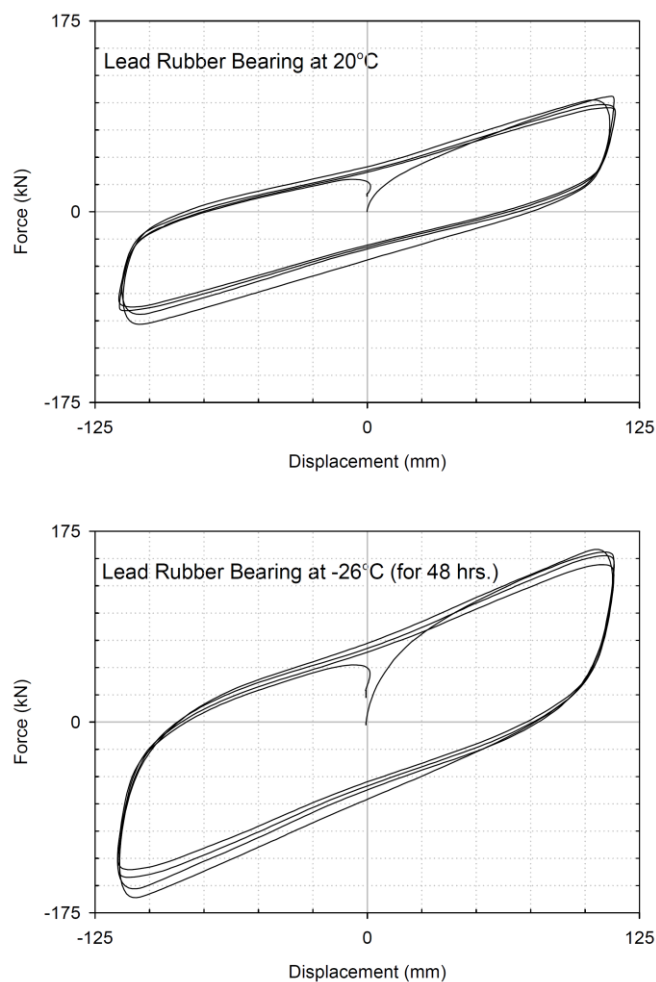


Figure 3.11: Courbe force-déplacement d'un isolateur AENP à température ambiante et sous basses températures (Tiré de Constantinou et al., 2007)

Tableau 3.2: Résultats des essais cycliques à basse température sur des isolateurs de type AENP (tiré de Paradis et al., 2015)

Référence / rapport	Température (°C)	Q_d	K_d	K_{eff}
Kim, Mander, Chen	-32	+80 %	+40 %	
Robinson et al.	-15			+ 20 %
	-35			+ 40 %
Feng et al.	-10	+25 %	+5 %	
Constantinou et al.	-26	+50 %	+30 %	+ 40 %
HITEC (DIS)	-26			+ 23 %
HITEC (Skellerup)	-29			+ 56 %
HITEC (Tekton)	-29			+ 22 %
HITEC (Scougal)	-40			N/A*

* Aucune donnée disponible. La capacité maximale atteinte (300 kips à 50 mm, ce qui correspond à une augmentation de + 400 % du K_{eff})

Certaines des recherches mentionnées suggèrent également quelques équations pour prédire les propriétés des isolateurs sismiques sous basses températures (Feng et al., 2004 et Kalpakidis et Constantinou, 2009). La figure 3.12 illustre le raidissement du module de cisaillement des isolateurs en fonction de l'intensité du froid et le caractère exponentiel du gain de rigidité. Mentionnons qu'à une température au-dessus de -10 °C, les effets du raidissement semblent faibles.

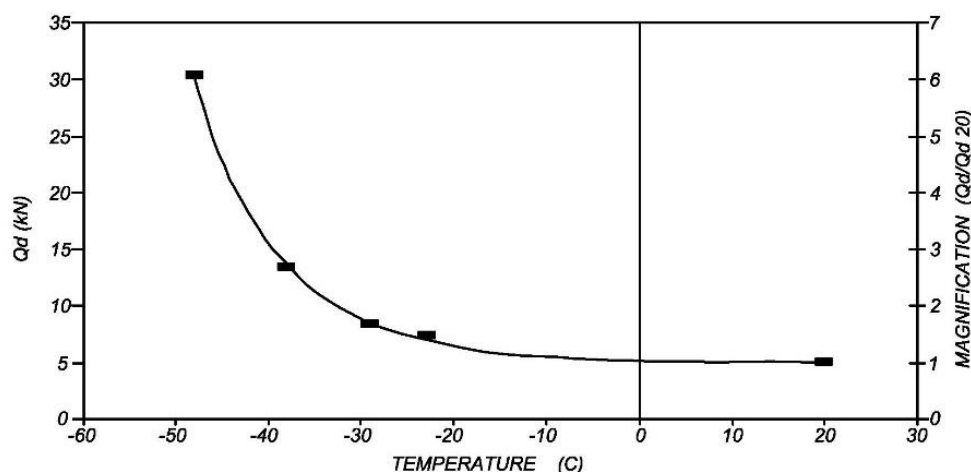


Figure 3.12: Effet de la température sur le module de cisaillement du plomb (Tiré de Kim et al., 1996)

Le tableau 3.3 présente les facteurs de modifications pour tenir compte de l'effet de la température sur les propriétés mécaniques proposées dans le « *Guide Specification for Seismic Isolation Design* » (AASHTO, 2010), et ce, pour les isolateurs sismiques de type AENP composés de caoutchouc à faible amortissement.

Tableau 3.3: Facteurs de modifications proposés par l'AASHTO pour le raidissement thermique des isolateurs en élastomère. (AASHTO, 2010)

Température minimale de conception (°C)	K_d	Q_d
	ACFA	ACFA
20	1,0	1,0
0	1,1	1,3
-10	1,1	1,4
-20	1,3	1,5

Mentionnons que plusieurs auteurs ont discutés de l'impact des basses températures sur la conception des ponts isolés sismiques par des isolateurs de type AENP dans un contexte canadien, tel que Paradis et al. (2014), Mendez-Galindo et al. (2015) et Mendez-Galindo, Sanchez-Pire, Rodriguez-Bahena, Nieto-Higuera et Duran-Perez (2016). Étant donné que le Code canadien prescrit des essais cycliques sous basses températures dans son protocole de laboratoire et qu'il est requis de réaliser ces essais pour tout pont isolé au Canada, des données récentes ont été publiées à ce sujet. Les figures 3.13 et 3.14 illustrent les résultats de ces essais.

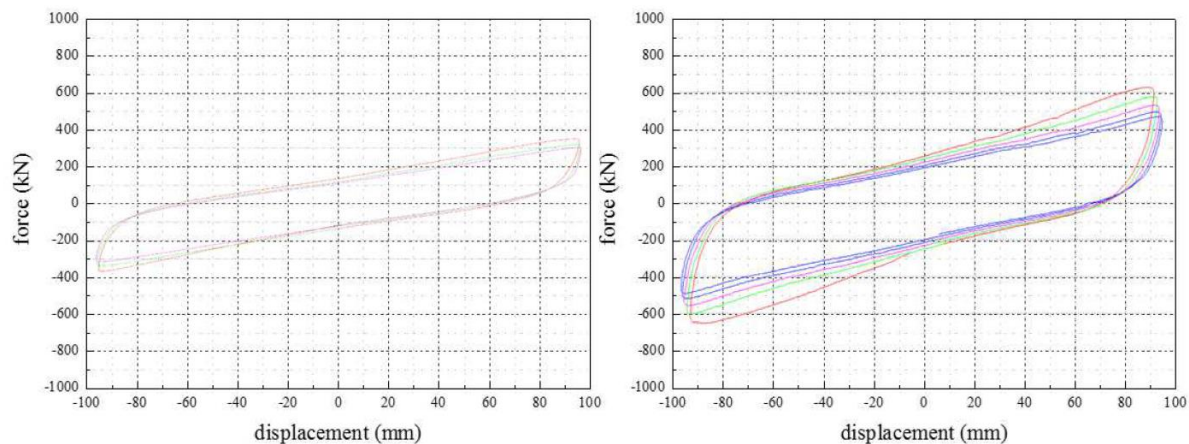


Figure 3.13: Courbe force-déplacement d'un isolateur de type AENP à température ambiante (à gauche) et sous basses températures (à droite) (Tiré de Mendez-Galindo et al., 2015)

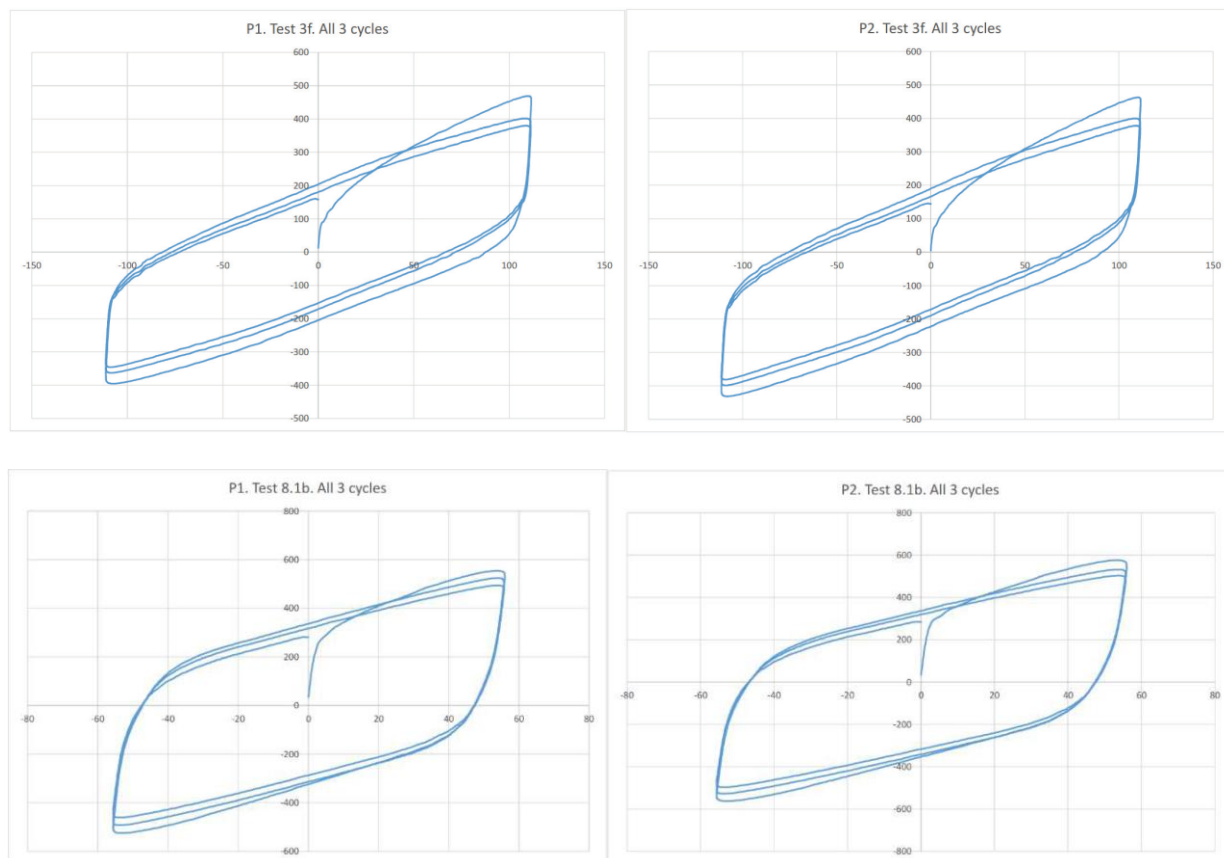


Figure 3.14: Courbe force-déplacement de deux isolateurs de type AENP à température ambiante (en haut) et sous basses températures (en bas) (tiré de Mendez-Galindo et al., 2016)

Il est à noter que le comportement des isolateurs sismiques de type AENP sous températures plus élevées que la température ambiante n'est pas détaillé. Bien que les isolateurs sismiques puissent atteindre des températures élevées lorsque soumis à plusieurs cycles de chargement, leur comportement dans ces situations est gouverné par la rigidité post-élastique qui n'est que peu influencée par les températures élevées. En effet, la rigidité post-élastique est principalement fonction des propriétés de l'élastomère dont la diminution de rigidité sous hautes températures est considérée comme étant négligeable, et ce, tel que mentionné au paragraphe 3.2.3. De plus, le processus de réchauffement de l'isolateur et le couplage thermomécanique sont discutés à la section 3.4.3.4.

3.4.4 Modélisation

Outre le modèle bilinéaire idéalisé fait de deux ressorts en série et la simplification par rigidité effective correspondant à un ressort linéaire qui sont présentés à la section 3.4.1 de cette étude, de nombreux modèles mathématiques sont utilisés pour estimer la réponse des isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb. Cette section en présente certains.

3.4.4.1 Modèle hystérétique

Dans le but de mieux caractériser le comportement hystérétique des isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb et de préciser les informations obtenues par des analyses réalisées avec des modèles basés sur la rigidité effective ou la courbe idéalisée bilinéaire, plusieurs variantes et modèles hystérétiques « *smooth* » ont été utilisés. D'abord, le modèle proposé initialement par Bouc (1967) et étendu par Wen (1976) permet de décrire la relation force-déplacement des isolateurs de type AENP. Plusieurs auteurs ont menés des travaux pour raffiner ce modèle. Notons Park, Wen et Ang (1986), Nagarajaiah, Reinhorn et Constantinou (1989) et Sivaselvan et Reinhorn (1999). Le modèle Bouc-Wen et ses variantes sont largement utilisés dans des logiciels d'analyse de structures tel que Seismostruct (Seismosoft, 2014) et CSi Bridge (Computer and structures, 2016). De plus, certains auteurs ont particulièrement exposés la pertinence de ce modèle lors de la conception de structures isolées sismiquement tels que Nagarajaiah et al. (1989) et Kalkakidis et Constantinou (2009). Les équations 3.7 et 3.8 permettent de décrire le modèle utilisé par Kalkakidis et Constantinou (2008, 2009, 2010) pour analyser le comportement d'un isolateur sismique de type AENP.

$$[3.7] \quad F_b = K_d \cdot u + \sigma_L \cdot A_L \cdot Z + F_d$$

$$[3.8] \quad Y \cdot Z = (A - |Z|^2 \cdot B \cdot (1 + \text{sgn}(\dot{u}Z))) \cdot \dot{u}$$

Où F_b est la force latérale mise en relation avec le déplacement u et Z est une fonction de forme calculée pour le modèle hystérétique. Dans le cas des isolateurs sismiques de type AENP, il est recommandé d'utiliser les valeurs $A = 0,5$ et $B = 1,0$ pour s'assurer d'un comportement acceptable (Constantinou et Admane, 1987). Mentionnons que l'équation 3.7 présente les contributions de la force dissipative du noyau de plomb considérée comme étant $K_d \cdot u + F_d$ et de l'élastomère $\sigma_L \cdot A_L \cdot Z$. La force d'amortissement du noyau de plomb est estimée à partir des équations 3.9 et 3.10. Mentionnons que sgn est la fonction signum.

$$[3.9] \quad c_d = 2 \cdot \beta_a \cdot \left(\frac{W \cdot K_d}{g} \right)^{1/2}$$

$$[3.10] \quad F_d = c_d \cdot \dot{u}$$

Où β_a est l'amortissement effectif et W est le poids supporté par l'isolateur. La figure 3.15 illustre quant à elle la relation entre le modèle hystérétique et les propriétés mécaniques des isolateurs sismiques de type AENP. Notons que l'intérêt de ce modèle provient aussi de sa grande flexibilité d'usage qui permet l'intégration d'effets de raidissement, d'augmentation de la résistance ou de dégradation de la rigidité selon le niveau de déformation de l'élément modélisé.

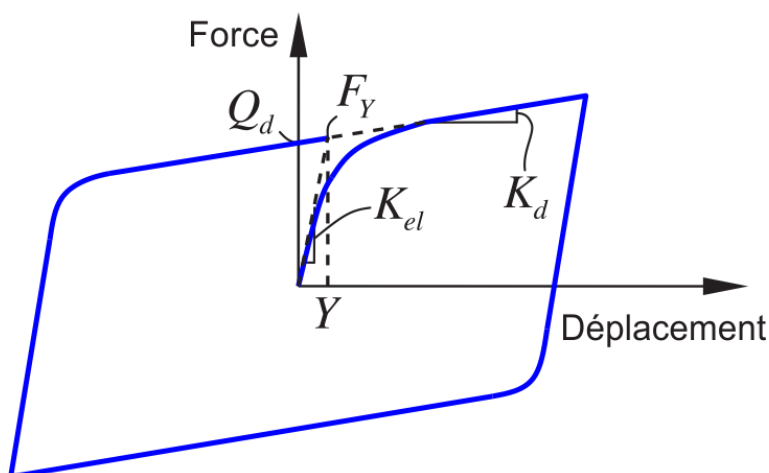


Figure 3.15: Comportement bilinéaire d'hystérésis d'un isolateur sismique (adapté de Kalpakidis et Constantinou, 2008)

Il est à noter que bien que le modèle présenté ci-dessus soit unidimensionnel, il a été généralisé de façon à analyser un comportement bidirectionnel (Park et al., 1986) et produit des résultats satisfaisants (Nagarajah et al., 1989). Cette généralisation n'est pas présentée dans cette étude puisque la pratique courante de conception des ponts isolés au Canada inclut généralement l'ajout d'appareils de guidage sur les isolateurs sismiques afin de forcer un comportement unidirectionnel dans la direction longitudinale des ponts seulement. Ceci est principalement en raison de la reprise plus facile des charges sismiques dans la direction transversale des ponts. En effet, il est possible de fixer les culées ainsi que chacune des piles dans cet axe puisque les effets thermiques sont généralement peu importants en comparaison avec la direction longitudinale. Cette condition de fixité permet une meilleure transmission entre les différents points d'appui, ce qui génère moins d'efforts dans les différentes composantes structurales clés (piles et fondations).

3.4.4.2 Modèle Éléments Finis

Il est possible d'étudier le comportement des isolateurs sismiques de type AENP par une modélisation détaillée de l'appareil par la méthode des éléments finis. Cette méthode est utilisée pour analyser le comportement et les propriétés mécaniques des isolateurs sismiques avant leur essai et permet la prise en compte des différentes interactions entre les matériaux composants ce type d'isolateurs. Ces modèles sont tributaires de formulations élaborées pour le caoutchouc, l'acier et le plomb. Les travaux de Seki, Fukahori, Iseda et Matsunage (1987), Ali et Abdel-Ghaffar (1995) et Doudoumis, Gravalas et Doudoumis (2005) ont permis de mettre en lumière la distribution des

zones de contraintes et de déformations dans les isolateurs sismiques de type AENP tel que montré à la figure 3.16.

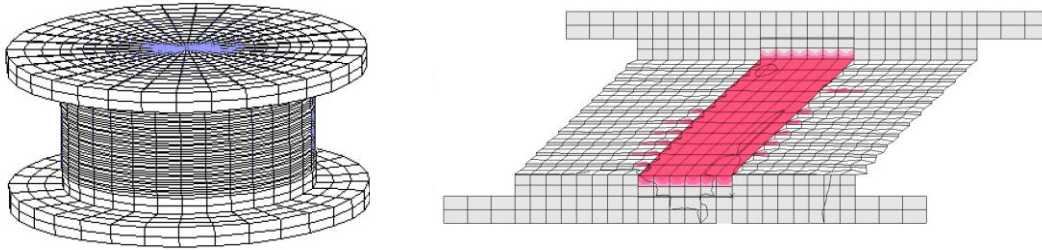


Figure 3.16: Modèle par éléments finis et distribution des zones plastiques d'un isolateur sismique de type AENP (tiré de Doudoumis et al., 2005)

3.4.4.3 Modèle rhéologique

Le modèle rhéologique développé par Bhuiyan, Okui, Mitamura et Imai (2009) a été étendu pour les isolateurs sismiques de type AENP. Ce modèle décompose les contraintes induites dans les isolateurs en trois branches parallèles qui sont illustrées à la figure 3.17, soit une réponse non-linéaire élastique, une contrainte additionnelle qui dépend de la vitesse de chargement et une réponse élasto-plastique. Ce modèle est dérivé en équilibrant l'énergie dans le système et nécessite l'apport de relations empiriques tirées de données expérimentales. La nécessité d'utiliser des relations basées sur des données expérimentales réduit l'intérêt de ce modèle dans un processus de conception.

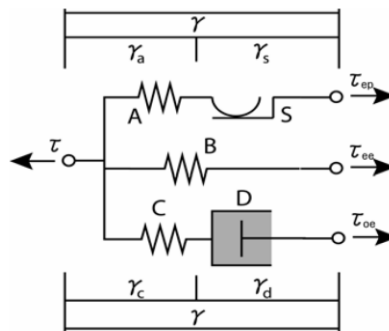


Figure 3.17: Modèle rhéologique (tiré de Bhuiyan et al., 2009)

3.4.4.4 Couplage thermomécanique

Le couplage thermomécanique dans les isolateurs sismiques de type AENP soumis à des chargements cycliques est principalement dû au réchauffement du noyau de plomb. Rappelons que l'augmentation de la température dans le plomb résulte en une modification de ses propriétés mécaniques telle que la force caractéristique. Cette réduction de la force caractéristique permet d'expliquer la réduction de l'énergie dissipée par cycle qui a été observée lors d'essais sur des isolateurs de type AENP. Cette réduction est illustrée à la figure 3.18 montrant que la surface à l'intérieur de la courbe d'hystérésis d'un isolateur diminue en fonction du nombre de cycle. Mentionnons que les propriétés thermiques du plomb ne varient pas de façon significative en fonction de la température jusqu'à son point de fusion. De plus, la chaleur générée par le plomb permet de dissiper de l'énergie.

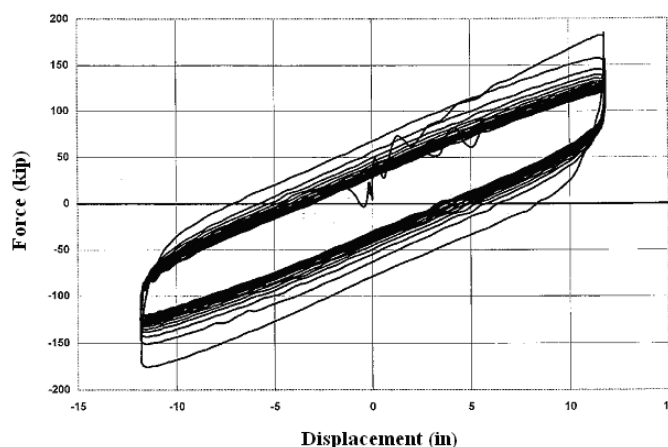


Figure 3.18: Courbe d'hystérésis force-déplacement d'un essai cyclique sur un isolateur sismique de type AENP (tiré de Kalpakidis et Constantinou, 2008)

À partir de l'étude des résultats d'une campagne d'essai, Kalpakidis et Constantinou (2008) postulent certains commentaires concernant le couplage thermomécanique dans les isolateurs sismiques de type AENP :

1. L'augmentation de la température dans le plomb résulte en une diminution de la force caractéristique;
2. Une diffusion thermique verticale est notée dans l'isolateur. En effet, la chaleur se transmet du noyau de plomb aux frettes d'acier et aux plaques d'extrémités;

3. Il n'y a que très peu de transfert horizontal de la chaleur du noyau de plomb aux plaques d'acier. On observe donc que très peu de réchauffement de l'élastomère par la production de chaleur dans le noyau de plomb;
4. L'augmentation de la température dans un isolateur peut être significative, et ce, jusqu'à plus de 200°C, tel présenté à la figure 3.19.

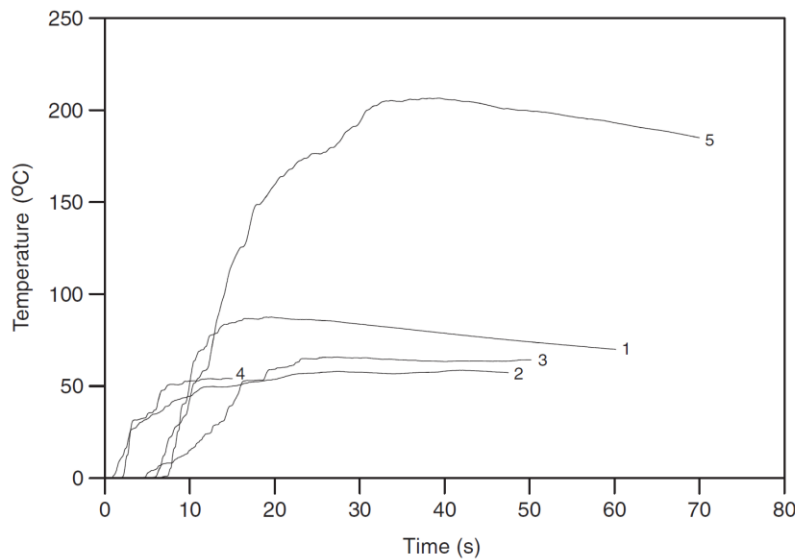


Figure 3.19: Température dans le noyau de plomb dans un isolateur de type AENP soumis à des cycles de chargement en fonction du temps (tiré de Kalpakidis et Constantinou, 2010)

Le point 3 nécessite des précisions additionnelles. En effet, des essais et modèles par élément finis ont montrés qu'il existe un certain transfert de chaleur du noyau de plomb vers l'élastomère. Toutefois, le réchauffement diminue très rapidement en fonction de la distance de l'interface plomb/caoutchouc. Des valeurs de distances entre l'interface plomb/caoutchouc et le point où le réchauffement est presque nul variant de 6 à 50 mm ont été relevées selon les géométries des isolateurs, les amplitudes et le nombre de cycles étudiés. La figure 3.20 illustre des exemples de ces résultats.

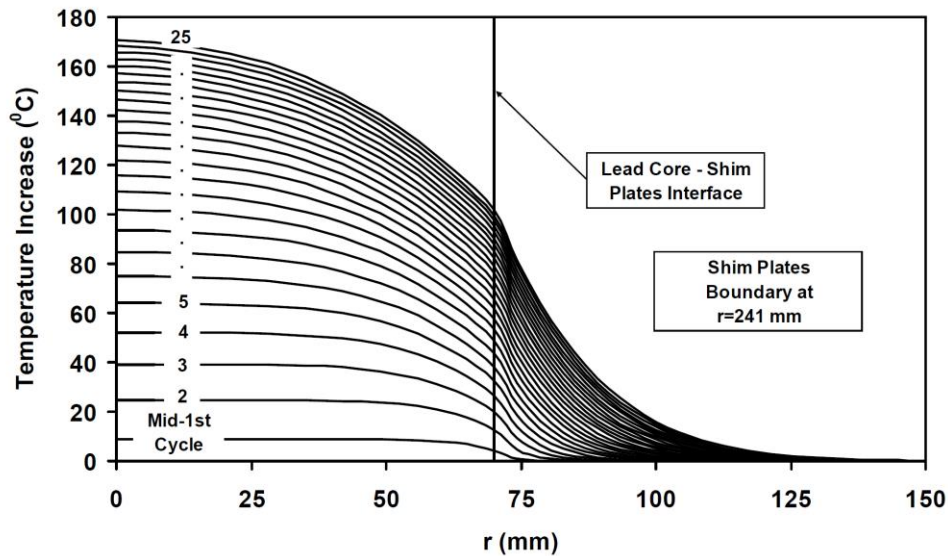


Figure 3.20: Température interne d'un isolateur de type AENP en fonction de la distance horizontale relative au centre (tiré de Kalpakidis et Constantinou, 2008)

Plomb et acier

L'interaction entre le réchauffement des isolateurs sismiques de type AENP et leur comportement fait part d'une étude détaillée par Kalpakidis et Constantinou (2008, 2009, 2010). Tel que mentionné précédemment, la chaleur est produite dans le noyau de plomb selon un taux de $q'''(t)$ représenté par l'équation 3.11. Ensuite, elle est transférée aux plaques d'extrémités et aux frettes d'acier par diffusion thermique. Pour ce faire, il a été proposé d'utiliser un modèle idéalisé d'isolateur tel que montré à la figure 3.21.

$$[3.11] \quad q'''(t) = \frac{|\sigma_{YL} \cdot A_L \cdot \frac{du}{dt}|}{V_L} = \frac{\sigma_{YL} \cdot |\frac{du}{dt}|}{h_L}$$

Dans cette équation, h_L est la hauteur du noyau de plomb, $u(t)$ correspond à l'historique du déplacement au-dessus du noyau de plomb, A_L représente l'aire de la section du noyau de plomb tandis que V_L est le volume du noyau de plomb.

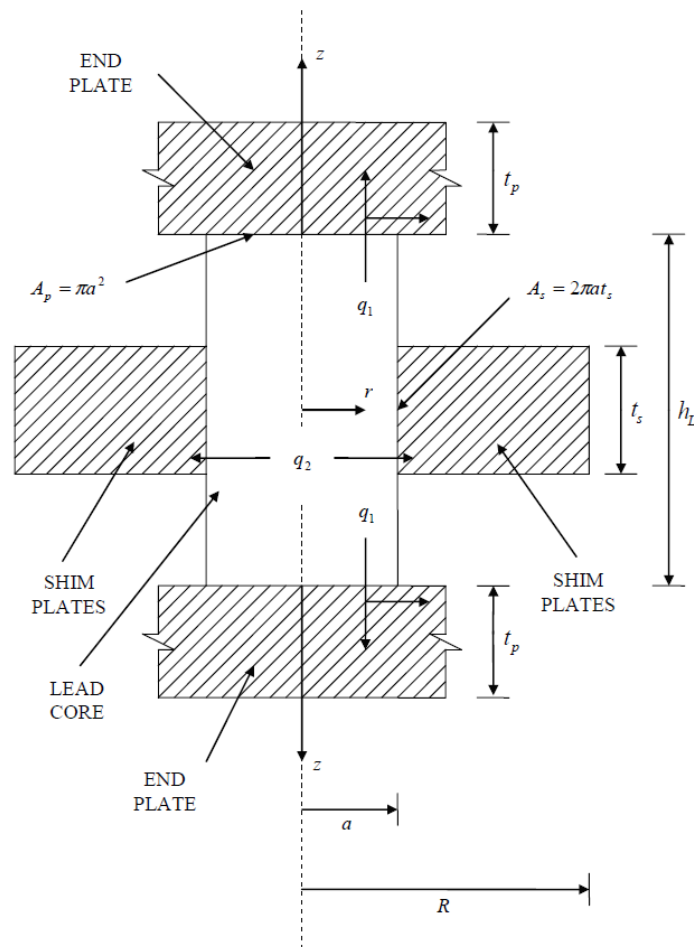


Figure 3.21: Modèle pour l'analyse de la diffusion thermique dans un isolateur sismique de type AENP (tiré de Kalpakidis et Constantinou, 2008)

Notons que certaines hypothèses et simplifications ont été nécessaires pour la résolution de ce phénomène et elles sont détaillées ci-dessous :

1. La faible conductivité thermique du caoutchouc qui compose l'élastomère fretté permet d'émettre l'hypothèse que la chaleur migre du plomb vers les frettes d'acier et vers les plaques d'extrémité;
2. L'augmentation de température du plomb est seulement fonction du temps à l'exception de deux zones précises, soit l'interface entre le plomb et les plaques d'extrémités et l'interface entre le plomb et les frettes. L'augmentation de la température à ces interfaces plomb-acier correspond à la moitié de l'augmentation de la température dans le noyau de plomb;

3. La radiation et la convection aux conditions limites du problème sont deux phénomènes qui sont à négliger;
4. Il y a un contact parfait entre le noyau de plomb et les plaques d'acier d'extrémités et les frettes;
5. La diffusion est le mécanisme principal de transfert de chaleur. Le taux de production de chaleur est considéré comme étant égal au taux de dissipation d'énergie dans le noyau de plomb;
6. Les plaques d'extrémités sont considérées comme étant en contact avec de grandes quantités d'acier;
7. Il est important de noter que la densité et la chaleur spécifique du plomb sont considérées comme n'étant pas affectées par la température;
8. Deux types de solutions ont été considérées :
 - I. Il n'y a pas de diffusion de chaleur au travers des plaques d'acier.
 - II. Il y a conduction de chaleur au travers des plaques d'acier. Il y a donc une limite à laquelle un volume d'acier présente une augmentation de la température non nulle.

Mentionnons que deux approches ont été retenues pour résoudre le problème de production de chaleur et d'augmentation de la température dans le noyau de plomb. D'abord, une approche énergétique basée sur la résolution des équations de diffusion thermique a été proposée. En effet, ces équations permettent de séparer de façon individuelle les problèmes des plaques d'extrémités, des frettes ainsi que du noyau de plomb et de résoudre par équilibre énergétique. La seconde approche est basée sur la résolution de deux problèmes de flux de chaleur constant dans un demi-espace semi-infini. Il est à noter que ces problèmes correspondent à un flux de chaleur constant voyageant au travers d'une surface circulaire selon les travaux de Carslaw et Jaeger (1959) et de Beck (1979) pour résoudre l'équilibre des plaques d'acier (d'extrémités et frettes) et à un flux de chaleur constant voyageant dans un cylindre selon les travaux de Carslaw et Jaeger (1959) pour résoudre l'équilibre du noyau de plomb. Enfin, les solutions ayant été trouvées sont transformées en équations différentielles permettant d'estimer la température du noyau de plomb T_L . Ces équations peuvent être résumées comme suit :

$$[3.12] \quad \sigma_{YL}(T_L) = \sigma_{YL0} \cdot \exp(-E_2 \cdot T_L)$$

$$[3.13] \quad \dot{T}_L = \frac{\sigma_{YL}(T_L) \cdot |Z \cdot \dot{u}|}{\rho_L \cdot c_L \cdot h_L} - \frac{k_s \cdot T_L}{a_L \cdot \rho_L \cdot c_L \cdot h_L} \left[\frac{1}{F} + 1,274 \cdot \left(\frac{t_s}{a_L} \right) \left(\frac{\alpha_s \cdot t}{a_L^2} \right)^{-1/3} \right]$$

$$[3.14] \quad t^+ = \frac{\alpha_s \cdot t}{a_L^2}$$

$$[3.15] \quad F = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{t^+}{\pi} \right)^{1/2} - \frac{t^+}{\pi} \cdot \left[2 - \left(\frac{t^+}{4} \right) - \left(\frac{t^+}{4} \right)^2 - \frac{15}{4} \left(\frac{t^+}{4} \right)^3 \right], & t^+ < 0,6 \\ \frac{8}{3 \cdot \pi} - \frac{1}{2 \cdot (\pi \cdot t^+)^{1/2}} \cdot \left[1 - \frac{1}{3 \cdot (4 \cdot t^+)} - \frac{1}{6 \cdot (4 \cdot t^+)^2} - \frac{1}{12 \cdot (4 \cdot t^+)^3} \right] & t^+ \geq 0,6 \end{cases}$$

Dans ces équations, ρ_L correspond à la densité du plomb, c_L est la chaleur spécifique du plomb, a_L représente le rayon du noyau de plomb, α_s est la diffusivité thermique de l'acier, k_s correspond à la conductivité thermique de l'acier, t_s représente l'épaisseur totale des plaques d'acier, t représente temps, σ_{YL0} correspond à la contrainte effective à l'amorce de l'inélasticité du plomb à la température d'origine et $E_2 = 0,0069/^\circ\text{C}$.

Élastomère

Bien que la chaleur produite dans l'élastomère est généralement considérée comme étant de faible amplitude et de l'ordre de 0,5 à 1,0 °C par cycle de chargement (Nakano, Nishi, Shirono et Kumagai, 1993), celle-ci peut tout de même avoir une influence sur la rigidité post-élastique d'un isolateur sismique de type AENP, notamment, si ce dernier est exposé au raidissement induit par une exposition à de basses températures. La production de chaleur présente dans les élastomères soumis à des charges cycliques est causée par deux phénomènes, soit par action visqueuse et par la friction entre les molécules de caoutchouc et les chaînes moléculaires formant la structure interne des élastomères. La production de chaleur peut être estimée à partir des équations de diffusion thermique (Carslaw et Jaeger, 1959) :

$$[3.16] \quad \frac{\partial^2 T_E}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T_E}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T_E}{\partial z^2} - \frac{1 \cdot \partial T_E}{D_r \cdot \partial t} = - \frac{A_E}{k_r}$$

Dans cette équation, T_E est l'augmentation de la température, k_r représente la conductivité thermique du caoutchouc, D_r correspond à la diffusivité thermique du caoutchouc et A_E est le taux de production de chaleur en fonction du volume et du temps. En négligeant l'effet de la radiation thermique et de la diffusion de la chaleur de l'élastomère vers les plaques d'extrémités, Constantinou et al. (2007) dérive la formule 3.17 permettant l'estimation de la température dans l'élastomère en fonction du temps.

$$[3.17] \quad T_c(t) = \frac{1}{\rho_r c_r V_r} \int_0^t F_b du$$

où V_r est le volume de caoutchouc, F_b représente la force latérale, u correspond au déplacement latéral entre le dessus et le dessous de l'élastomère, ρ_r est la densité massique du caoutchouc et c_r représente la chaleur spécifique du caoutchouc.

Modèle

Dans le but de modéliser le comportement d'isolateurs sismiques de type AENP en tenant en compte les changements au niveau des propriétés mécaniques du noyau de plomb causés par le réchauffement de ce dernier, il a été proposé de coupler le modèle de réchauffement du noyau de plomb présenté dans cette section à la variante du modèle hystérétique Bouc-Wen présentée dans cette section (Kalpakidis et Constantinou, 2008). Ainsi, les effets de dégradation de la résistance en fonction des cycles de chargements peuvent être considérés lors de la modélisation de l'isolateur. L'équation 3.12 est alors introduite dans l'équation 3.7 formant ainsi une relation non-linéaire. Notons que le modèle a été validé expérimentalement dans plusieurs situations et avec des modèles détaillés par éléments finis (Kalpakidis et Constantinou, 2010). La figure 3.22 montre une comparaison entre le modèle analysé numériquement et des résultats tirés d'essais en laboratoire. Enfin, mentionnons que d'autres auteurs ont exposés la validité de cette méthodologie (Ozdemir, Avsar et Bayhan, 2012 et Ozdemir, 2015).

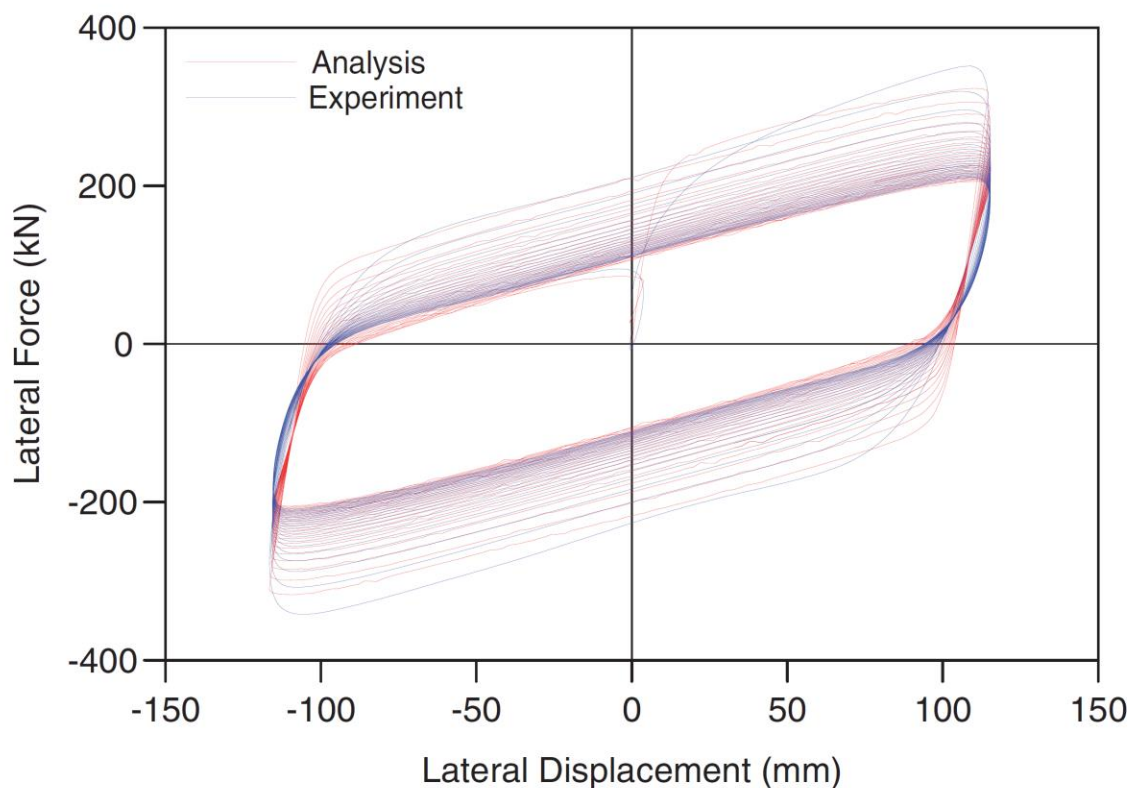


Figure 3.22: Courbe d'hystérésis force-déplacement d'un isolateur sismique de type AENP comparant les résultats prédits numériquement incluant le couplage thermomécanique du réchauffement du noyau de plomb et les résultats essais cycliques (tiré de Kalpakidis et Constantinou, 2010)

Il est à noter que ce modèle tient uniquement compte de l'effet du réchauffement sur la force caractéristique du plomb. En effet, le modèle proposé par Kalpakidis et Constantinou (2008) néglige les effets de l'historique et de la vitesse de chargement sur la force et la rigidité post-élastique. De plus, la diminution de la rigidité post-élastique de l'élastomère par réchauffement n'est pas considérée. Toutefois, mentionnons que la variante du modèle Bouc-Wen proposée peut facilement être modifiée pour tenir compte de ces comportements, et ce, tel qu'étudié par Demetriades, Constantinou et Reinhorn (1993), Kikuchi et Aiken (1997) et Abe, Yoshida et Fujino (2004).

CHAPITRE 4 CONCEPTION DES PONTS EN TENANT COMPTE DES EFFETS DES BASSES TEMPÉRATURES

Tel que mentionné au chapitre précédent, peu d'informations sont disponibles au sujet de l'impact des basses températures dans le processus de conception parasismique des ponts isolés sismiquement. Par ailleurs, le raidissement des isolateurs sismiques de type AENP sous l'effet des basses températures peut être significatif dans le contexte québécois. Il est considéré réaliste de multiplier ces propriétés par un facteur deux (2) dans le contexte des ponts situés sur le territoire québécois, et ce, afin de tenir en compte l'effet des basses températures. Cependant, l'inclusion de ce facteur multiplicatif diminue significativement le potentiel d'efficacité de l'isolation sismique. Dans ce chapitre, cette approche est appliquée à un ensemble de six (6) ponts isolés sismiquement et l'impact des basses températures est étudié par des analyses ADE et ATNL.

4.1 Méthodologie proposée de conception basée sur la performance des ponts isolés sismiquement avec des isolateurs de type AENP

D'abord, les hypothèses et simplifications adoptées dans cette étude sont présentées ci-dessous. La méthodologie de conception utilisée est exposée par la suite.

4.1.1 Hypothèses et simplifications

Plusieurs hypothèses et simplifications ont été adoptées dans le cadre de cette étude. Elles sont présentées ci-dessous :

- La contribution à la rigidité des ponts des appareils d'appuis de fixité mobile (par déformation des élastomères) est négligée.
- Les ponts munis d'isolateurs sismiques sont dimensionnés en considérant que seule la direction longitudinale des tabliers est isolée, et que les isolateurs sismiques de type AENP sont munis d'appareils de guidage dans la direction transversale.
- L'inertie effective en flexion des piles varie selon les niveaux d'efforts et les ratios d'armature longitudinale requis.

- L'impact des basses températures est considéré en multipliant par deux (2) les propriétés caractéristiques des isolateurs sismiques (K_d et Q_d illustrés dans la figure 3.8). Cette hypothèse est cohérente avec les valeurs conservatrices provenant de diverses études telles que présentées au paragraphe 3.4.3.4 et des considérations de la pratique. En effet, ce facteur a été proposé lors de conceptions réalisées dans le contexte québécois et a pu être atteint lors des essais de qualification par les fabricants d'isolateurs.
- Les températures de conception considérées sont de 20°C (température pièce) et de -30°C (basse température). Ces valeurs sont cohérentes avec les essais prescrits dans la norme S6-14 et avec les exigences du manuel de conception des structures du MTMDET.
- L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte, i.e. les piles sont considérées encastrées à la base, au niveau des fondations.
- Un amortissement visqueux de Rayleigh équivalent à 5% de l'amortissement critique est considéré dans les analyses dynamiques. L'effet de l'amortissement additionnel procuré par les isolateurs sismiques de type AENP est intégré dans les analyses à travers leurs propriétés mécaniques, incluant un ratio d'amortissement visqueux équivalent.
- La présence des murs garde-grèves n'est pas considérée dans les analyses. En effet, l'endommagement de ces composantes est permis à certains niveaux de performance de la norme S6-14. À cet effet, l'analyse des ponts est réalisée en champs libre et les valeurs de l'écart entre le déplacement total du pont et l'ouverture des joints choisis sont utilisés pour établir la sollicitation en déplacement aux murs garde-grèves. Ces déplacements induisent des efforts de flexion et de cisaillement aux murs garde-grèves.

4.1.2 Méthodologie

Une méthodologie a été développée pour étudier l'impact des basses températures dans le processus de conception des ponts isolés sismiquement à l'aide des AENP. Les principales étapes sont résumées ci-dessous :

1. Sélection des ponts à concevoir avec des isolateurs sismiques de type AENP;
2. Construction d'un modèle numérique pour chaque structure. Le logiciel CSi Bridge version 20 (Computer and Structures, 2016) a été sélectionné à cet effet.

3. Conception des tabliers des ponts au regard des prescriptions et exigences de la norme S6-14 et du manuel de conception des structures du MTMDET.
4. Analyses spectrales multimodales aux périodes de retour 2475, 975 et 475 ans pour estimer la sollicitation en déplacement du pont.
5. Choix des propriétés caractéristiques des isolateurs de type AENP. Ce processus est itératif puisque ces propriétés influencent la réponse de la structure. Les ponts sont aussi étudiés en tenant compte du raidissement sous basses températures des isolateurs sismiques de type AENP.
6. Analyses temporelles non-linéaires sous l'effet de séismes représentatifs de l'aléa sismique anticipé selon une période de retour de 2475 ans dans les sites considérés. Ces analyses permettent d'évaluer le comportement inélastique des isolateurs et des ponts conçus, et de vérifier si un tel comportement est acceptable à l'égard des critères de performance établis par la norme S6-14.

4.2 Géométries et caractéristiques des ponts sélectionnés pour l'étude

Les six (6) ponts sélectionnés pour cette étude se définissent par deux géométries distinctes et par trois localités différentes. Les géométries retenues sont basées sur deux des ponts types présentés dans l'étude de Martel et al. (2017) et sont présentées aux figures 4.1 à 4.4.

Géométrie de type 1

La géométrie type 1 présente les caractéristiques suivantes :

- Deux travées de 25 m. Les travées ne présentent pas de biais ni de courbure;
- Une pile constituée de trois colonnes circulaires en béton armé de sept (7) mètres de hauteur;
- Le diamètre des colonnes des piles est fonction de la conception des isolateurs et des localités étudiées;

- Tablier de type dalle sur poutres d'une largeur de 11,9 mètres constitué de cinq (5) poutres de béton précontraint préfabriquées (NEBT) avec une dalle de béton armé de 200 mm d'épaisseur;
- Pont considéré comme étant régulier au regard des exigences de la norme S6-14;
- Les appareils d'appuis entre les poutres du tablier et la pile sont considérés comme étant fixes dans les directions longitudinale et transversale du pont. Ces appuis fixes sont assurés par des isolateurs sismiques de type AENP dans la direction longitudinale du pont et par un appareil de guidage dans la direction transversale. Les appareils d'appuis sont considérés mobiles aux culées dans la direction longitudinale du pont, et fixes dans la direction transversale.

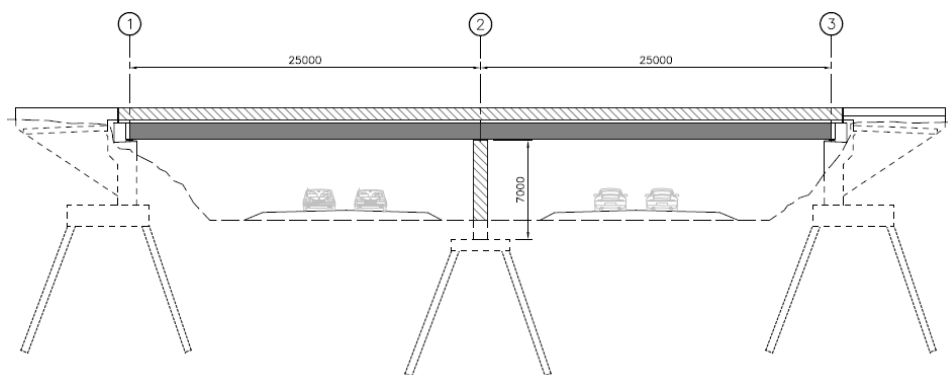


Figure 4.1: Vue en élévation de la géométrie de type 1

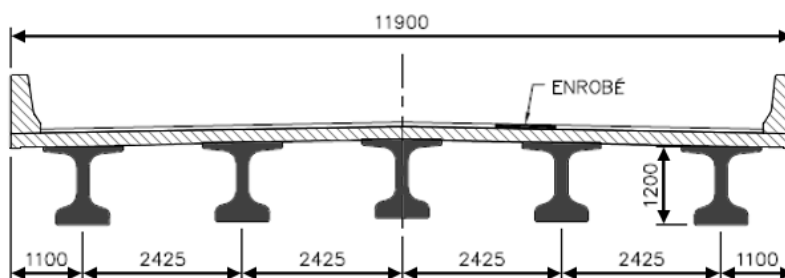


Figure 4.2: Vue en coupe du tablier de la géométrie de type 1

Géométrie de type 2

La géométrie de type 2 présente les caractéristiques suivantes :

- Cinq (5) travées de longueurs variables :
 - Travées 1 et 5 de 30 m de longueur;
 - Travées 2 et 4 de 40 m de longueur;
 - Travée 3 de 50 m de longueur;
 - Les travées du pont ne présentent pas de biais ni de courbure;
- Quatre (4) piles constituées de trois colonnes circulaires en béton armé de hauteurs variables :
 - Pile 1 de 7 m de hauteur;
 - Pile 2 de 110 m de hauteur;
 - Pile 3 de 14 m de hauteur;
 - Pile 4 de 18 m de hauteur;
- Le diamètre des colonnes des piles est fonction de la conception des isolateurs et des localités étudiées;
- Le tablier est de type dalle sur poutres d'acier d'une largeur de 11,9 mètres, constitué de six (6) poutres d'acier mixtes avec une dalle de béton armé de 200 mm d'épaisseur;
- Pont considéré comme étant régulier au regard des exigences de la norme CSA S6-14;
- Les appareils d'appuis des poutres des piles 2 et 3 sont considérés comme étant fixes dans les directions longitudinale et transversale du pont. Ces appuis fixes sont assurés par des isolateurs sismiques AENP dans la direction longitudinale du pont et par un appareil de guidage dans la direction transversale. Les appareils d'appuis sont considérés mobiles aux culées et aux piles 3 et 4 dans la direction longitudinale du pont, et fixes dans la direction transversale.

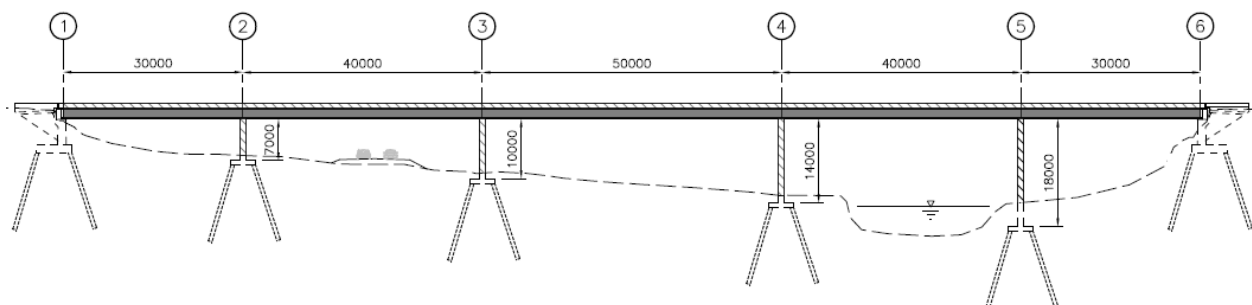


Figure 4.3: Vue en élévation de la géométrie de type 2

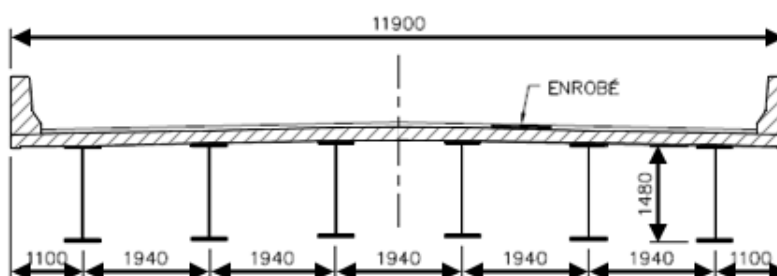


Figure 4.4: Vue en coupe du tablier de la géométrie de type 2

Localités étudiées

Dans le but d'évaluer une gamme de localités représentatives de la vallée du Saint-Laurent, les ponts étudiés sont considérés comme étant situés dans les villes de Trois-Rivières, Montréal et La Malbaie.

Classe de sol

Dans l'optique d'étudier des ponts susceptibles d'être conçus à l'aide de systèmes d'isolation sismique, une classe de sol E est considérée pour tous les sites et ponts étudiés.

Catégorie d'importance

Les ponts étudiés sont considérés comme étant des ponts principaux, ce qui correspond à une grande part des structures situées sur le réseau autoroutier du Québec.

Catégorie de performance sismique

La catégorie de performance sismique permet généralement d'établir le type d'analyse et de conception (CBF ou CBP) qui est requis. Étant donné que la CBF et la CBP, ainsi que des analyses

ADE et ATNL seront réalisées pour cette étude, les catégories d'importance sismique des ponts n'influencent pas l'étude et ne sont pas présentées.

Le tableau 4.1 résume les combinaisons des paramètres analysés dans la présente étude. Pour le reste de ce mémoire, l'identification des ponts sera faite en considérant la nomenclature établie par ce tableau, c'est-à-dire selon les cas I à VI.

Tableau 4.1: Résumé des paramètres des ponts isolés sismiquement considérés dans cette étude

Cas étudié	I	II	III	IV	V	VI
Géométrie	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
Localité	Trois-Rivières	Trois-Rivières	Montréal	Montréal	La Malbaie	La Malbaie
Classe de sol	E	E	E	E	E	E
Catégorie d'importance	Principal	Principal	Principal	Principal	Principal	Principal

4.3 Conception des ponts isolés sismiquement

Les ponts décrits précédemment ont été dimensionnés conformément aux exigences de la norme S6-14 (CSA, 2014) et du manuel de conception des structures (MTMDet, 2017).

4.3.1 Conception des tabliers

Les tabliers des ponts étudiés ont été conçus de manière à résister aux différents chargements pouvant les solliciter, notamment, les charges permanentes (poutres, contreventements, dalle, chasse-roues, glissières, pavage,) et les surcharges prescrites par la norme S6-14 (CL-625). Les différents états limites applicables (Ultime - ÉLU, Fatigue - ÉLF et Service - ÉLS) ont été considérés, et ce, pour que les ratios sollicitation/capacité des éléments, l'amplitude des variations de contraintes, la performance des composantes structurales liée aux critères de vibration et de fissuration des éléments de béton armé, soient acceptables.

4.3.2 Conception des fondations

D'abord, les propriétés des isolateurs sismiques AENP de chaque pont étudié ont été déterminées à partir des résultats des analyses spectrales multimodales. En effet, ces analyses permettent une estimation acceptable de la sollicitation en déplacement des ponts et sont couramment utilisées dans la pratique. De plus, un aspect important du dimensionnement parasismique des ponts isolés sismiquement est le contrôle des déplacements. Les valeurs des déplacements induits par les secousses sismiques doivent être combinées à ceux causés par le fluage et par les charges thermiques afin de déterminer le déplacement de calcul total. Les combinaisons utilisées sont prescrites par la norme S6-14. Soulignons que ce sont ces valeurs de déplacements qui servent à déterminer l'ouverture du joint nécessaire pour chaque pont. Dans certains cas, il est nécessaire de modifier les propriétés des isolateurs sismiques dans le but de réduire le nombre de modules des joints d'expansion. Mentionnons que les isolateurs sismiques de type AENP considérés dans le cadre de cette étude ont des dimensions rectangulaires. Le dimensionnement a été réalisé en considérant les différentes combinaisons des efforts de compression applicables selon les valeurs acceptées. L'épaisseur des appareils d'appui a été choisie afin d'assurer les mouvements longitudinaux sous les charges thermiques et les rotations causées par les charges gravitaires (mortes et vives). Les chevêtres des unités de fondations des ponts ont été dimensionnés afin d'assurer la reprise des efforts de flexion et de cisaillement qui les sollicitent. Le dimensionnement des colonnes des unités de fondations des ponts isolés sismiquement de cette étude a été réalisé par une combinaison de cas, soit le moment de flexion maximal combiné à l'effort axial concomitant et l'effort axial maximal combiné au moment de flexion concomitant.

4.4 Modélisation par éléments finis

Dans l'optique de réaliser les analyses ADE et ATNL nécessaires à la conception des ponts isolés sismiquement, des modèles numériques par éléments finis ont été développés à l'aide du logiciel CSi Bridge version 20 (Computer and Structures, 2016). D'abord, les éléments du tablier (poutres, dalle, contreventements) ont été modélisés avec des éléments de type « *poutre linéaire élastique* » pour leur conception aux états limites. Ensuite, les caractéristiques et propriétés du tablier (masses et rigidités) ont été rassemblées dans un seul élément « *poutre linéaire élastique* » pour simplifier les analyses des sollicitations transmises par les secousses sismiques. Les isolateurs sismiques de type AENP ont été représentés par des éléments « *liens* » ayant un comportement plastique dans la

direction longitudinale de type « *Plastic Wen* ». Les propriétés de ces éléments (rigidité élastique et post-élastique, amortissement et force de plastification) ont été choisies lors d'un processus itératif en fonction des propriétés retrouvées dans la littérature et des critères de performance de conception. Mentionnons que dans la direction transversale, ces éléments ont été fixés afin de modéliser la présence des appareils de guidage. Il est à noter que lors des analyses ADE, le comportement des isolateurs sismiques est plutôt capté par une rigidité effective et un amortissement équivalent. Les éléments composants les unités de fondations (chevêtres et colonnes) ont été construits dans les modèles à l'aide d'éléments de type « *poutre linéaire élastique* ». Soulignons que les propriétés des colonnes (inertie effective) ont été ajustées en fonction des efforts pour simuler la fissuration de ces dernières. Les appareils d'appuis mobiles ont été modélisés par des ressorts qui n'offrent aucune restriction dans la direction longitudinale des ponts et qui sont fixés dans la direction transversale.

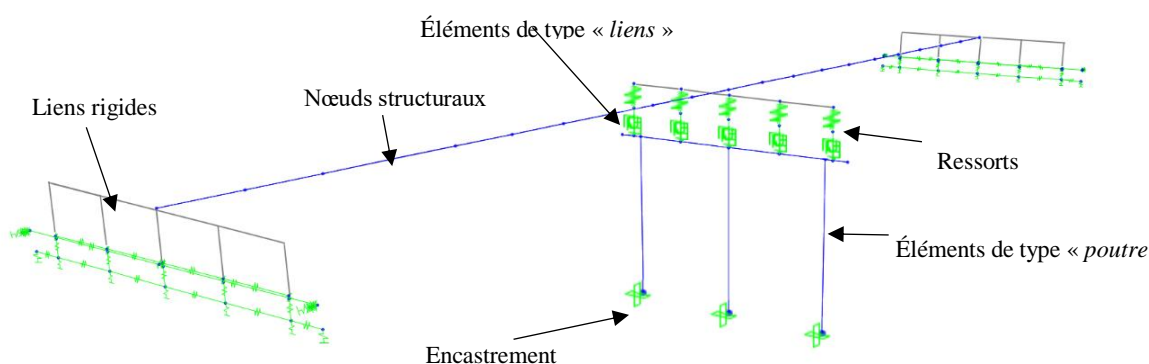


Figure 4.5: Schéma illustrant un modèle numérique d'un pont de géométrie de type 1 développé avec le logiciel CSI Bridge

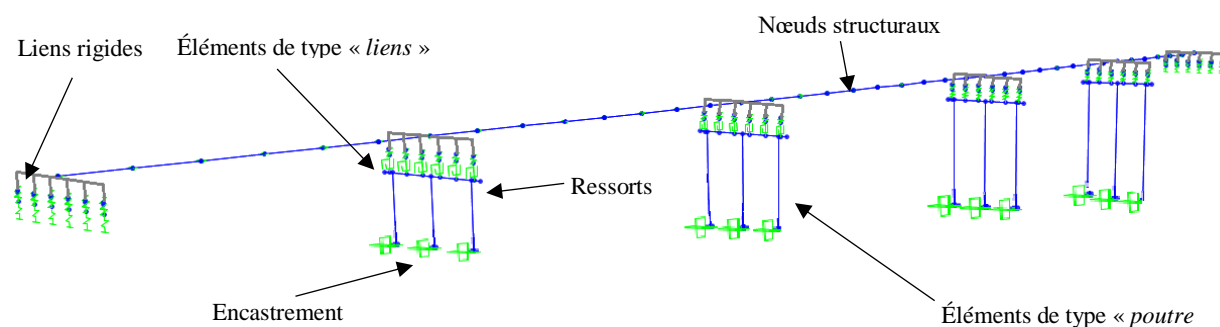


Figure 4.6: Schéma illustrant un modèle numérique d'un pont de géométrie de type 2 développé avec le logiciel CSI Bridge

Notons que la contribution des murs garde-grèves n'a pas été prise en compte dans le modèle. Les fondations des piles et des culées ont été modélisées par des éléments de type ressorts sans dimension. La base de ces éléments a été considérée encastree. Mentionnons que la résistance en compression du béton a été prise égale à 35 MPa. L'acier d'armature a été calculé avec une limite élastique de 400 MPa. Les figures 4.5 et 4.6 illustrent des modèles par éléments finis utilisés dans cette étude. Dans cette figure, les nœuds structuraux sont représentés par des billes bleues, les lignes grises illustrent des liens rigides tandis que lignes bleues représentent des éléments de type « *poutre linéaire élastique* ». Mentionnons que les masses sont distribuées le long des éléments en bleu. Les éléments en vert représentent les différents types de ressorts, encastrement et éléments « *liens* ».

4.5 Analyses spectrales multimodales

La méthode de calcul ADE par analyse spectrale de la réponse élastique multimodale proposée dans la norme S6-14 et dans le CNB 2015 (décrite au paragraphe 2.1) est appliquée dans ce qui suit. Rappelons que cette méthode nécessite l'obtention des différents modes de vibration de la structure, de leurs formes et de leurs masses participantes. L'accélération de la structure à une période de vibration donnée est définie par le spectre de réponse et cette accélération est pondérée par la masse qui est excitée par ce mode de vibration. Un nombre suffisant de modes de vibration requis pour exciter un minimum de 90 % de la masse de la structure a été considéré.

4.5.1 Spectres uniformes d'aléa sismique

Les spectres uniformes d'aléa sismique préconisés par la Commission Géologique du Canada (CGC) pour le Code National du Bâtiment 2015 (CNB 2015) et par renvoi pour la norme S6-14, présentent l'accélération spectrale de la structure en fonction de sa période de vibration. Ces spectres dépendent de la localisation de la structure et de la classe de sol. Dans le cadre de cette étude, trois localités au Québec sont considérées, soit Trois-Rivières, Montréal et La Malbaie. Les figures 4.7 à 4.9 présentent les spectres uniformes d'aléa sismique correspondant à ces localités pour une catégorie de sol E, un amortissement visqueux équivalent à 5% de l'amortissement critique et des périodes de retour de 2475, 975 et 475 ans.

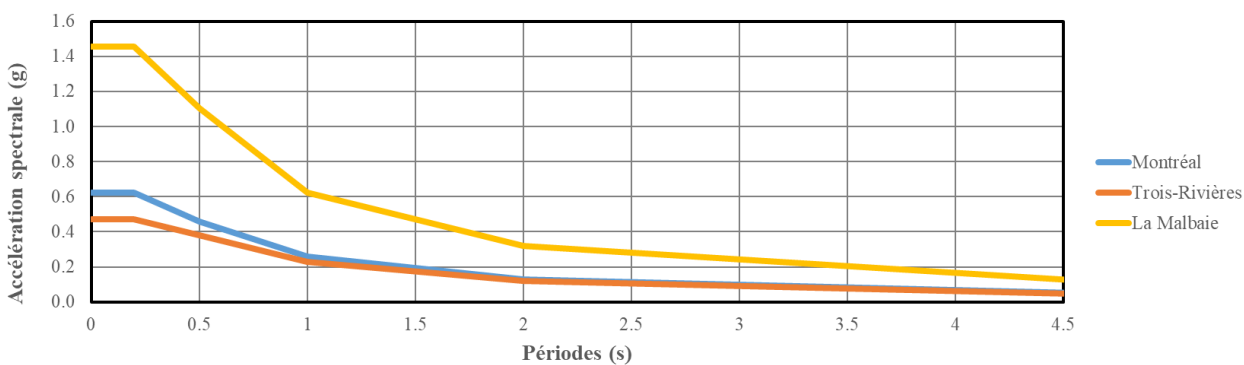


Figure 4.7: Spectres uniformes d'aléa sismique considérés dans l'étude : Période de retour de 2475 ans

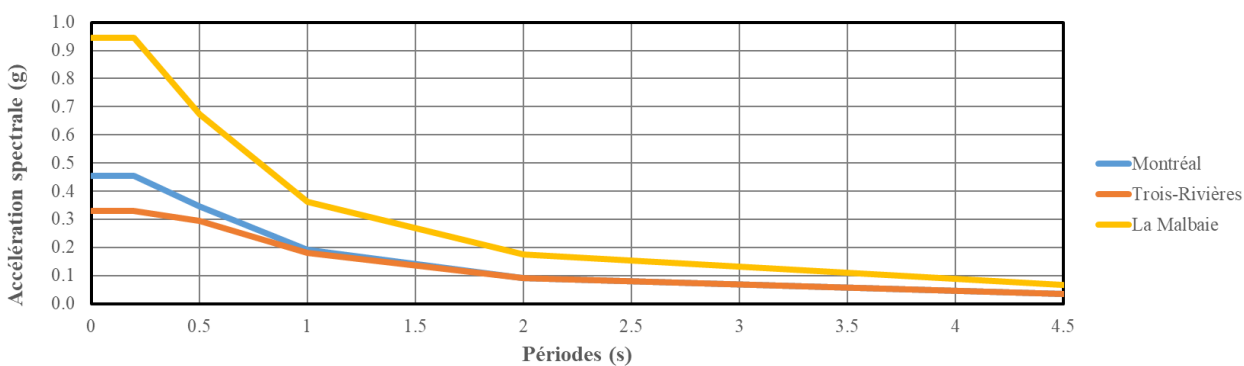


Figure 4.8: Spectres uniformes d'aléa sismique considérés dans l'étude : Période de retour de 975 ans

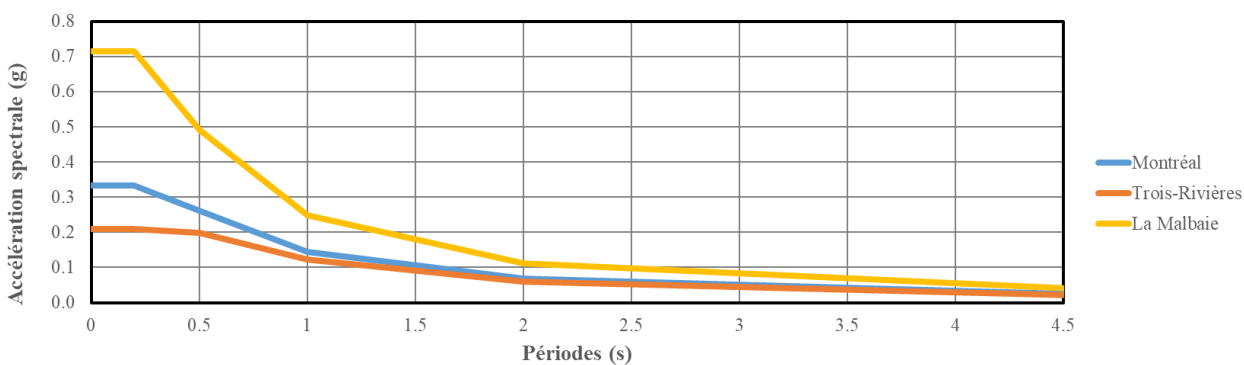


Figure 4.9: Spectres uniformes d'aléa sismique considérés dans l'étude : Période de retour de 475 ans.

4.5.2 Propriétés des isolateurs

Les analyses spectrales sont principalement utilisées dans un processus itératif permettant la conception des isolateurs sismiques de type AENP. Plusieurs critères de performance doivent être analysés aux différentes périodes de retour de la norme S6-14 (2475, 975 et 475 ans) afin de s'assurer que les isolateurs sont adéquats, tel que discuté au chapitre 2 de ce mémoire. Rappelons que les effets des basses températures sont considérés dans les analyses en multipliant par deux (2) les propriétés caractérisant les isolateurs sismiques (paramètres K_d et Q_d illustrées sur la figure 3.8). Les recommandations présentées au paragraphe 3.4.3.4 ainsi que les cas pratiques réalisés dans le contexte québécois ont démontrés que cette multiplication est réaliste. En effet, les fabricants des isolateurs sismiques de type AENP ont une latitude au niveau des mélanges de caoutchouc pouvant être utilisés lors de la fabrication des isolateurs et cette latitude permet généralement de répondre à cette limite.

Notons aussi que les températures de conception considérées pour cette étude sont de -30°C et 20°C , ces valeurs correspondent aux extrêmes devant être considérés lors des essais de qualification des isolateurs prescrits par la norme S6-14 et aux exigences du manuel de conception des structures du MTMDET. Enfin, les propriétés et dimensions ont aussi été établies à l'aide de valeurs tirées de la pratique et proposées par les fabricants. Le tableau 4.2 présente les propriétés caractéristiques des isolateurs utilisées pour chaque pont conçu dans cette étude. Ces propriétés ont été utilisées afin de déterminer les propriétés des isolateurs à intégrer dans les modèles numériques des ponts.

Tableau 4.2: Propriétés des isolateurs sismiques de type AENP sélectionnés pour les différents ponts considérés dans cette étude

Propriété	Cas étudié					
	I	II	III	IV	V	VI
Rigidité post-élastique - K_d (kN/mm)	1,4	1,5	1,5	2,0	2,0	1,8
Force caractéristique - Q_d (kN)	60	72	70	135	140	100
Ratio rigidité élastique/rigidité post-élastique - K_e/K_d	10	12	10	13	12	13
Déplacement sismique - u (mm)*	46,3	51,3	50,0	95,0	135,0	102,5
Hauteur de l'isolateur - h_L (mm)	175	200	200	300	300	250
Rayon du noyau de plomb - a (mm)	40	50	45	85	90	65
Densité du noyau de plomb - ρ_L (kg/m ³)	11200	11200	11200	11200	11200	11200
Chaleur spécifique du noyau de plomb - c_L (J/(Kg°C))	130	130	130	130	130	130
Hauteur totale de frettes d'acier - t_s (mm)	35	40	40	75	80	60
Diffusivité thermique de l'acier - α_s (mm)	1,41E-05	1,41E-05	1,41E-05	1,41E-05	1,41E-05	1,41E-05
Conductivité thermique de l'acier - k_s (W/(m°C))	50	50	50	50	50	50
Chaleur spécifique du caoutchouc - ρ_c (J/(Kg°C))	2000000	2000000	2000000	2000000	2000000	2000000
Longueur de l'isolateur - L (mm)	400	450	450	550	550	500
Largeur de l'isolateur - l (mm)	400	450	450	550	550	500

*Ce déplacement correspond au déplacement maximal obtenu des analyses des sollicitations sismiques multipliées par un facteur 1,25 tel qu'indiqué dans la norme S6-14

4.5.3 Résultats et discussions

Outre le choix des propriétés des isolateurs sismiques, les analyses spectrales permettent d'identifier certains efforts de conception préliminaires. De plus, l'influence du raidissement des propriétés caractéristiques des isolateurs sismiques soumis à de basses températures peut être évalué à l'aide d'analyses élastiques et des propriétés effectives des isolateurs. De nombreux résultats ont été générés par ces analyses, aux trois périodes de retour considérées. Cependant, pour

ne pas alourdir le texte, seulement les résultats correspondant à une période de retour de 2475 ans sont présentés dans ce qui suit. Le tableau 4.3 résume quelques résultats obtenus à l'aide des analyses spectrales multimodales, à savoir la force latérale moyenne aux isolateurs sismiques, le moment fléchissant maximal à la base des colonnes des unités de fondations, le déplacement moyen des isolateurs et le déplacement moyen à la sous-structure. Une comparaison des efforts transmis à la sous-structure des ponts dans leur direction longitudinale est présentée au tableau 4.4. Soulignons que le ratio entre le moment de flexion maximal obtenu aux colonnes des piles à des températures de -30°C et de 20°C varie entre 1,15 et 1,90, se traduisant par une augmentation de 15 % à 90 % des efforts transmis à la sous-structure sous l'effet des basses températures. Rappelons que ces ratios ont été calculés à partir des propriétés caractéristiques doublées des isolateurs sismiques pour rendre compte des basses températures et à l'aide d'analyses linéaires élastiques. La grande variabilité de ces augmentations dépend notamment de l'ampleur des sollicitations sismiques, des propriétés mécaniques des isolateurs et de la géométrie des ponts étudiés.

Tableau 4.3: Résultats des analyses spectrales multimodales à une période de retour de 2475 ans pour les ponts étudiés dans leur direction longitudinale

Température étudiée	20°C				-30°C			
Réponse de la structure	F_{moy} isolateurs (kN)	M_{fmax} colonnes (kNm)	u_{moy} (mm)	u_{ssmoy} (mm)	F_{moy} isolateurs (kN)	M_{fmax} colonnes (kNm)	u_{moy} (mm)	u_{ssmoy} (mm)
Cas I	109	1372	36	26	178	2234	29	42
Cas II	113	2336	40	30	169	3704	35	40
Cas III	121	1480	40	28	218	2574	27	47
Cas IV	128	2648	42	33	222	5024	30	55
Cas V	359	4517	107	41	516	6515	68	59
Cas VI	472	9570	83	52	524	10984	63	56

Tableau 4.4: Ratios d'augmentation des efforts transmis à la sous-structure des ponts dans leur direction longitudinale, lorsque soumis à de basses températures, et ce, à une secousse sismique ayant une période de retour de 2475 ans

Réponse de la structure	Ratio -30°C/20°C pour M_{fmax} colonnes
Cas I	1,63
Cas II	1,59
Cas III	1,74
Cas IV	1,90
Cas V	1,44
Cas VI	1,15

Enfin, le tableau 4.5 présente un résumé des périodes naturelles de vibration dans l'axe longitudinal des ponts étudiés. Ces ratios permettent notamment d'établir les plages d'intérêt pour la calibration des accélérogrammes nécessaires aux analyses temporelles.

Tableau 4.5: Périodes naturelles de vibration dans l'axe longitudinale des ponts étudiés

Réponse de la structure	Période naturelle de vibration (s)	
	20°C	-30°C
Cas I	1,99	1,66
Cas II	2,20	1,87
Cas III	1,96	1,53
Cas IV	2,13	1,76
Cas V	1,68	1,30
Cas VI	1,51	1,35

4.6 Analyses temporelles non-linéaires

Tel que présenté au paragraphe 2.1, la norme S6-14 propose de réaliser des analyses temporelles non-linéaires (ATNL) afin de caractériser le comportement non-linéaire des structures. En effet, ces analyses permettent de discrétiser la réponse des structures par pas de temps, et ce, puisque les sollicitations induites à la structure correspondent à des accélérogrammes représentatifs du site. Par conséquent, il est possible d'intégrer le comportement non-linéaire des structures par la résolution des équations du mouvement dans un processus itératif par intégration numérique, ce qui a été décrit au paragraphe 2.1. Dans l'optique d'optimisation des temps de calcul, la méthode « *Fast Nonlinear Analysis* » intégrée au logiciel CSi Bridge a été utilisée. Cette méthode est basée sur la décomposition de la réponse linéaire et non-linéaire des structures. De plus, l'algorithme de résolution de cette méthode permet le calcul de la réponse de la structure en déterminant ses modes de vibration à chaque pas de temps, et ce, en incluant le comportement non-linéaire de la structure étudiée. Toutefois, pour que cette méthodologie soit applicable certaines restrictions doivent caractériser les modèles analysés :

- Les modèles doivent être principalement linéaires et élastiques;
- Les modèles doivent présenter un nombre limité d'éléments non-linéaires prédéfinis;
- Les non-linéarités des modèles doivent être amalgamées dans des éléments « *liens* ».

Selon ces exigences, le comportement non-linéaire des structures étudiées a été considéré comme étant entièrement contenu dans les isolateurs sismiques. Rappelons que ces derniers ont été modélisés numériquement par des éléments « *liens* » ayant un comportement plastique de type « *Plastic Wen* » dans la direction longitudinale des ponts. Enfin, les ATNL réalisées dans le cadre de cette étude ont été exécutées à une période de retour de 2475 ans.

4.6.1 Accélérogrammes

D'abord, une sélection d'accélérogrammes historiques pouvant être représentatifs de l'est du Canada a été utilisée (Nahanni 1985, Saguenay 1988, Rivière-du-Loup 2005). Mentionnons qu'un minimum de onze (11) accélérogrammes doivent être appliqués à la structure pour des analyses de type ATNL. Ces accélérogrammes doivent être étalonnés afin de représenter adéquatement les spectres de réponse proposés par la norme S6-14. Afin d'étalonner les accélérogrammes pouvant

simuler les secousses sismiques sollicitant les ponts étudiés, la méthode proposée par le commentaire J du CNB 2015 (Tremblay et al., 2015) a été utilisée. Pour ce faire, le spectre de chacun des accélérogrammes est calculé et comparé au spectre de réponse de la norme S6-14 établi pour chaque pont à une période de retour de 2475 ans. La base de comparaison entre les spectres des accélérogrammes et le spectre de la norme S6-14 correspond à l'écart-type du ratio des accélérations spectrales, et ce, aux périodes de vibration d'intérêt de la structure. Les accélérogrammes qui représentent le plus adéquatement la localité selon les distances avec les épicentres des secousses sismiques sont alors choisis et calibrés pour que leurs spectres et celui de la norme S6-14 concordent. De plus, la moyenne des spectres des accélérogrammes retenus et calibrés est aussi comparée avec le spectre de la norme S6-14 pour une vérification additionnelle. Les figures 4.10 à 4.22 présentent les spectres individuels des accélérogrammes utilisés dans le cadre de cette étude tandis que l'annexe A présente l'ensemble des accélérogrammes calibrés retenus.

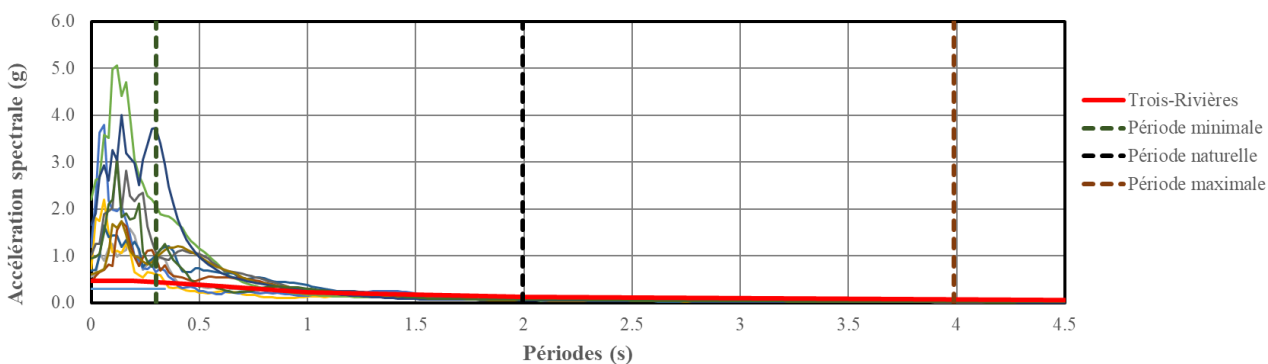


Figure 4.10: Spectres individuels des accélérogrammes étudiés pour le cas I à une température initiale de 20°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14

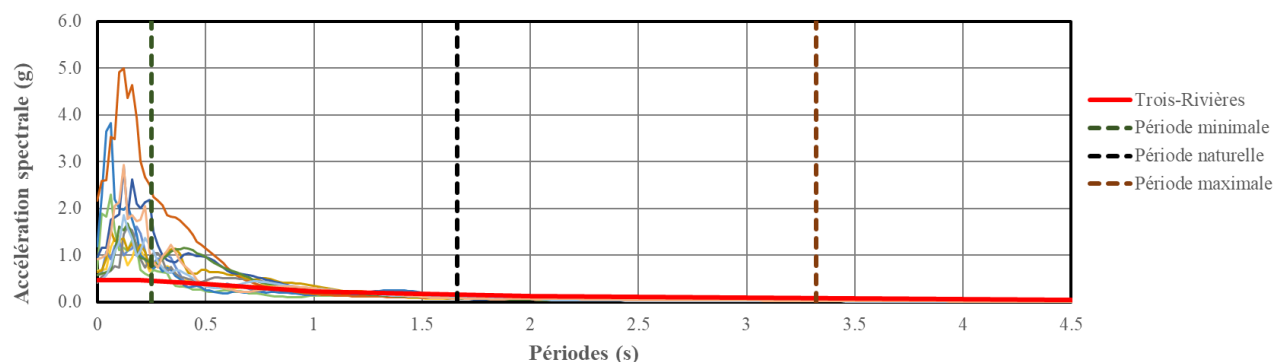


Figure 4.11: Spectres individuels des accélérographes étudiés pour le cas I à une température initiale de -30°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14

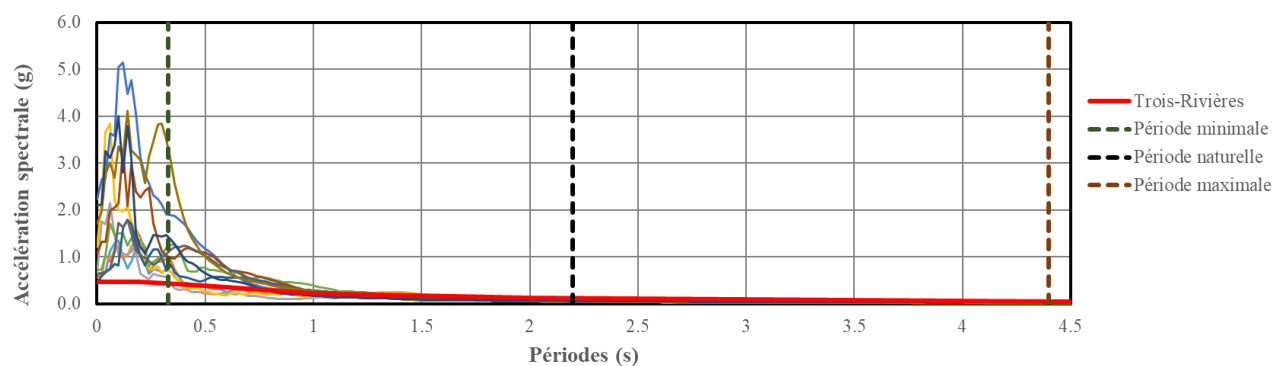


Figure 4.12: Spectres individuels des accélérographes étudiés pour le cas II à une température initiale de 20°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14

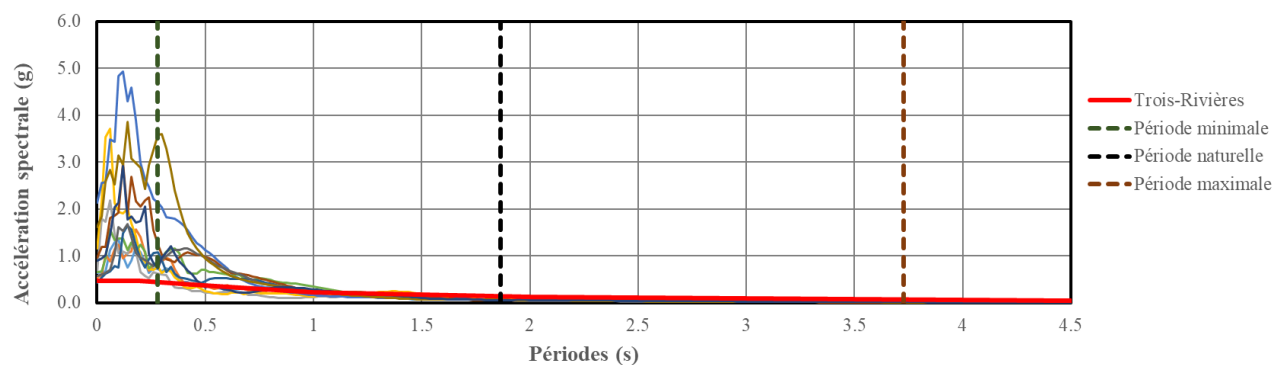


Figure 4.13: Spectres individuels des accélérographes étudiés pour le cas II à une température initiale de -30°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14

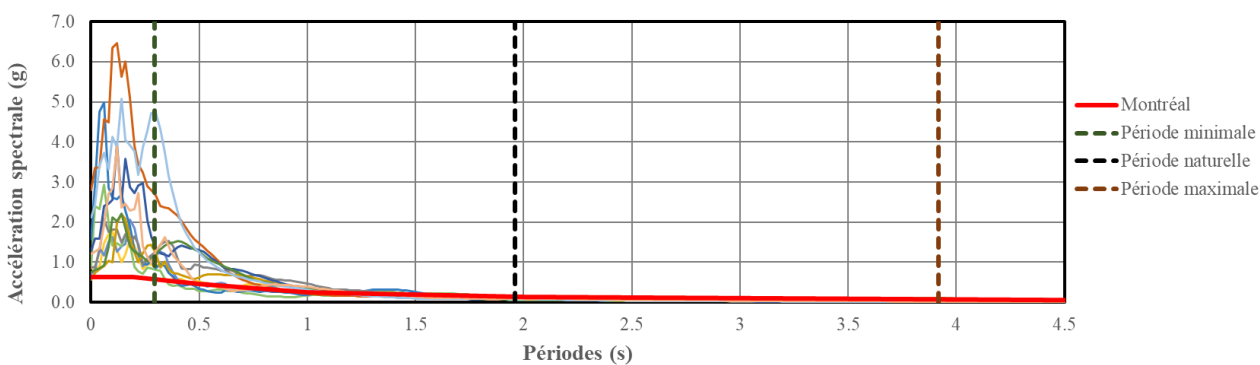


Figure 4.14: Spectres individuels des accélérographes étudiés pour le cas III à une température initiale de 20°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14

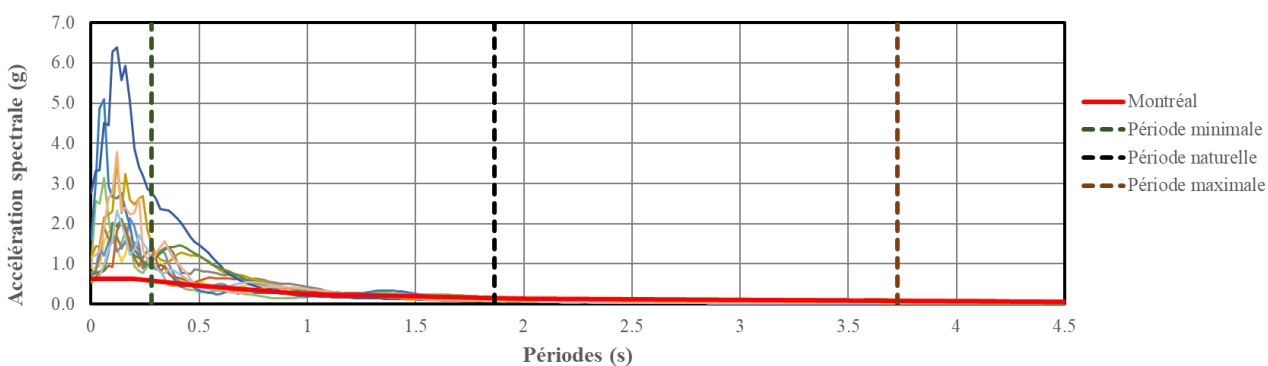


Figure 4.15: Spectres individuels des accélérographes étudiés pour le cas III à une température initiale de -30°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14

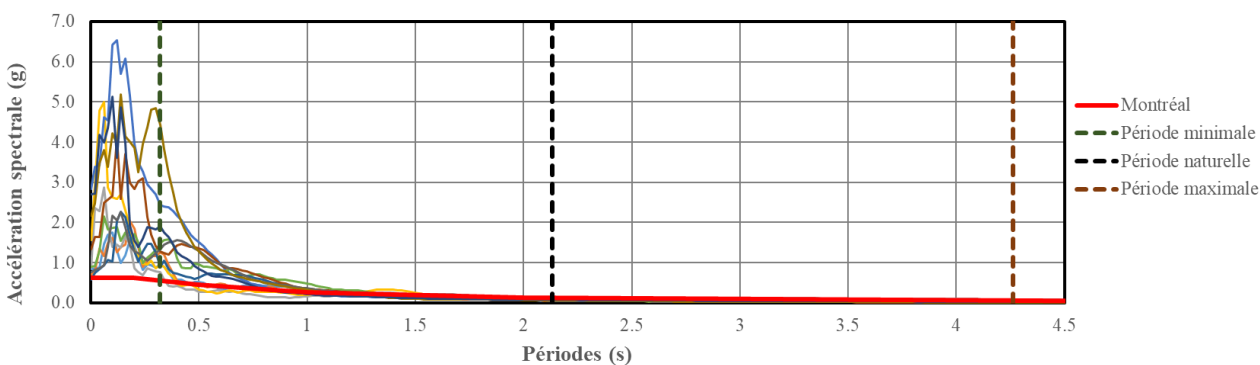


Figure 4.16: Spectres individuels des accélérographes étudiés pour le cas IV à une température initiale de 20°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14

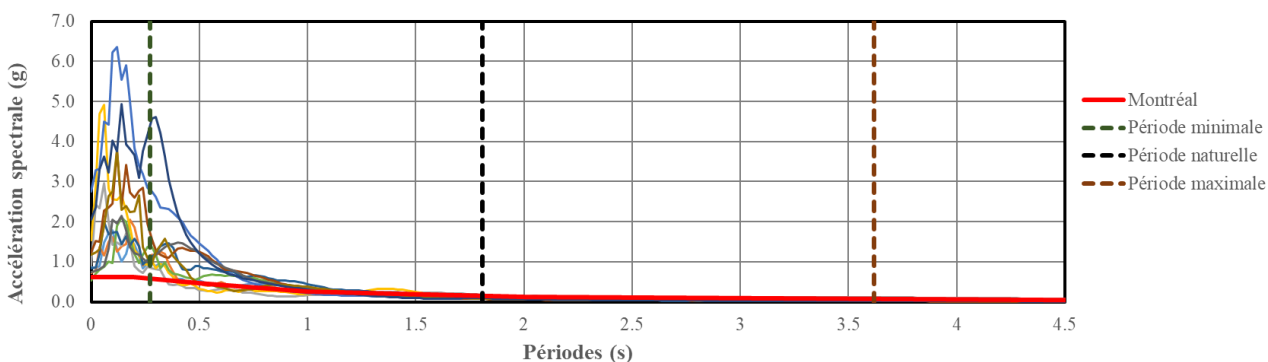


Figure 4.17: Spectres individuels des accélérographes étudiés pour le cas IV à une température initiale de -30°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14

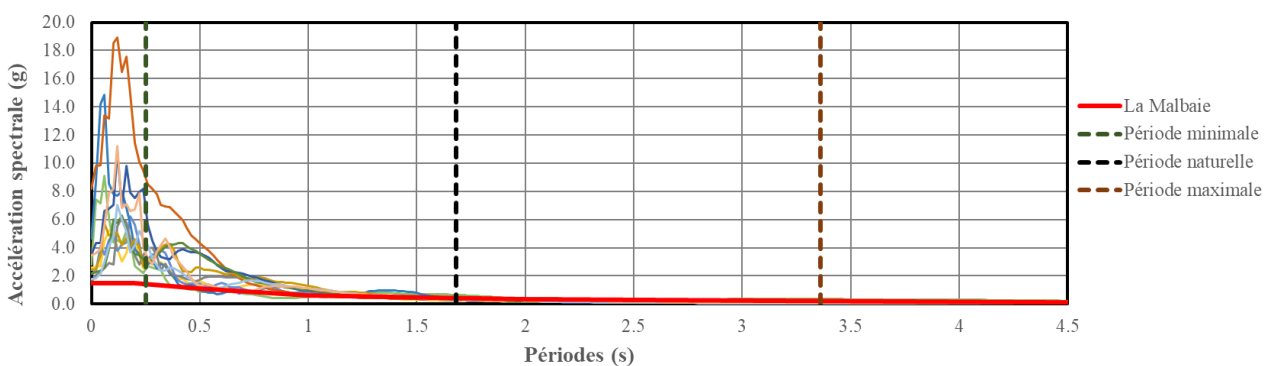


Figure 4.18: Spectres individuels des accélérographes étudiés pour le cas V à une température initiale de 20°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14

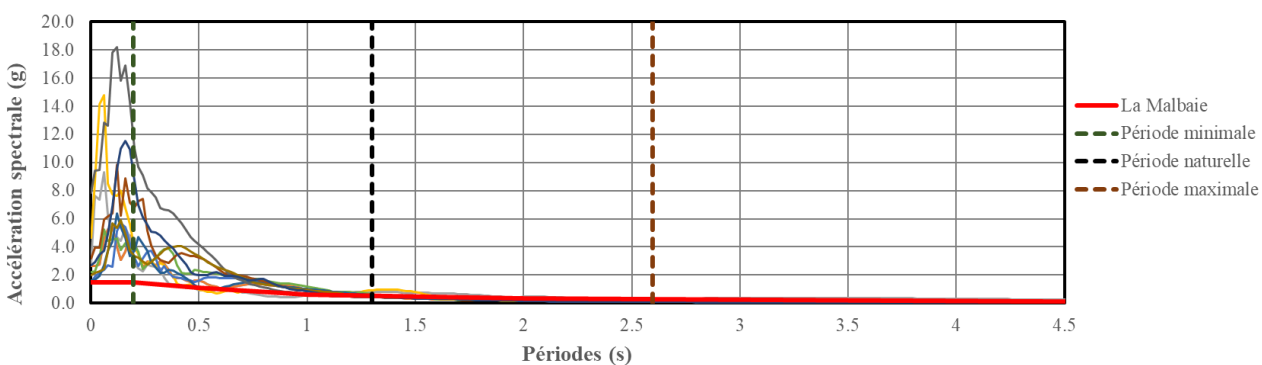


Figure 4.19: Spectres individuels des accélérographes étudiés pour le cas V à une température initiale de -30°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14

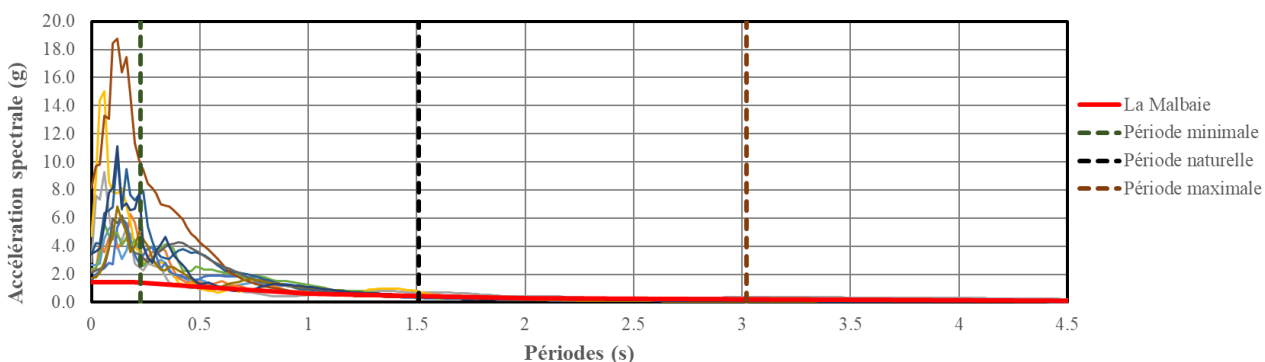


Figure 4.20: Spectres individuels des accélérographes étudiés pour le cas VI à une température initiale de 20°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14

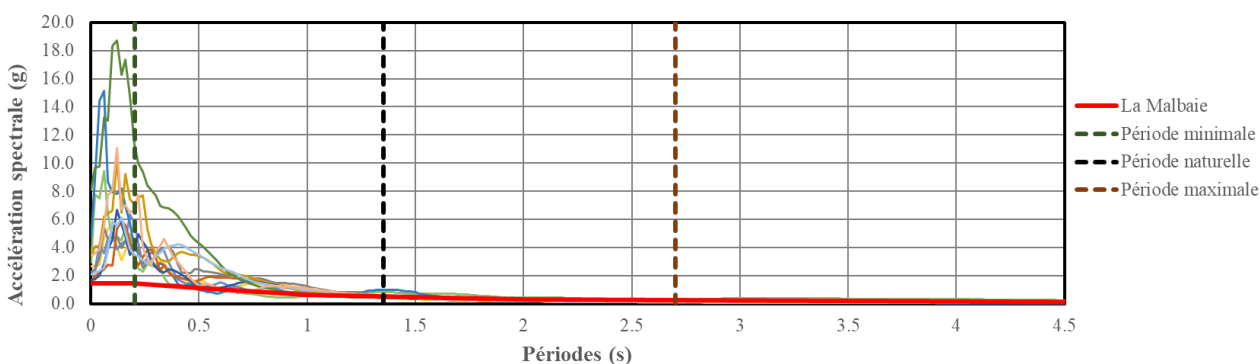


Figure 4.21: Spectres individuels des accélérographes étudiés pour le cas VI à une température initiale de -30°C et comparaison avec le spectre de réponse de la norme S6-14

Les figures précédentes illustrent les périodes de vibration d'intérêt de la structure. En effet, la plage entre la période minimale et maximale est établie selon Tremblay et al. (2015) et la période naturelle de vibration des ponts est aussi représentée.

4.6.2 Résultats et discussions

La figure 4.22 illustre un exemple des courbes d'hystérésis des ponts isolés sismiquement analysés par les analyses temporelles non-linéaires avec le logiciel CSi Bridge. Cette figure compare les résultats tirés des analyses du cas I à partir des propriétés caractéristiques à des températures initiales de 20°C et de -30°C. Il est à noter que les résultats pour le cas I présentés à la figure pour fins d'illustration sont ceux de l'accélérogramme provoquant les déplacements maximaux à la structure.

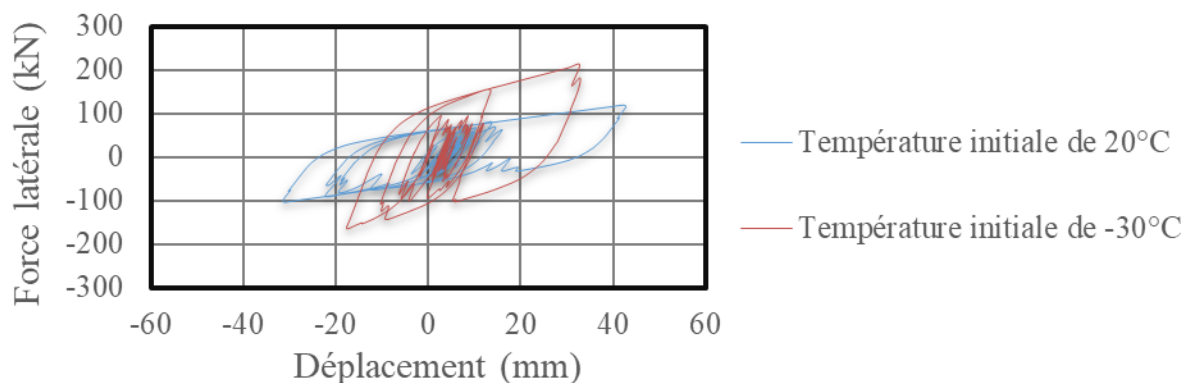


Figure 4.22: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas I soumis à des ATNL

Le tableau 4.6 présente un résumé des résultats obtenus à l'aide des analyses ATNL avec CSi Bridge, à savoir la force latérale moyenne aux isolateurs sismiques, le moment fléchissant maximal à la base des colonnes des unités de fondations, le déplacement moyen des isolateurs et le déplacement moyen à la sous-structure. Notons que les résultats présentés pour les analyses ATNL proviennent de la moyenne des valeurs obtenus avec les onze (11) accélérogrammes sélectionnés. Soulignons que de nombreux résultats sont générés par ces analyses et qu'aux fins de simplifications, ils ne sont pas présentés dans cette étude. Le tableau 4.7 présente une comparaison des efforts transmis à la sous-structure des ponts dans leur direction longitudinale. Le ratio entre le moment de flexion maximal calculé aux colonnes des piles à des températures de -30°C et de 20°C varie entre 1,37 et 1,87, se traduisant par une augmentation de 37 % à 87 % des efforts transmis à la sous-structure. Ces résultats peuvent se comparer à ceux obtenus des analyses spectrales multimodales concernant l'augmentation des efforts dans la sous-structure. Toutefois, on constate par comparaisons que des analyses spectrales multimodales peuvent sous-évaluer les efforts dans les ponts isolés sismiquement, ce qui pourrait entraîner des conceptions non conservatrices. Cette observation est probablement due au comportement hautement non-linéaire des ponts isolés, lequel est mieux capté par des analyses ATNL et par la variabilité dans les accélérogrammes sélectionnés.

Les ratios d'augmentation des efforts estimés pour les différents cas démontrent que les effets des basses températures peuvent avoir un impact important dans le processus de conception des ponts isolés sismiquement. En effet, ces ratios suggèrent que le potentiel d'efficacité de l'isolation sismique est diminué significativement lorsque le couplage thermomécanique des isolateurs est négligé et que seul un processus de conception basé sur la force est considéré.

Tableau 4.6: Résultats des analyses ATNL avant l'intégration du couplage thermomécanique pour les cas étudiés dans leur direction longitudinale

Température étudiée	20°C				-30°C			
Réponse de la structure	F_{moy} isolateurs (kN)	M_{fmax} colonnes (kNm)	u_{moy} (mm)	u_{ssmoy} (mm)	F_{moy} isolateurs (kN)	M_{fmax} colonnes (kNm)	u_{moy} (mm)	u_{ssmoy} (mm)
Cas I	128	1608	47	30	175	2011	21	38
Cas II	110	2047	42	29	180	3825	28	40
Cas III	124	1528	35	29	209	2531	28	48
Cas IV	232	4641	57	59	353	7575	54	71
Cas V	455	5245	130	48	538	5835	121	51
Cas VI	436	8424	140	42	608	11537	133	65

Tableau 4.7: Ratios d'augmentation des efforts transmis à la sous-structure des ponts dans leur direction longitudinale, lorsque soumis à de basses températures à l'aide d'analyses ATNL avant l'intégration du couplage thermomécanique

Réponse de la structure	Ratio -30°C/20°C pour M_{fmax} colonnes
Cas I	1,72
Cas II	1,87
Cas III	1,75
Cas IV	1,63
Cas V	1,39
Cas VI	1,37

4.7 Conclusions

Pour les cas étudiés, les efforts transmis aux unités de fondations estimés avec des analyses ATNL sont généralement supérieurs à ceux estimés par des analyses spectrales multimodales. On remarque que les basses températures peuvent induire une augmentation des efforts variant entre 40% et 90% pour les cas étudiés.

CHAPITRE 5 EFFETS DU COUPLAGE THERMOMÉCANIQUE DANS LES ISOLATEURS SISMQUES DE TYPE AENP

Tel que discuté précédemment, il a été observé que les isolateurs sismiques de type AENP sollicités par des cycles de chargement présentent un couplage thermomécanique et se réchauffent en fonction de l'amplitude des chargements et du nombre de cycles. Ce phénomène a été décrit au paragraphe 3.4.4.4. Il devient alors raisonnable de postuler l'hypothèse que ce réchauffement pourrait réduire l'impact des basses températures lors du processus de conception des ponts isolés sismiquement. En effet, les secousses sismiques induisent généralement plusieurs cycles de chargements avant que les structures ne soient exposées aux cycles gouvernant leur réponse. Mentionnons qu'un modèle mathématique a été programmé et modifié dans le cadre de cette étude afin de prendre en compte le réchauffement de la partie en élastomère des AENP et les changements des propriétés mécaniques du caoutchouc qui sont liées à ce réchauffement. Dans le but d'étudier l'impact des basses températures sur le comportement et la conception des ponts isolés sismiquement, ce chapitre présente également une méthodologie pratique de conception basée sur la performance. Cette méthodologie intègre le couplage thermomécanique des isolateurs de type AENP et les effets des basses températures dans le processus de conception. L'annexe A présente des résultats additionnels liés à cette étude qui ne sont pas présentés dans le corps du présent mémoire.

5.1 Méthodologie

1. Conception des ponts isolés sismiquement en tenant compte du couplage thermomécanique, selon les sous-étapes suivantes :
 - a. Sélection des mêmes ponts étudiés au chapitre 4.
 - b. Les hypothèses et simplifications retenues au chapitre 4 sont aussi utilisées dans le processus d'analyse et de conception des ponts isolés sismiquement en tenant compte du couplage thermomécanique.

- c. Les propriétés caractéristiques des isolateurs et les accélérogrammes appliqués au chapitre 4 sont aussi utilisés pour l'analyse et la conception des ponts isolés sismiquement en tenant compte du couplage thermomécanique.
 - d. Programmation du modèle mathématique développé par Kalpakidis et Constantinou (2008), présenté au paragraphe 3.4.4.4. Ce modèle permet d'intégrer les effets du réchauffement du noyau de plomb lorsque les isolateurs sismiques de type AENP sont sollicités de manière cyclique. Le modèle a été programmé avec le langage *Visual Basic for Applications* (Office, 2017) sous Excel. Le modèle mathématique a été modifié afin de prendre en compte le réchauffement de la partie en élastomère des AENP et les changements des propriétés mécaniques du caoutchouc qui sont liées à ce réchauffement.
 - e. Le couplage thermomécanique des isolateurs sismiques est modélisé en supposant que la réponse du pont est dominée par sa période fondamentale. Cette simplification est particulièrement valable dans le cas des ponts isolés sismiquement. Les efforts sont ensuite distribués aux composantes structurales des unités de fondations selon leurs rigidités relatives.
 - f. Le modèle mathématique a été validé par comparaison des résultats expérimentaux d'analyses cycliques provenant d'études antérieures. De plus, les résultats des analyses présentées au chapitre 4 sont aussi une base de validation pour le modèle mathématique.
 - g. Des analyses temporelles non-linéaires ont été réalisées à l'aide du modèle mathématique. Ces analyses sismiques permettent d'évaluer la sollicitation en déplacement du pont et les efforts transmis aux unités de fondations. Cette étape permet de valider si les propriétés caractéristiques des isolateurs choisies sont adéquates. Mentionnons que les ponts sont aussi étudiés avec des propriétés raidies sous basses températures.
 - h. Les efforts calculés avec cette méthode permettent d'établir les ratios d'armature des composantes structurales des fondations.
2. Conception basée sur la performance des ponts isolés sismiquement. Quelques sous-étapes sont présentées ci-dessous :

- a. Les accélérographes utilisés aux étapes précédentes ont été affectés de facteurs compris entre 0,1 et 2,0, et ce, avec un incrément de 0,1, de sorte que 20 analyses ont été réalisées pour chaque secousse sismique. Ces analyses dynamiques incrémentales ont été réalisées avec le modèle mathématique pour chacun des ponts étudiés, et ce, afin d'obtenir les données nécessaires à l'approche probabiliste de CBP.
- b. L'approche probabiliste présentée au paragraphe 2.5 est ensuite appliquée dans le but de produire les courbes de fragilité des composantes structurales. Rappelons que ces courbes représentent la distribution de la probabilité d'atteindre un niveau d'endommagement précis à l'occurrence d'une secousse sismique d'intensité définie. De plus, les probabilités annuelles d'atteindre un critère d'endommagement donné sont dérivées, et ce, pour les composantes structurales étudiées.
- c. Les résultats des courbes de fragilité sont comparés avec les critères de performance proposés par la norme S6-14 afin de déterminer si la conception des ponts étudiés est acceptable.

Les différents résultats obtenus sont comparés et discutés afin d'évaluer l'impact des basses températures.

5.2 Modélisation

Pour tenir compte du couplage thermomécanique des isolateurs sismiques de type AENP, le modèle mathématique développé par Kalpakidis et Constantinou (2008), présenté au paragraphe 3.4.4.4 de ce mémoire, a été programmé en utilisant le langage *Visual Basic for Applications* (Office, 2017) sous Excel. Le choix de ce langage a été fait dans l'optique de développer un outil de travail simple pouvant être programmé par l'ingénieur praticien. Il permet notamment de modéliser le réchauffement du noyau de plomb des isolateurs AENP et l'influence de la température interne sur les propriétés mécaniques de cette composante. Ce modèle est basé sur la résolution du problème de production de chaleur et d'augmentation de la température dans le noyau de plomb, et ce, selon certaines conditions limites et hypothèses. Notamment, il est supposé que la réponse des ponts isolés peut être analysée à l'aide d'un modèle simplifié constitué d'une masse, d'un élément non-

linéaire présentant également un amortissement visqueux et d'une sous-structure élastique correspondant aux unités de fondations. Ce modèle à un DDL est illustré à la figure 5.1.

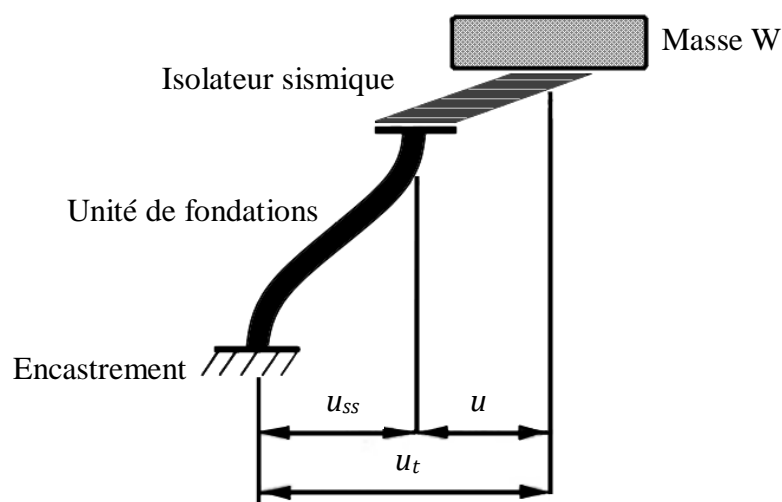


Figure 5.1: Schéma présentant le modèle simplifié utilisé pour l'analyse des ponts isolés en incluant le couplage thermomécanique

Dans la figure ci-dessus, u_t correspond au déplacement sismique total de la structure, u au déplacement sismique de l'isolateur et u_{ss} au déplacement de la sous-structure. Notons que dans ce modèle, la non-linéarité et le couplage thermomécanique sont amalgamés à l'élément représentant l'isolateur sismique. Rappelons que ce modèle mathématique peut être combiné aux modèles hystérétiques introduits au paragraphe 3.4.4.1. De plus, le modèle a été programmé pour considérer seulement un déplacement dans l'axe longitudinal des ponts.

Dans le cadre de ce mémoire, le modèle mathématique proposé par Kalpakidis et Constantinou (2008) a été amélioré afin d'intégrer la prise en compte du réchauffement de la partie en élastomère des AENP. D'abord, en utilisant les calculs théoriques de production et de transfert de chaleur dans les élastomères qui sont présentés au paragraphe 3.4.4.4. Toutefois, ces calculs sont applicables pour estimer la chaleur produite par des élastomères seuls soumis à des sollicitations sismiques. Ainsi, le transfert de chaleur entre le noyau de plomb et l'élastomère n'est pas considéré dans ces calculs. Dans le but d'estimer et d'intégrer le transfert de chaleur du noyau de plomb à élastomère, et bien que ce phénomène soit considéré comme étant mineur, une analyse des résultats de l'étude de Kalpakidis et Constantinou (2008) a été réalisée. En effet, dans le cadre de ces travaux qui sont introduits au paragraphe 3.4.4.4, la distribution de la température interne dans les isolateurs soumis

à des charges cycliques a été étudiée. Une analyse des résultats de ces travaux a été réalisée et cette dernière est basée sur la moyenne pondérée des écarts entre la température du noyau de plomb et celle d'une partie circonscrite de l'élastomère. En effet, la partie de l'élastomère qui est réchauffée par le noyau de plomb est très limitée en superficie, ce qui est pris en compte dans les calculs. Ainsi, une gamme de pourcentages représentant le ratio de la température qui est transférée du noyau de plomb à l'élastomère a été établie. Les valeurs calculées de cette gamme de ratios de transfert varient entre $r_t = 0,14 \%$ et $r_t = 1,22 \%$. Ensuite, cette variable empirique a été ajoutée au modèle mathématique. Mentionnons qu'une analyse de sensibilité de ce paramètre a été réalisée et a menée au choix de la valeur utilisée dans la suite des calculs. Cette analyse de sensibilité est présentée ultérieurement.

Comme les propriétés mécaniques du caoutchouc varient en fonction de la température, l'inclusion d'un facteur de modification empirique s'impose dans le modèle. Pour ce faire, une fonction exponentielle a été établie afin de modéliser la perte de rigidité des isolateurs entre les températures de conception étudiées de -30°C et de 20°C . Mentionnons qu'à partir de 20°C , la perte de rigidité en fonction de la température est considérée comme étant pratiquement nulle. Les données d'essais expérimentaux, exposés au paragraphe 3.4.3.4 et retrouvées dans la littérature, ont été utilisées pour établir cette équation. Notons que seules les données représentatives ont été utilisées en considérant, notamment, l'exposition, le type de caoutchouc et les dimensions des isolateurs. La figure 5.2 présente une comparaison des ratios de raidissement de la rigidité post-élastique K_d provenant des données expérimentales et des résultats de l'équation 5.1. Cette perte de rigidité est appliquée seulement au paramètre K_d , considéré comme étant principalement gouverné par la composante en élastomère des isolateurs AENP. L'équation suivante est utilisée pour modéliser la variation du paramètre K_d en fonction du temps :

$$[5.1] \quad K_d(t) = (0,053 \cdot e^{-0,1 \cdot T_c} + 1) \cdot K_{d0}$$

où T_c correspond à la température de l'élastomère et K_{d0} représente la rigidité post-élastique de l'isolateur sismique à la température initiale.

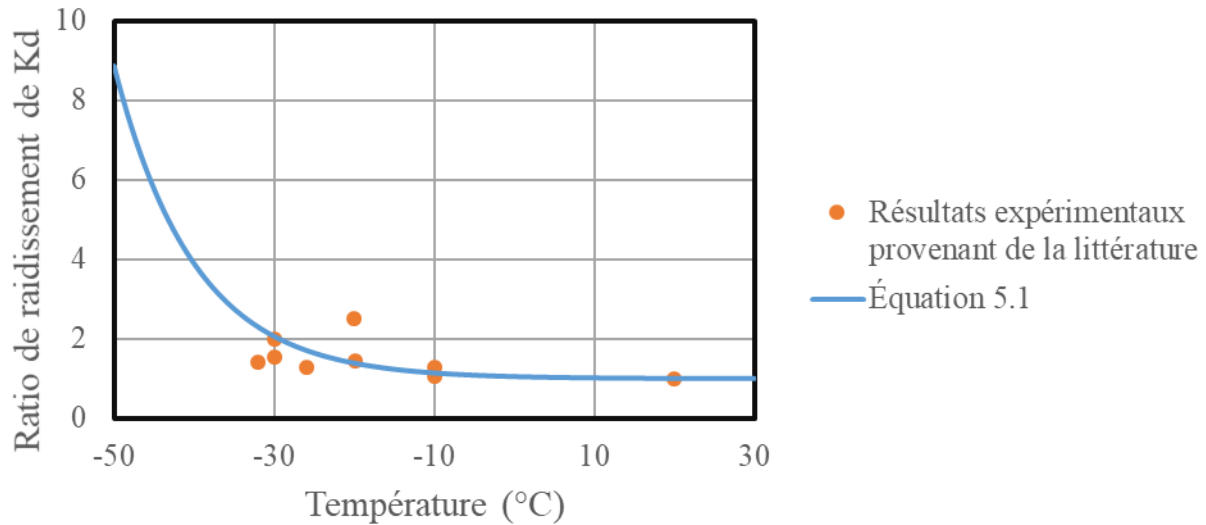


Figure 5.2: Comparaison des ratios de raidissement de la rigidité post-élastique K_d provenant des données expérimentales et des résultats de l'équation 5.1

L'organigramme de la figure 5.3 présente les détails de l'algorithme programmé. Soulignons que contrairement aux analyses temporelles présentées au Prographaphe 4.3.5, le schéma d'intégration numérique de Newmark a été intégré au modèle mathématique. Cette méthode est utilisée pour résoudre l'équation du mouvement à chaque pas de temps des accélérogrammes étudiés en incluant, notamment, le comportement non-linéaire des ponts isolés, et ce, tel que décrit au paragraphe 2.1. Cette approche numérique itérative est balisée par un critère de convergence de $R_t > 10^{-3}$ permettant de minimiser l'erreur. Dans ce modèle, l'application d'une sollicitation est représentée par une accélération au sol, ce qui est considérée comme une donnée d'entrée des analyses. Le critère n correspond à la dernière accélération au sol d'appliquée au pont isolé marquant ainsi la fin de l'algorithme. Mentionnons que le modèle nécessite plusieurs données d'entrées qui proviennent de la conception du pont et des isolateurs sismiques. Rappelons que le modèle mathématique est basé sur celui proposé par Kalpakidis et Constantinou (2008) qui modifie le modèle hystérétique Bouc-Wen pour inclure le réchauffement et l'assouplissement du noyau de plomb. De plus, l'algorithme programmé intègre le modèle de réchauffement de l'élastomère de Constantinou et al. (2007) et l'équation 5.1 pour inclure l'assouplissement de l'élastomère. Cette intégration permet ainsi de considérer les divers mécanismes régissant le couplage thermomécanique des isolateurs AENP, en considérant les effets des basses températures. De plus, des analyses ATNL peuvent être réalisées avec un outil développé pour l'ingénieur praticien.

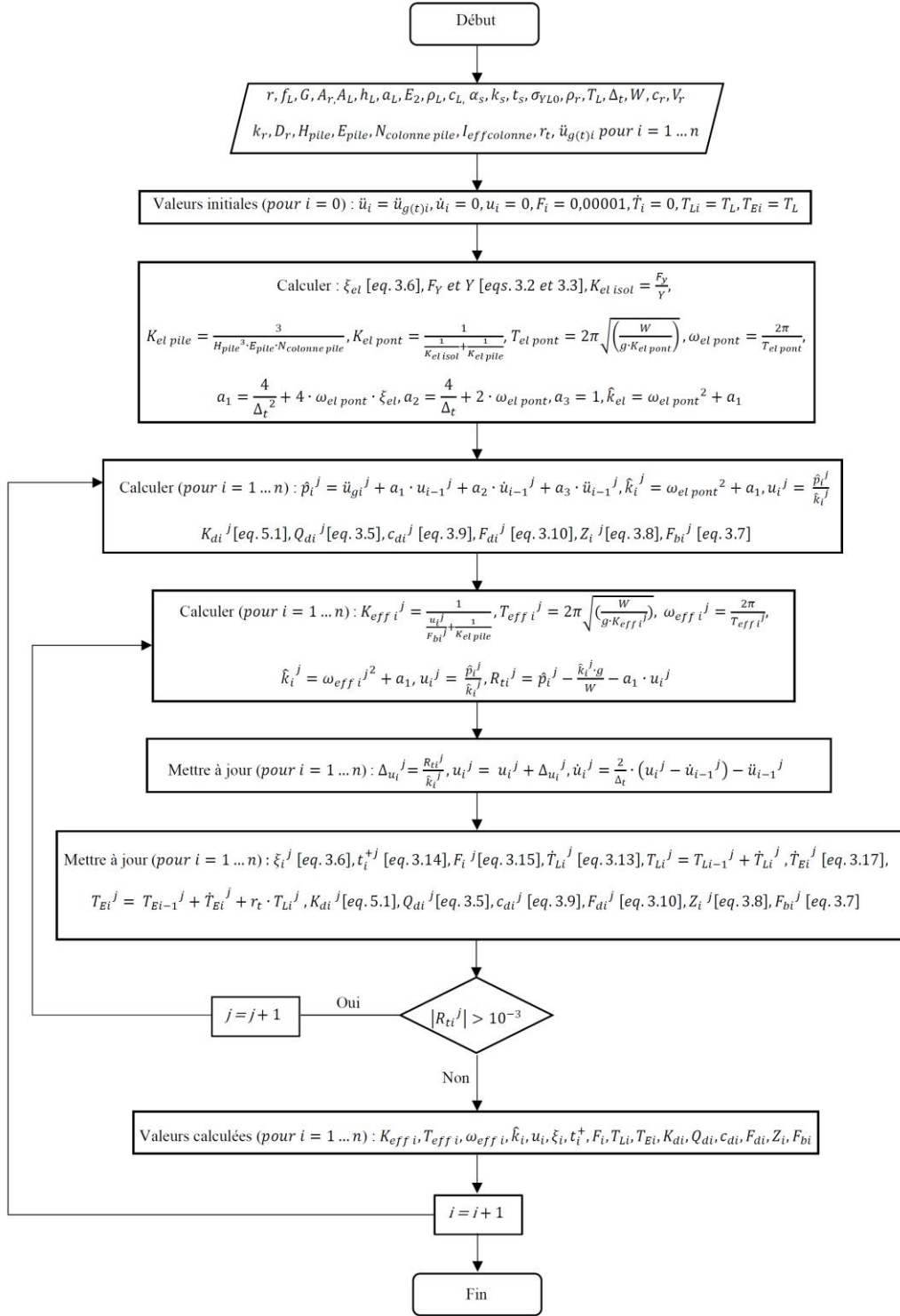


Figure 5.3: Organigramme présentant l'application du modèle mathématique pour l'analyse des ponts isolés en tenant compte du couplage thermomécanique

Enfin, mentionnons que la distribution des efforts entre les différentes composantes structurales de la sous-structure est réalisée en fonction de la rigidité relative de chacune de ces composantes. En effet, la sous-structure des ponts a été modélisée par l'inclusion d'un ressort caractérisé par une rigidité effective élastique basée sur l'ensemble de celle-ci.

5.2.1 Validations

Plusieurs validations ont été réalisées concernant le modèle mathématique qui a été programmé dans le cadre de cette étude. D'abord, des analyses cycliques ont été réalisées afin de comparer les résultats calculés avec des résultats d'essais expérimentaux publiés dans la littérature scientifique. Ensuite, une comparaison avec les résultats des analyses spectrales multimodales a été faite. Enfin, les résultats provenant du modèle mathématique ont été étudiés et comparés avec ceux estimés à partir des analyses temporelles avec le logiciel CSi Bridge.

5.2.1.1 Analyses cycliques

Dans le but de valider le modèle mathématique et pour s'assurer de la bonne correspondance des résultats obtenus dans cette étude avec la théorie, des analyses cycliques ont été réalisées pour évaluer la capacité du modèle à reproduire des résultats d'essais expérimentaux. Les propriétés des isolateurs sismiques choisies pour ces analyses, les sollicitations, ainsi que les résultats des essais expérimentaux proviennent de différentes études citées au paragraphe 3.4.3.4. Les figures 5.4 à 5.6 présentent les résultats obtenus en utilisant les caractéristiques des essais provenant respectivement des études de Kalpakidis et Constantinou (2008), Mendez-Galindo et al. (2015) et de Mendez-Galindo et al. (2016).

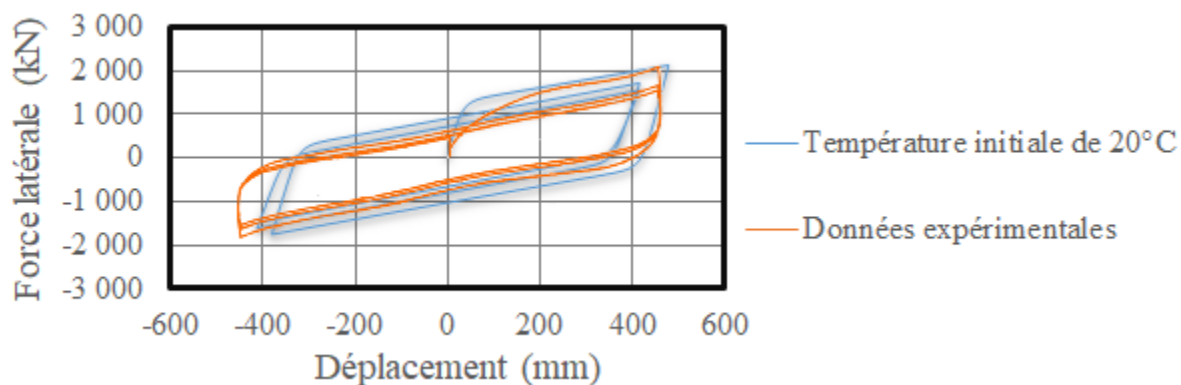


Figure 5.4: Courbe d'hystérésis d'un isolateur sismique soumis à des analyses cycliques à une température initiale de 20°C (trois premiers cycles) pour comparer avec des résultats d'essais expérimentaux obtenus de Kalpakidis et Constantinou (2008)

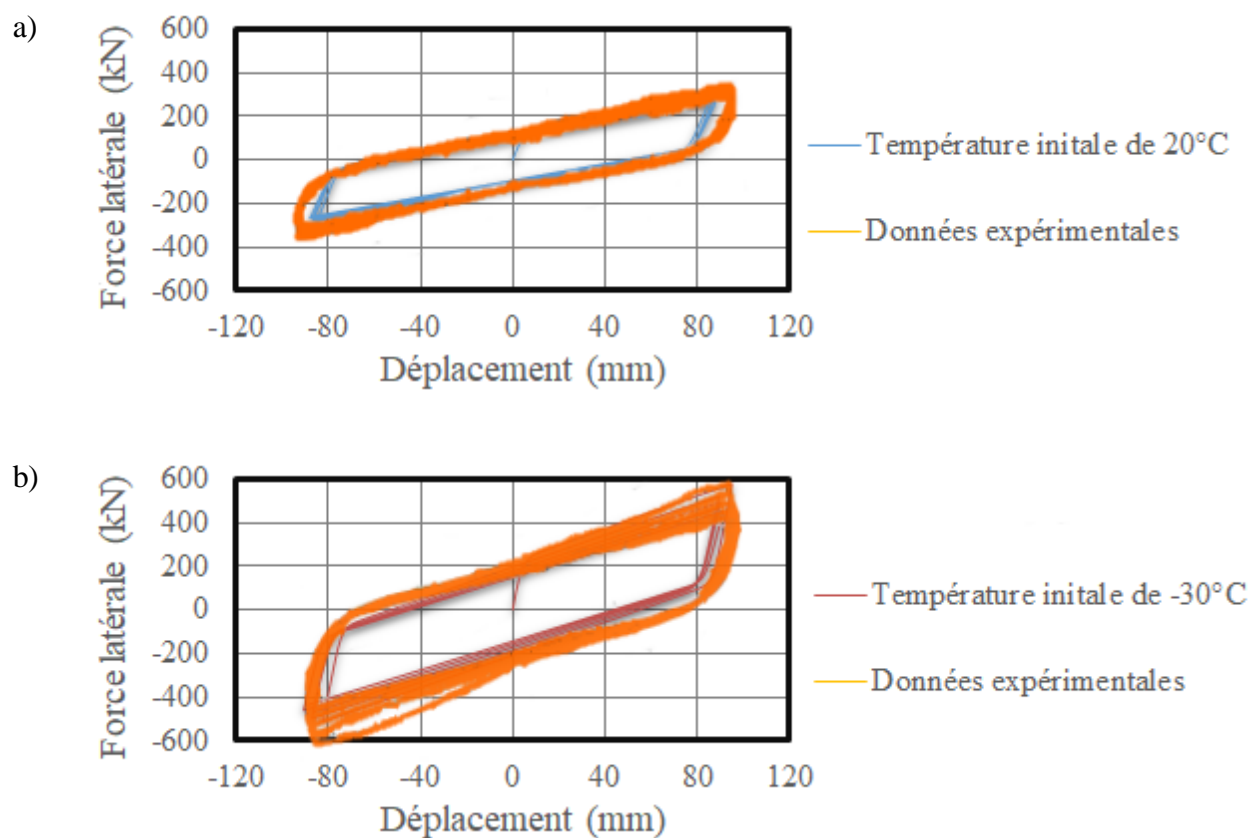


Figure 5.5: Courbes d'hystérésis d'un isolateur sismique soumis à des analyses cycliques (cinq premiers cycles) pour comparer avec des résultats obtenus de Mendez-Galindo et al. (2015)

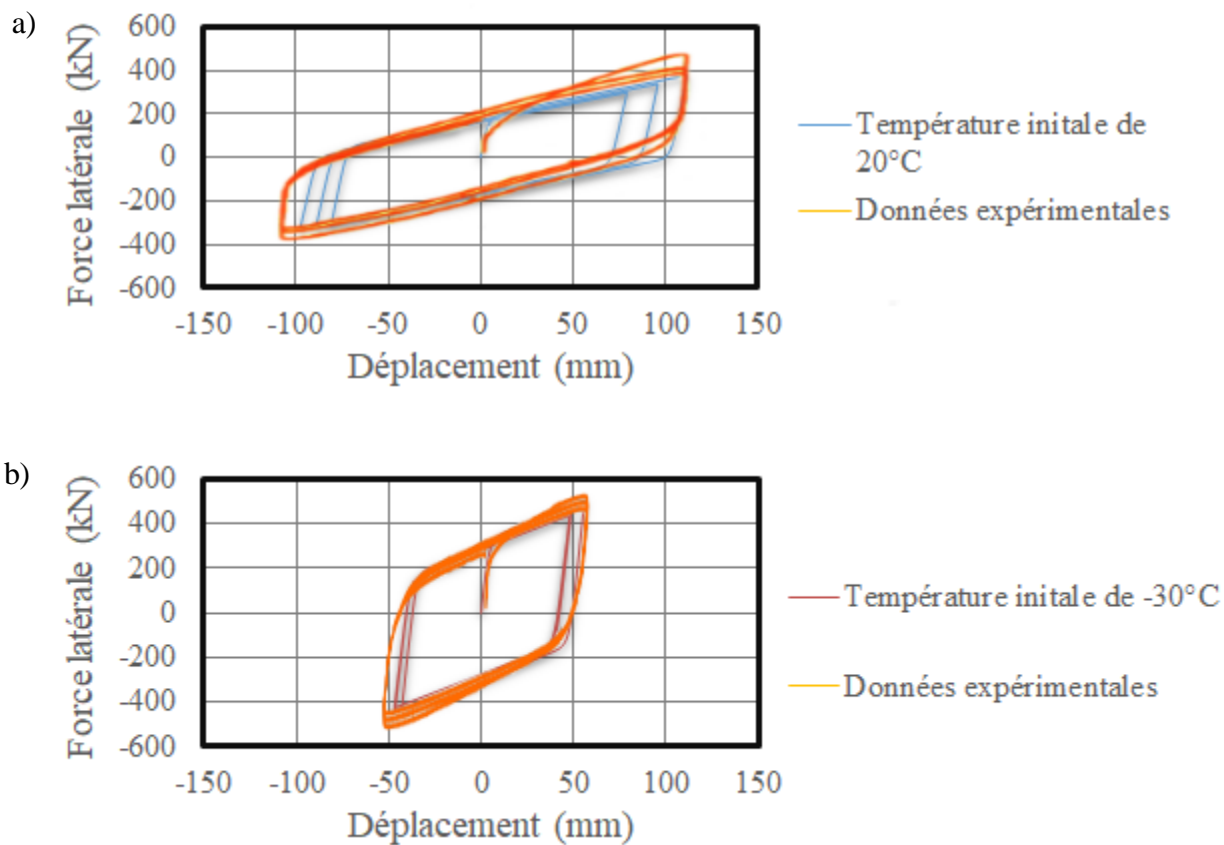


Figure 5.6: Courbes d'hystérésis d'un isolateur sismique soumis à des analyses cycliques (trois premiers cycles) pour comparer avec des résultats obtenus de Mendez-Galindo et al. (2016)

Dans tous les cas étudiés lors de cette validation, on constate la bonne concordance des résultats avec ceux obtenus lors d'essais expérimentaux en laboratoire. En effet, les écarts sont généralement causés par la différence dans le type de chargement cyclique, soit un chargement cyclique basé sur un déplacement constant à chaque cycle dans le cas des résultats expérimentaux et un chargement cyclique basé sur une force constante dans le cas des résultats du modèle. La correspondance des résultats lors d'essais cycliques permet ainsi de confirmer que le modèle mathématique programmé est adéquat pour la modélisation numérique du comportement des ponts isolés sismiquement munis de AENP.

5.2.1.2 Comparaison avec les analyses spectrales multimodales

Outre la comparaison des résultats des efforts et des déplacements qui est réalisée dans l'ensemble des étapes de cette étude, les périodes naturelles de vibration des ponts modélisés avec CSi Bridge et avec le modèle mathématique sont aussi étudiées. En effet, une bonne cohérence entre les

périodes naturelles suggère que l'hypothèse simplificatrice de modélisation des ponts isolés comme étant des systèmes à un DDL est adéquate. Le tableau 5.1 présente une comparaison entre les périodes naturelles de vibration de chaque cas étudié. Dans la majorité des cas, une bonne correspondance est notée (écart de moins de 12 %) et l'hypothèse est considérée comme étant acceptable dans le cadre de cette étude. Le plus grand écart noté au niveau du cas VI à une température initiale de 20°C (environ 25 %) est dû à l'excitation d'un plus grand nombre de modes de vibration pour ce pont afin d'atteindre 90 % de la masse participante.

Tableau 5.1: Comparaison des périodes naturelles de vibration dans l'axe longitudinal des ponts étudiés obtenu avec CSi Bridge et le modèle mathématique

Réponse de la structure	Période naturelle de vibration			
	(s)			
	Modèle CSi Bridge		Modèle mathématique	
	20°C	-30°C	20°C	-30°C
Cas I	1,99	1,66	1,76	1,47
Cas II	2,20	1,87	2,19	1,83
Cas III	1,96	1,53	1,73	1,43
Cas IV	2,13	1,76	2,09	1,77
Cas V	1,68	1,30	1,48	1,15
Cas VI	1,51	1,35	1,89	1,45

5.2.1.3 Comparaison avec les analyses temporelles

Bien que le modèle mathématique présente un certain assouplissement des propriétés caractéristiques des isolateurs en fonction du temps, les courbes d'hystérésis obtenues des analyses ATNL avec CSi Bridge sont comparées à celles calculées à l'aide du modèle mathématique. Soulignons que cette comparaison doit être faite avec jugement en tenant en compte que le modèle mathématique intègre le couplage thermomécanique. Cette comparaison a été réalisée par l'analyse des formes et des amplitudes des courbes d'hystérésis et permet d'assurer la cohérence des résultats présentés dans cette étude.

5.2.2 Analyses cycliques

Chaque isolateur sismique ayant été conçu dans cette étude et présentant les propriétés caractéristiques établies au tableau 4.2 a été étudié à l'aide d'une analyse cyclique. Cette analyse correspond à soumettre les isolateurs à vingt-cinq (25) cycles de chargement ayant une amplitude se rapprochant du déplacement sismique maximal de l'isolateur en question. Notons que chaque isolateur a été étudié avec ses propriétés mécaniques aux deux températures de conception (20°C et -30°C), et ce, pour la même amplitude de déplacements sismiques. Notons que ces températures correspondent aux températures initiales de chaque analyse. Mentionnons que comme les isolateurs sismiques analysés à une température initiale de -30°C sont plus rigides, il est nécessaire de les soumettre à une plus grande amplitude d'efforts pour qu'ils présentent des déplacements équivalents aux isolateurs analysés à une température initiale de 20°C .

5.2.2.1 Résultats et discussions

Les figures 5.7 à 5.12 présentent une comparaison des courbes d'hystérésis des analyses cycliques aux deux températures de conception initiales, et ce, pour chaque pont étudié.

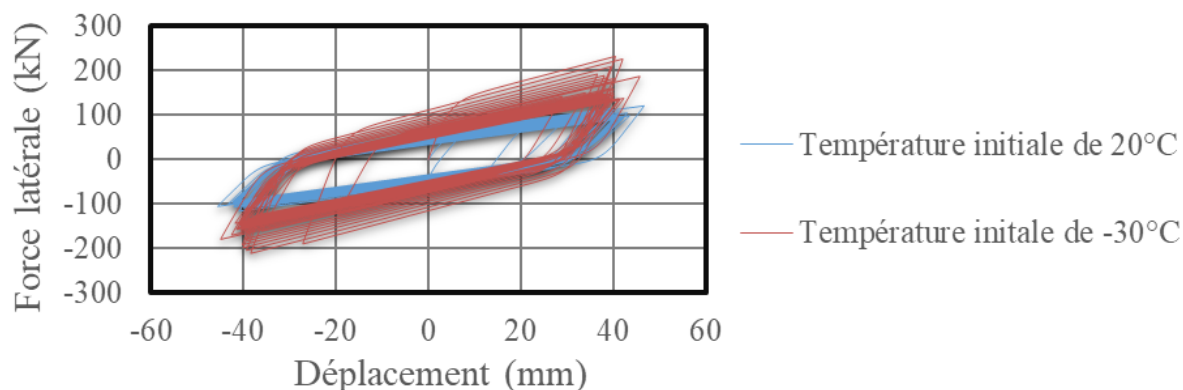


Figure 5.7: Courbes d'hystérésis des isolateurs du cas I soumis à des essais cycliques

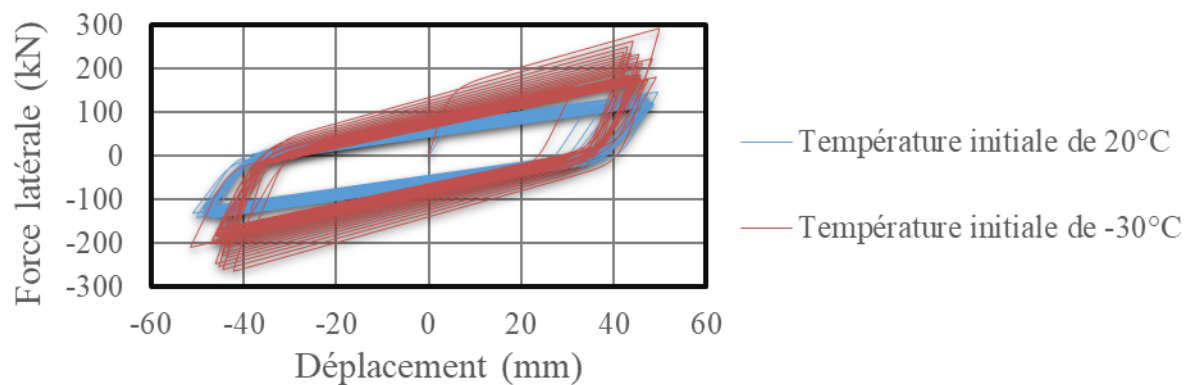


Figure 5.8: Courbes d'hystérésis des isolateurs du cas II soumis à des essais cycliques

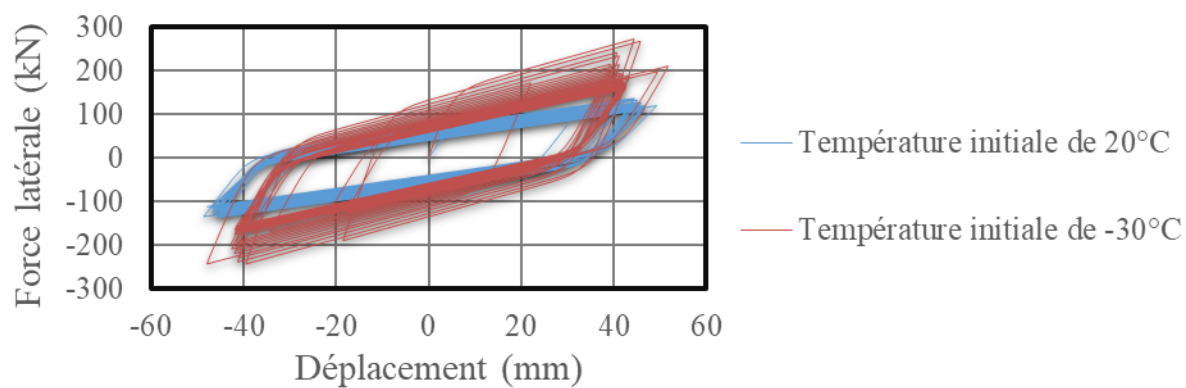


Figure 5.9: Courbes d'hystérésis des isolateurs du cas III soumis à des essais cycliques

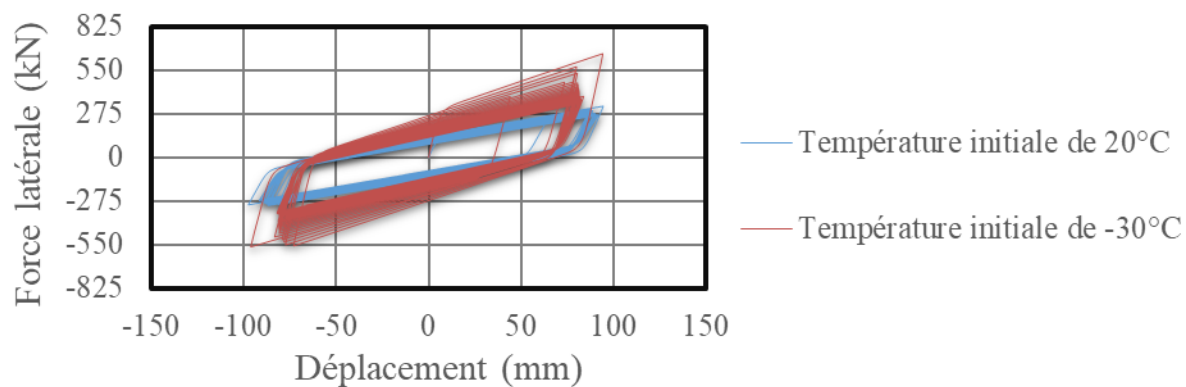


Figure 5.10: Courbes d'hystérésis des isolateurs du cas IV soumis à des essais cycliques

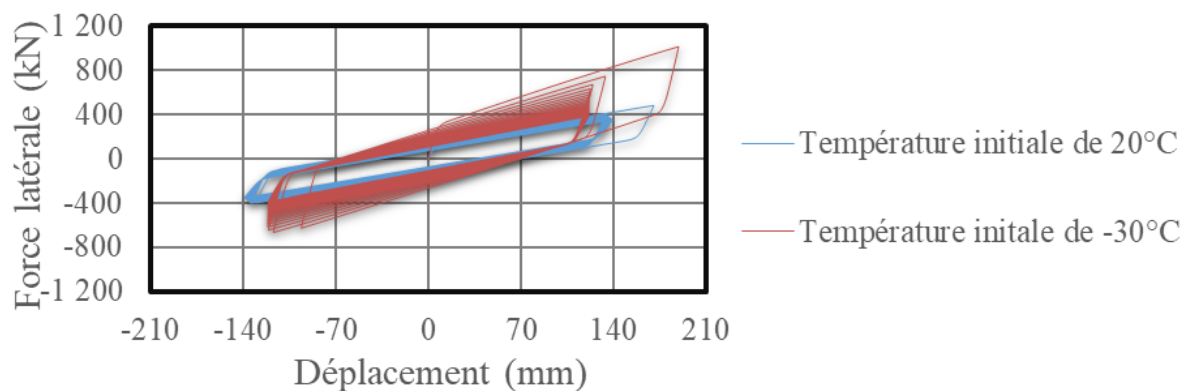


Figure 5.11: Courbes d'hystérésis des isolateurs du cas V soumis à des essais cycliques

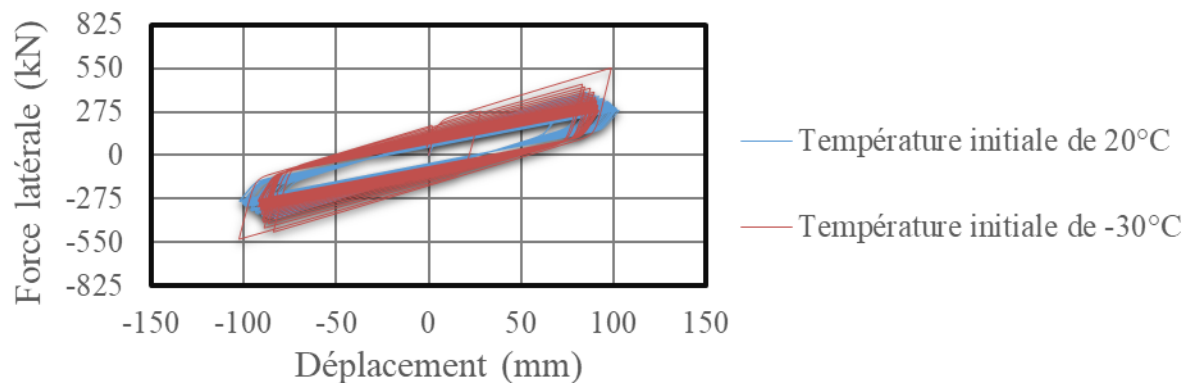


Figure 5.12: Courbes d'hystérésis des isolateurs du cas VI soumis à des essais cycliques

Les courbes d'hystérésis illustrent l'assouplissement des propriétés caractéristiques des isolateurs en raison du réchauffement des composants de ces derniers. Rappelons que ce réchauffement est causé par l'application de plusieurs cycles de chargement de bonnes amplitudes. Ceci est particulièrement vrai pour les isolateurs analysés avec des propriétés caractéristiques initiales à -30°C .

Tableau 5.2: Ratios de raidissement des isolateurs soumis à des charges cycliques

Réponse de la structure	Ratio -30°C/20°C*		Ratio -30°C/20°C**	
	Q_d	K_d	Q_d	K_d
Cas I	1,79	1,52	0,81	1,52
Cas II	1,42	1,56	0,88	1,56
Cas III	1,53	1,69	0,87	1,69
Cas IV	1,46	1,29	0,96	1,29
Cas V	1,59	1,21	0,84	1,21
Cas VI	1,39	1,27	0,75	1,27

*Ratio calculé avec la moyenne des propriétés effectives des cinq (5) derniers cycles de chargement à -30°C et à 20°C

**Ratio calculé avec la moyenne des propriétés effectives des cinq (5) derniers cycles de chargement à -30°C et les propriétés initiales à 20°C

Le tableau 5.2 présente un résumé des ratios entre les propriétés caractéristiques des isolateurs de type AENP obtenues à une température initiale de -30°C et celles obtenues à une température initiale de 20°C. Notons que ces ratios sont d'abord calculés à partir de la moyenne des propriétés effectives des cinq (5) derniers cycles de chargement à -30°C et à 20°C. Ensuite, ces ratios sont calculés à partir des propriétés effectives des cinq (5) derniers cycles de chargement à -30°C et des propriétés caractéristiques initiales déterminées dans le processus de conception. Ces ratios doivent être comparés à 2,0 qui correspond au facteur initial de raidissement des propriétés caractéristiques des AENP ayant été choisi dans le cadre de cette étude.

Mentionnons que les résultats ci-dessus provenant des isolateurs sismiques sollicités par vingt-cinq (25) cycles de chargement devraient être considérés comme étant une borne supérieure du potentiel d'assouplissement pouvant être généré par le réchauffement des composantes des AENP. En effet, cette l'amplitude de chargement correspond à une sollicitation qui génèrent les déplacements sismiques maximaux de conception, et ce, à chaque cycle induit aux isolateurs. Cette sollicitation n'est donc pas représentative des secousses sismiques réelles pouvant solliciter les ponts isolés de cette étude. De plus, ces analyses ne tiennent pas compte de la réduction des déplacements à une température initiale de -30°C qui est provoquée par la plus grande rigidité des ponts isolés à cette température. Ces amplitudes de réduction de rigidité ne doivent donc pas être considérées comme étant représentatives des valeurs observées dans un processus de conception. Toutefois, ces résultats permettent de confirmer l'hypothèse que l'exécution d'analyses qui intègrent le couplage

thermomécanique des isolateurs pourrait réduire l'impact des basses températures observé au chapitre 4, lors du processus de conception des ponts isolés sismiquement.

5.2.3 Analyses temporelles non-linéaires

Le modèle mathématique présenté aux sections précédentes est utilisé pour réaliser des analyses temporelles non-linéaires dans l'optique d'évaluer le comportement des ponts isolés en incluant le couplage thermomécanique. Ces analyses sismiques permettent ainsi de mieux évaluer la sollicitation en déplacement des ponts et les efforts transmis aux unités de fondations. De plus, les résultats calculés à partir de ces analyses sont utilisés afin de valider si les propriétés caractéristiques des isolateurs choisies dans le processus de conception sont adéquates. Mentionnons que les ponts sont aussi étudiés avec les propriétés caractéristiques raidies afin d'étudier l'influence des basses températures.

5.2.3.1 Accélérogrammes

Il est important de noter que les accélérogrammes présentés au paragraphe 4.3.5.1 ont également été utilisés pour les analyses réalisées avec le modèle qui intègre le couplage thermomécanique des isolateurs. Chaque accélérogramme a été appliqué à chacun des cas étudiés, et ce, afin de permettre l'analyse du comportement non-linéaire des ponts isolés.

5.2.3.2 Influence du transfert de chaleur entre le plomb et l'élastomère

Rappelons que l'intégration du transfert de chaleur du noyau de plomb à élastomère a été réalisée par l'inclusion d'un facteur empirique basé sur les résultats de l'étude de Kalpakidis et Constantinou (2008). Ce facteur empirique représente le ratio de la température qui est transférée du noyau de plomb à l'élastomère. Étant donné que ces analyses ont menées à l'obtention d'une gamme de ratios de transfert variant, entre $r_t = 0,14$ et $r_t = 1,22$ %, une analyse de sensibilité de ce paramètre a été réalisée. Pour ce faire, le Cas III a été analysé avec une température initiale de -30°C avec les deux valeurs extrêmes des ratios de transferts de température du noyau de plomb à l'élastomère. Ainsi, les onze (11) accélérogrammes utilisés pour représenter les secousses sismiques pouvant sollicitées ce pont ont été appliqués avec un $r_t = 0,14$ % et avec un $r_t = 1,22$ %. Le choix du pont pour l'étude de ce facteur est basé sur deux facteurs, soit que la localité liée à ce cas type présente un niveau de sismicité intermédiaire pour cette étude et que la géométrie du

pont est simple en comparaison au cas IV. La figure 5.13 illustre un exemple de l'impact du choix de ce facteur sur la courbe d'hystérésis sur un accélérogramme donné. Notons que l'accélérogramme lié aux résultats présentés à la figure est celui qui résulte en le déplacement maximal à la structure étudiée.

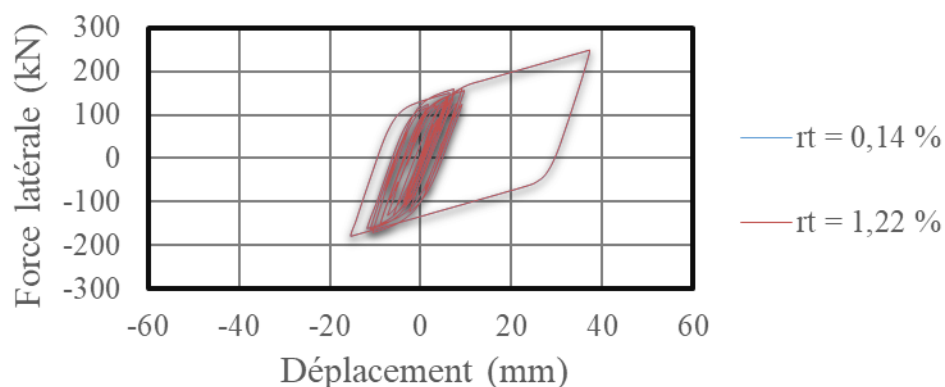


Figure 5.13: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas III à -30°C pour l'accélérogramme provoquant le déplacement maximal au pont étudié

Le tableau 5.3 présente l'impact du choix de ce facteur sur les résultats des onze (11) accélérogrammes soumis au cas III à -30°C par comparaison des résultats selon le r_t . Notons que pour l'accélérogramme gouvernant la réponse de la structure, la température maximale estimée au noyau de plomb est de $-13,2^{\circ}\text{C}$ et la température maximale de l'élastomère estimée à $-29,10^{\circ}\text{C}$. Bien que ces températures maximales ne correspondent pas nécessairement à l'intensité d'accélération gouvernant la réponse des ponts, elles constituent des références à l'égard de l'assouplissement dû à l'intégration du couplage thermomécanique dans le modèle.

En fonction des résultats obtenus et tel que présenté à la figure 4.28, on constate que l'impact de ce facteur est relativement faible (moins de 0,20 % d'écart dans les résultats). Par conséquent et dans le but d'obtenir des résultats minimisant le niveau du potentiel d'assouplissement des propriétés caractéristiques des isolateurs sismiques, les analyses des ponts ont toutes été réalisées avec un $r_t = 0,14\%$. En effet, en minimisant ce potentiel, les résultats obtenus dans cette étude peuvent être considérés comme étant du côté conservateur en lien à cette hypothèse de travail.

Tableau 5.3: Résultats des efforts transmis à la sous-structure des ponts dans leur direction longitudinale par des ATNL selon le r_t .

Ratio de transfert	$r_t = 0,14 \%$		$r_t = 1,21 \%$	
Réponse de la structure	F_{\max} isolateurs (kN)	<i>Temp max élast.</i> (°C)	F_{\max} isolateurs (kN)	<i>Temp max élast.</i> (°C)
TH1	196,00	-29,21	196.04	-29,36
TH2	186,65	-29,35	186.98	-29,49
TH3	183,27	-29,15	183.56	-29,32
TH4	151,40	-29,17	151.60	-29,16
TH5	209,79	-29,42	209.97	-29,53
TH6	200,68	-29,20	200.83	-29,37
TH7	231,10	-29,41	231.30	-29,52
TH8	248,06	-29,12	248.38	-29,30
TH9	233,37	-29,41	233.59	-29,52
TH10	200,27	-29,47	200.40	-29,57
TH11	190,40	-29,04	190.70	-29,22

5.2.3.3 Résultats et discussions

Les figures 5.14 à 5.19 illustrent des courbes d'hystérésis des ponts isolés sismiquement ayant été analysés par des analyses temporelles non-linéaires qui intègrent le couplage thermomécanique des AENP. Ces figures comparent les résultats de chacun des cas analysés avec les propriétés caractéristiques à des températures initiales de 20°C et de -30°C. Il est à noter que les résultats présentés sont ceux des accélérogrammes qui induisent les déplacements maximaux à la structure étudiée. Un ensemble exhaustif des résultats est présenté à l'annexe B.

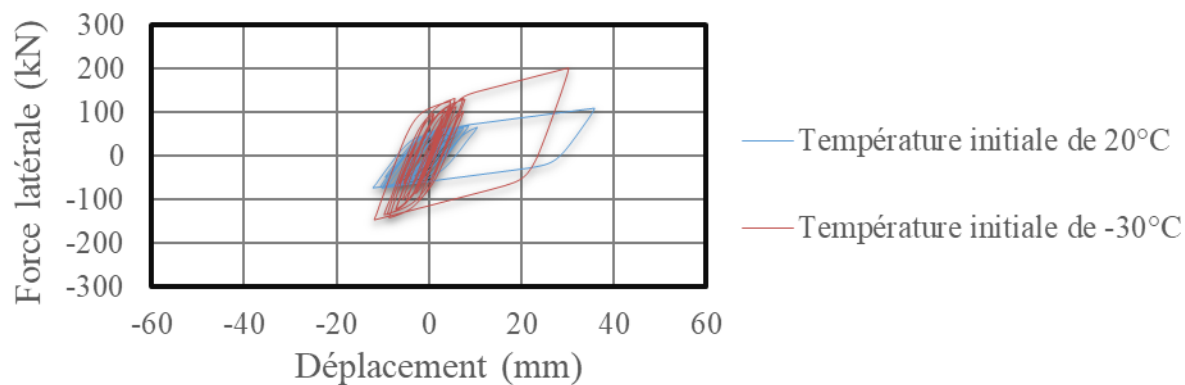


Figure 5.14: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas I soumis à des ATNL avec le modèle mathématique

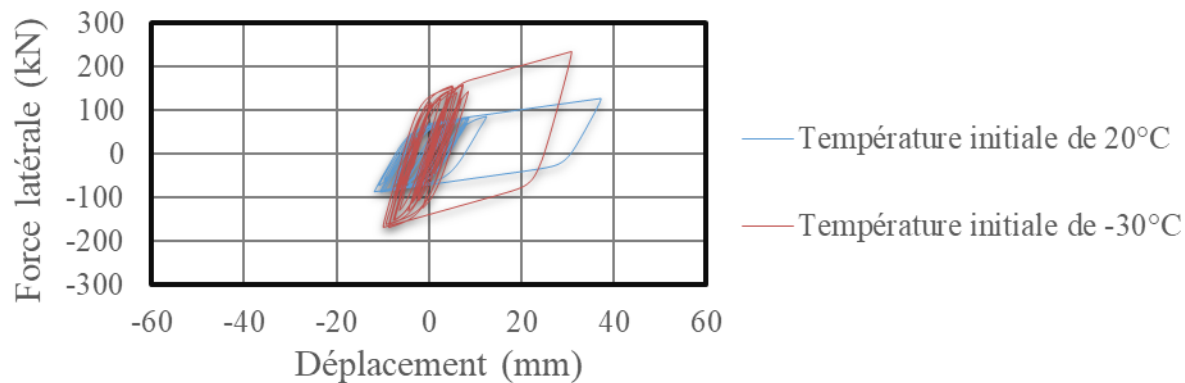


Figure 5.15: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas II soumis à des ATNL avec le modèle mathématique

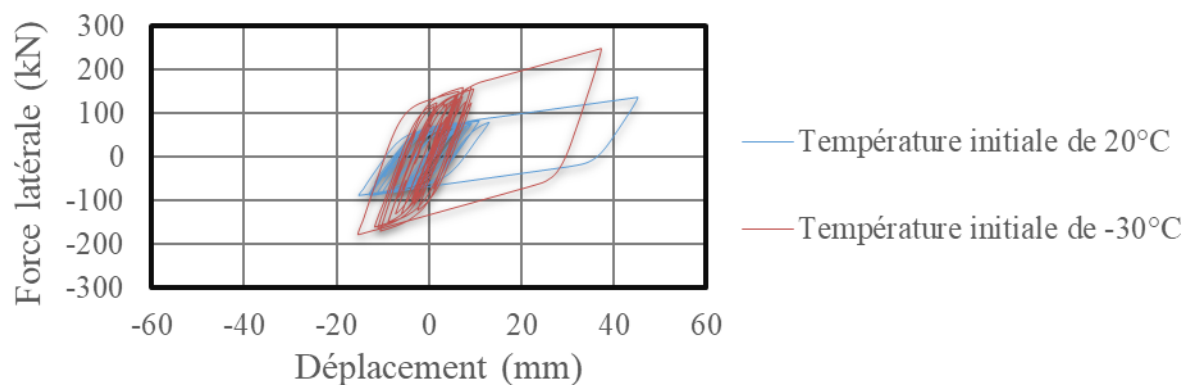


Figure 5.16: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas III soumis à des ATNL avec le modèle mathématique

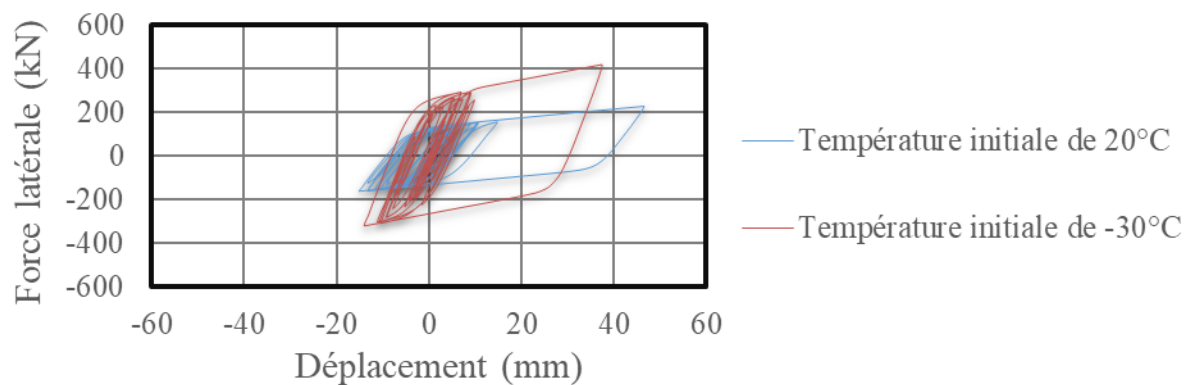


Figure 5.17: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas IV soumis à des ATNL avec le modèle mathématique

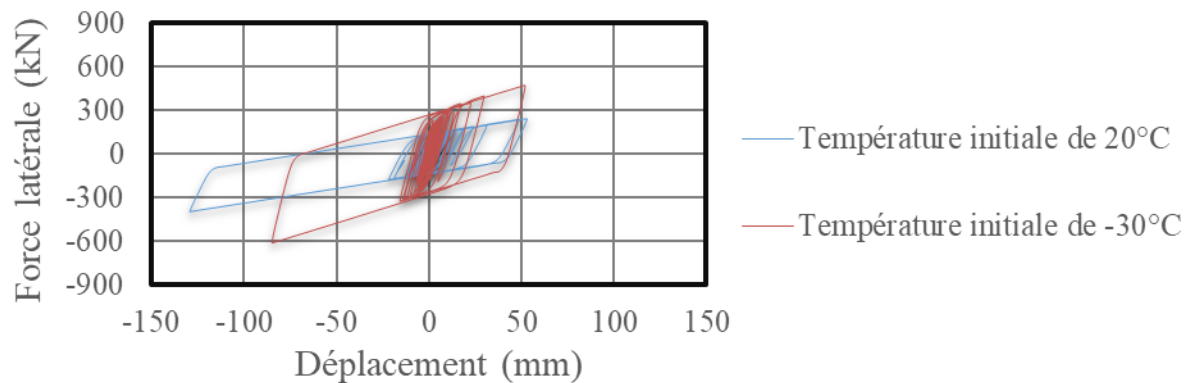


Figure 5.18: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas V soumis à des ATNL avec le modèle mathématique

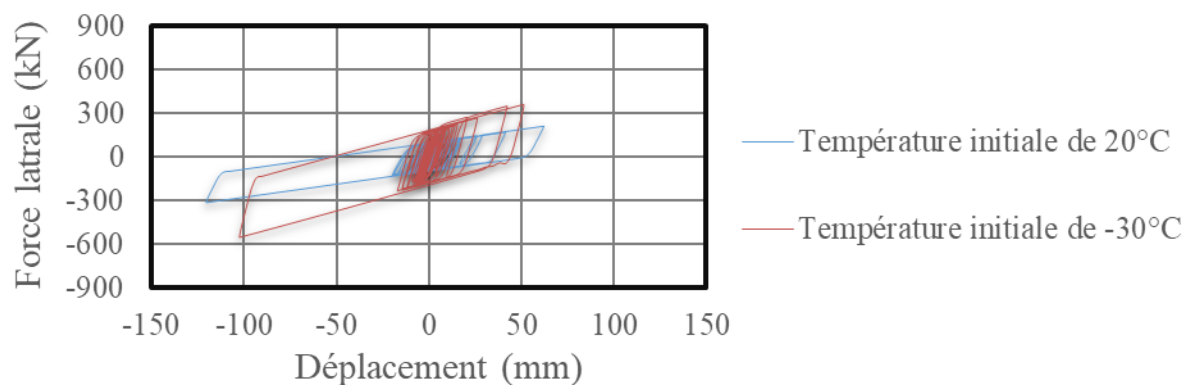


Figure 5.19: Courbes d'hystérésis des isolateurs sismiques du cas VI soumis à des ATNL avec le modèle mathématique

Le tableau 5.4 présente un résumé des résultats obtenus à l'aide des ATNL. Soulignons que de nombreux résultats sont générés par ces analyses et qu'aux fins de simplifications, ils ne sont pas présentés dans cette étude. Le ratio entre le moment de flexion maximal calculé aux colonnes des piles à des températures de -30°C et de 20°C varie entre 1,09 et 1,91, selon le cas étudié et les accélérographes analysés.

Tableau 5.4: Résultats des analyses ATNL dans leur direction longitudinale.

Température étudiée	20°C				-30°C			
Réponse de la structure	F_{moy} isolateurs (kN)	M_{fmax} colonnes (kNm)	u_{moy} (mm)	u_{ssmoy} (mm)	F_{moy} isolateurs (kN)	M_{fmax} colonnes (kNm)	u_{moy} (mm)	u_{ssmoy} (mm)
Cas I	96	1043	27	20	169	1972	19	36
Cas II	113	2348	28	17	204	4257	21	31
Cas III	118	1378	33	25	203	2366	24	45
Cas IV	204	4253	35	31	369	7684	26	56
Cas V	323	3768	94	33	520	6061	65	53
Cas VI	316	6581	92	20	438	9134	74	27

Les efforts transmis à la sous-structure obtenus des analyses ATNL intégrant le couplage thermomécanique sont généralement inférieurs (diminution de 13 % à 45 %) à ceux obtenus des modèles conventionnels, ce qui permet une conception plus optimisée des ponts isolés sismiquement. Cette diminution augmente en fonction de l'amplitude des secousses sismiques, en raison d'un plus grand assouplissement des propriétés caractéristiques des isolateurs par leur réchauffement. En effet, le réchauffement des isolateurs est directement lié à la sollicitation en déplacement aux ponts. Néanmoins, pour les cas II et IV, des efforts légèrement supérieurs à la sous-structure sont notés (augmentation de moins de 15 %). Le tableau 5.5 montre les ratios moyens comparant les efforts transmis à la sous-structure des ponts dans leur direction longitudinale pour chaque cas étudié. Les ratios exposés au tableau 5.5 suggèrent que le potentiel d'efficacité de l'isolation sismique est diminué significativement, et ce, même lorsque le couplage

thermomécanique des isolateurs est intégré et que des analyses temporelles non-linéaires sont réalisées. Cette observation permet de mettre l'accent sur la présence d'un impact notable des basses températures dans le processus de conception des ponts isolés sismiquement. On note une plus grande continuité dans les valeurs des ratios d'augmentation des efforts, et ce, indépendamment des cas étudiés. Ce constat pourrait être relatif à un plus grand transfert d'efforts à la sous-structure avec les modèles CSi Bridge pour les cas ayant des sollicitations sismiques de plus grandes amplitudes tel que les cas V et VI.

Tableau 5.5: Ratios moyens d'augmentation des efforts transmis à la sous-structure des ponts dans leur direction longitudinale lorsque soumis à de basses températures à l'aide d'analyses ATNL

Réponse de la structure	Ratio -30°C/20°C pour M_{fmax} colonnes
Cas I	1,85
Cas II	1,85
Cas III	1,82
Cas IV	1,84
Cas V	1,54
Cas VI	1,77

Une analyse de l'augmentation de la température interne des isolateurs de type AENP permet de mieux comprendre le comportement de ces derniers lorsqu'ils sont sollicités par des secousses sismiques. Les figures 5.20 et 5.21 montrent des exemples des résultats obtenus pour l'estimation du réchauffement des isolateurs de type AENP en fonction du temps. Ces figures illustrent les résultats liés aux courbes d'hystérésis présentées dans cette même sous-section à des températures initiales de -30°C, pour les deux cas extrêmes, soit le cas I et le cas VI. Mentionnons que les résultats sont scindés entre le noyau de plomb et la partie en élastomère des AENP.

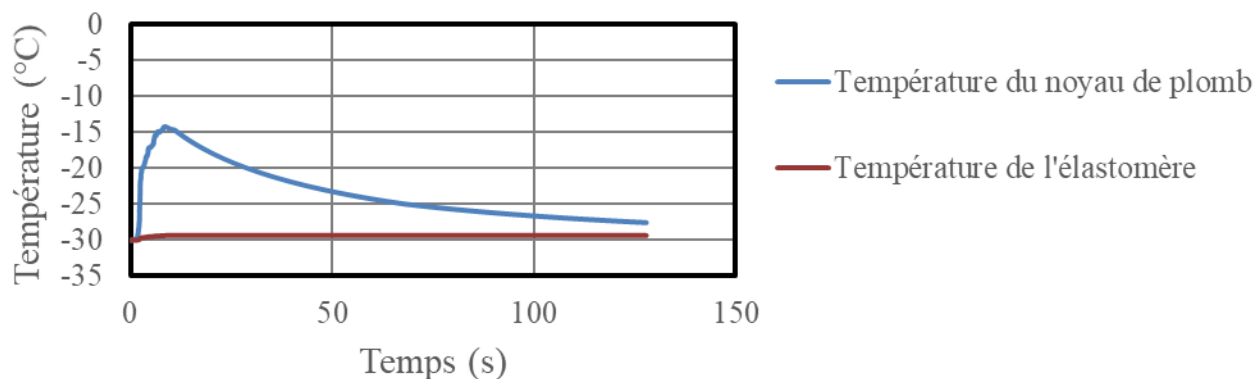


Figure 5.20: Courbes de réchauffement des AENP du cas I soumis à des ATNL avec le modèle mathématique

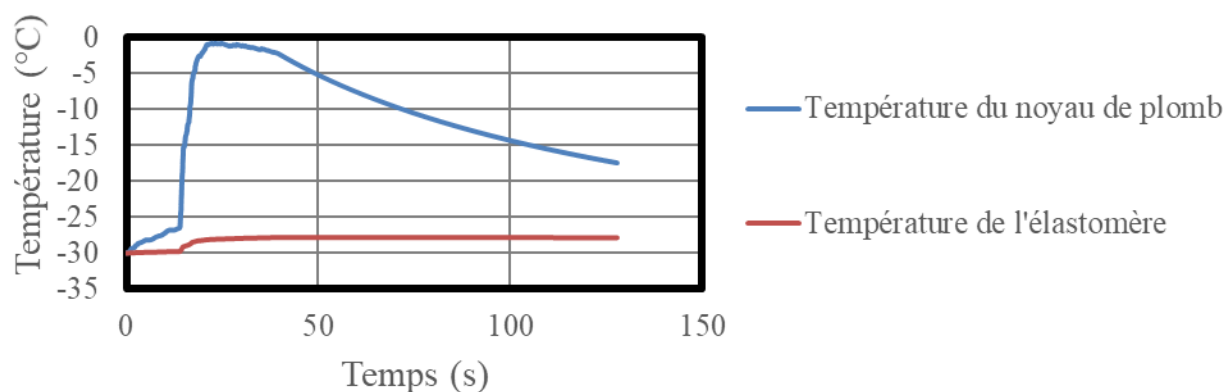


Figure 5.21: Courbes de réchauffement des AENP du cas VI soumis à des ATNL avec le modèle mathématique

On constate que pour les cas étudiés dans les localités de Trois-Rivières et Montréal, une augmentation de la température de l'élastomère de moins de 1°C est généralement notée. Il en résulte que la diminution du raidissement thermique de la partie en élastomère est de faible amplitude. Toutefois, un réchauffement du noyau de plomb jusqu'à 16°C a été calculé. Étant donné que le noyau de plomb présente un assouplissement de ses propriétés en fonction du réchauffement, ce résultat permet d'expliquer l'obtention d'efforts à la sous-structure généralement moins élevés lorsque le couplage thermomécanique est intégré aux calculs, et ce, même sans la contribution de l'assouplissement de l'élastomère. Pour les ponts situés à La Malbaie, le réchauffement est estimé jusqu'à 4°C pour l'élastomère et jusqu'à 52°C pour le noyau de plomb. Ces résultats montrent que l'impact de l'assouplissement des propriétés caractéristiques des isolateurs de type AENP pourrait

être important et pourrait diminuer significativement les effets des basses températures lorsque les ponts sont situés dans une zone présentant une sismicité importante. Par ailleurs, on constate que les ratios des efforts à la sous-structure maximaux calculés avec le couplage thermomécanique avec des propriétés à une température initiale de -30°C en fonction des efforts à la sous-structure maximaux calculés sans le couplage thermomécanique avec des propriétés à une température initiale de 20°C (voir sous-section 4.3.5.2) sont respectivement de 1,08 et de 1,15 pour les cas V et VI. Ces ratios illustrent que pour la localité de La Malbaie, l'intégration du couplage thermomécanique permet de réduire significativement l'augmentation des efforts à la structure potentiellement causée par l'intégration des effets des basses températures. Notons aussi que les secousses sismiques caractérisées par un grand nombre de cycles de faibles à moyennes amplitudes avant les cycles gouvernant la réponse de la structure présentent un plus grand réchauffement potentiel des isolateurs, ainsi un plus grand assouplissement de leurs propriétés caractéristiques.

5.3 Vérification des critères de performance sismique

L'approche de conception basée sur la performance ayant été utilisée correspond à la méthodologie probabiliste présentée au paragraphe 2.5. Rappelons que cette approche permet de décrire l'endommagement probable des éléments structuraux à partir de courbes de fragilité. En effet, ces courbes représentent la distribution de la probabilité d'atteindre un niveau d'endommagement précis à l'occurrence d'une secousse sismique d'intensité définie. De plus, les probabilités annuelles d'atteindre un critère d'endommagement donné sont aussi dérivées et présentées dans le processus de conception basée sur la performance. Pour ce faire, des analyses ATNL ont été exécutées avec les accélérogrammes présentés au paragraphe 4.3.5.1. Notons que ces secousses sismiques ont été affectées de facteurs compris entre 0,1 et 2,0, et ce, avec un incrément de 0,1, de sorte que 20 analyses ont été réalisées à chacune d'entre elles afin de réaliser la méthode IDA. Ces analyses ATNL ont été exécutées avec le modèle mathématique qui intègre le couplage thermomécanique des AENP pour chaque cas étudié, et ce, avec des propriétés caractéristiques à des températures initiales de 20°C et de -30°C . Ensuite, les divers résultats obtenus à partir des courbes de fragilité et des probabilités annuelles sont comparés avec des critères d'acceptabilité permettant de respecter les prescriptions de la norme S6-14 pour les différentes composantes structurales étudiées.

Certaines hypothèses concernant cette approche doivent être précisées et sont listées ci-dessous :

- Le dimensionnement et la conception des colonnes ont été réalisés avec les efforts obtenus des analyses ATNL à une température initiale de 20°C, tel que présenté au paragraphe 5.2.3.3. En effet, dans le cas d'un pont isolé, on considère qu'il est souhaitable que les colonnes des unités de fondations demeurent dans le domaine élastique lorsqu'elles sont soumises aux sollicitations sismiques de conception, ce qui réduit de beaucoup leur endommagement probable. Cette approche est basée sur la considération que le comportement inélastique est préférablement concentré dans les isolateurs sismiques. De plus, le choix judicieux des propriétés caractéristiques des isolateurs permet généralement l'optimisation de la conception par cette approche. Or, dans les cas étudiés dans cette étude, il a été considéré acceptable d'accepter un certain endommagement des colonnes des unités de fondations lorsque les isolateurs sont sous basses températures. Tel que discuté précédemment, les efforts tirés des analyses sismiques sont généralement plus élevés pour les isolateurs de type AENP exposés aux basses températures en raison du raidissement des propriétés caractéristiques des isolateurs. Ainsi, la conception des colonnes n'est pas ajustée pour la plus grande amplitude des efforts qui sont causés par les effets des basses températures, plutôt, c'est le niveau d'endommagement admissible qui est ajusté. Le tableau 5.6 présente les niveaux de performance considérés pour la conception des cas étudiés.
- Les chevêtres, contreventements et diaphragmes des ponts ne sont pas étudiés par l'approche de CBP. En effet, pour la conception des ponts isolés, il est souhaitable que ces éléments demeurent dans le domaine élastique et que leur endommagement soit réduit au maximum. Par conséquent, les efforts des analyses les plus défavorables ont été considérés pour le dimensionnement de ces éléments.
- Bien que les courbes de fragilité et les probabilités annuelles des murs garde-grèves et des joints de tablier aient été dérivées afin de s'assurer de la conformité de leur conception, elles ne sont pas présentées dans ce mémoire. En effet, l'emphase de cette étude étant la conception des ponts isolés sismiquement en tenant en compte les effets des basses températures. Les ponts isolés munis de AENP exposés aux basses températures présentent généralement une réduction du déplacement sismique total à considérer dans la conception, ce qui réduit significativement les risques de martèlement et la sollicitation en déplacement aux murs garde-grèves ainsi qu'aux joints de tablier. Deux phénomènes expliquent cette

réduction, soit le raidissement des propriétés caractéristiques des isolateurs sismiques de type AENP et la réduction de la longueur du tablier à ces températures. Ainsi, il est généralement considéré que les cas soumis à de basses températures ne contrôlent pas la conception de ces éléments.

- Suivant les recommandations présentées au paragraphe 2.6, la probabilité minimale requise pour considérer qu'une composante structurale a atteint un niveau d'endommagement précis est considérée à 10 %. En d'autres termes, si la courbe de fragilité d'une composante à un niveau d'endommagement donné exprime une probabilité d'occurrence qui atteint ou dépasse 10 %, alors ce niveau d'endommagement est considéré comme étant atteint. De plus, si la probabilité annuelle d'atteindre un critère d'endommagement donné est égale ou plus de $8,8 \times 10^{-5}$ ou 1:11 000, alors ce niveau d'endommagement est considéré comme étant atteint.
- Le but de cette étude étant plutôt focalisé sur l'évaluation de l'impact des basses températures dans la conception des ponts isolés, seulement les efforts dans la direction longitudinale des ponts sont utilisés pour l'estimation de l'endommagement. En effet, cette simplification permet d'isoler les résultats du paramètre de l'effort dans la direction transversale. Rappelons que la direction transversale des ponts n'est pas isolée dans cette étude. Ainsi, la combinaison prescrite à la norme S6-14 qui correspond à 100% des efforts longitudinaux + 30 % des efforts transversaux n'a pas été considérée.

Tableau 5.6: Niveaux de performance minimaux

Probabilité de dépassement sismique en 50 ans (période de retour)	Ponts principaux			
	20°C		-30°C	
	Service	Domage	Service	Domage
10 % (475 ans)	Immédiat	Aucun	Immédiat	Mineur
5 % (975 ans)	Immédiat	Aucun	Service limité	Réparable
2 % (2475 ans)	Immédiat	Mineur	Service interrompu	Important

Une des notions les plus importantes de la conception basée sur la performance est l'estimation du niveau d'endommagement des composantes structurales. En effet, ce niveau d'endommagement permet de valider si les critères d'endommagement et de performance sont atteints, et ce, aux différentes intensités de secousses sismiques considérées. Mentionnons que dans le cadre de cette étude, les relations basées sur les déformations établies par l'étude de Busson et al. (2014) présentées au tableau 2.12 du paragraphe 2.7.2 et l'écart type associé ont été déterminées acceptables afin d'évaluer le niveau d'endommagement des isolateurs sismiques de type AENP. On considère que ces relations permettent de se rapporter directement aux critères de performance de la norme S6-14. Soulignons que les relations pour les isolateurs simples ont été utilisées afin d'assurer une conception conservatrice. Dans le cas des colonnes en béton armé des unités de fondations, les relations de Berry et Eberhard (2003, 2007) liant le déplacement relatif du pont par rapport à ses fondations avec le niveau d'endommagement de la section ont été utilisées. Toutefois, ces relations basées sur une vaste campagne d'essais expérimentaux ont été ajustées pour s'assurer que les limites de déformations prescrites au Code S6-14 soient respectées.

5.3.1.1 Résultats et discussions

D'abord, les efforts transmis à la sous-structure présentés au paragraphe 5.2.3.3 et calculés à une température initiale de 20°C ont été utilisés pour la conception des colonnes en béton armé des unités de fondation. Un résumé de cette conception est présenté au tableau 5.7.

Tableau 5.7: Conception des colonnes pour les cas étudiés

Cas étudié	Diamètre colonne (mm)	Armatures longitudinales
Cas I	1000	15 - 25M
Cas II	1200	16 - 30M
Cas III	1000	16 - 25M
Cas IV	1200	26-35M
Cas V	1200	25-35M
Cas VI	1500	25-35M

Les figures 5.22 à 5.27 illustrent les courbes de fragilité et les probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement considérés pour les colonnes de béton armé. Mentionnons que seulement les colonnes les plus sollicitées pour chaque pont sont présentées. Chaque élément a été analysé pour le cas avec une température initiale de 20°C et de -30°C. Toutefois, comme les efforts maximaux provenant des analyses ATNL des cas avec une température initiale de 20°C ont été utilisés pour la conception des colonnes, ces dernières sont censées demeurer dans le domaine élastique et subir un très bas niveau d'endommagement. Les courbes de fragilité liées à ces analyses ne présentent donc pas un grand intérêt. Soulignons qu'un grand nombre d'analyses numériques ATNL avec le modèle mathématique ont été requises afin de réaliser la méthode IDA, soit vingt (20) analyses, pour chacun des onze (11) accélérogrammes analysés, et ce, pour tous les cas étudiés.

Pour ne pas surcharger le texte, seulement quelques résultats sélectionnés sont présentés dans ce qui suit.

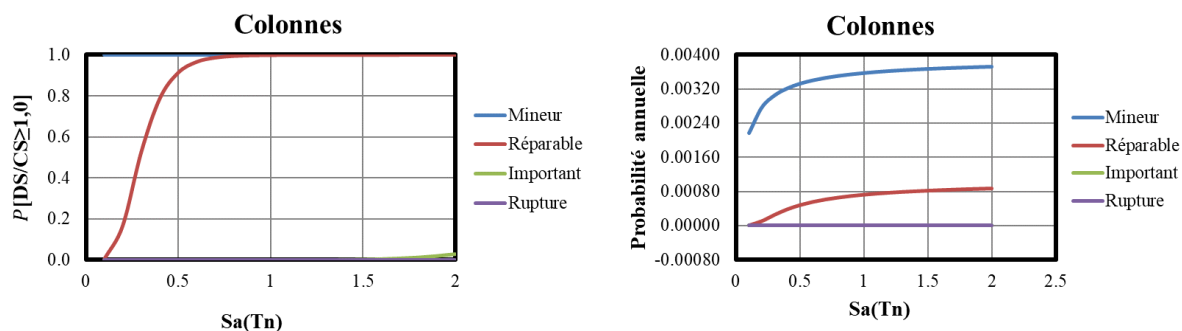


Figure 5.22: Courbes de fragilité et probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement des colonnes de béton armé pour le cas I à une température initiale de -30°C

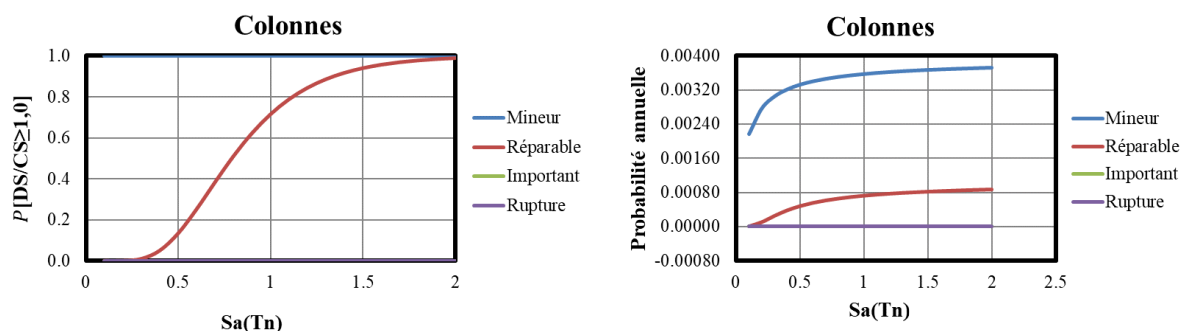


Figure 5.23: Courbes de fragilité et probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement des colonnes de béton armé pour le cas II à une température initiale de -30°C

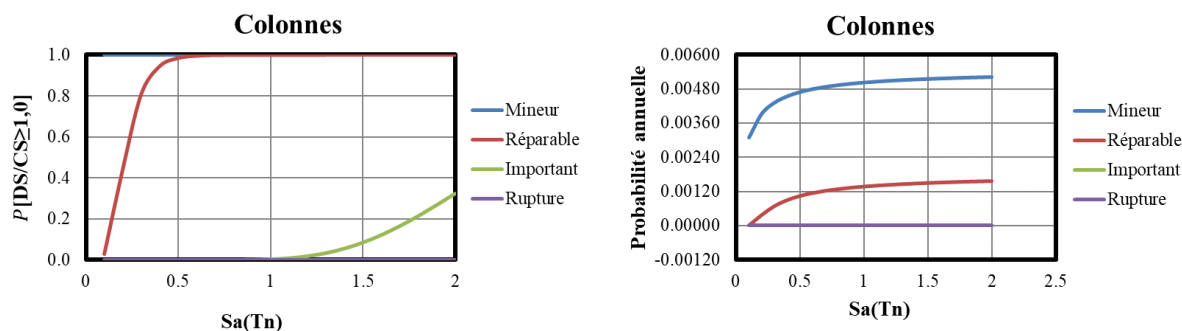


Figure 5.24: Courbes de fragilité et probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement des colonnes de béton armé pour le cas III à une température initiale de -30°C

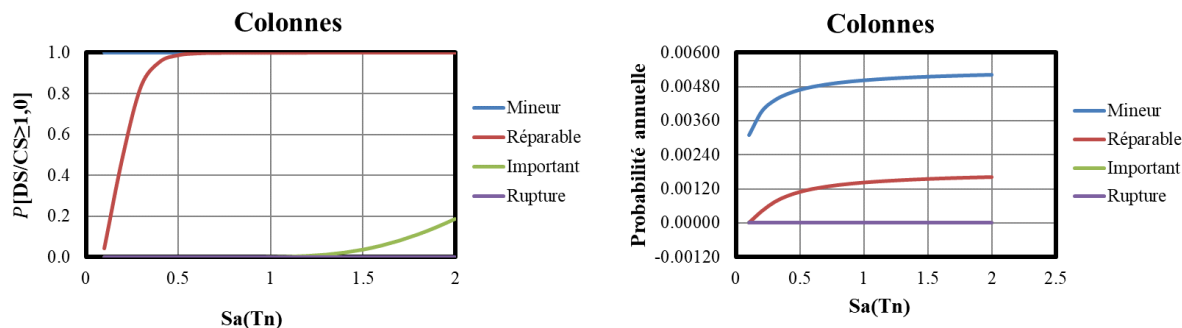


Figure 5.25: Courbes de fragilité et probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement des colonnes de béton armé pour le cas IV à une température initiale de -30°C

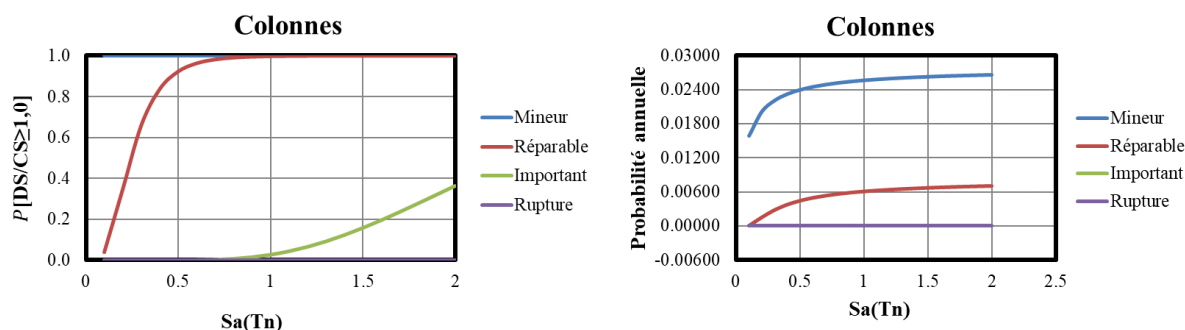


Figure 5.26: Courbes de fragilité et probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement des colonnes de béton armé pour le cas V à une température initiale de -30°C

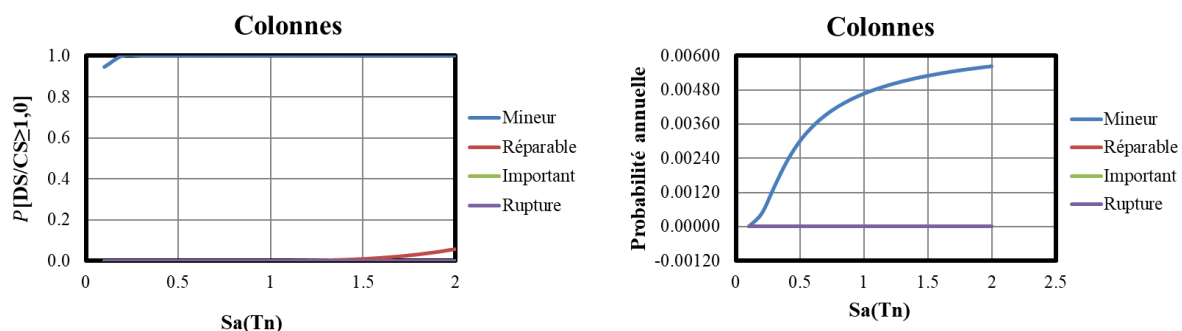


Figure 5.27: Courbes de fragilité et probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement des colonnes de béton armé pour le cas VI à une température initiale de -30°C

Par exemple, pour la figure 5. 22, on note que le niveau de dommages mineurs présente une probabilité d'occurrence si élevée que la courbe est superposée à l'axe du haut. Ce qui suggère une probabilité d'occurrence de presque 100 % pour toutes les périodes de retour considérées. Pour le

cas de la distribution de la probabilité qu'un niveau d'endommagement réparable soit atteint, à la période de retour de 2475 ans, on observe que la probabilité dépasse 10 %, ce qui suggère ainsi que ce niveau d'endommagement est atteint selon le critère choisi pour la conception. Mentionnons que la courbe présentant la probabilité d'atteindre un niveau de dommages important est localisée en bas à droite de la figure présentant les courbes de fragilité. Cette courbe suggère ainsi que la probabilité d'atteindre ce niveau de dommage est très faible pour le cas étudié, et ce, aux périodes de retour applicables. Dans le cas de la courbe présentant la probabilité d'atteindre une rupture, celle-ci est si faible qu'elle est superposée à l'axe suggérant ainsi qu'elle tend vers zéro, et ce, pour toutes les périodes de retour considérées. Cette situation est aussi notable pour les courbes illustrant les probabilités annuelles d'endommagement de ce cas étudié. Mentionnons que l'exemple du cas I permet d'illustrer l'interprétation nécessaire à l'utilisation de l'approche probabiliste et que cette méthode a été appliquée pour chaque pont étudié.

Les résultats obtenus pour les colonnes suggèrent que toutes les conceptions considérées sont acceptables selon les prescriptions de la norme S6-14, et ce, même si ces dernières étaient entièrement basées sur les efforts avant l'inclusion des effets des basses températures. En effet, les probabilités suggèrent que les colonnes pourraient subir au maximum des dommages réparables s'il y a une concomitance entre un événement sismique de période de retour de 2475 ans et les basses températures considérées par la norme S6-14, et ce, pour tous les cas étudiés. Ce résultat permet aussi d'affirmer que l'impact des basses températures dans le processus de conception des ponts isolés munis de AENP est plutôt circonscrit au niveau de l'amplitude de l'endommagement potentiel des colonnes. Or, cet endommagement respecte les exigences de la norme CSA S6-14 dans tous les cas étudiés.

La figure 5.28 présente les courbes de fragilité des isolateurs sismiques pour le cas VI. Mentionnons que ce cas est celui où les isolateurs sismiques présentent la plus grande probabilité d'endommagement des cas étudiés.

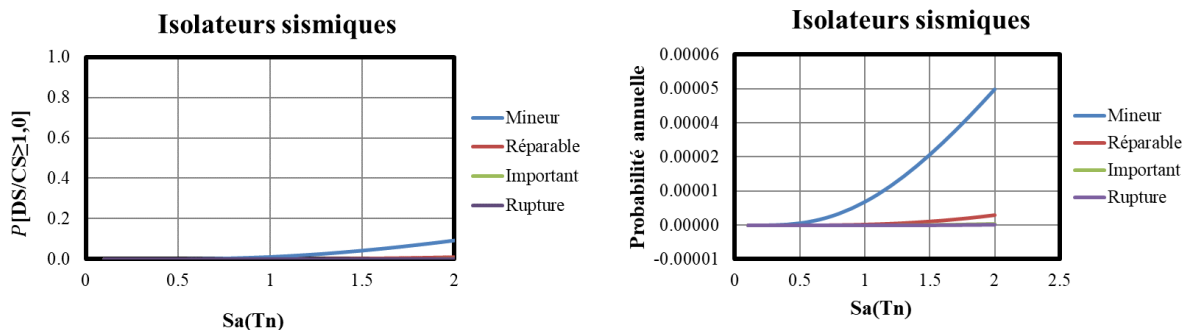


Figure 5.28: Courbes de fragilité et probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement des isolateurs sismiques pour le cas VI à une température initiale de -30°C

On remarque que les courbes de fragilité des isolateurs sismiques suggèrent que la probabilité qu'ils subissent des dommages est presque nulle, et ce, pour tous les cas étudiés et selon les hypothèses adoptées. En effet, ceci s'explique en raison des choix de conception établis pour ces derniers. En effet, les isolateurs sélectionnés présentent des déformations nettement inférieures à leur épaisseur. Rappelons que les critères d'endommagement des isolateurs sont basés sur des ratios entre la déformation maximale et l'épaisseur des isolateurs.

5.4 Conclusions

L'intégration du couplage thermomécanique permet généralement un assouplissement de la structure dans les étudiés. Il est à noter que le réchauffement de la partie en élastomère des appareils d'appuis de type AENP est considéré négligeable pour la majorité des localités étudiées. Toutefois, pour la localité de La Malbaie, les effets de réchauffement de l'élastomère ont un impact significatif sur les résultats obtenus. Les dommages induits par les effets des basses températures sont tous acceptables selon l'approche de CBP utilisée.

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS

Ce mémoire a traité de l'intégration et de l'impact des effets des basses températures dans le processus de conception des ponts munis d'isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb. D'abord, une revue de littérature exhaustive sur la conception des ponts en tenant compte des effets de basses températures a été réalisée. Ensuite, un modèle mathématique permettant la caractérisation du comportement des ponts isolés avec ce type d'équipement et l'intégration du couplage thermomécanique a été proposé et programmé. Ce modèle a été notamment modifié afin d'intégrer les effets des basses températures avec un plus grand niveau de précision. Une validation du modèle a été réalisée par comparaison avec des données provenant d'essais expérimentaux publiés dans la littérature scientifique. Par la suite, six ponts ont été sélectionnés dans le but d'étudier leur comportement sous basses températures et l'impact des différents phénomènes liés, et ce, dans un processus de conception. Pour ce faire, une méthodologie de conception basée sur la performance des ponts isolés sismiquement a été choisie afin de vérifier le dimensionnement au regard aux exigences de la norme S6-14. L'approche probabiliste sélectionnée permet de décrire les critères de performance par des probabilités d'occurrence. Dans le but d'obtenir les données d'entrées nécessaires à la conception et afin d'étudier le comportement et les effets des basses températures sur les ponts isolés, des analyses temporelles non-linéaires ont été réalisées avec le modèle mathématique. De plus, les résultats obtenus ont été comparés avec des analyses temporelles non-linéaires et des analyses spectrales multimodales réalisées avec des modèles numériques créés à partir du logiciel CSi Bridge. Les sollicitations sismiques utilisées lors des analyses des ponts ont été sélectionnées et étalonnées afin de représenter les aléas sismiques des sites étudiés.

6.1 Synthèse

Certaines conclusions et recommandations résultant de ce projet de recherche peuvent être synthétisées comme suit :

- L'analyse de ponts isolés sismiquement à l'aide d'analyses spectrales multimodales peut parfois mener à une sous-estimation des efforts transmis à la sous-structure. En effet, les analyses temporelles non-linéaires réalisées ont montré que les efforts (moment fléchissant

et cisaillement) transmis aux unités de fondations sont généralement supérieurs à ceux estimés par des analyses spectrales multimodales.

- Les différentes analyses ont permis de vérifier l'impact des effets des basses températures sur les efforts transmis à la sous-structure. On remarque que les basses températures peuvent induire une augmentation des efforts variant entre 40 % et 90 % pour les écarts de températures étudiées. Il en résulte que ces effets doivent être considérés lors du processus de conception des ponts isolés sismiquement.
- Le modèle mathématique tenant compte du couplage thermomécanique permet d'obtenir des résultats qui présentent une bonne correspondance avec les données des essais expérimentaux publiées dans la littérature scientifique. De plus, la caractérisation du comportement des isolateurs avec le modèle mathématique est cohérente avec des analyses réalisées à l'aide d'un logiciel utilisé par les ingénieurs de la pratique, soit CSi Bridge. Cette cohérence est établie en considérant que le couplage thermomécanique des isolateurs a été intégré au modèle mathématique et que ce dernier présente généralement un certain assouplissement comparé au comportement des ponts étudiés avec CSi Bridge.
- Un outil de calcul permettant l'analyse du comportement des ponts isolés munis d'isolateurs de type AENP et l'intégration du couplage thermomécanique a été développé dans le cadre de cette étude. Le programme permet aussi de tenir compte des effets des basses températures pour ces ponts. Il s'agit donc d'un outil utile pour les ingénieurs praticiens.
- L'intégration du couplage thermomécanique dans la caractérisation du comportement des isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb permet généralement un assouplissement de la structure. En effet, l'estimation du réchauffement des composantes des isolateurs (noyau de plomb et élastomère) permet de varier leurs propriétés caractéristiques et de diminuer la rigidité. Les changements de propriétés sont principalement circonscrits au noyau de plomb. Cette réduction de la rigidité des isolateurs sismiques permet généralement d'optimiser la conception des ponts puisqu'il en résulte une réduction des efforts transmis à leurs sous-structures. Toutefois, il est nécessaire d'étudier et de parfois limiter l'augmentation probable du déplacement maximal de ces ponts isolés sismiquement. L'augmentation du déplacement maximal peut résulter en un

endommagement plus important de composantes structurales des ponts tels que les joints de tablier et les murs garde-grèves.

- Il est à noter que bien que l'inclusion du couplage thermomécanique permet de réduire la rigidité des isolateurs sismiques de type AENP, le réchauffement de la partie en élastomère est considéré négligeable pour la majorité des localités étudiées. En effet, les localités de Trois-Rivières et de Montréal représentent une gamme importante des aléas sismiques retrouvés pour les localités québécoises. Toutefois, on remarque que pour la localité de La Malbaie, qui correspond à l'aléa sismique le plus important au Québec, les effets de réchauffement de l'élastomère ont un impact significatif sur les résultats obtenus pour les cas étudiés. Cette observation s'explique parce que le réchauffement des isolateurs est directement lié au nombre de cycles de grandes amplitudes.
- Beaucoup d'hypothèses ont été utilisées quant à l'estimation de la production de chaleur dans l'élastomère et la diffusion thermique entre le plomb et l'élastomère. Ces hypothèses sont basées sur des données limitées provenant de la littérature scientifique. De plus, une équation liant le raidissement des propriétés caractéristiques de l'élastomère à la température a été dérivée à partir de résultats d'études expérimentales provenant de la littérature scientifique.
- Certaines hypothèses balises l'étude réalisée dans le cadre de ce projet de recherche, tel que l'analyse de ponts isolés dans une seule direction. De plus, le modèle mathématique est basé sur une simplification des ponts par un modèle à un DDLD.
- L'approche probabiliste utilisée pour la conception basée sur la performance de pont isolés sismiquement a permis l'estimation des dommages encourus aux différentes composantes structurales étudiées. Cette méthode représente les différents critères d'endommagement liés aux critères de performance de la norme S6-14 sur des figures permettant de facilement évaluer le respect des exigences, et ce, aux différentes périodes de retour de secousses sismiques devant être évaluées. Ces figures représentent les courbes de fragilité ou les probabilités annuelles d'atteindre les critères d'endommagement des composantes structurales des ponts. Il est à noter que les probabilités dérivées dans le cadre de cette approche ont été calculées à partir d'une analyse dynamique incrémentale réalisée à partir d'analyses temporelles non-linéaires avec le modèle mathématique des ponts isolés. Cette

méthodologie pourrait être suggérée aux concepteurs afin de les guider dans la conception basée sur la performance des ponts.

- L'approche de conception basée sur la performance de la norme S6-14 permet l'acceptation d'un certain endommagement des structures, et ce, en fonction du niveau de performance et de la période de retour étudiée. Toutefois, dans la pratique courante, on considère qu'il est souhaitable que les composantes structurales des ponts isolés demeurent élastiques afin de concentrer le comportement inélastique dans les isolateurs sismiques. Cette pratique résulte en un niveau de dommages presque nul au niveau des éléments de la sous-structure des ponts isolés sismiquement. L'approche proposée dans ce projet de recherche consiste à concevoir les composantes structurales des ponts isolés avec les efforts maximaux obtenus des analyses conduites avec les propriétés caractéristiques des isolateurs à températures ambiantes. On note que l'endommagement probable et accepté est réduit significativement pour ces sollicitations sismiques. Toutefois, s'il y a une concomitance entre un événement sismique et des basses températures, des dommages aux composantes structurales sont acceptés selon les prescriptions de la norme S6-14. Ainsi, la conception des colonnes n'est pas ajustée pour la plus grande amplitude des efforts qui sont causés par les effets des basses températures, plutôt, c'est le niveau d'endommagement admissible qui est ajusté. On remarque que pour les cas étudiés avec cette méthode, les dommages induits par les effets des basses températures sont tous acceptables et les conceptions respectent les exigences applicables même si les ponts ont été conçus avec les propriétés caractéristiques à températures ambiantes. Il en résulte que l'adoption de cette approche permet de réduire l'impact des effets des basses températures dans le processus de conception des ponts pourvus d'isolateurs sismiques en élastomère fretté avec noyau de plomb, et ce pour les ponts et les localités étudiées.
- Selon les analyses réalisées, le réchauffement de la partie en élastomère des isolateurs AENP par transfert de chaleur provenant du noyau de plomb peut être considéré comme étant négligeable. Toutefois, notons que ces résultats sont basés sur des facteurs empiriques estimés à partir d'un nombre limité de données expérimentales.

6.2 Tavaux futurs

Certaines hypothèses et simplifications ont été formulées pour les analyses réalisées dans le cadre de cette étude. Des travaux futurs peuvent être réalisés afin de continuer l'état des connaissances au sujet de l'intégration des effets basses températures dans le processus de conception des ponts isolés sismiquement avec des appareils d'appuis de type AENP.

- Un choix sur l'utilisation d'un facteur multiplicateur de deux (2) a été fait dans cette étude pour considérer le raidissement des propriétés caractéristiques des isolateurs sismiques (K_d et Q_d) sous basses températures, et ce, aux températures de conception applicables. Ce choix est basé sur des valeurs conservatrices provenant de diverses études et de considérations de la pratique. Une étude paramétrique réalisée avec divers facteurs multiplicateurs pourrait permettre d'obtenir davantage d'informations concernant l'impact des basses températures, notamment, en raison du comportement non-linéaire des ponts isolés. De plus, le choix de ce facteur pourrait être validé avec une campagne d'essais en laboratoire.
- Le modèle mathématique pourrait être modifié afin d'étudier l'impact d'isoler les deux directions d'analyse des ponts, soit la direction longitudinale et la direction transversale.
- Des modifications au modèle mathématique pourraient être réalisées afin de prendre en compte les effets des modes supérieurs inhérents à certaines géométries de ponts.
- Des analyses supplémentaires pourraient être conduites avec des accélérogrammes de natures variés (synthétiques ou représentatifs de l'ouest du Canada).
- Un modèle numérique par éléments finis permettrait la validation des analyses réalisées et les hypothèses de diffusion thermique utilisées lorsque le couplage thermomécanique est intégré.
- Une campagne d'essais en laboratoire permettant la caractérisation de la distribution de la température ainsi que le niveau de raidissement thermique en fonction de la température pourrait permettre l'inclusion de facteurs empiriques au modèle mathématique qui seraient beaucoup plus précis.

- Une campagne d'essais hybrides en temps réels pourrait permettre la validation des résultats obtenus avec le modèle mathématique, et ce, tant à températures ambiantes que sous basses températures. Une étude paramétrique pourrait alors être réalisée permettant ainsi la caractérisation d'une vaste gamme de ponts isolés sismiquement.

BIBLIOGRAPHIE

- AASHTO. (2010). *LRFD Bridge Design Specifications*. 7th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C, USA.
- AASHTO. (2010). *Guide Specification for the Seismic Isolation Design*. 4th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C, USA.
- Abe, M., Yoshida, J., Fujino, Y. (2004). Multiaxial Behaviors of Laminated Rubber Bearings and Their Modeling. II: Modeling. *Journal of Structural Engineering*, 130(8): 1133-1144.
- Ali, H.E., Abdel-Ghaffar, A.M. (1995). Modeling of Rubber and Lead Passive-Control Bearings for Seismic Analysis. *Journal of Structural Engineering*, 121(7): 1134-1144.
- Allen, D.E. (1992). Canadian Highway Bridge Evaluation: Reliability Index. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 19, 987–991.
- American Society for Metals. (1979). *Properties and Selection: Nonferrous Alloys and Pure Metals*, Metals Handbook, 9th Edition, Vol. 2, American Society for Metals, Metals Park, Ohio.
- Applied Technology Council, ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Vols. 1 and 2, California, USA.
- Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(6), 991-1000.
- Aviram, A., Mackie, K.R., Stojadinovic, B. (2008). Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California, Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER report 2008/03.

- BC Ministry of Transportation and Infrastructure. (2016). *Bridge Standards and Procedures Manual – Volume 1 – Supplement to CHBDC S6-14*.
<https://www2.gov.bc.ca/gov/content/transportation/transportation-infrastructure/engineering-standards-guidelines/structural/standards-procedures/volume-1>
- Beck, J. V. (1979). Average Transient Temperature within a Body Heated by a Disk Heat Source, AIAA 17th Aerospace Sciences Meeting, New Orleans, La, USA.
- Berry, M., Eberhard, M. (2007). Performance Modeling Strategies for Modern Reinforced Concrete Bridge Columns. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER report 2007/07.
- Berry, M., Eberhard, M. (2003). Performance Models for Flexural Damage in Reinforced Concrete Columns. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER report 2003/18.
- Bhuiyan, A.R., Okui, Y., Mitamura, H., Imai, T. (2009). A Rheology Model of High Damping Rubber Bearings for Seismic Analysis: Identification of Nonlinear Viscosity. *International Journal of Solids and Structures*, 46 (2009) 1778–179.
- Bouc, R., (1967). Forced Vibration of Mechanical System with Hysteresis. 4th Conference on Nonlinear Oscillation, Prague, République Tchèque.
- Brown, R. (1996), *Physical Testing of Rubber*, 3rd Edition, Chapman and Hall, London.
- Buckle, I. G., Constantinou, M. C., Dicleli, M., et Ghasemi, H. (2006). Seismic isolation of highway bridges. Special Report MCEER-06-SP07, MCEER, University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, USA.
- Busson, A., Gauron, O., Saidou, A., et Paultre, P. (2014). Détermination des états limites des appuis et isolateurs de ponts dans une approche basée sur la performance sismique. 21^e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d’art, Québec, Canada.

- Cardone, D., Gesualdi, G., Nigro, D. (2011). Effects of Air Temperature on the Cyclic Behaviour of Elastomeric Seismic Isolators. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9 : 1227-1255.
- Cardone, D., Gesualdi, G. (2012). Experimental Evaluation of the Mechanical Behavior of Elastomeric Materials for Seismic Applications at Different Air Temperatures. *International Journal of Mechanical Sciences*, 64(1), 127-143.
- Carslaw, H.S., Jaeger, J.C. (1959). *Conduction of Heat in solids*. 2nd edition, Oxford University Press. London, Great Britain.
- Chen, W.F., Scawthorn, C. (2003). *Earthquake Engineering Handbook*. CRC Press LLC, USA.
- Chopra, A. K., (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 4th edition, Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA.
- Computer and Structures (CSi). (2016). *CSi Analysis Reference Manual*. Rev 15 July 2016, Berkeley, California, USA.
- Computer and Structure. (CSi). (2018). (Version 20) [Logiciel].
- Constantinou, M. C., and Adnane, M. A. (1987). Dynamics of Soil-Base-Isolated Structure Systems: Evaluation of Two Models for Yielding Systems. Report to NSF, Department of Civil Engineering, Drexel University, Philadelphia, USA.
- Constantinou, M.C., Quarshie, J.K., (1998). Response Modification Factors for Seismically Isolated Bridges. Technical Report MCEER-98-0014, MCEER, University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, USA.
- Constantinou, M.C., Tsopelas, P., Kasalanati, A., Wolf, E.D. (1999). Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings. Technical Report MCEER-99-0012, MCEER, University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, USA.

- Constantinou, M.C., Whittaker, A.S., Kalpakidis, Y., Fenz, D.M., Warn, G.P. (2007). Performance of Seismic Isolation Hardware under Service and Seismic Loading. Technical Report MCEER-07-0012, MCEER, University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, USA.
- Cornell, C.A. (1968). Engineering Seismic Risk Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 58, 1583-1606.
- Conseil national de recherche du Canada, (2015). *Code national du bâtiment – Canada 2015*. Ottawa, Canada.
- Conseil national de recherche du Canada, (2017). *Commentaires sur le calcul des structures, Guide de l'utilisateur – CNB 2015 : Partie 4 de la division B*. Ottawa, Canada.
- CSA-S6-06. (2006). *Canadian Highway Bridge Design Code*. Canadian Standards Association. Mississauga, ON, Canada.
- CSA-S6-06. (2006). *Commentary on CSA S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code*. Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada.
- CSA-S6-14. (2014). *Canadian Highway Bridge Design Code*. Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada.
- CSA-S6-14. (2014). *Commentary on CSA S6-14, Canadian Highway Bridge Design Code*. Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada.
- Daneshvar, P., Bouaanani, N. and Tremblay, R. (2015). Méthodologie pratique pour évaluer la performance et l'endommagement sismiques des ponts au Québec. 22^e Colloque sur la progression de la recherche Québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, QC, Canada.

- Demetriades, G. F., Constantinou, M. C. and Reinhorn, A. M. (1993). Study of Wire Rope Systems for Seismic Protection of Equipment in Buildings. *Engineering Structures*, Vol. 15, No. 5, 321-334.
- Dion, C. (2010). *Étude numérique et expérimentation du comportement dynamique des ponts avec isolateurs et amortisseurs sismiques*. Université de Montréal, Montréal, QC, Canada.
- Doudoumis, L.N., Gravalas, F., Doudoumis, N.I. (2005). Analytical Modeling of Elastomeric Lead-Rubber Bearings with the Use of Finite Element Micromodels. 5th GRACM International Congress on Computational Mechanics, Limassol, Grèce.
- Dynamic Isolation Systems (2017), Site internet : www.dis-inc.com/, date consulté : juillet 2017.
- Eyre, R., and Stevenson, A. 1991. Performance of Elastomeric Bridge Bearings at Low Temperatures. Third World Congress on Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures, 27-31.
- Feng, D., Chen, C., Liu, W., Tanaka, K. (2004). A Performance Test Study on Chinese G4 Lead Rubber Bearings. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.
- Fenz, D.M., Constantinou, M.C. (2008). Mechanical Behavior of Multi-Spherical Sliding Bearings. Technical Report MCEER-08-0007, MCEER, University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, USA.
- Filiatrault, A. (2013). *Elements of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Presses internationales Polytechnique.
- Fuller, K.N.G., Gough, J., Thomas, A.G. (2004). The Effect of Low-Temperature Crystallization on the Mechanical Behavior of Rubber. *Journal of Polymer Science: Part B: Polymer Physics*, Vol. 42, 2181-2190.

- Goodnight, J., Feng, Y., Kowalsky, M. and Nau, J. (2012). The Effect of Load History on Reinforced Concrete Bridge Column Behavior. Alaska University Transportation Center, Report FHWA-AK-RD-12-09, Fairbanks, AK, USA.
- Guay, L., (2016). *Évaluation des effets des basses températures sur les ponts isolés sismiquement à l'aide d'isolateurs en élastomère*, Université de Montréal, Montréal, QC, Canada.
- Halchuk, S., Adams, J., and Anglin, F. 2007. Revised De-aggregation of Seismic Hazard for Selected Canadian Cities, 9th Canadian Conference on Earthquake Eng., Ottawa, Canada.
- Hills, D. A. (1971). *Heat Transfer and Vulcanisation of Rubber*. Elsevier Pub. Co, Amsterdam, NY, USA.
- HITEC. (1998), Evaluation Findings for Dynamic Isolation Systems, inc. Elastomeric Bearings. Technical Evaluation Report, CERF REPORT 98-06, #40369, USA.
- Hofmann, W. (1970). *Lead and Lead Alloys: Properties and Technology*, Springer-Verlag, Berlin.
- Kalpakidis, I.V., Constantinou, M.C. (2008). Effects of Heating and Load History on the Behavior of Lead-Rubber Bearings. Technical Report MCEER-08-0027, MCEER, University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, USA.
- Kalpakidis I.V., Constantinou M.C. (2009). Effects of Heating on the Behavior of Lead–Rubber Bearings. I: Theory. *Journal of Structural Engineering*, 135(12):1440–1449.
- Kalpakidis I.V., Constantinou M.C. (2009). Effects of Heating on the Behavior of Lead–Rubber Bearings. II: Verification of Theory. *Journal of Structural Engineering*, 135(12):1450–1461.
- Kalpakidis, I.V., Constantinou, M. C., Whittaker, A. S. (2010). Modeling Strength Degradation in Lead–Rubber Bearings Under Earthquake Shaking. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(13), 1533-1549.

- Kikuchi, M., Aiken, I.D., (1997). An Analytical Hysteresis Model for Elastomeric Seismic Isolation Bearings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, 215-231.
- Kim, D.K., Mander, J.B., Chen, S.S. (1996). Temperature and Strain Rate Effects on the Seismic Performance of Elastomeric and Lead-Rubber Bearings. 4th World Congress on Joint Sealants and Bearing Systems for Concrete Structures, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, Publication SP-164, Vol. 1, 309-322.
- Koval, V. (2015). *Improved Simplified Methods for Effective Seismic Analysis and Design of Isolated and Damped Bridges in Western and Eastern North America*. University of Toronto, Toronto, ON, Canada.
- Kowalsky, M.J. (2000). Deformation Limit States for Circular Reinforced Concrete Bridge Columns. *Journal of Structural Engineering*, 869–878.
- Mackie, K.R., Wong, J.M., Stojadinovic, B. (2007). Comparison of Post-Earthquake Highway Bridge Repair Costs. ASCE, Structural Engineering Research Frontiers, Structures Congress 2007.
- Mackie, K.R., Wong, J.M., Stojadinovic, B. (2007). Integrated Probabilistic Performance-Based Evaluation of Benchmark Reinforced Concrete Bridges. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER report 2007/09.
- Marsh, M.L., Stringer, S.J. (2013). Performance-Based Seismic Bridge Design - A Synthesis of Highway Practice. Transportation Research Board, NCHRP Synthesis 440, Project 20-05 Topic 43-07.
- Martel, J.F., Maltais, Y., Vandal, F. (2017). Evaluating the Economic Interest of Seismic Isolation for Short and Medium Span Bridges using a Life-Cycle Approach. 16th World Conference on Earthquake, Santiago, Chile.

- McGuire, R.K. (1993). Computations of Seismic Hazard. Giardini, D. et Basham, P.W., eds. Global Seismic Hazard Assessment Program, *Annali di Geofisica*, vol. 34, 181-200.
- Mendez Galindo, C., Moor, G., Miranda, R. (2015). Development of Full Scale Testing of LRB for Bridges Located in Low Temperatures Areas. 14th World Conference on Seismic Isolation Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures, San Diego, California, USA.
- Mendez Galindo, C., Sanchez-Pire, C., Rodriguez-Bahena, J.C., Nieto-Higuera, J., Duran-Perez, L.A. G. (2016). Seismic Isolation of Highway Bridges in Cold Climates Using Special Elastomeric Isolators. 1st Bridge Engineering Workshop, Mexico.
- Moehle, J., Deierlein, G.G. (2004). A Framework Methodology for Performance-Based Earthquake Engineering. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.
- Morgan, T., Whittaker, A. S. and Thompson, A. (2001). Cyclic Behavior of High-Damping Rubber Bearings. 5th World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures, American Concrete Institute, Rome, Italy.
- Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des Transports, Gouvernement du Québec. (2017). *Manuel de conception des structures*. Québec, QC, Canada.
- Nagarajaiah, S., Reinhorn, A. M. and Constantinou, M. C. (1989). Nonlinear Dynamic Analysis of Three-Dimensional Base Isolated Structures (3D-BASIS). Technical Report NCEER-89 0019, NCEER, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, USA.
- Nagarajaiah, S., Reinhorn, A.M., Constantinou, M.C. (1991). Nonlinear Dynamic Analysis of 3D-Base Isolated Structures. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117.
- Nakano, O., Nishi, H., Shirono, T. and Kumagai, K. (1993). Temperature- Dependence of Base-Isolation Bearings. 2nd U.S.-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges.

Technical Memorandum No. 3196 , Public Works Research Institute, Tsukuba Science City, Japan.

Nielson, R. and DesRoches, B.G. (2007). Seismic Fragility Methodology for Highway Bridges Using a Component Level Approach. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 36. 823 - 839.

Ozdemir, G., Avsar, O., Bayhan, B., (2012). Lead-Core Heating Effect in Response of Bridges Isolated with LRBs, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbonne, Portugal.

Ozdemir, G. (2015). Formulations of Equivalent Linearization of Lead-Rubber Bearings for Incorporating the Effect of Lead Core Heating. *Earthquake Spectra*, Volume 31, No. 1, pages 317–337.

Padgett, J.E., Dennemann, K., Ghosh, J. (2010). Risk-based seismic life-cycle cost-benefit (LCC-B) analysis for bridge retrofit assessment. *Structural Safety* 32, 165-173.

Paradis, F., Martel, J. F., Maltais, Y., et Dandois, P. (2014). Seismic Isolation of Bridges in Cold Climates. 9th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Calgary, Alberta, Canada.

Paradis, F., Martel, J. F., Maltais, Y., et Dandois, P. (2015). Isolation sismique des ponts en région froide. 22^e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, QC, Canada.

Park, Y. J., Wen, Y. K. and Ang, A. H-S. (1986). Random Vibration of Hysteretic Systems Under Bi-Directional Ground Motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 14, 543-557.

Priestley, M.J.N., Seible F. and Calvi, G.M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. Wiley, New York, NY, USA.

- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., and Kowalsky, M.J. (2007). *Direct Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, IUSS Press.
- Ressources naturelles Canada. 2015. (5 novembre 2017). Cartes de l'aléa sismique du Code national du bâtiment du Canada 2015. Tiré de <http://www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca/hazard-alea/zoning-zonage/NBCC2015maps-fr.php>
- Robinson, W.H. (1982). Lead-Rubber hysteretic bearings suitable for protecting structures during earthquakes. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 10 : 593-604.
- Roeder, C. W., and Stanton, J. F. (1983). Elastomeric Bearings: A State of the Art. *Journal of Structural Engineering*, 109(12): 2853-2871.
- Roeder, C.W., Stanton, J.F. and Taylor, A.W. (1987), Performance of Elastomeric Bearings. Report No. 298, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, Washington, D.C, USA.
- Roeder C., Stanton J., Feller T. (1990). Low-Temperature Performance of Elastomeric Bearings. *Journal of Cold Regions Engineering*, 4(3): 113-132.
- Seismosoft ltd. (2014), *Seismostruct User Manual for version 7.0*. Piazza Castello, Pavia, Italy.
- SeismoSignal. (2018). Seismosoft (Version 2018 1.1) [Logiciel].
- Seki, W., Fukahori, Y., Iseda, Y. and Matsunaga, T. (1987). A Large-Deformation Finite Element Analysis for Multilayer Elastomeric Bearings. *Rubber Chemistry and Technology*, Vol. 60, No. 5, 856-869.
- Stanton, J. F. and Roeder, C. W. (1982). Elastomeric Bearings Design, Construction, and Materials. NCHRCP Report 248, Transportation Research Board, Washington, D.C, USA.

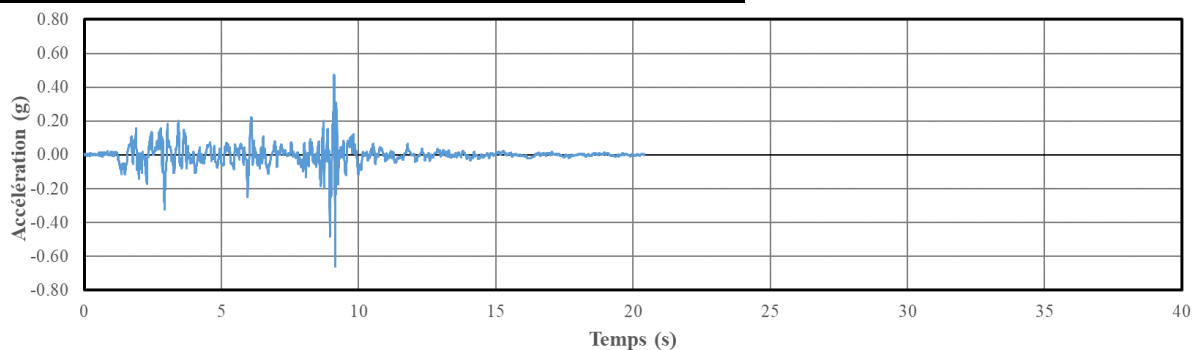
- Shinozuka, M., Feng, M.Q., Kim, H.-K. and Kim, S.-H. (2000). Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development. *Journal of Engineering mechanics*, 126:1287-1295.
- Sivaselvan, M.V., Reinhorn, A.M. (2000). Hysteretic Models for Deteriorating Inelastic Structures. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, No. 6.
- Skinner, R. I., Robinson, W. H. and McVerry, G. H. (1993). *An Introduction to Seismic Isolation*, John Wiley and Sons, Chichester, England.
- Stevenson, A. and Price, A. R. (1986). A Case Study of Elastomeric Bridge Bearings After 20 Years Service, 2nd World Congress on Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, Publication SP-94, Vol. 1, 113-136.
- Tehrani, P., Goda, K., Mitchell, D., Atkinson, G.M., Chouinard, L.E. (2014). Effects of Different Record Selection Methods on the Transverse Seismic Response of a Bridge in South Western British Columbia. *Journal of Earthquake Engineering*, 18:611–636.
- Thompson, A.C., Whittaker, A.S., Fenves, G.L., Mahin, S.A. 2000. Property modification factors for elastomeric seismic isolation bearings. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering. New Zealand, Auckland.
- Tremblay, R., Atkinson, G., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Léger, P. et Koboevic, S. (2015). Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015. 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Victoria, Canada.
- Vamvatsikos, D., Fragiadakis, M. (2009). Incremental Dynamic Analysis for Estimating Seismic Performance Sensitivity and Uncertainty. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 00:1–16.

- Wen, Y. K., (1976). Method for Random Vibration of Hysteretic Systems. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 102, EM2, 249-263.
- Yakut, A. (2000). *Performance of Elastomeric Bridge Bearings at Low Temperatures*. University of Texas, Austin, Texas.
- Yura, J., Kumar, A., Yakut, A., Topkaya, C., Becker, E., Collingwood, J. (2001). NCHRP report 449: elastomeric bridge bearings: recommended test methods.
- Yakut, A., Yura, J. 2002. Evaluation of Elastomeric Bearing Performance at Low Temperatures. *Journal of Structural Engineering*, 128(8): 995-1002.
- Yakut, A., Yura, J. 2002. Parameters Influencing Performance of Elastomeric Bearings at Low Temperatures. *Journal of Structural Engineering*, 128(8): 986-994.

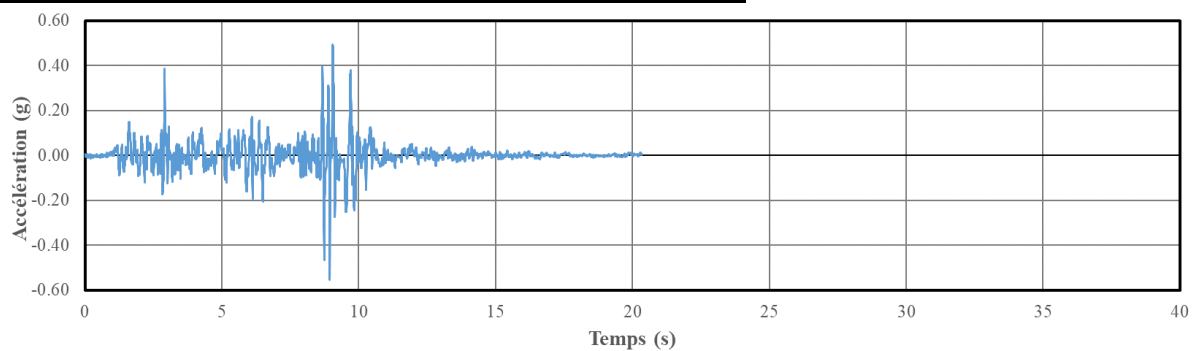
ANNEXE A – ACCÉLÉROGRAMMES CALIBRÉS POUR LES ANALYSES TEMPORELLES NON –LINÉAIRES

Cas I à température initiale de 20°C

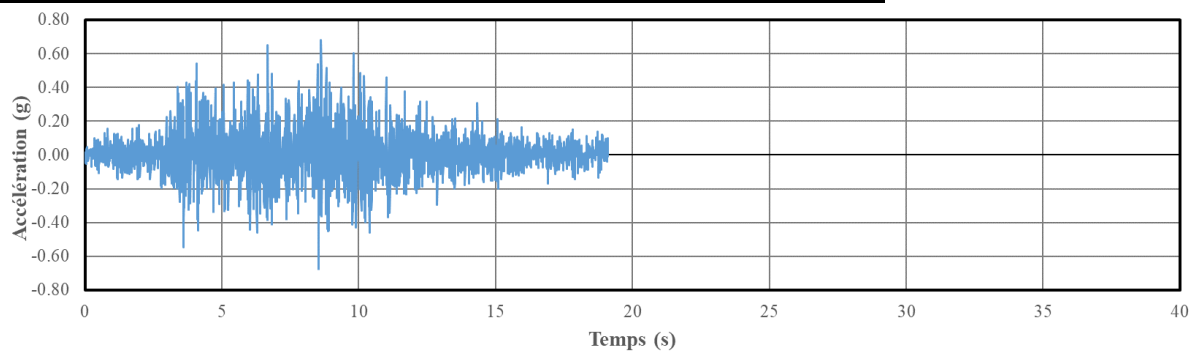
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) T – TH1



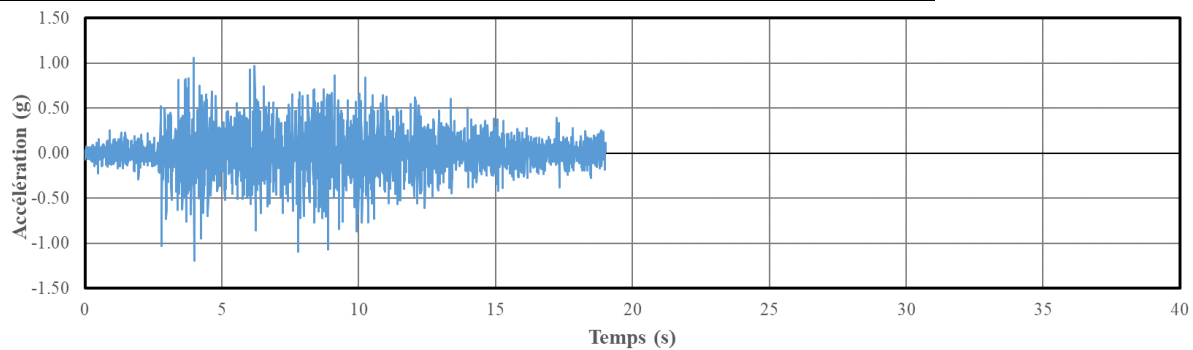
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) R – TH2



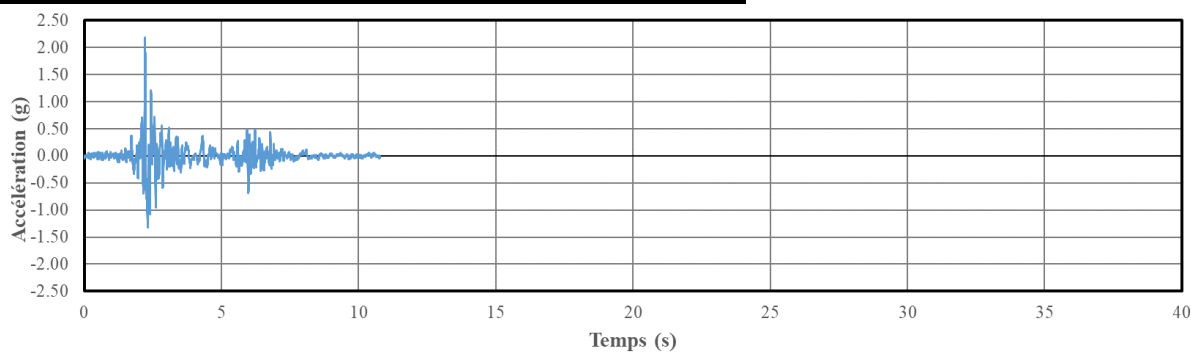
Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) T – TH3



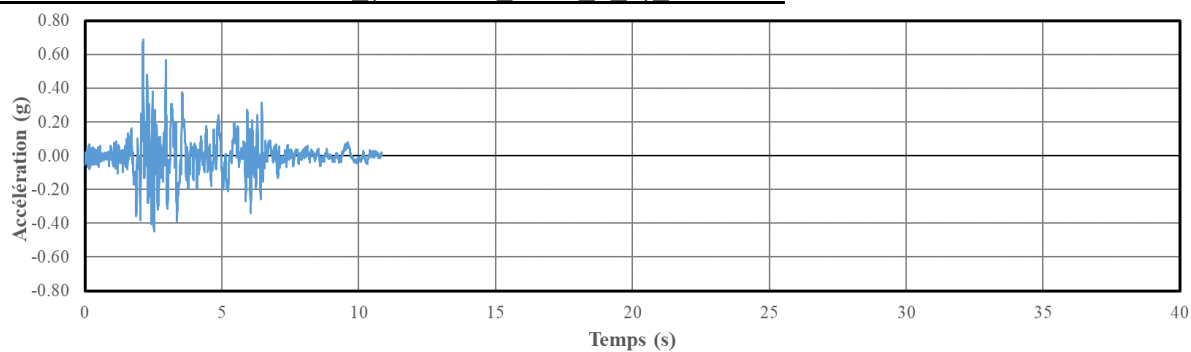
Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) R – TH4



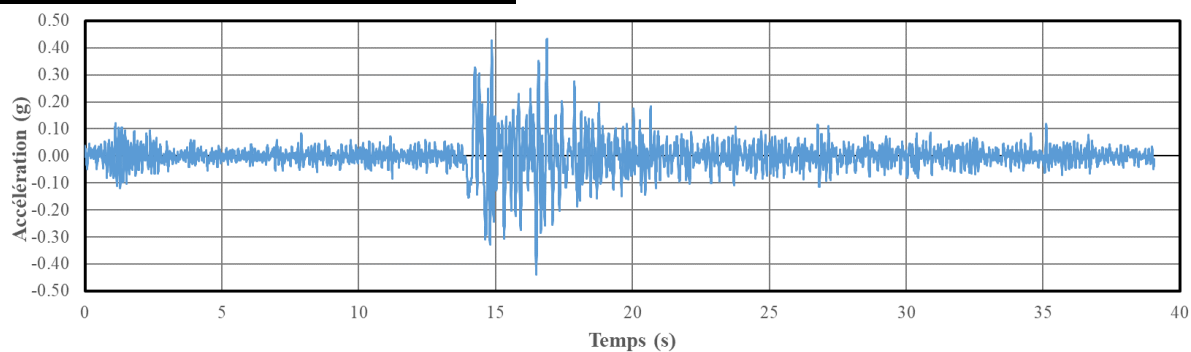
Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) R – TH5



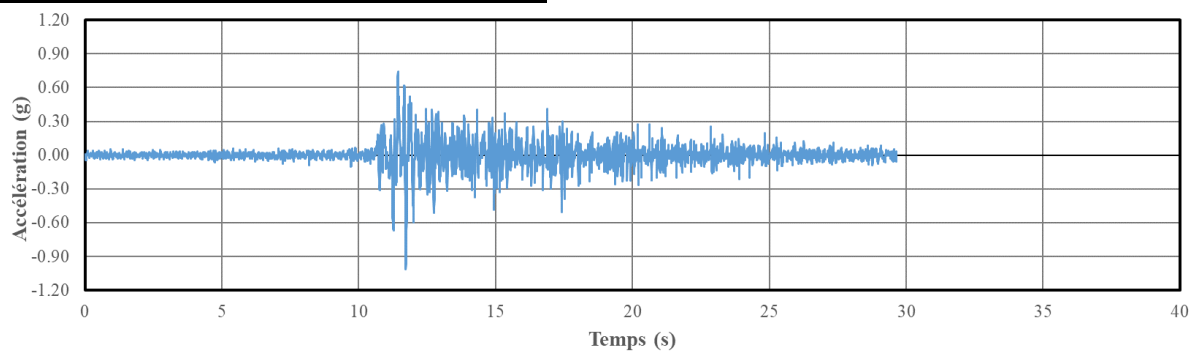
Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) T – TH6

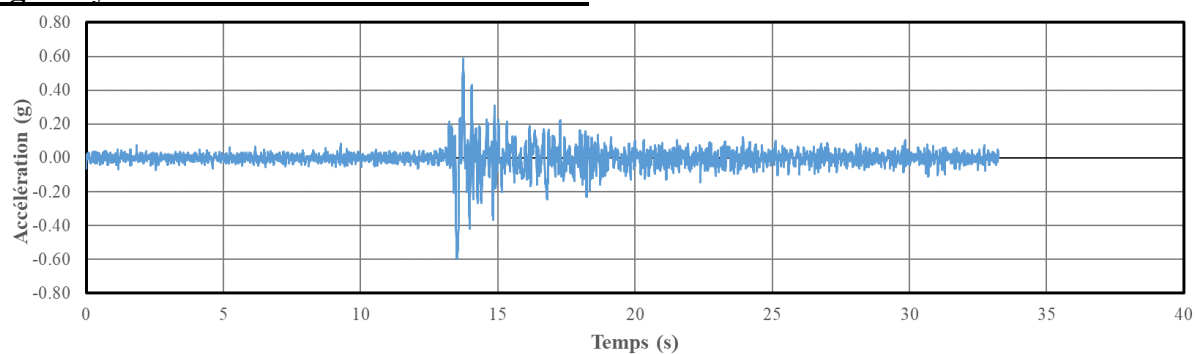
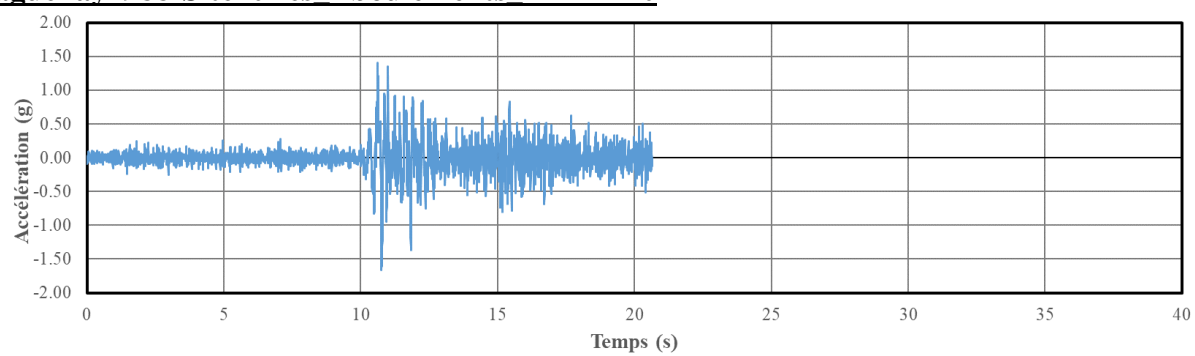
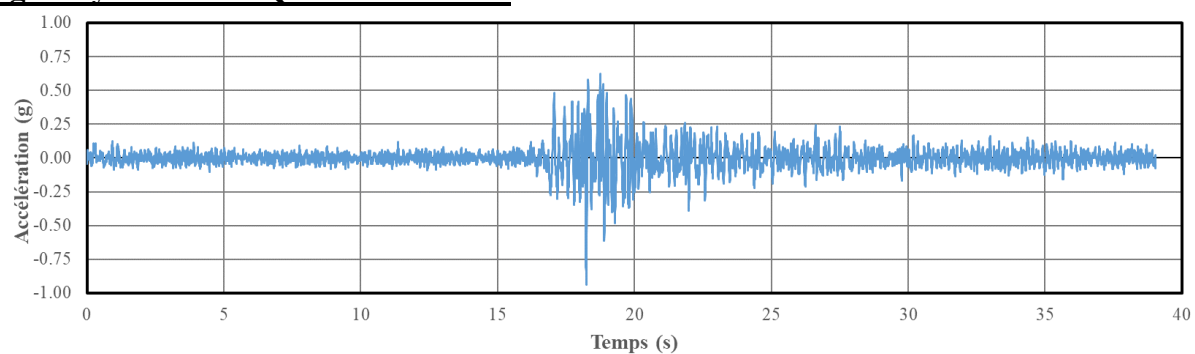


Saguenay1988-Site09St-Pascal R – TH7



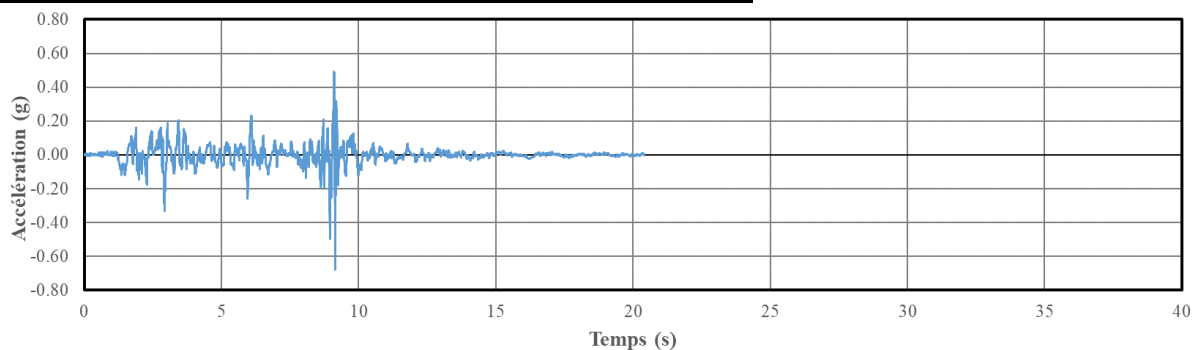
Saguenay1988-Site08La Malbaie R – TH8



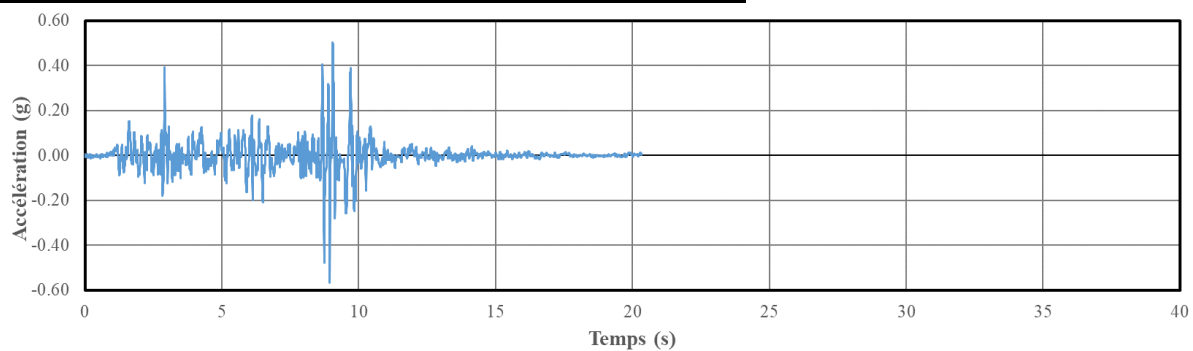
Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle T – TH9**Saguenay1988-Site20Les Éboulements R – TH10****Saguenay1988-Site02Québec R – TH11**

Cas I à température initiale de -30°C

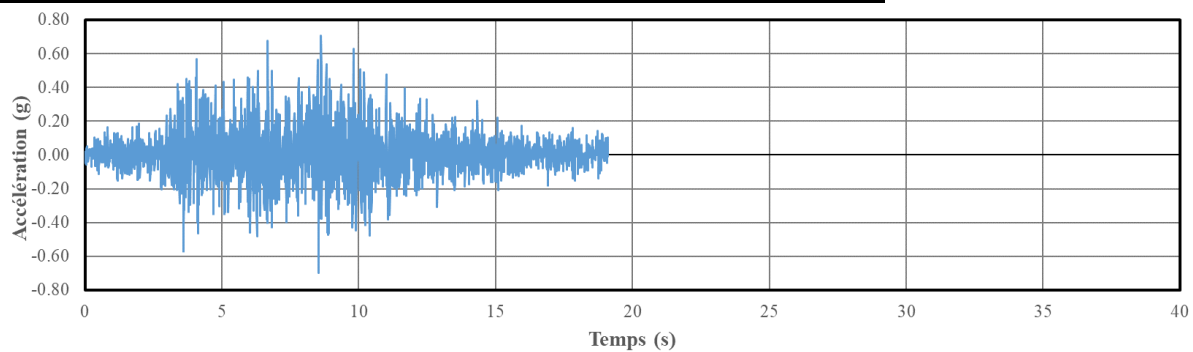
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) T – TH1



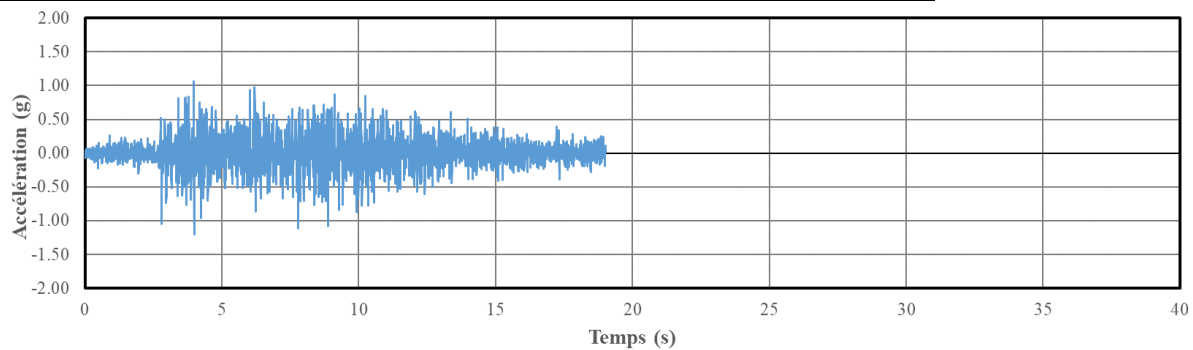
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) R – TH2

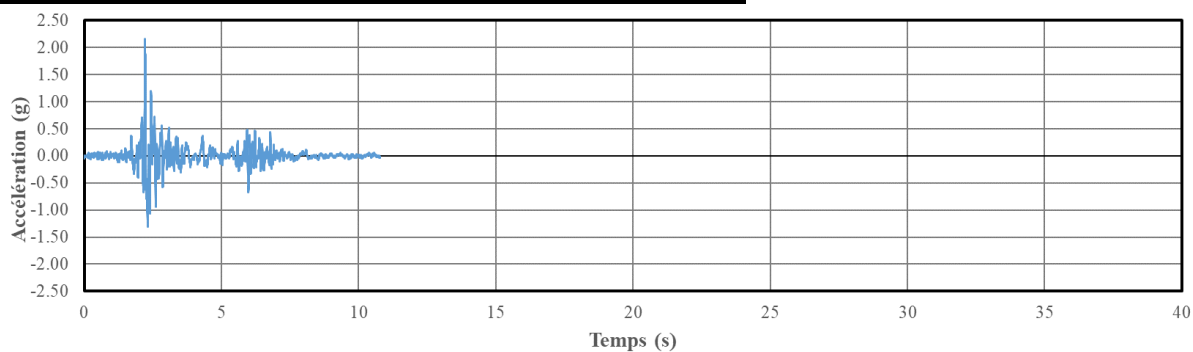
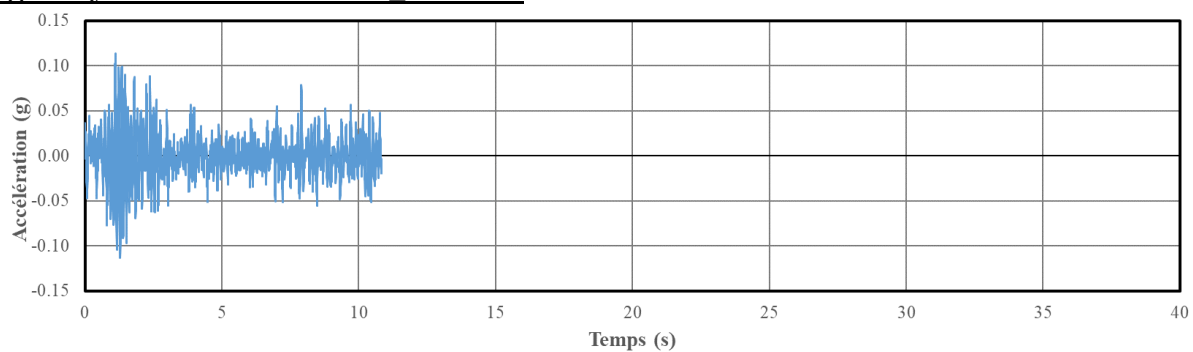
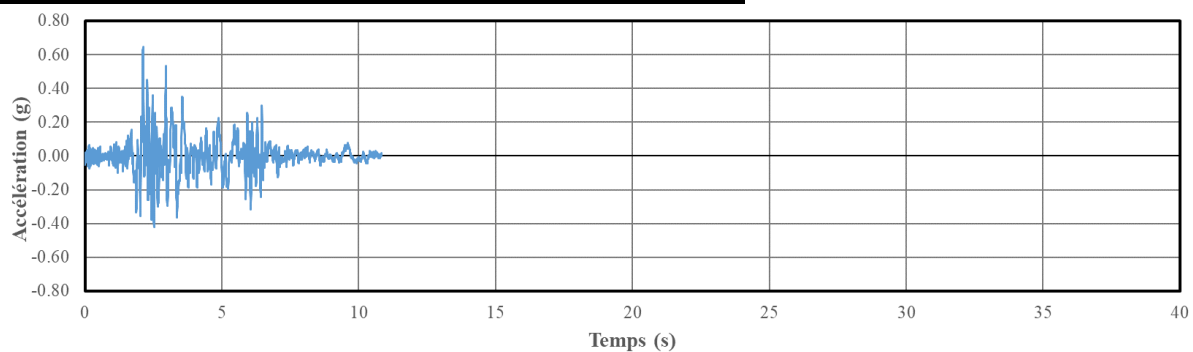
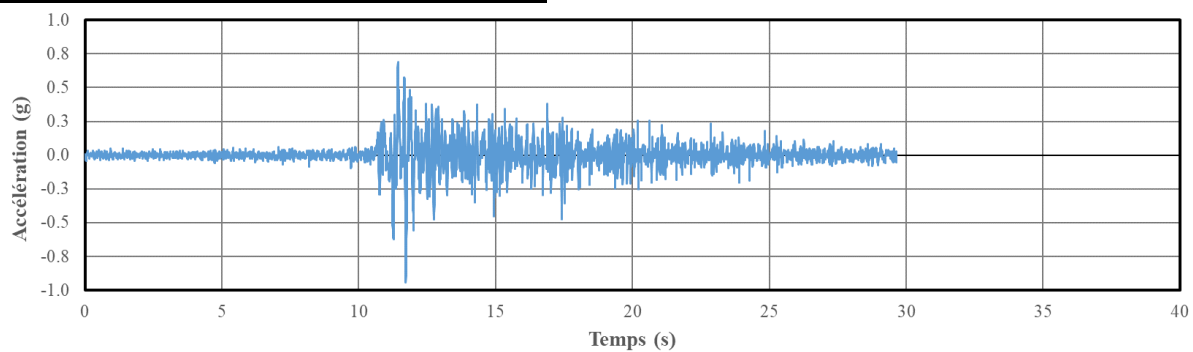


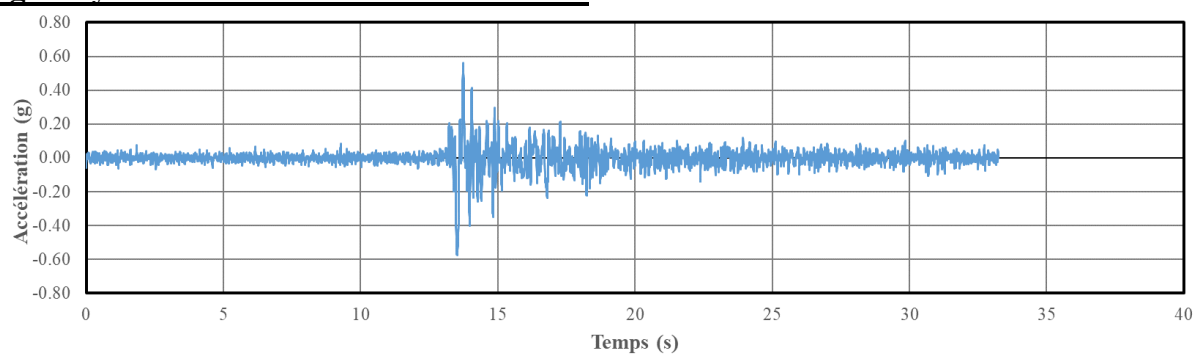
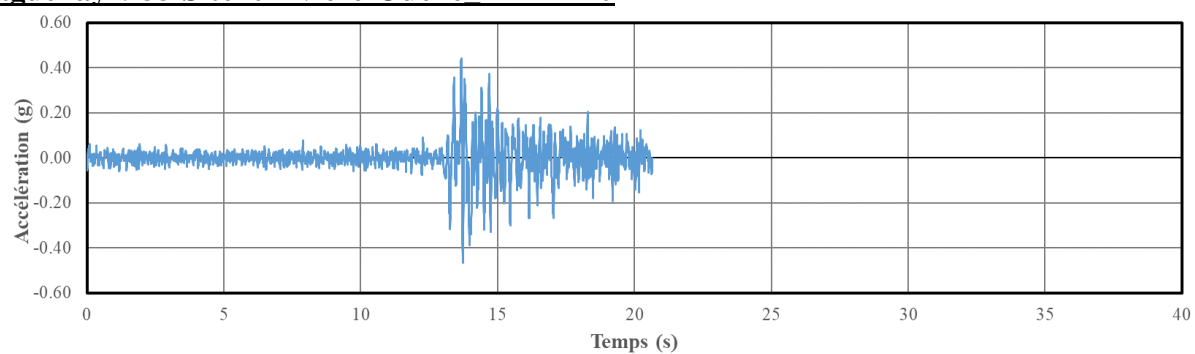
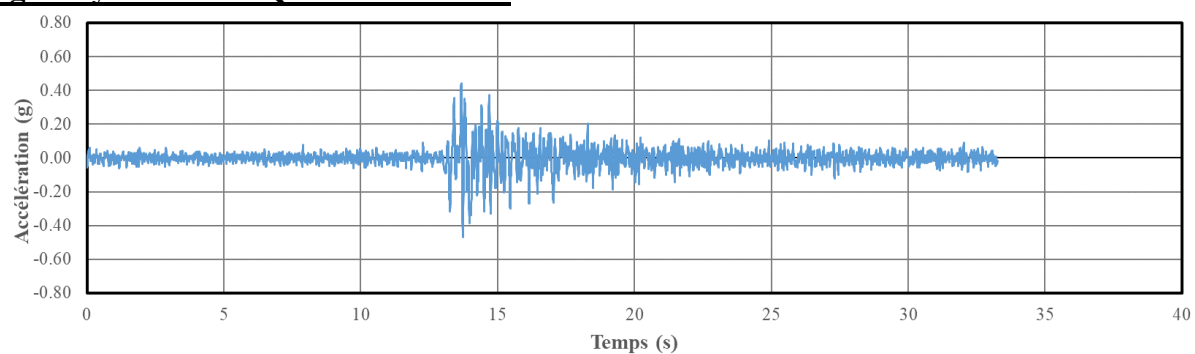
Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) T – TH3



Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) R – TH4

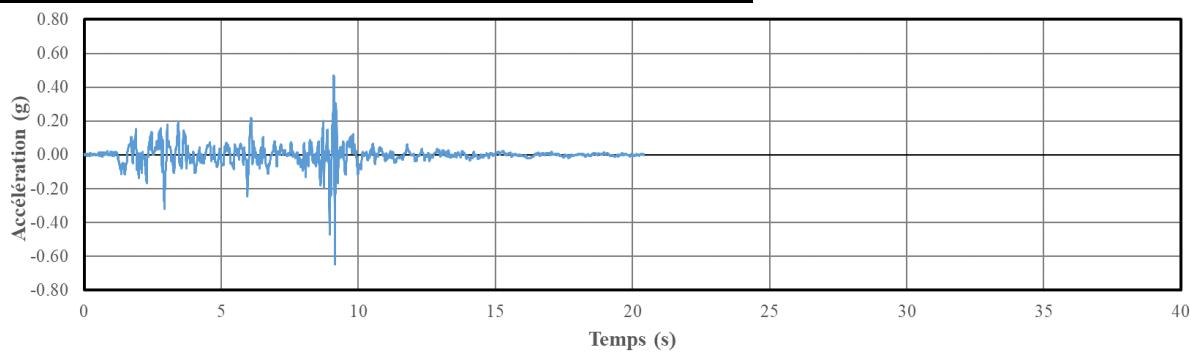


Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) R – TH5**Saguenay1988-Site09St-Pascal R – TH6****Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) T – TH7****Saguenay1988-Site08La Malbaie R – TH8**

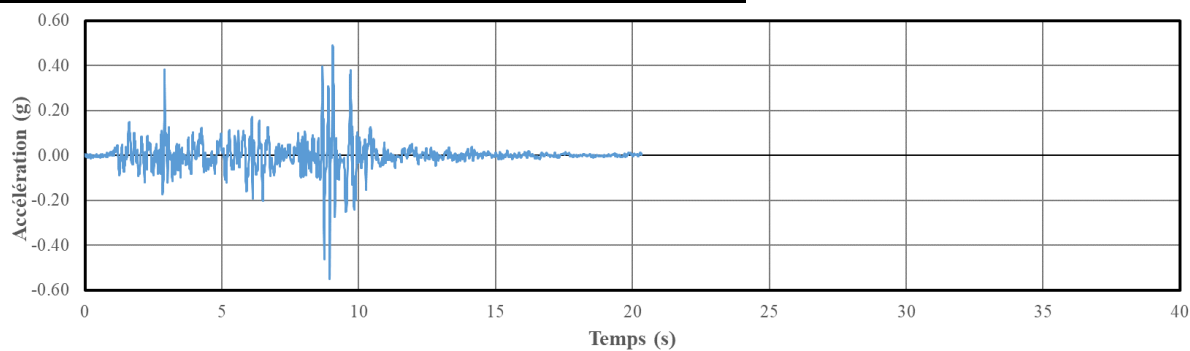
Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle T – TH9**Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle R – TH10****Saguenay1988-Site02Québec R – TH11**

Cas II à température initiale de 20°C

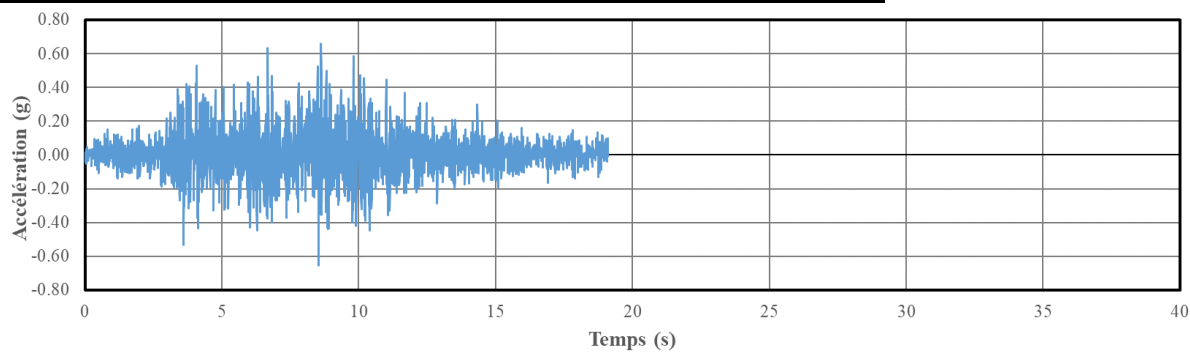
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) T – TH1



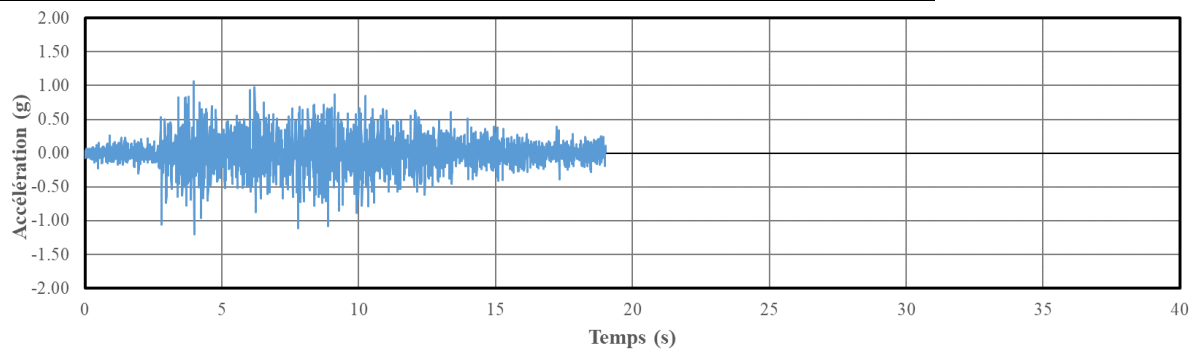
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) R – TH2

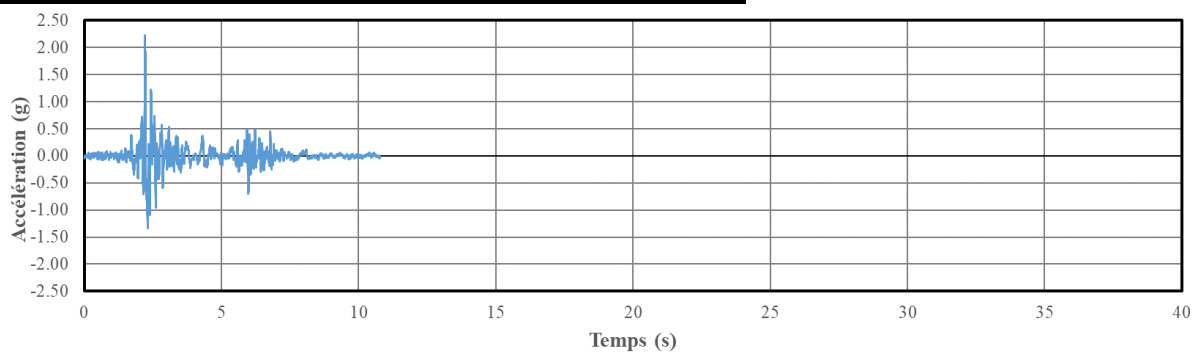
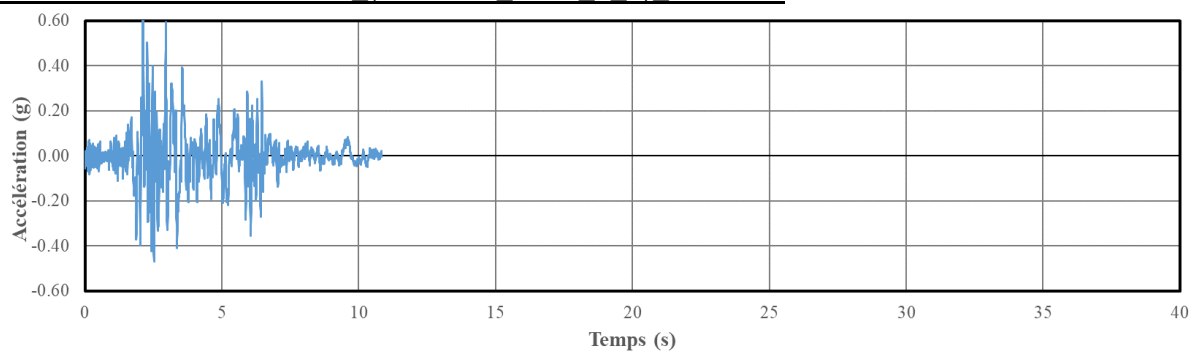
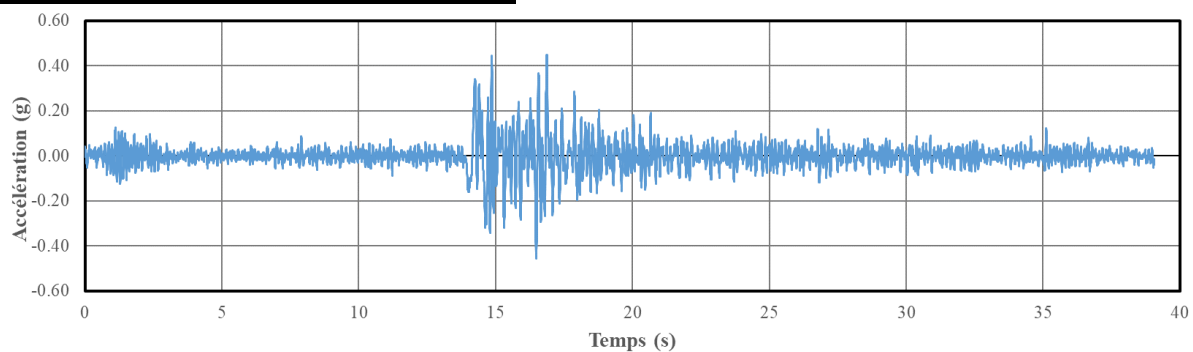
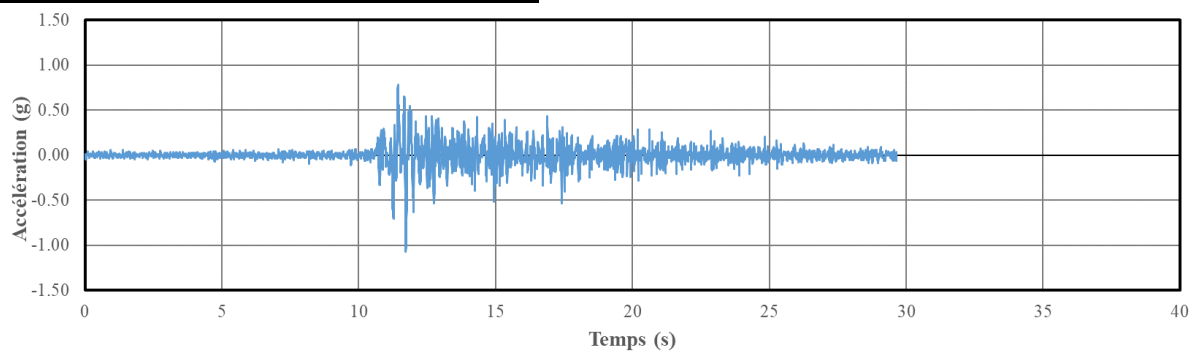


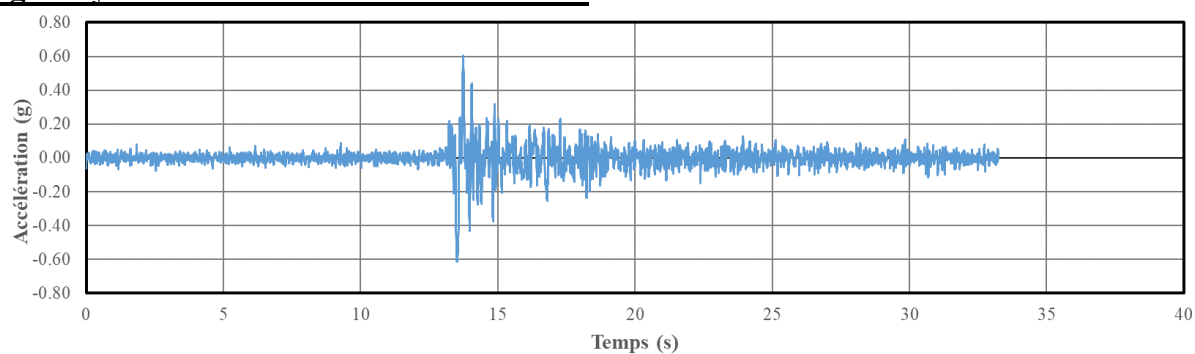
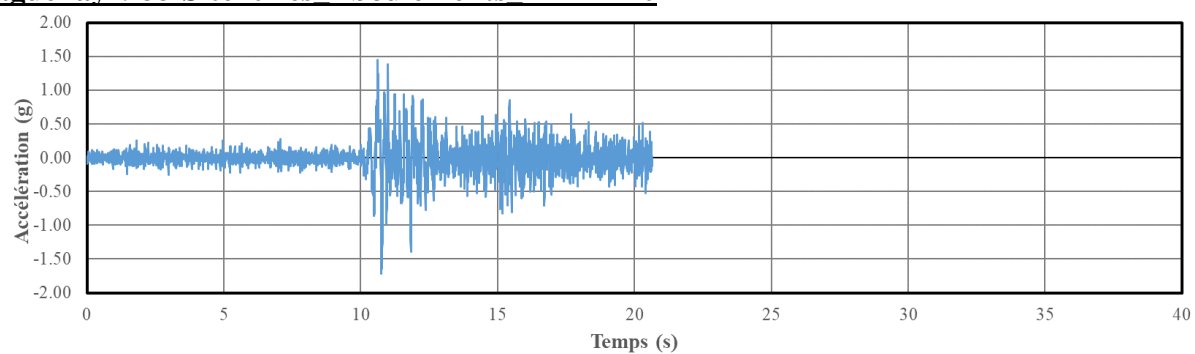
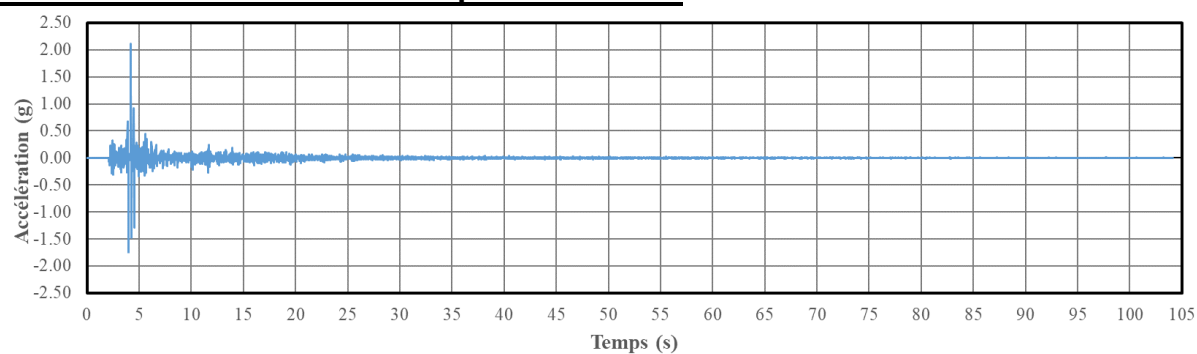
Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) T – TH3



Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) R – TH4

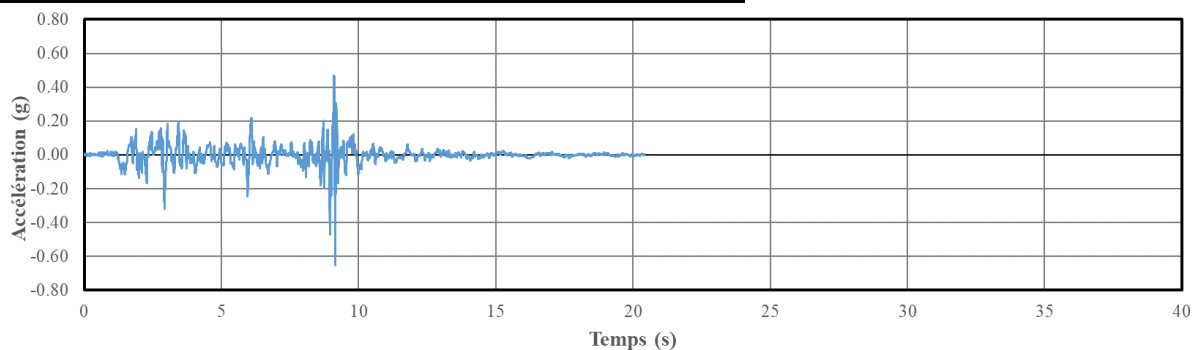


Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) R – TH5**Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) T – TH6****Saguenay1988-Site09St-Pascal R – TH7****Saguenay1988-Site08LaMalbaie R – TH8**

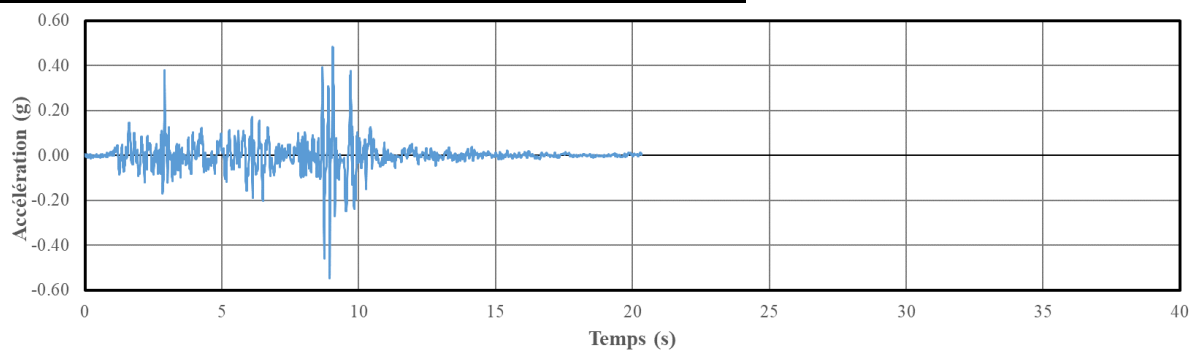
Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle T – TH9**Saguenay1988-Site20Les Éboulements R – TH10****2005.065.06.17.M5.4 RivièreDuLoup-A21 R – TH11**

Cas II à température initiale de -30°C

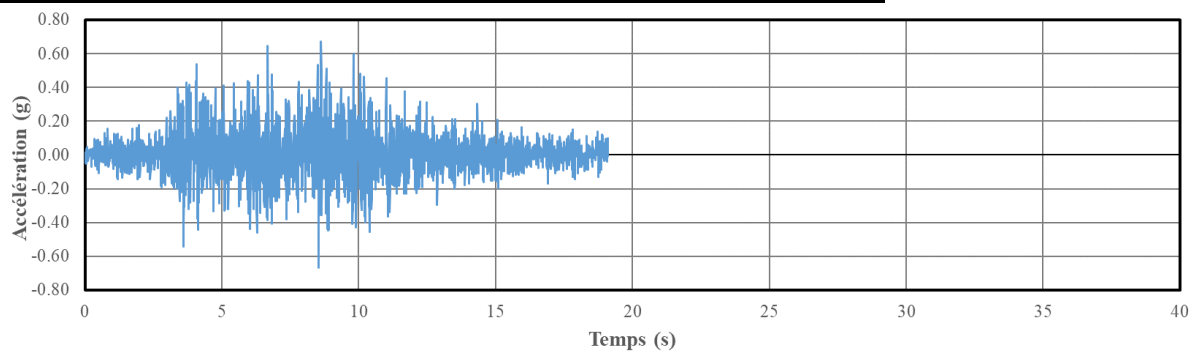
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) T – TH1



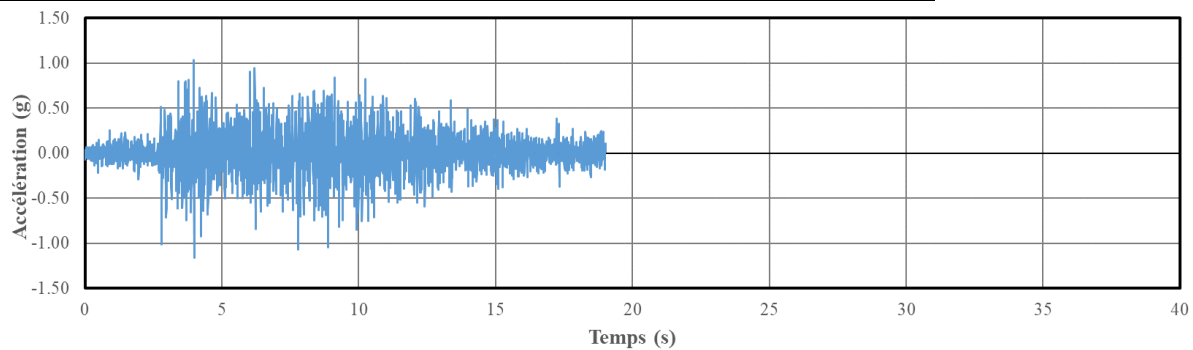
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) R – TH2

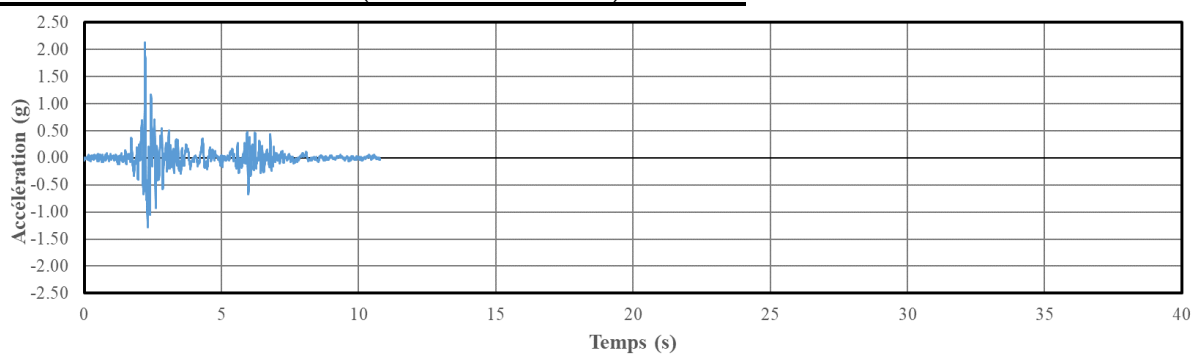
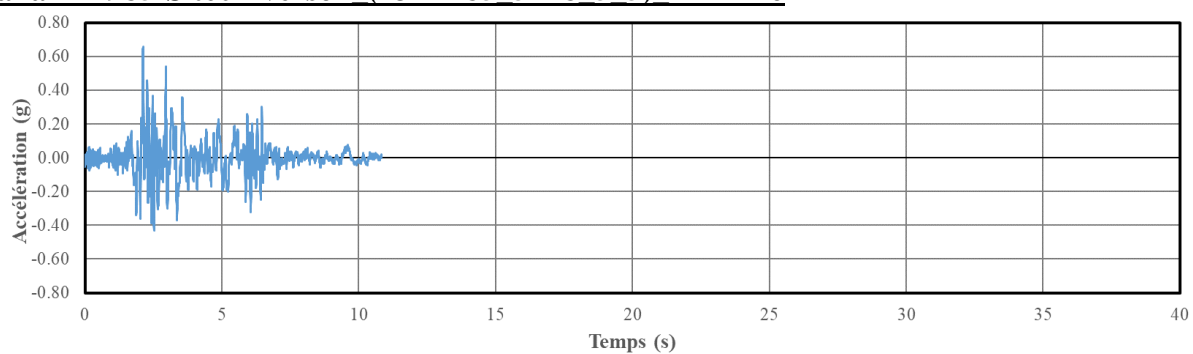
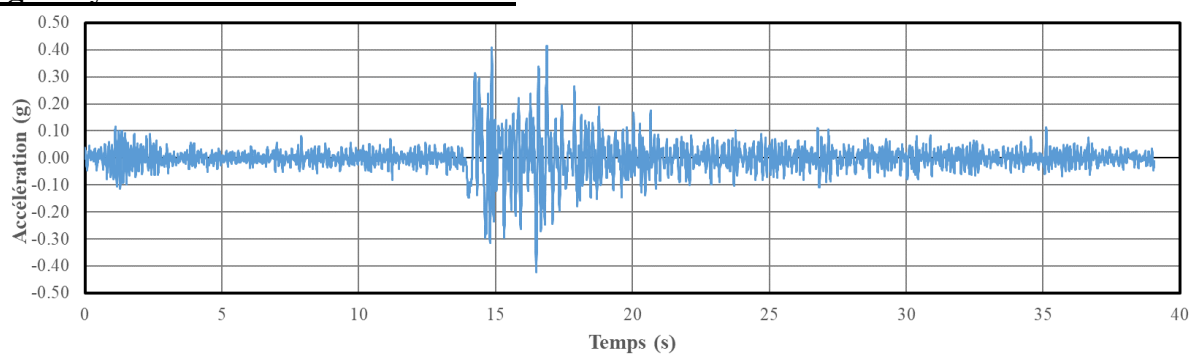
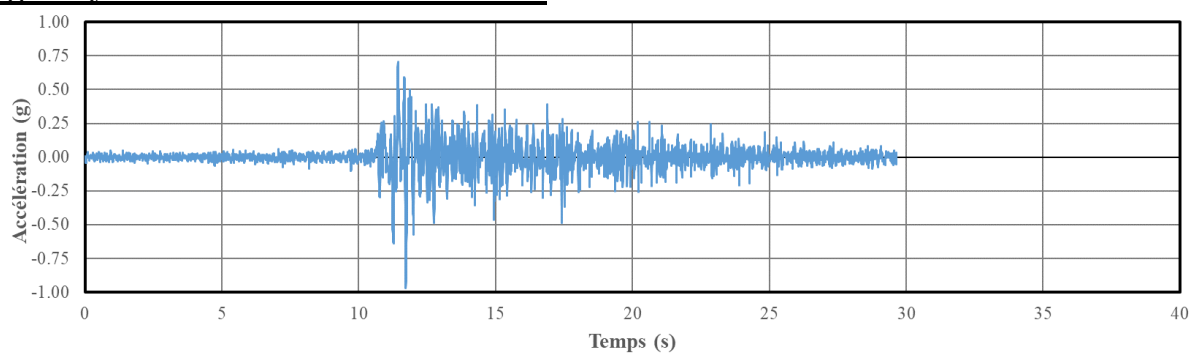


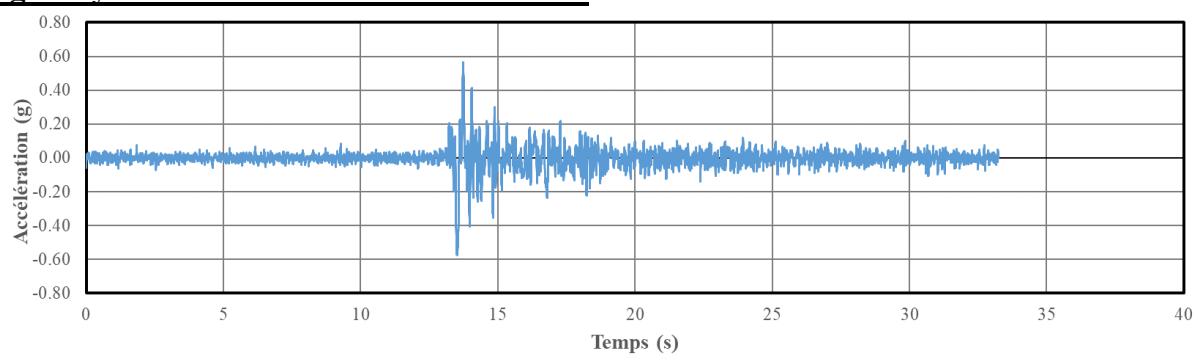
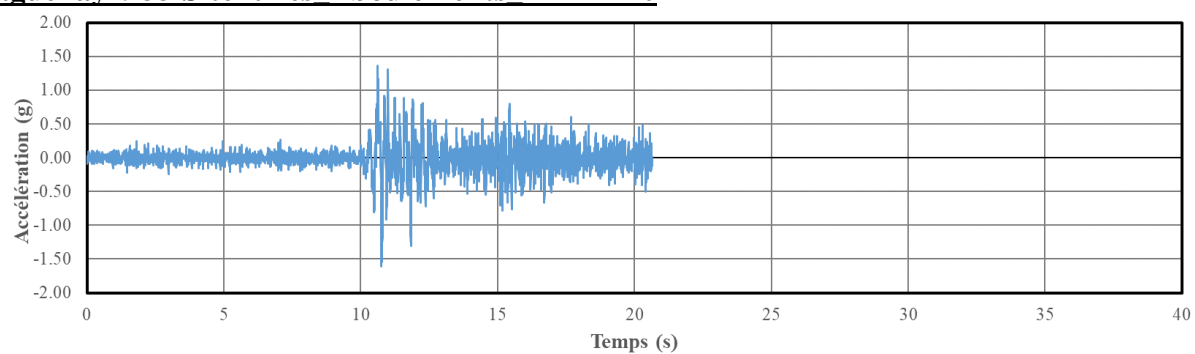
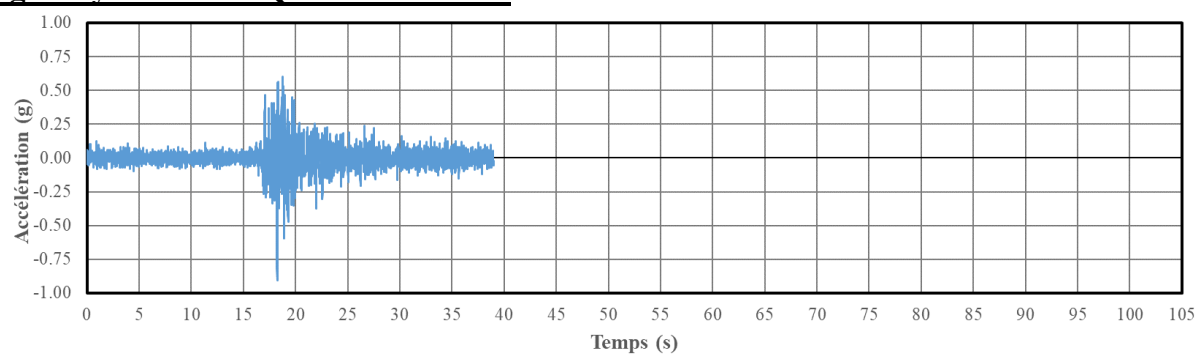
Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) T – TH3



Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) R – TH4

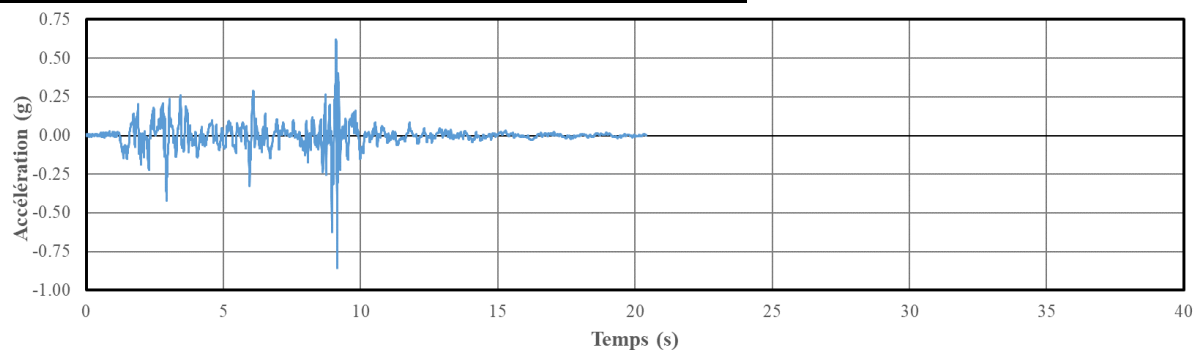


Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) R – TH5**Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) T – TH6****Saguenay1988-Site09St-Pascal R – TH7****Saguenay1988-Site08La Malbaie R – TH8**

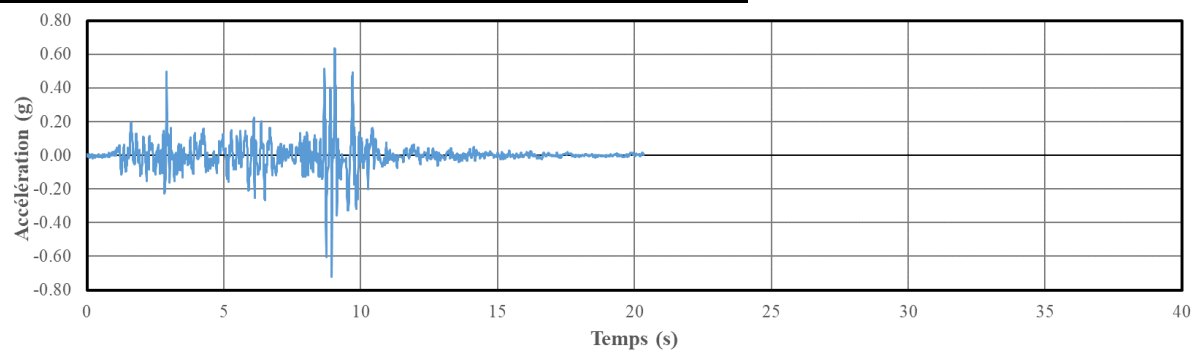
Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle T – TH9**Saguenay1988-Site20Les Éboulements R – TH10****Saguenay1988-Site02Québec R – TH11**

Cas III à température initiale de 20°C

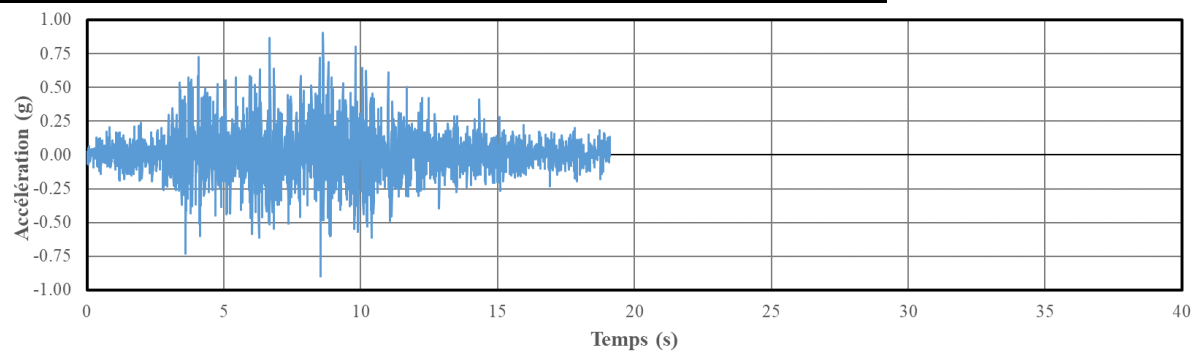
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) T – TH1



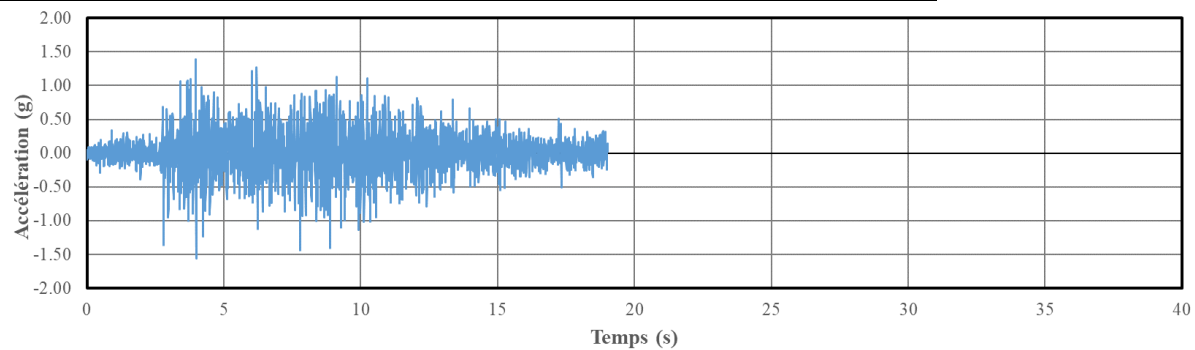
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) R – TH2

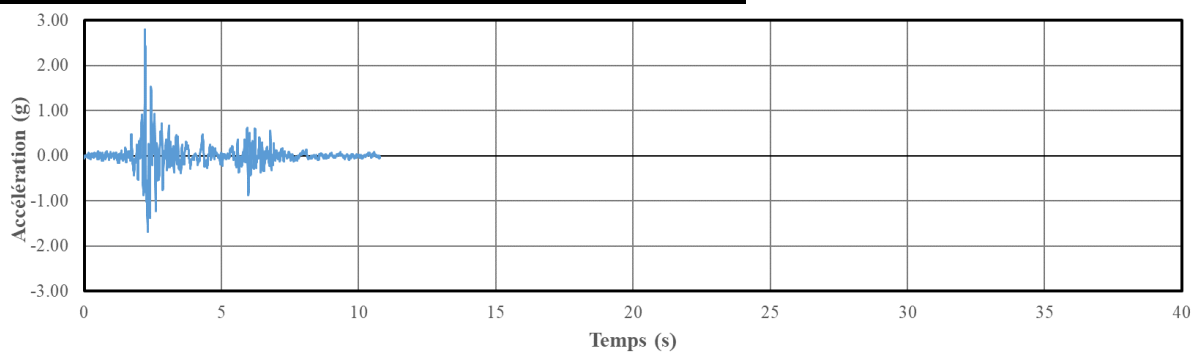
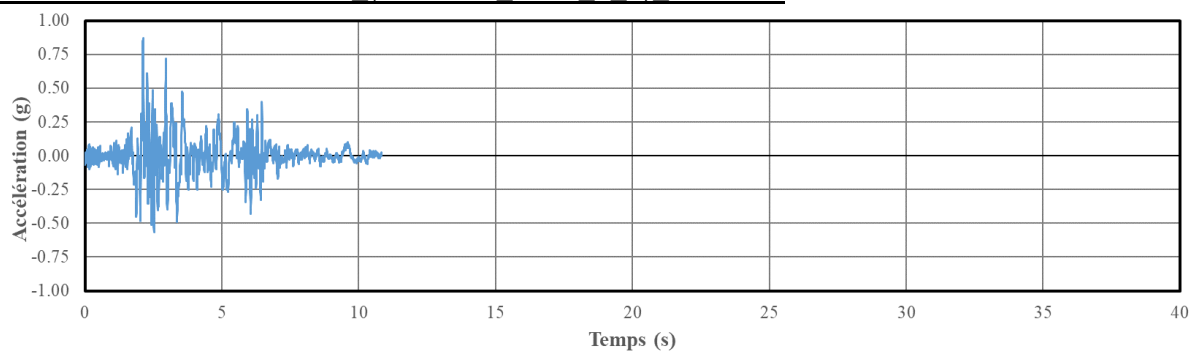
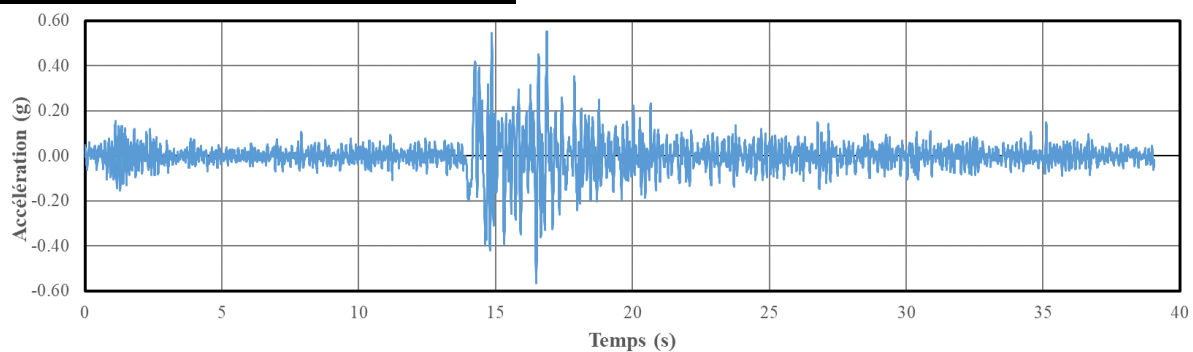
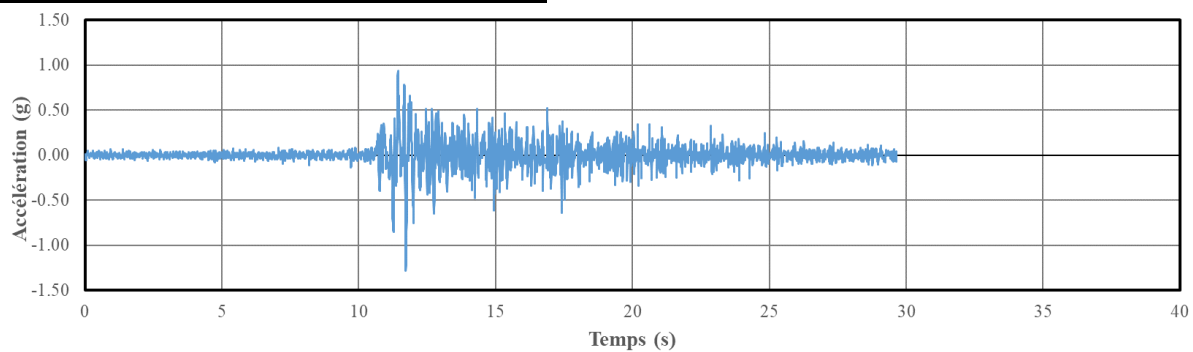


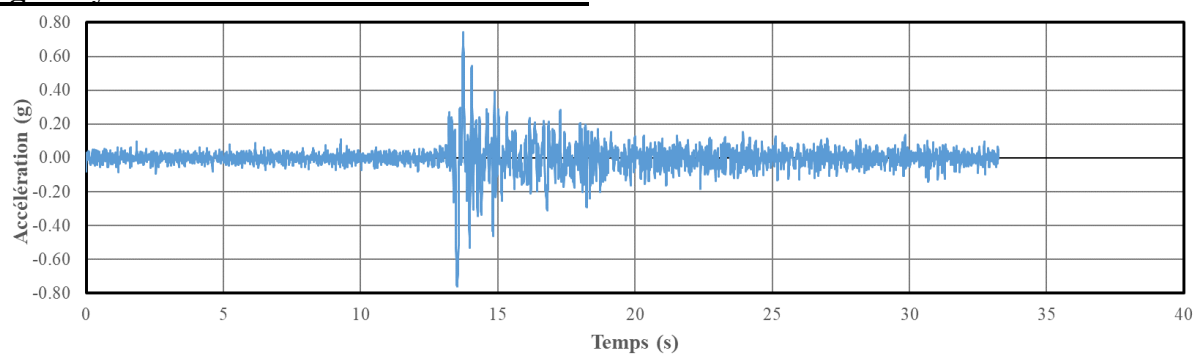
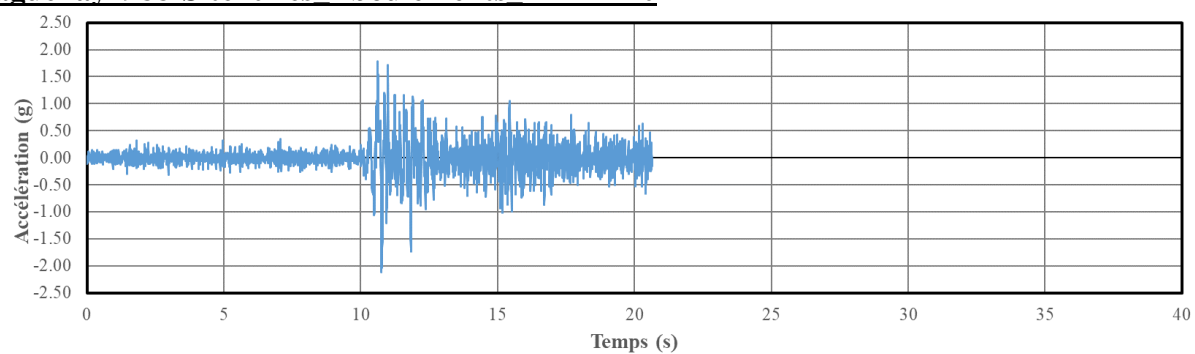
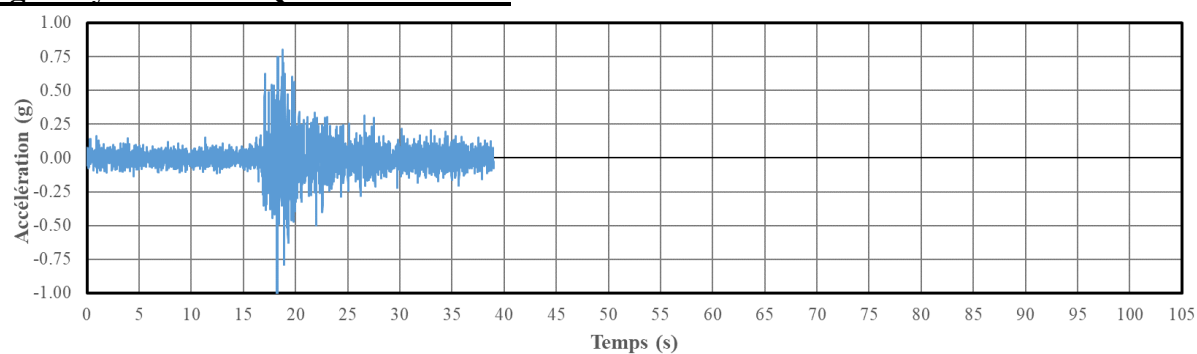
Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) T – TH3



Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) R – TH4

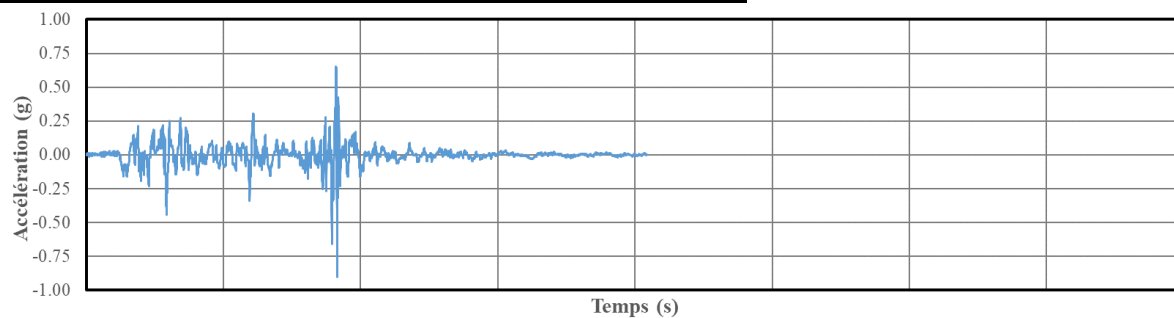


Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) R – TH5**Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) T – TH6****Saguenay1988-Site09St-Pascal R – TH7****Saguenay1988-Site08La Malbaie R – TH8**

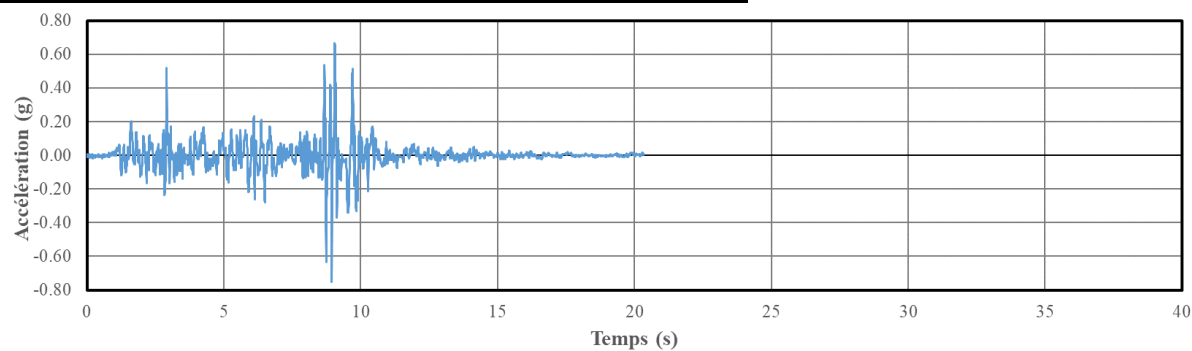
Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle T – TH9**Saguenay1988-Site20Les Éboulements R – TH10****Saguenay1988-Site02Québec R – TH11**

Cas III à température initiale de -30°C

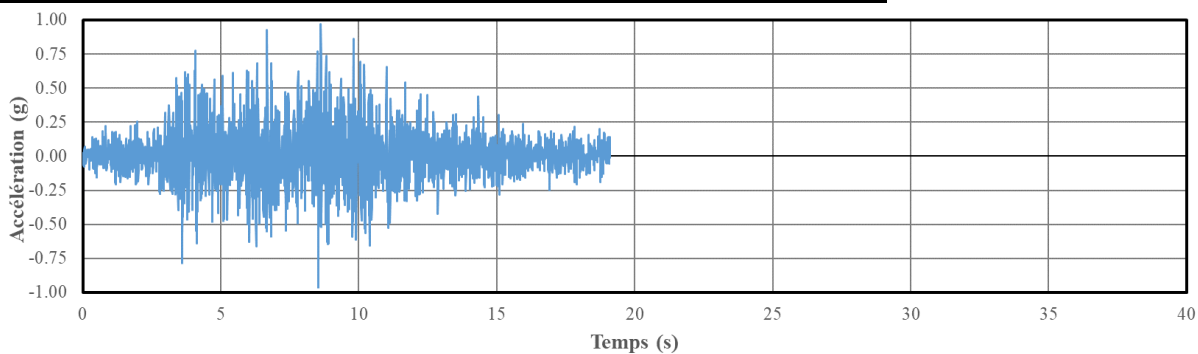
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) T – TH1



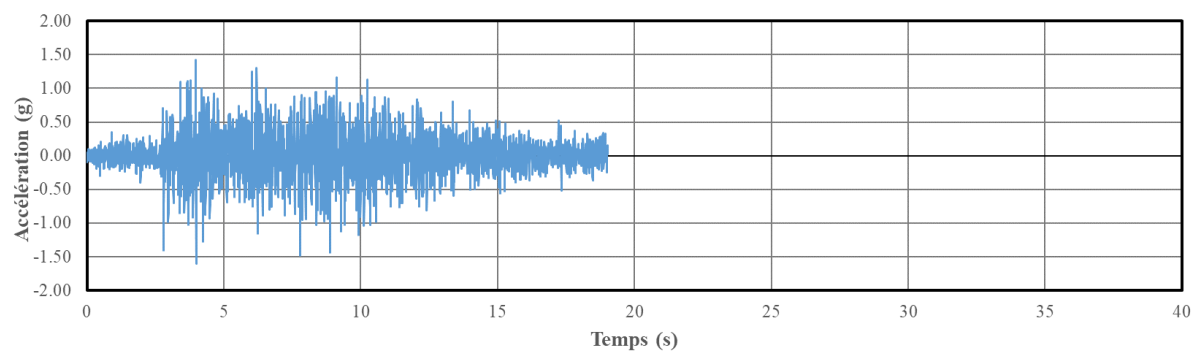
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) R – TH2

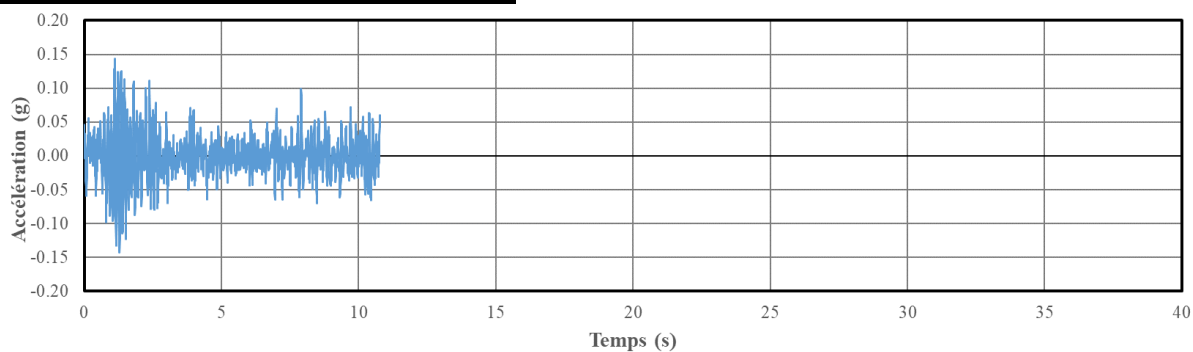
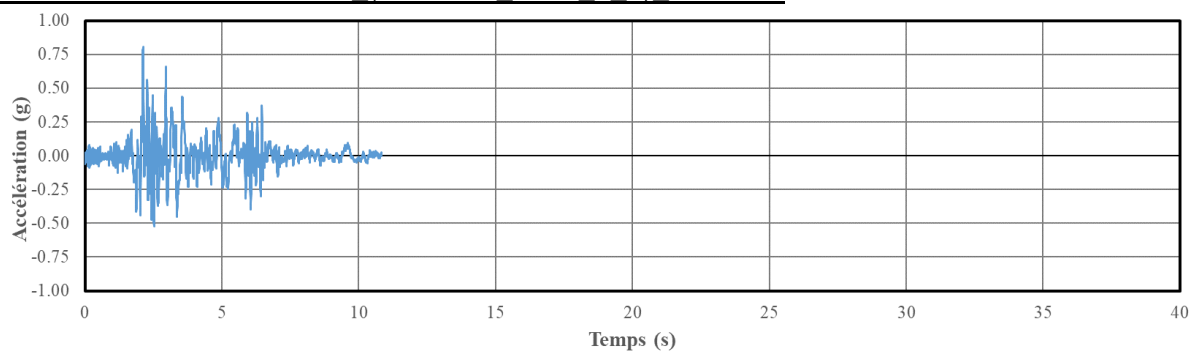
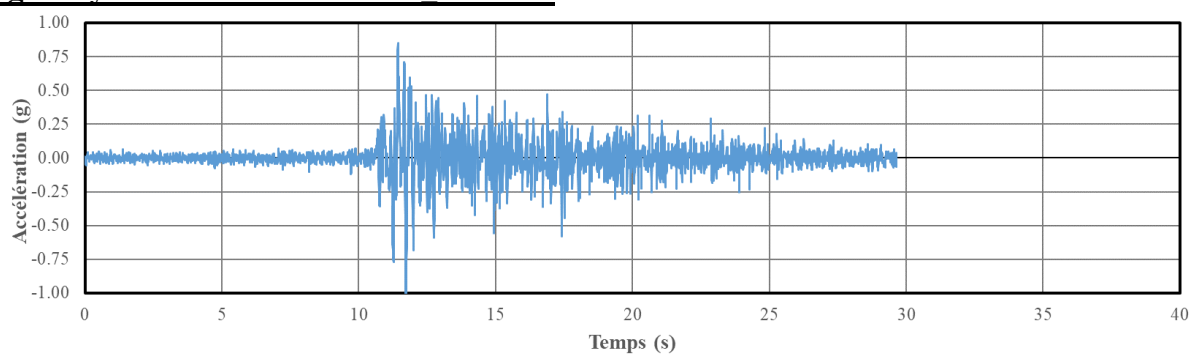
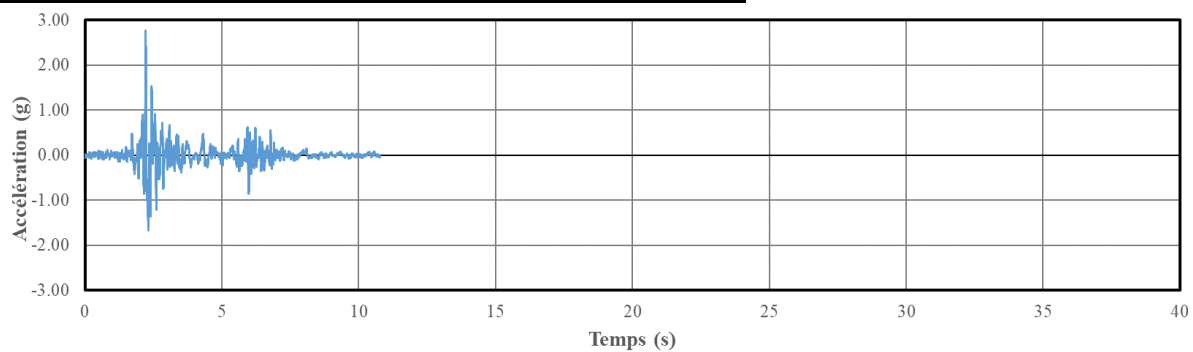


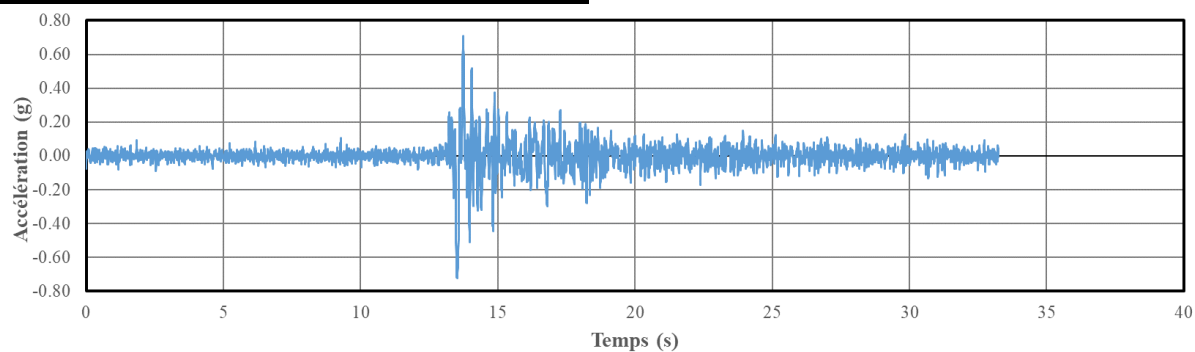
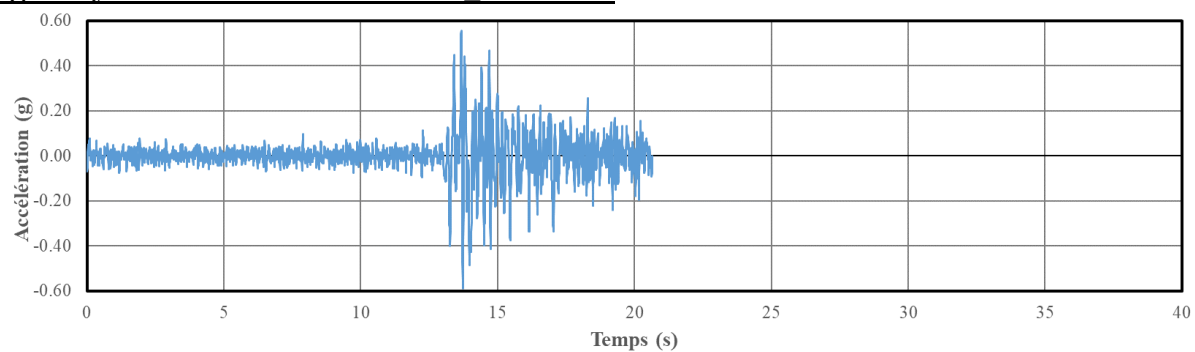
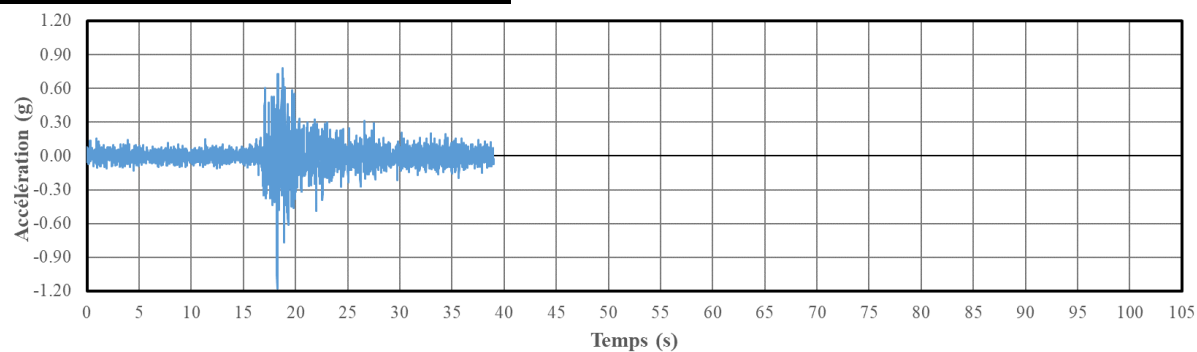
Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) T – TH3



Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) R – TH4

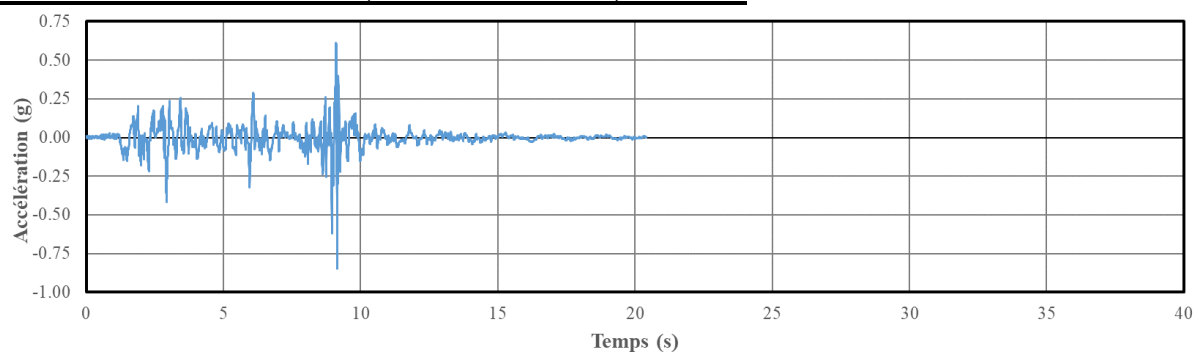


Saguenay1988-Site09St-Pascal R – TH5**Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) T – TH6****Saguenay1988-Site08La Malbaie R – TH7****Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) R – TH8**

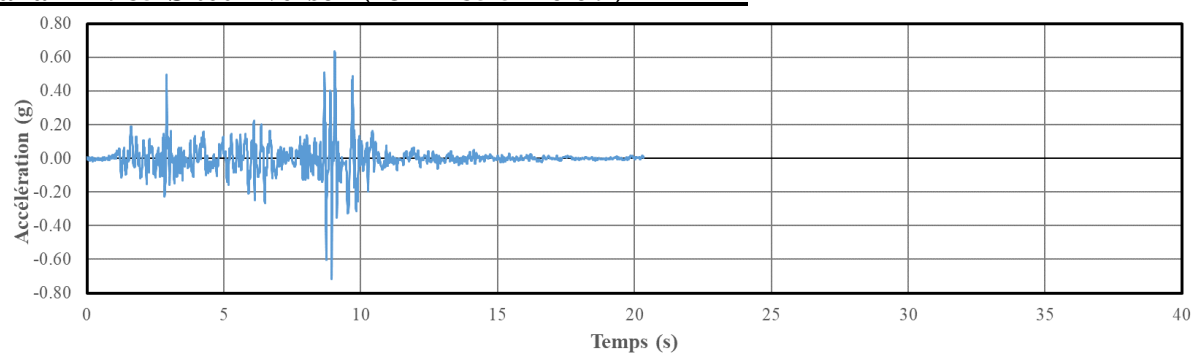
Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle T – TH9**Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle R – TH10****Saguenay1988-Site02Québec R – TH11**

Cas IV à température initiale de 20°C

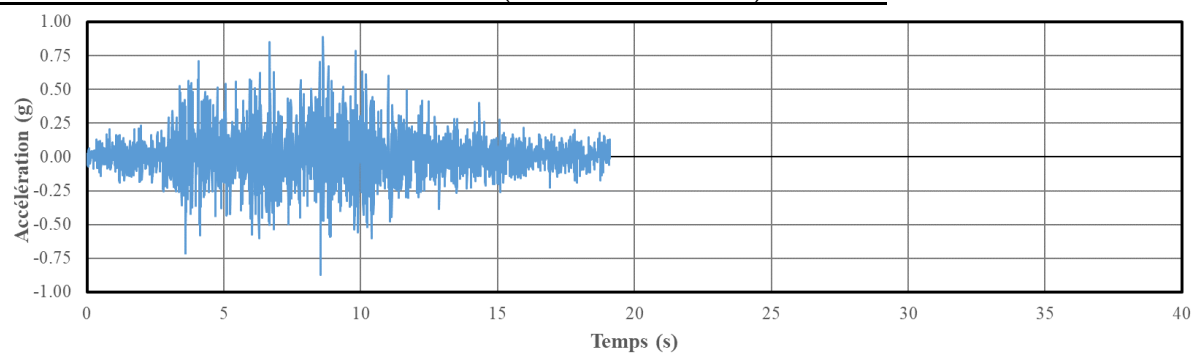
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) T – TH1



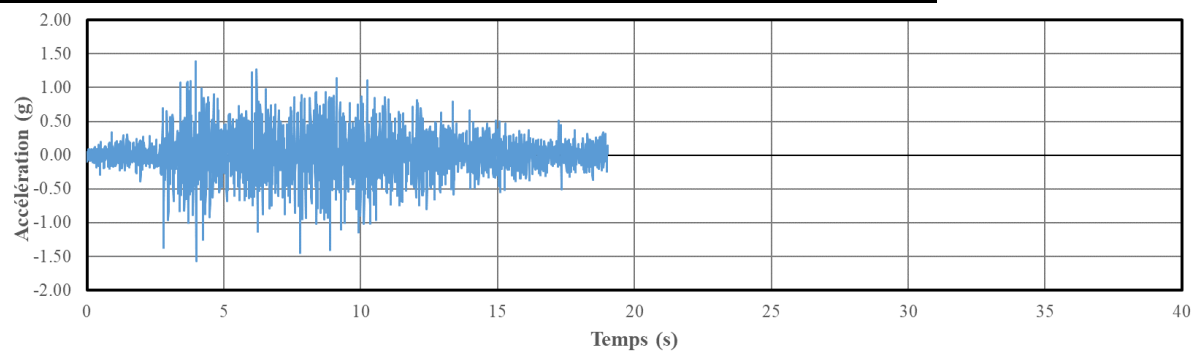
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) R – TH2



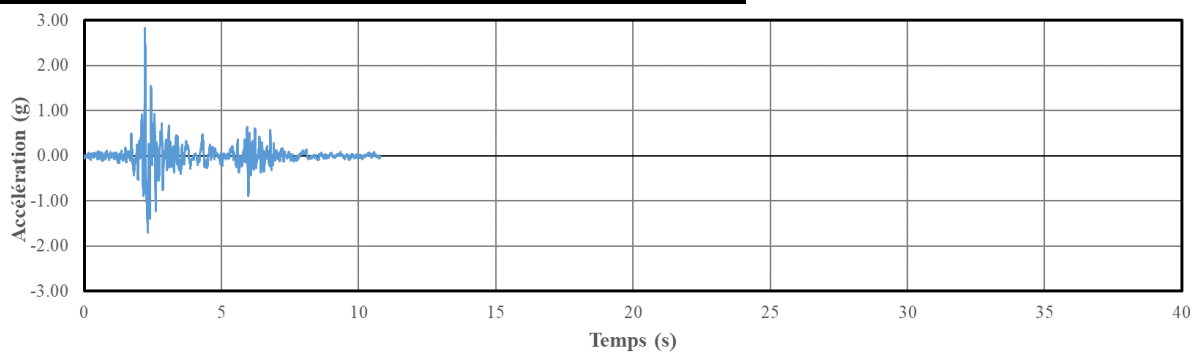
Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) T – TH3



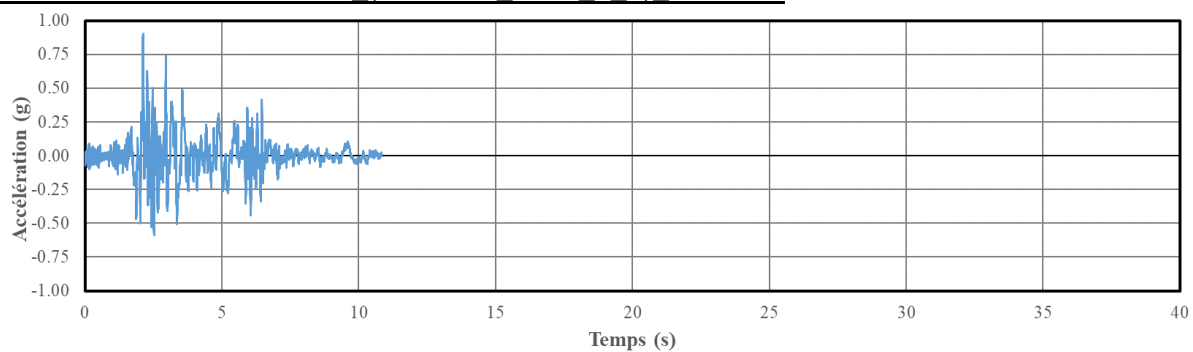
Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) R – TH4



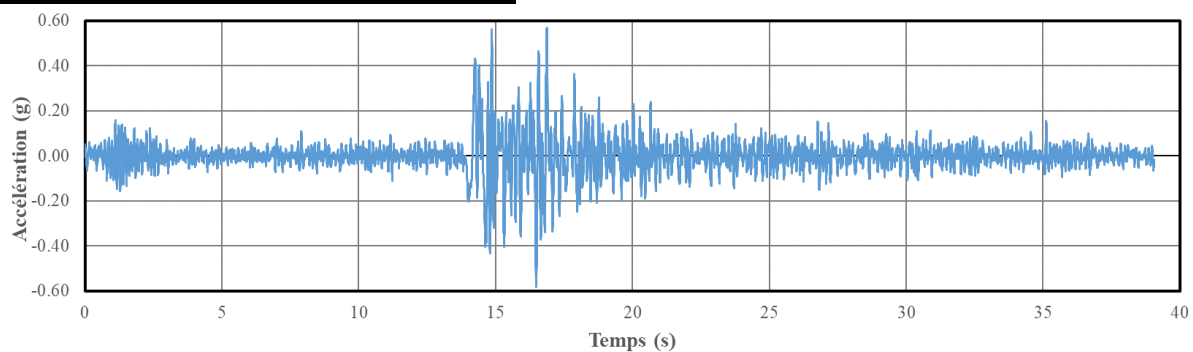
Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) R – TH5



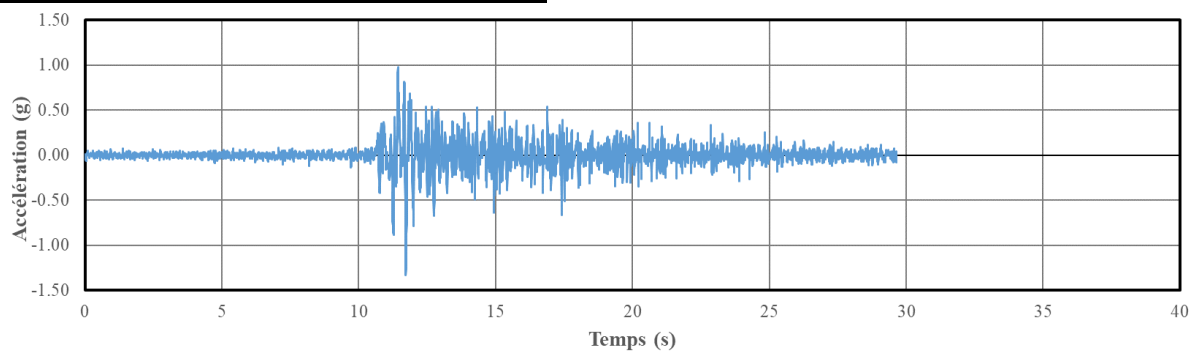
Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) T – TH6

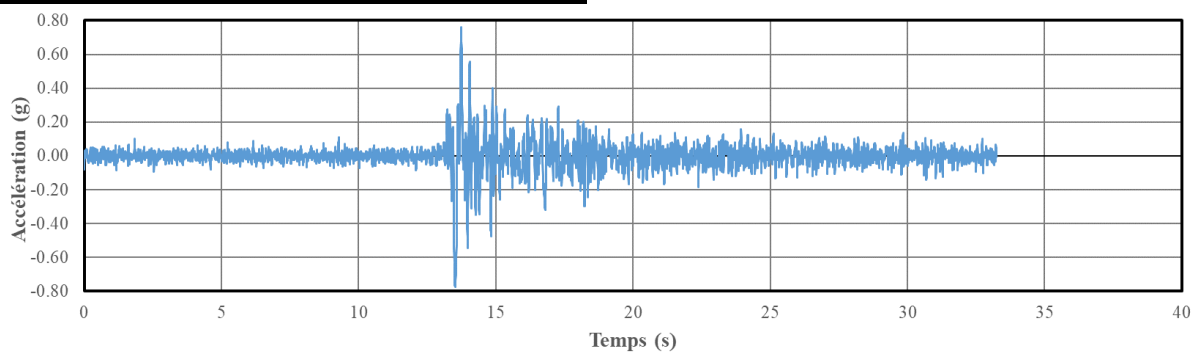
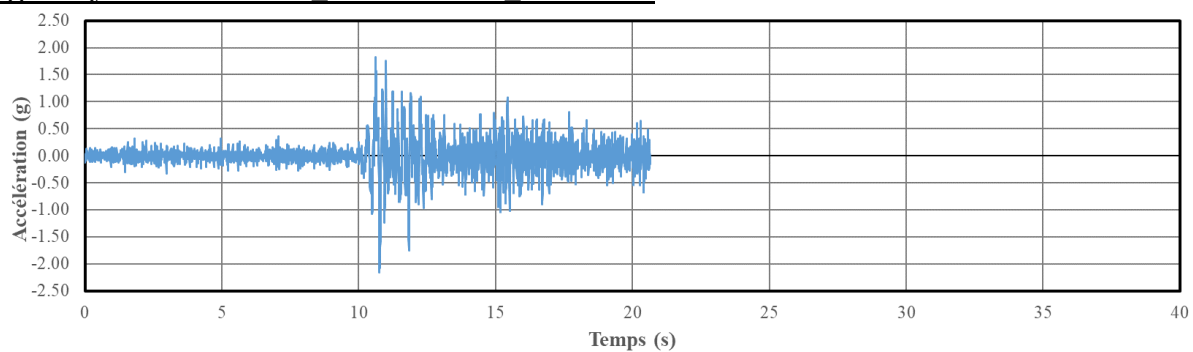
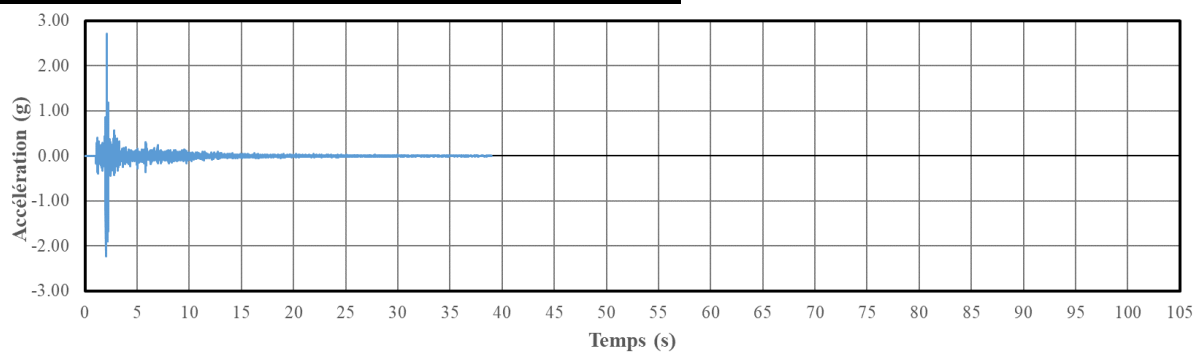


Saguenay1988-Site09St-Pascal R – TH7



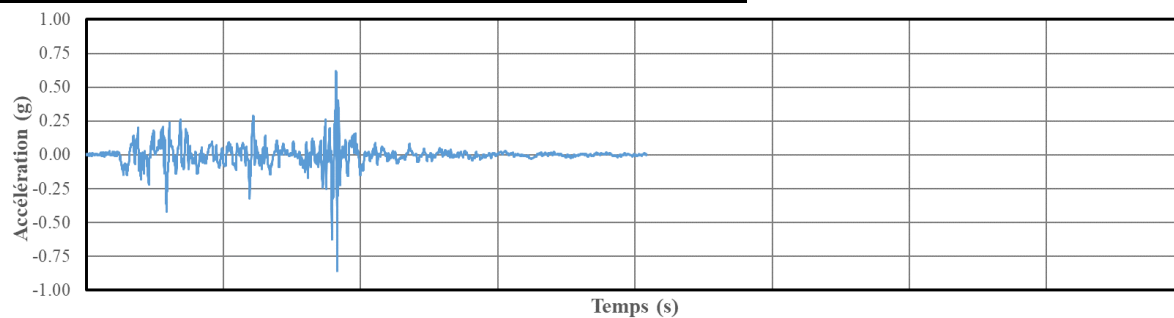
Saguenay1988-Site08La Malbaie R – TH8



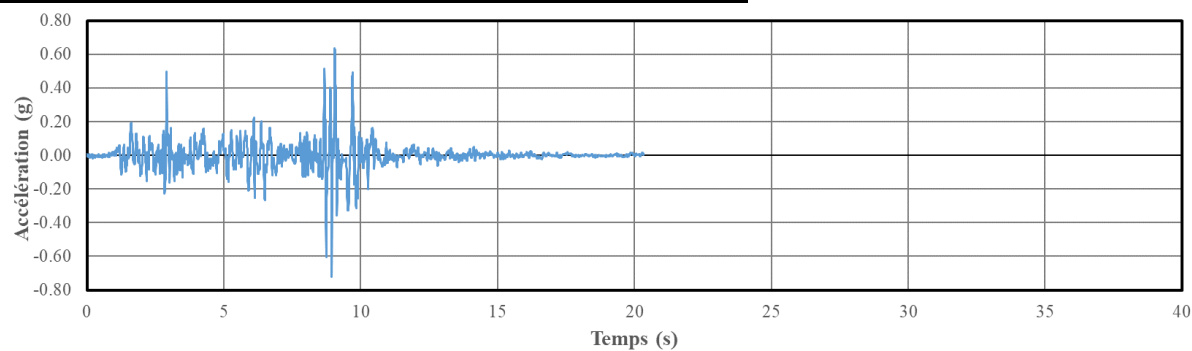
Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle T – TH9**Saguenay1988-Site20Les Éboulements R – TH10****2005.065.06.17.M5.4 RiviereDuLoup-A21 R – TH11**

Cas IV à température initiale de -30°C

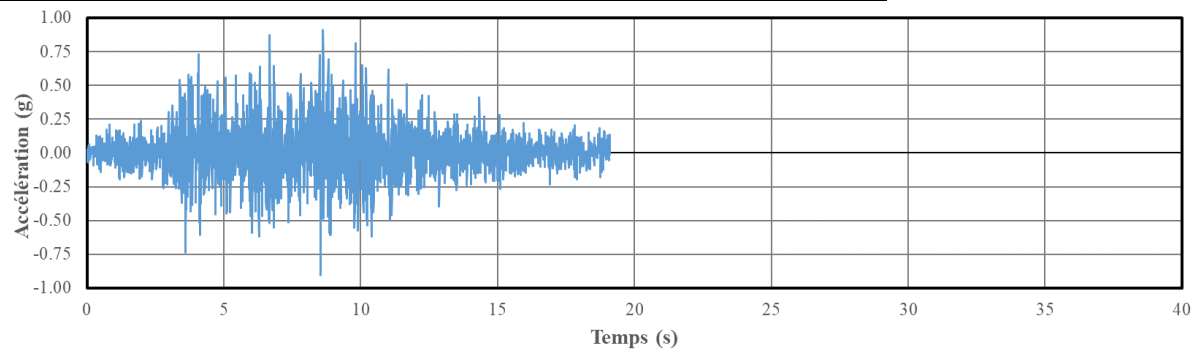
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) T – TH1



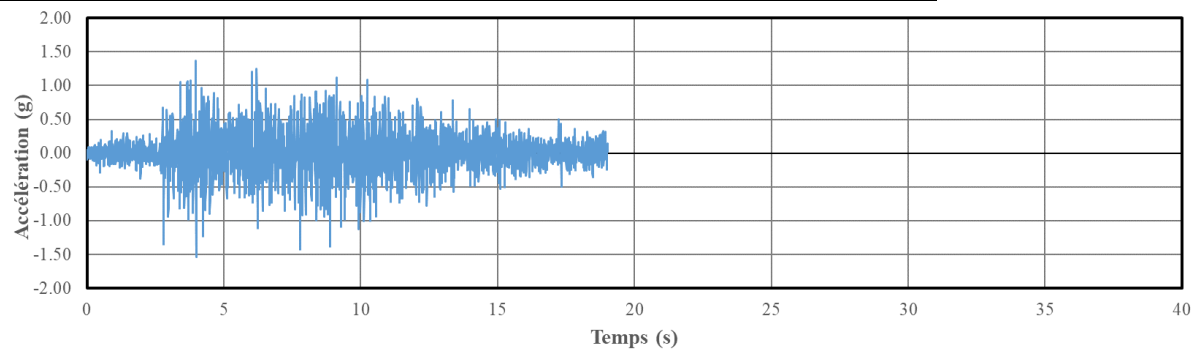
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) R – TH2

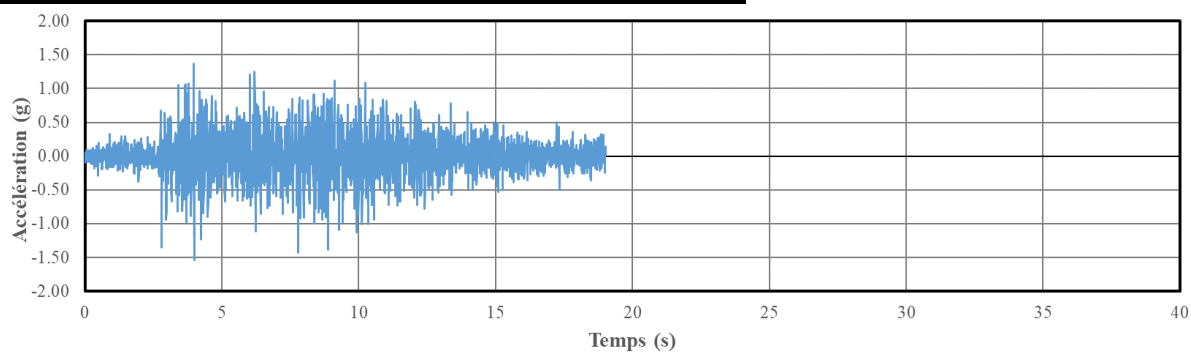
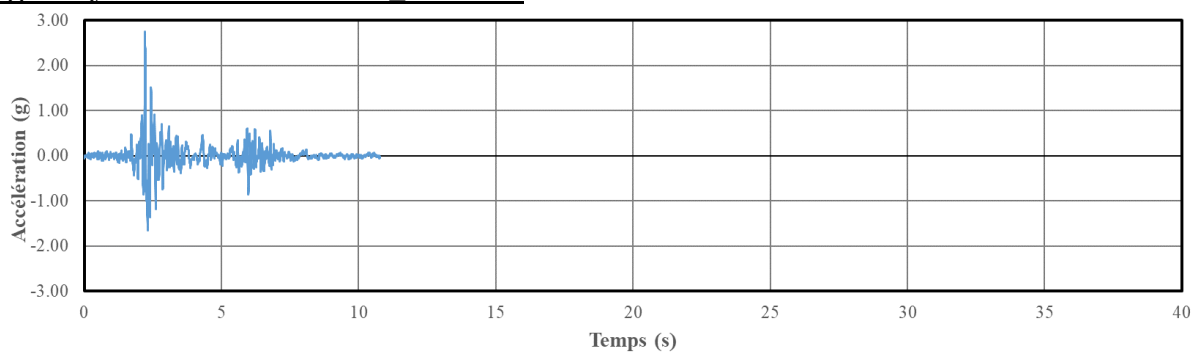
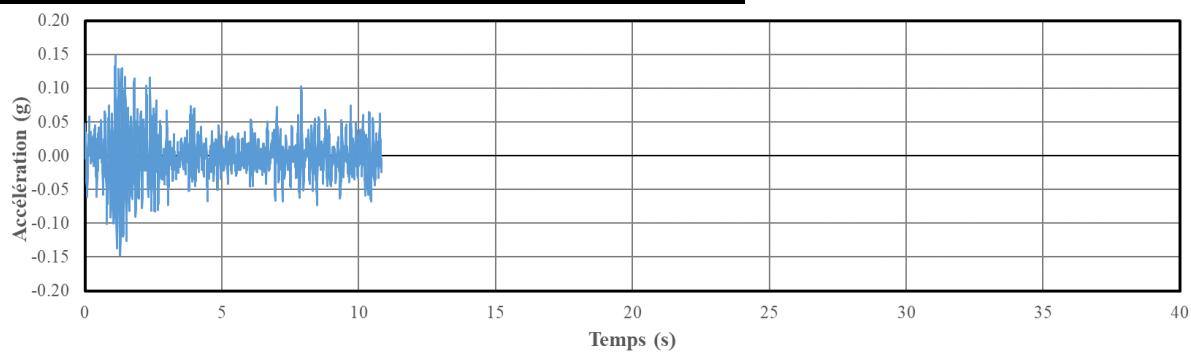
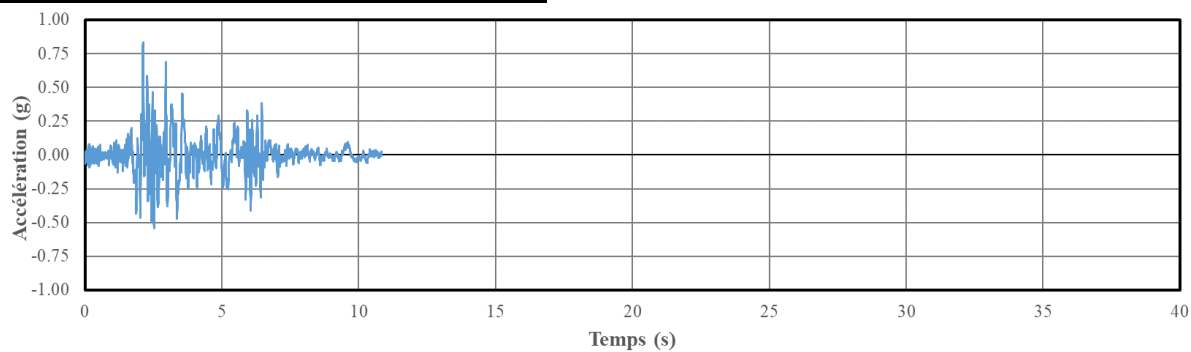


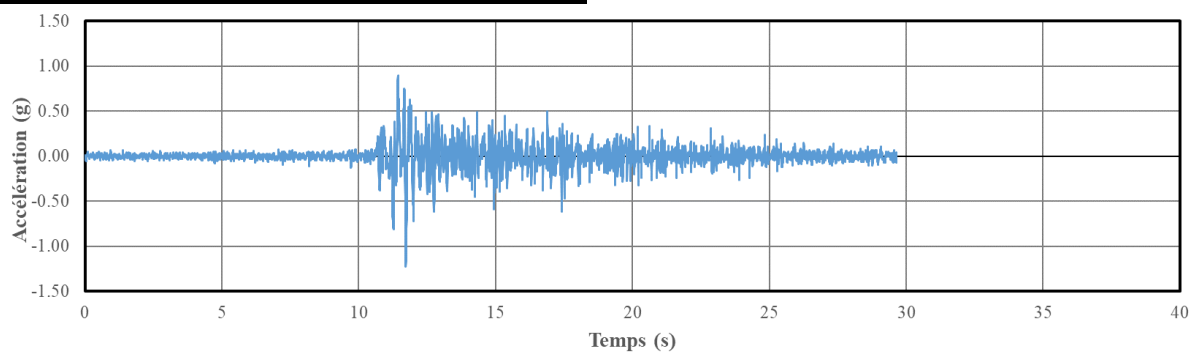
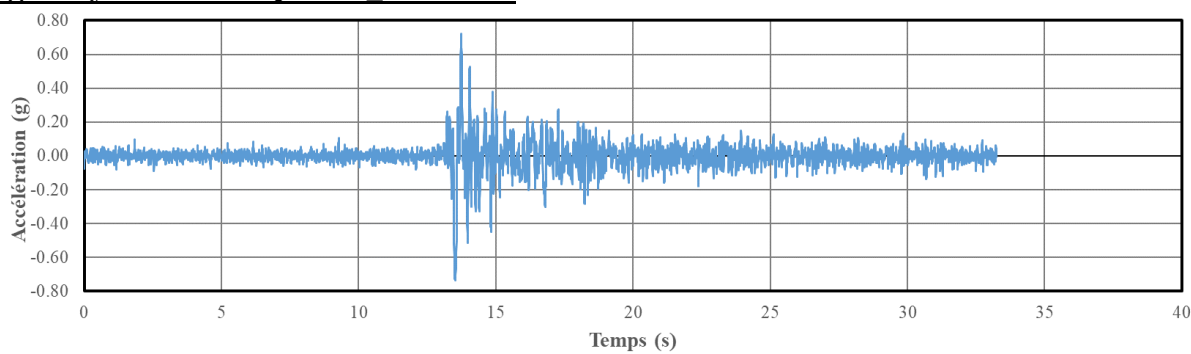
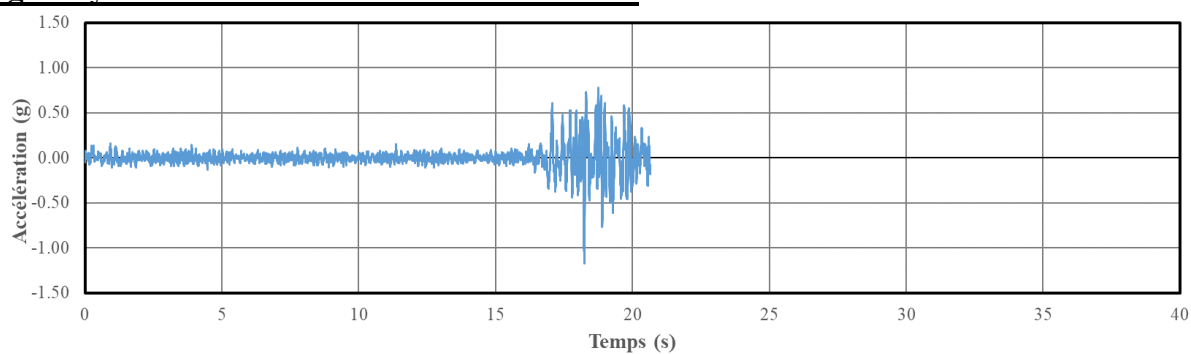
Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) T – TH3



Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) R – TH4

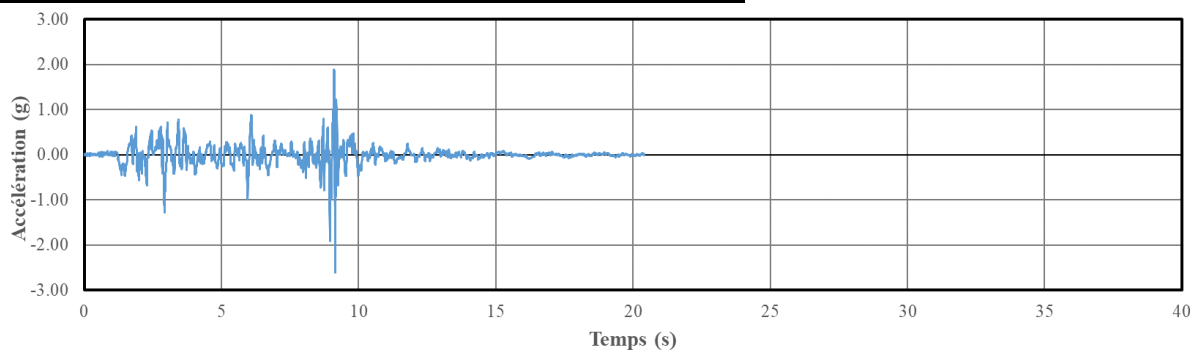


Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) R – TH5**Saguenay1988-Site09St-Pascal R – TH6****Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) T – TH7****Saguenay1988-Site08La Malbaie R – TH8**

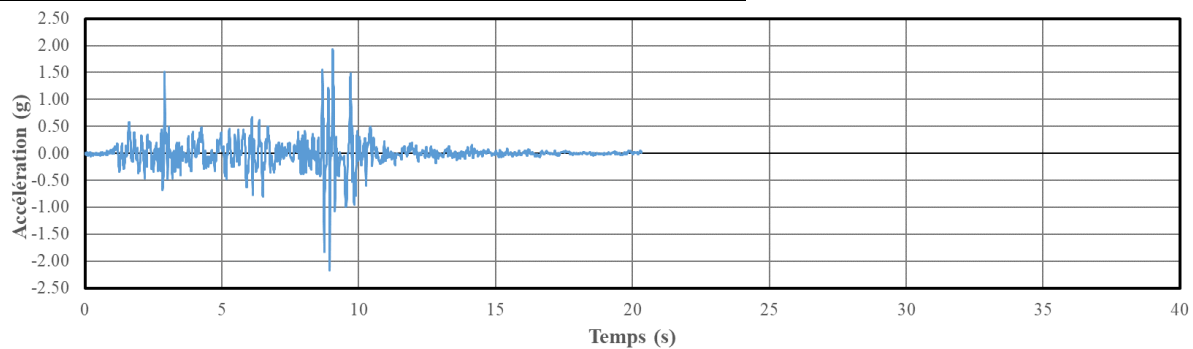
Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle T – TH9**Saguenay1988-Site02Québec R – TH10****Saguenay1988-Site20Les Éboulements R – TH11**

Cas V à température initiale de 20°C

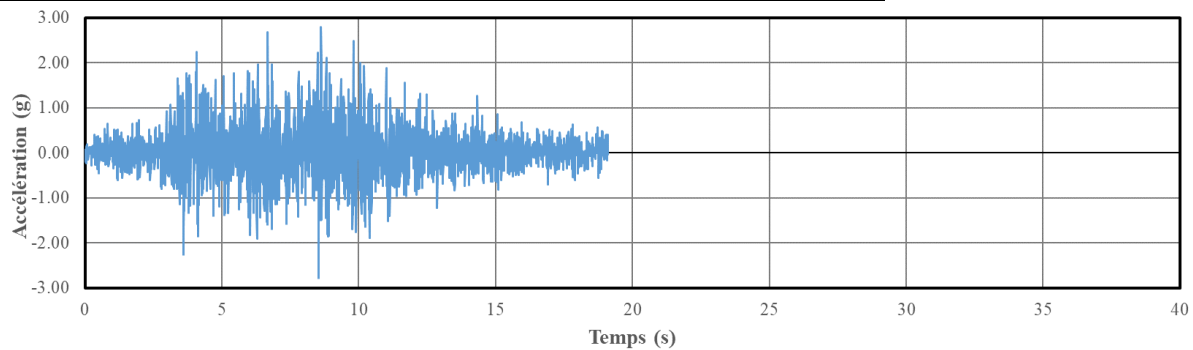
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) T – TH1



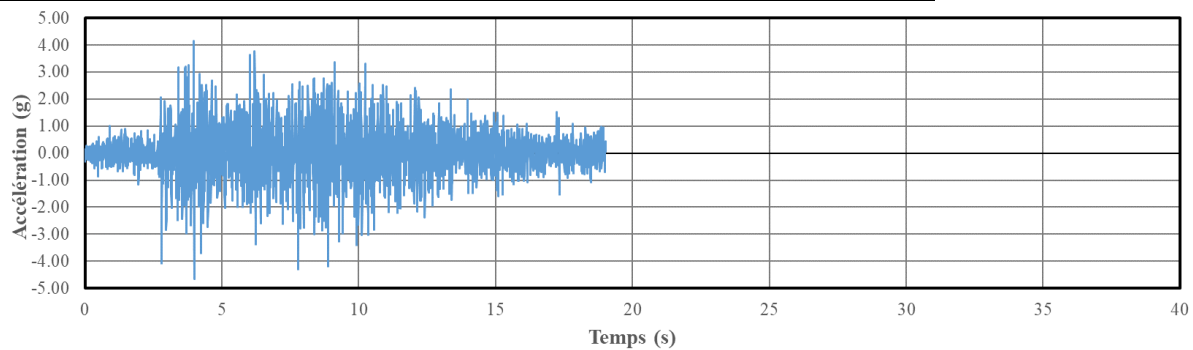
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) R – TH2

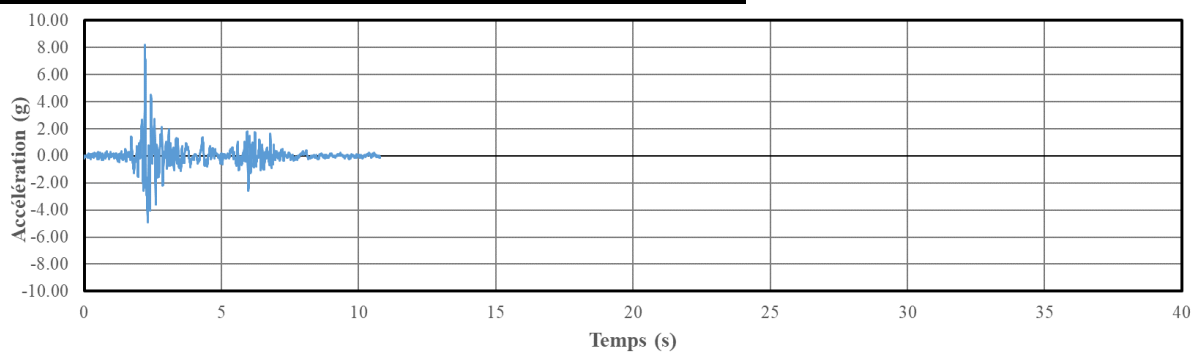
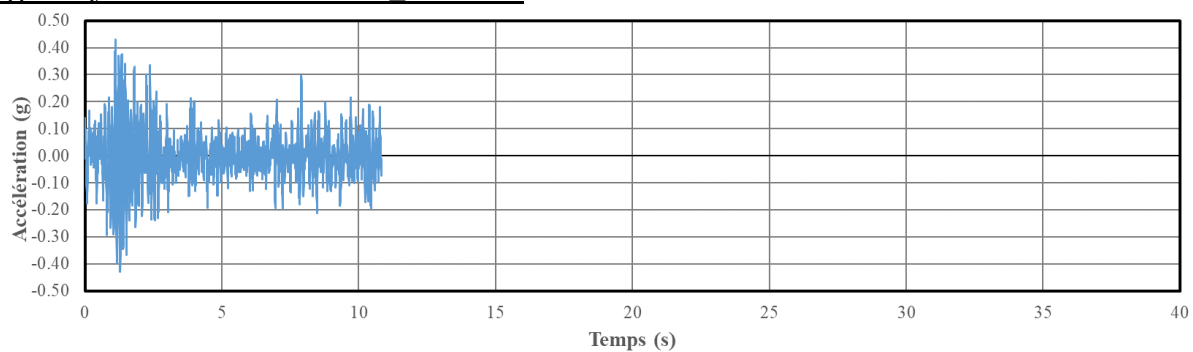
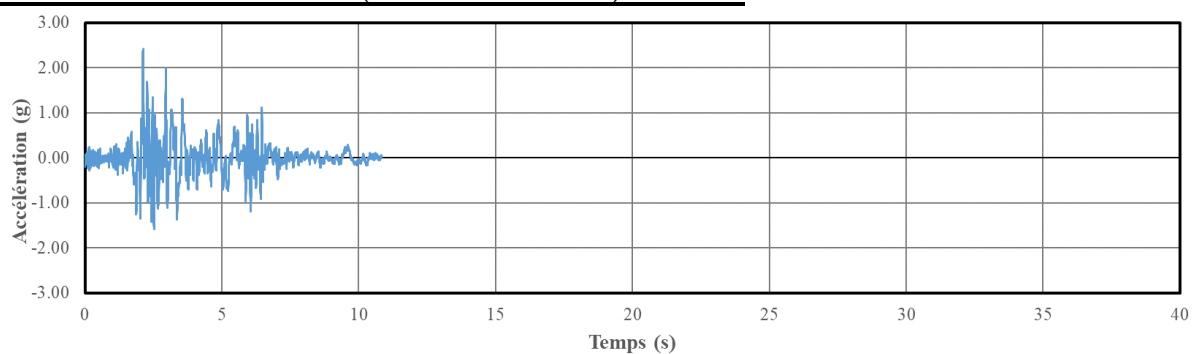
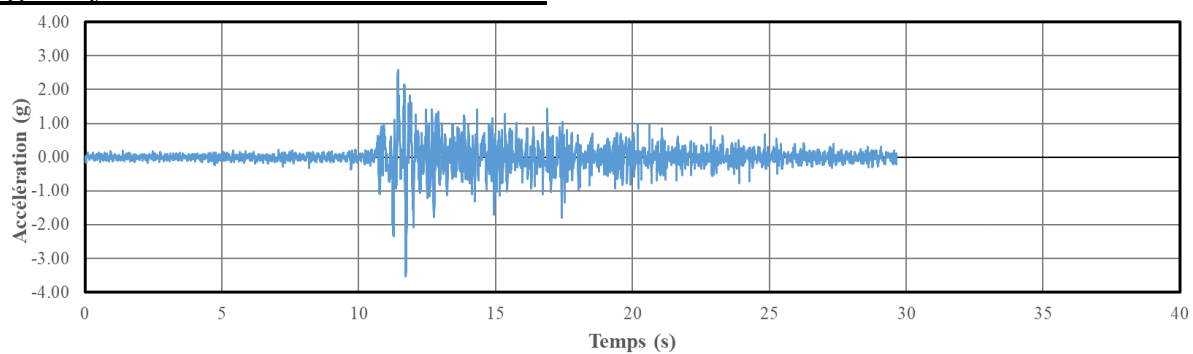


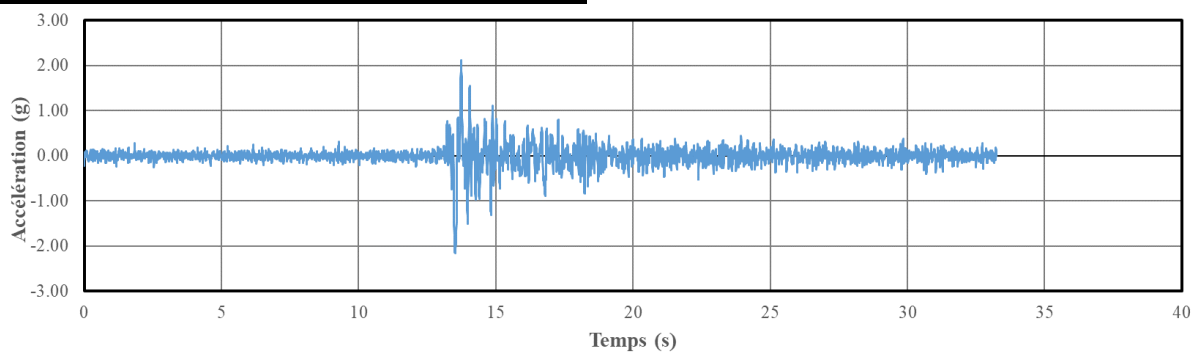
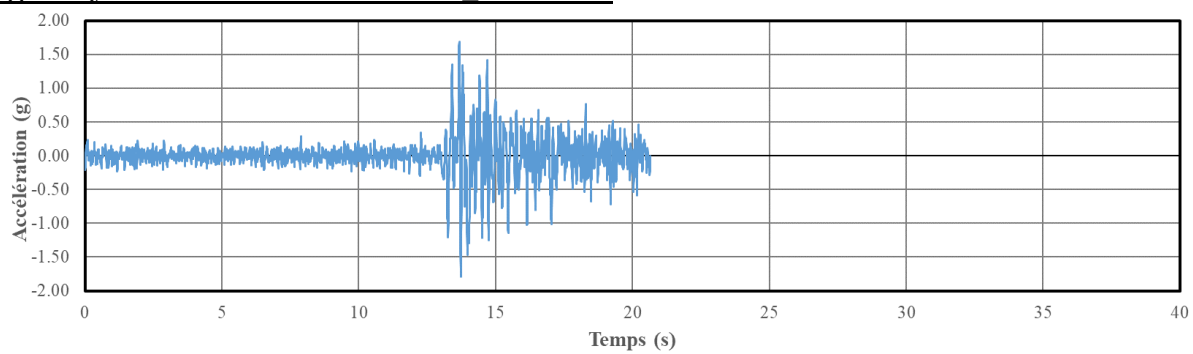
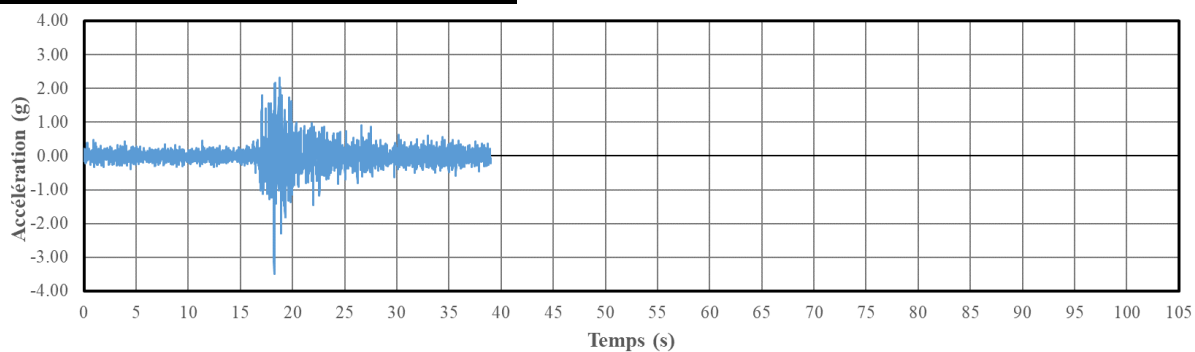
Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) T – TH3



Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) R – TH4

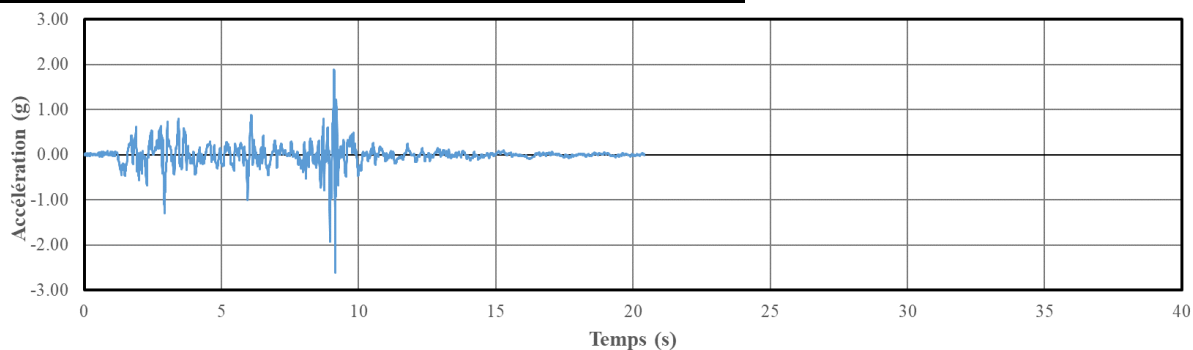


Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) R – TH5**Saguenay1988-Site09St-Pascal R – TH6****Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) T – TH7****Saguenay1988-Site08La Malbaie R – TH8**

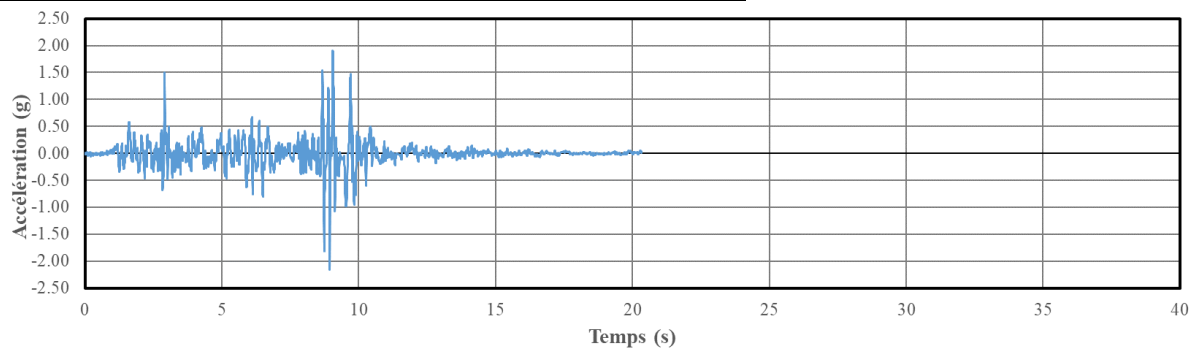
Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle T – TH9**Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle R – TH10****Saguenay1988-Site02Québec R – TH11**

Cas V à température initiale de -30°C

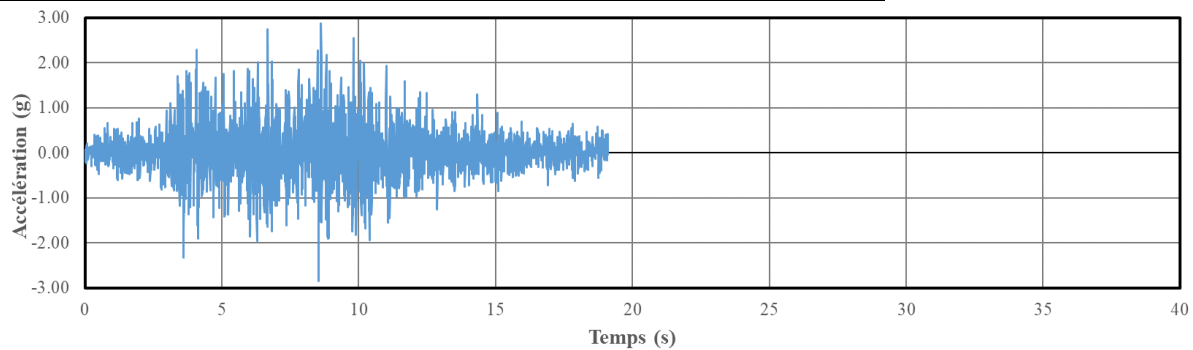
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) T – TH1



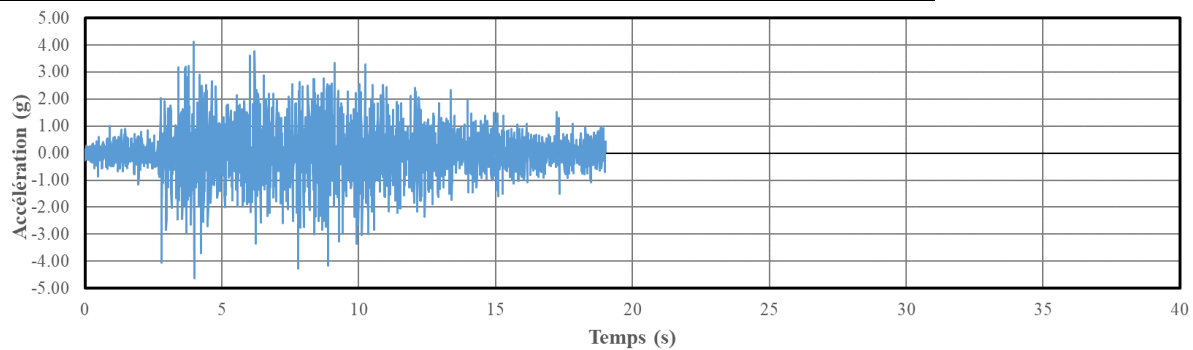
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) R – TH2

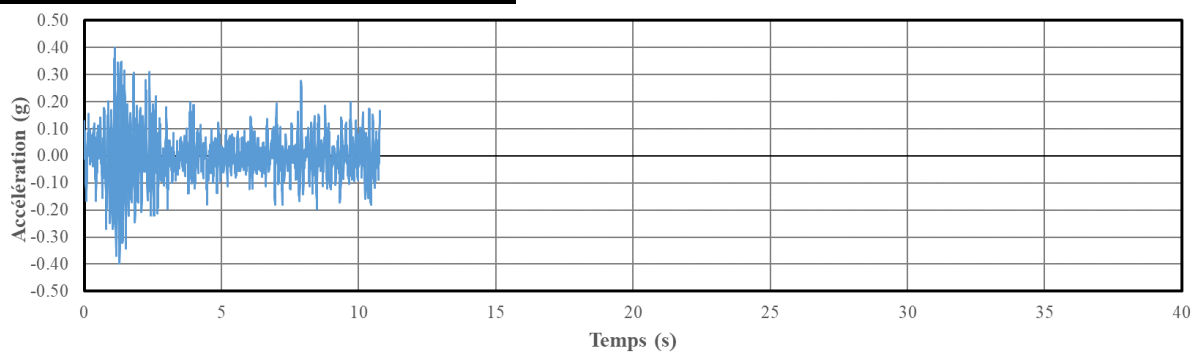
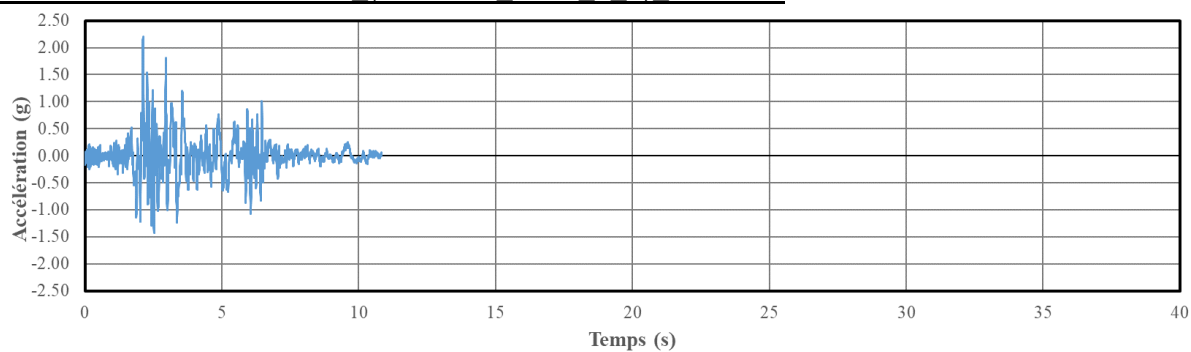
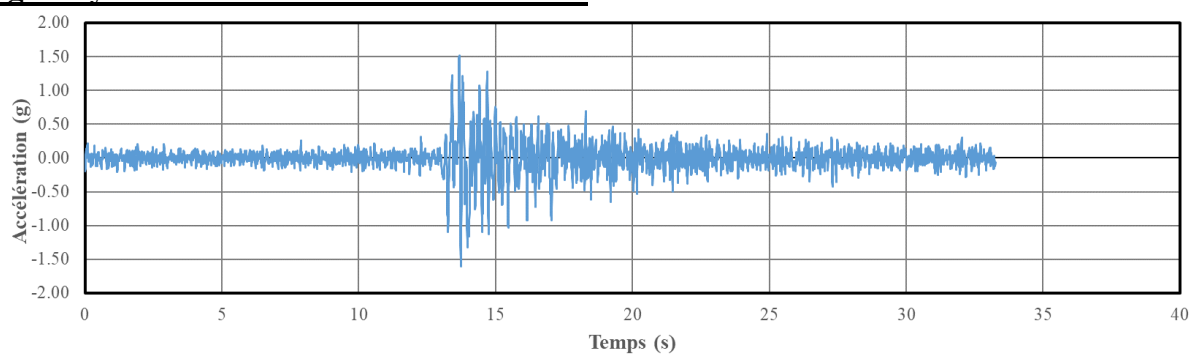
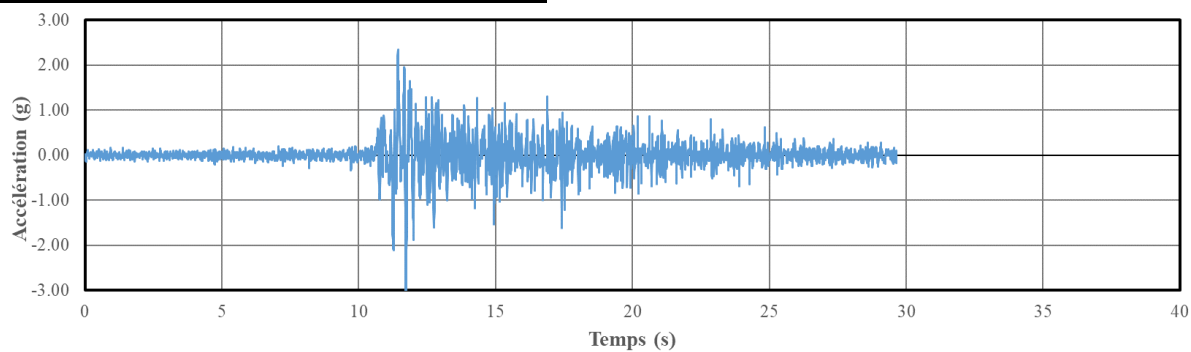


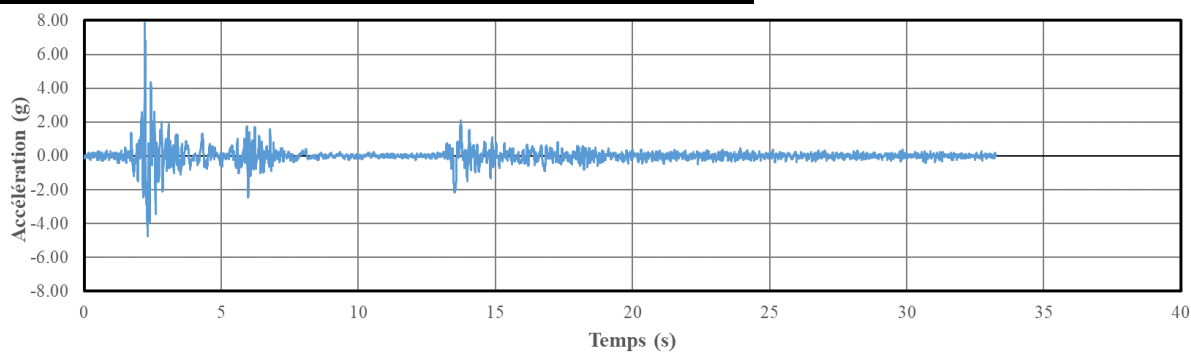
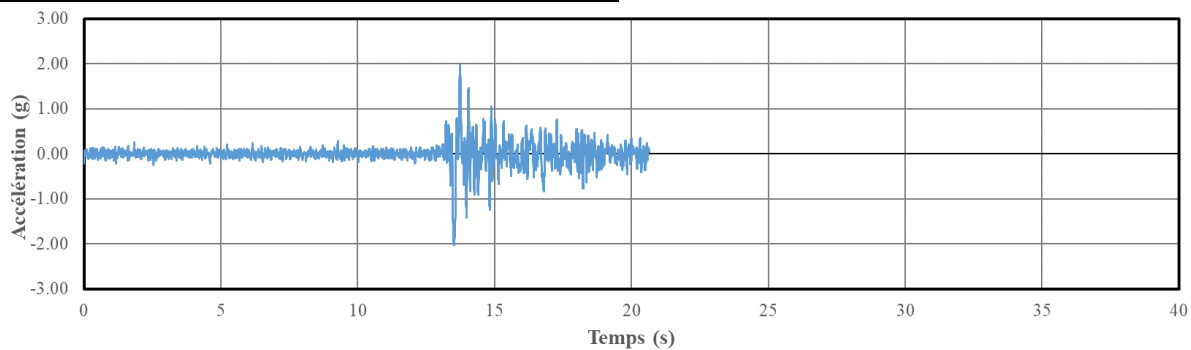
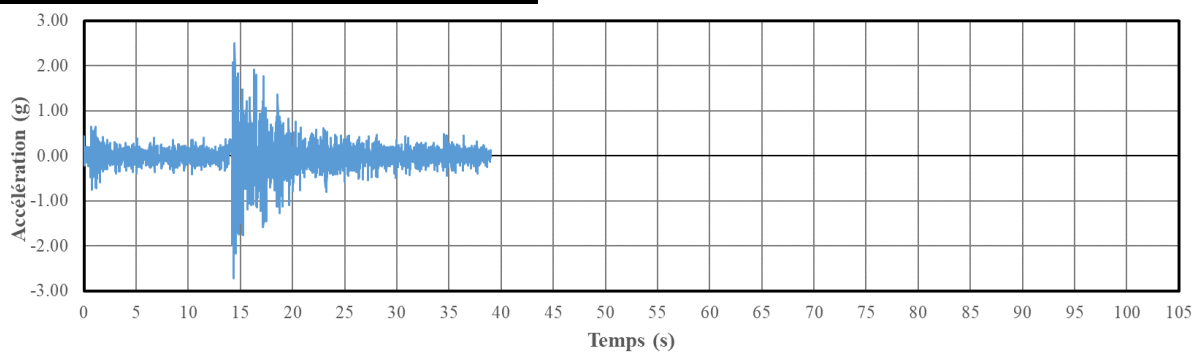
Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) T – TH3



Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) R – TH4

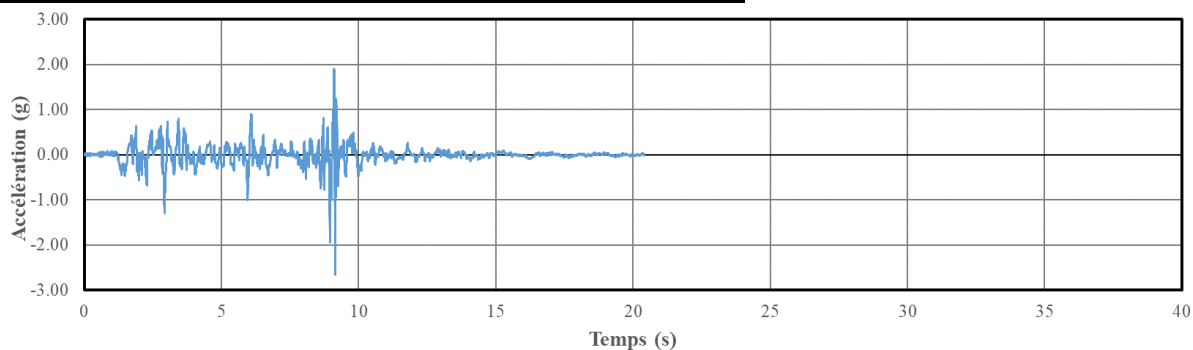


Saguenay1988-Site09St-Pascal R – TH5**Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) T – TH6****Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle R – TH7****Saguenay1988-Site08La Malbaie R – TH8**

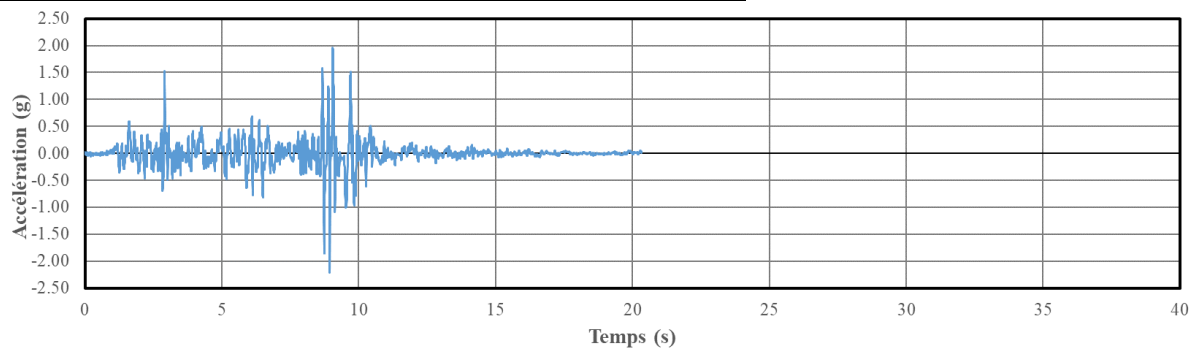
Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) R – TH9**Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle T – TH10****Saguenay1988-Site09St-Pascal T – TH11**

Cas VI à température initiale de 20°C

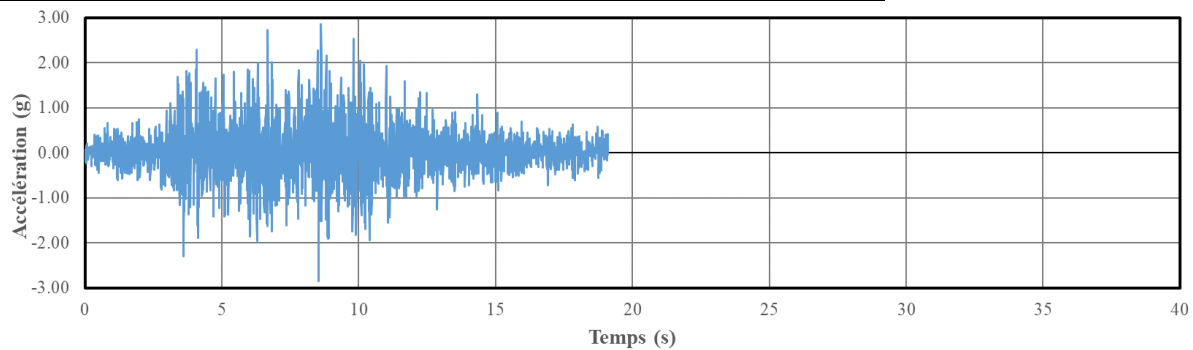
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) T – TH1



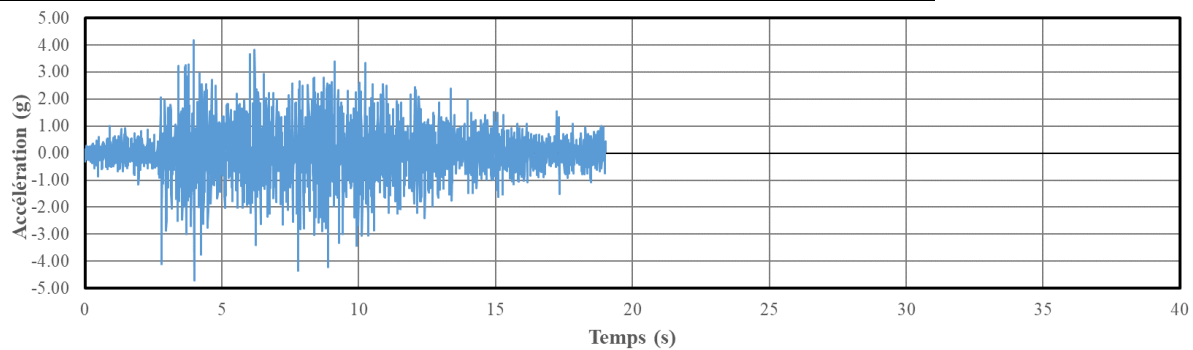
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) R – TH2

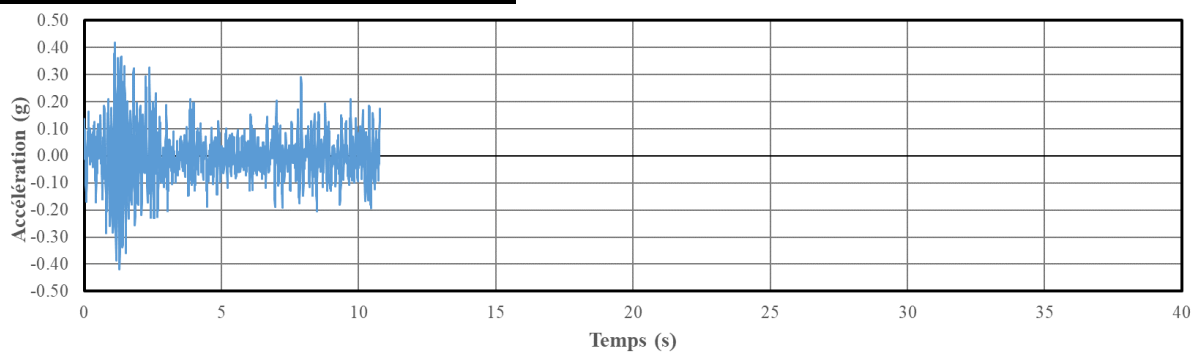
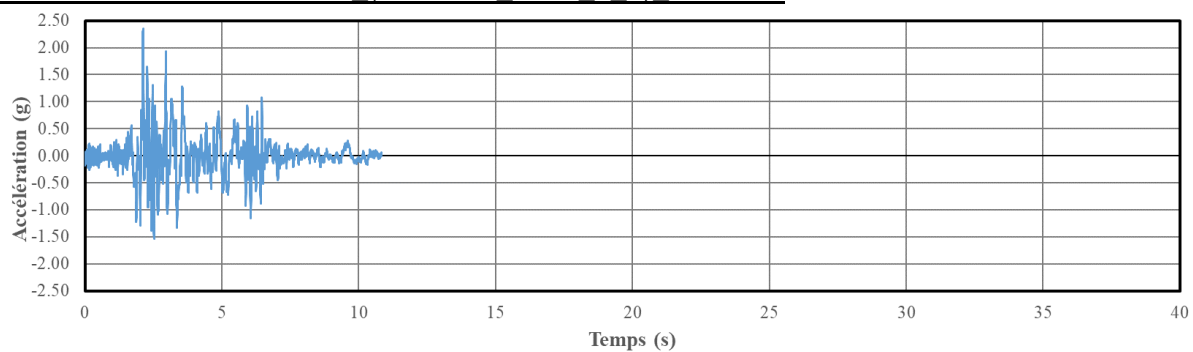
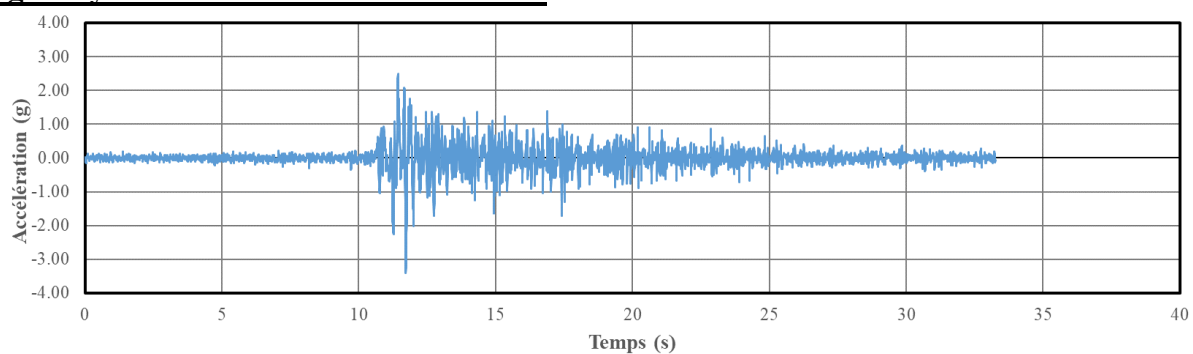
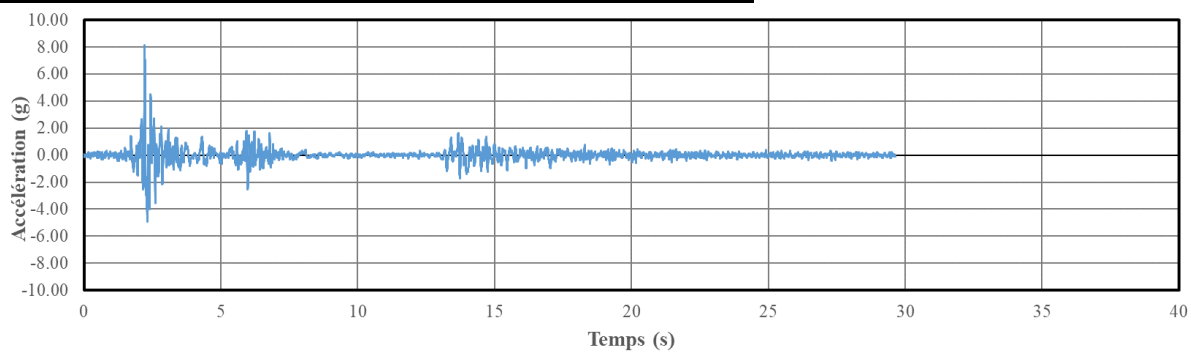


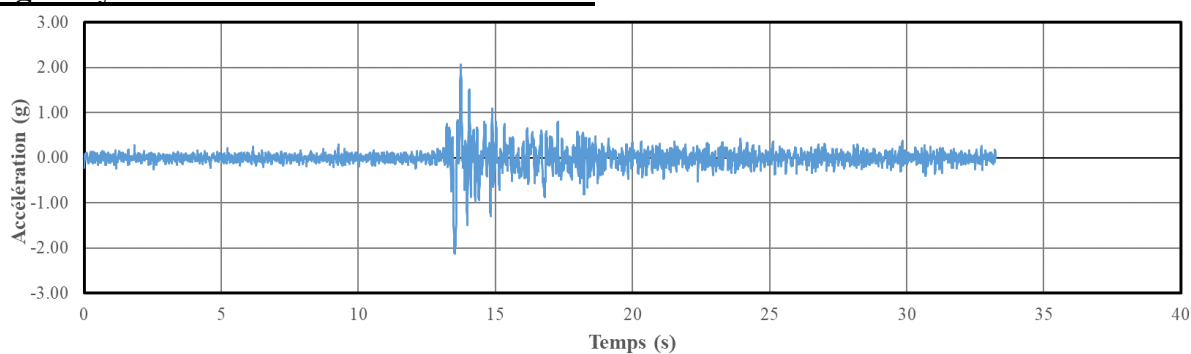
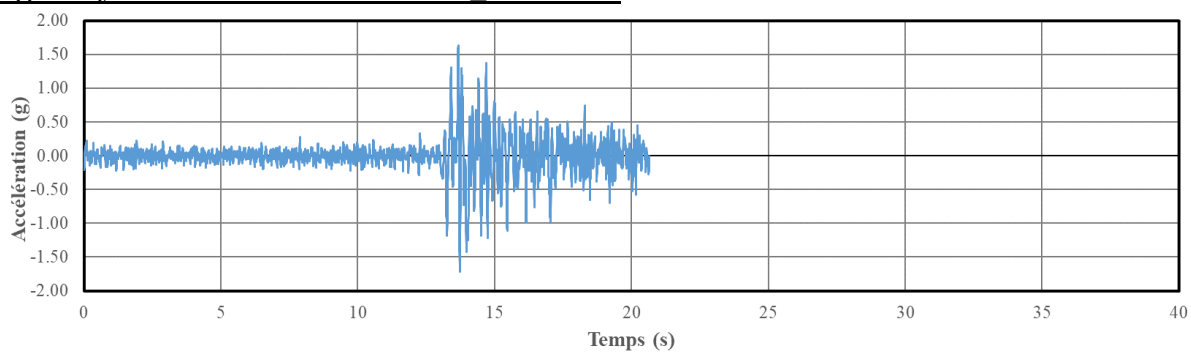
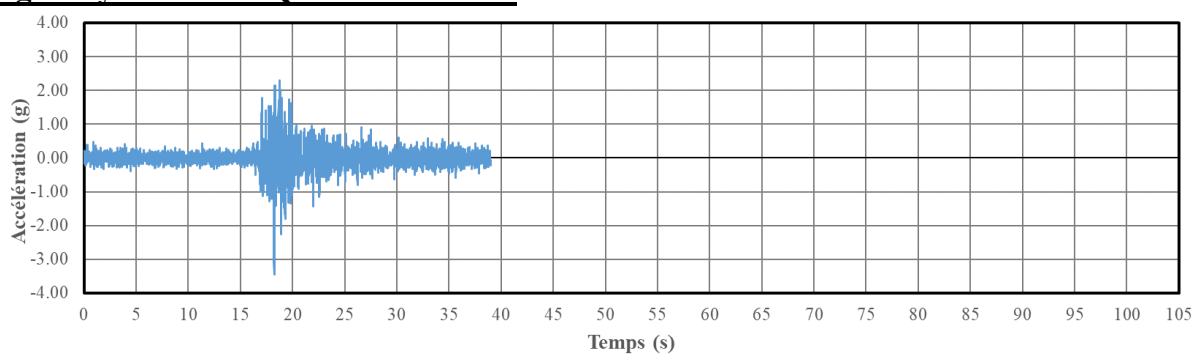
Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) T – TH3



Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) R – TH4

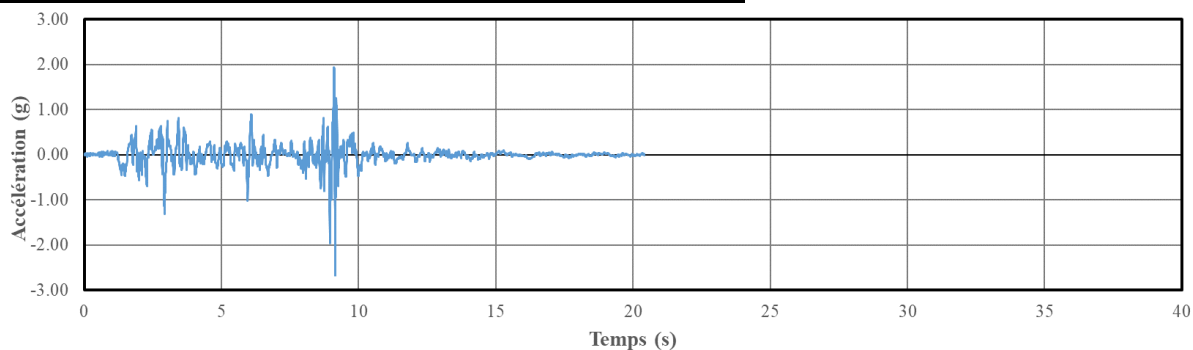


Saguenay1988-Site09St-Pascal R – TH5**Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) T – TH6****Saguenay1988-Site08La Malbaie R – TH7****Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) R – TH8**

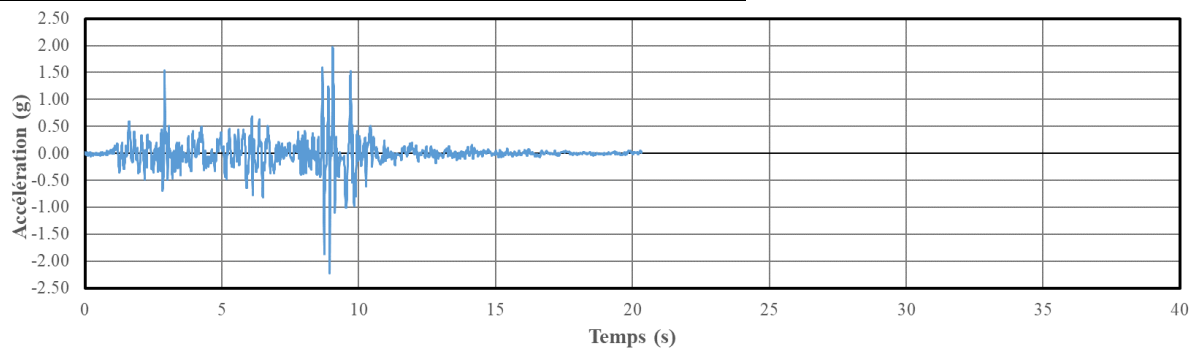
Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle T – TH9**Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle R – TH10****Saguenay1988-Site02Québec R – TH11**

Cas VI à température initiale de -30°C

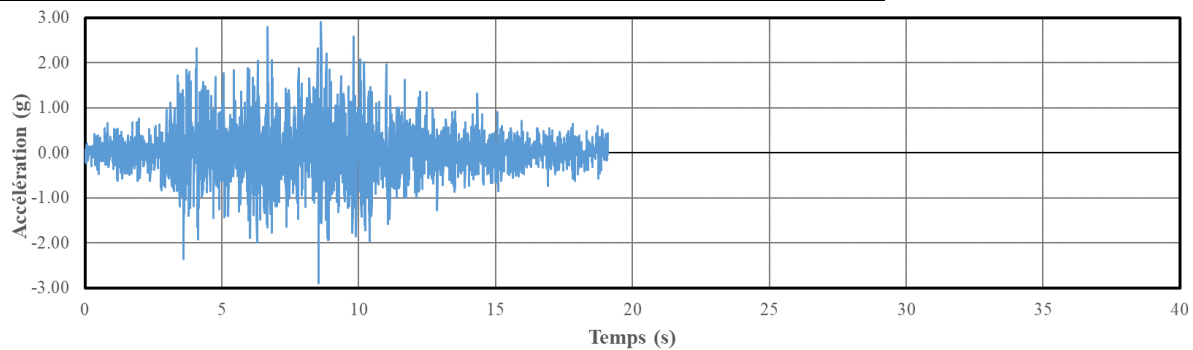
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) T – TH1



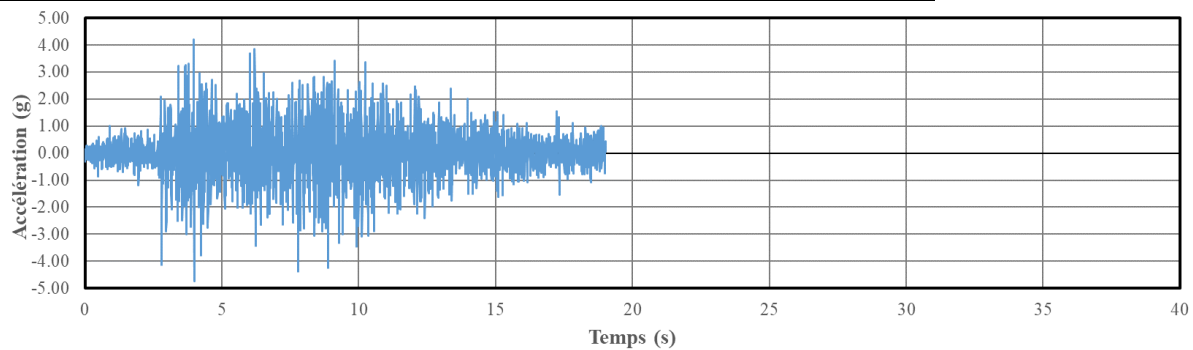
Nahanni1985-Site01Iverson (23-12-85 5h16 6 9) R – TH2

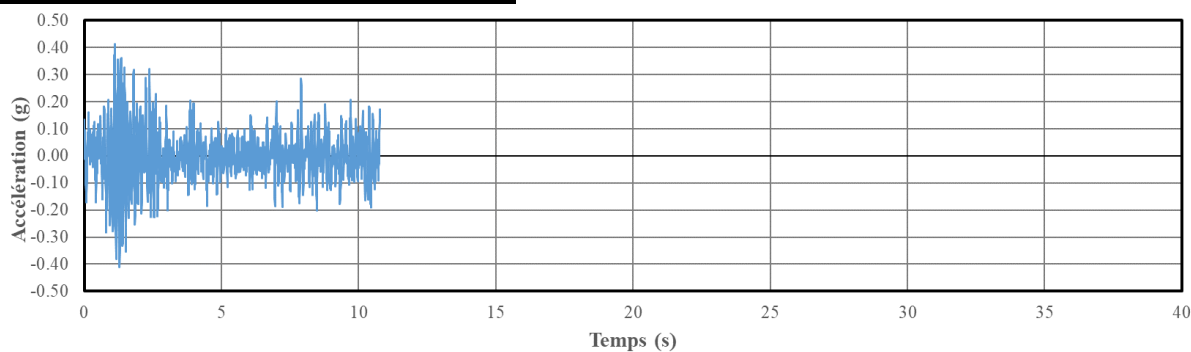
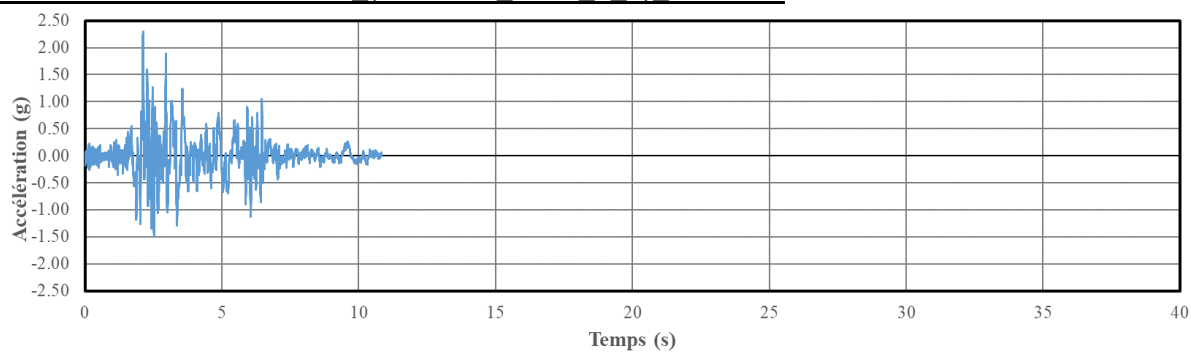
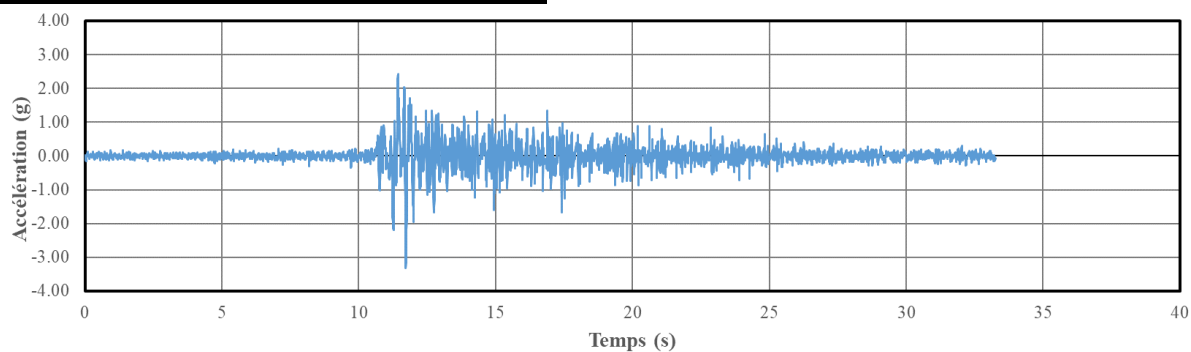
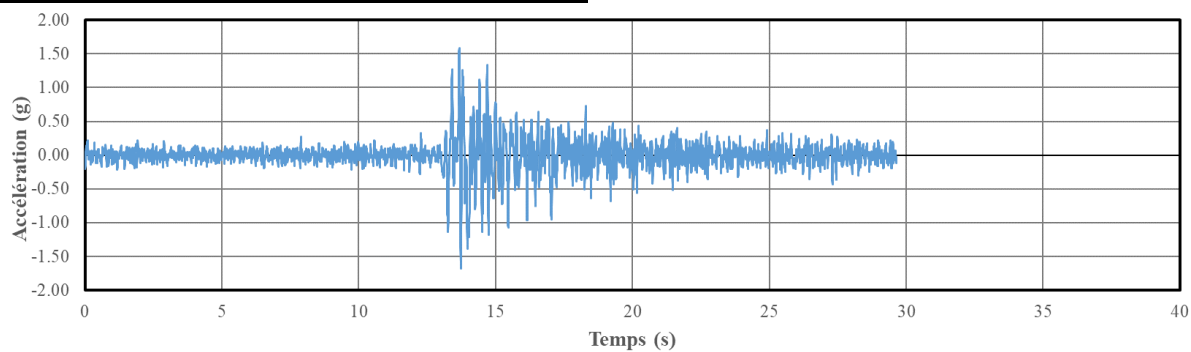


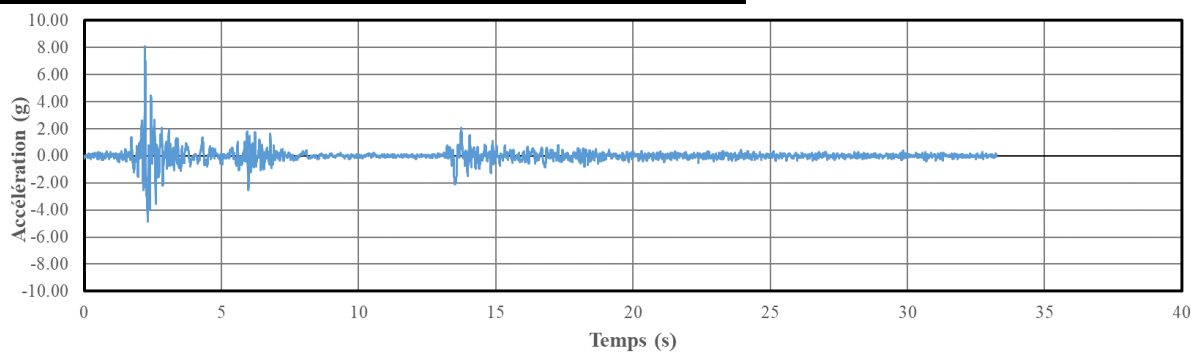
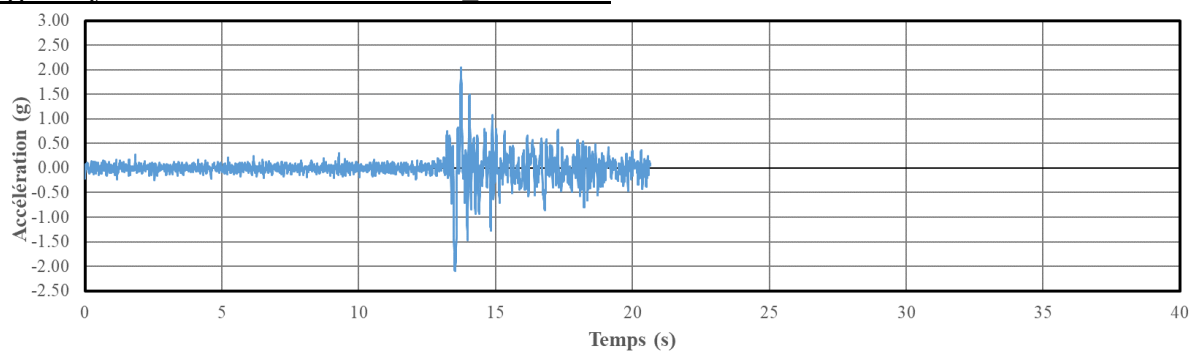
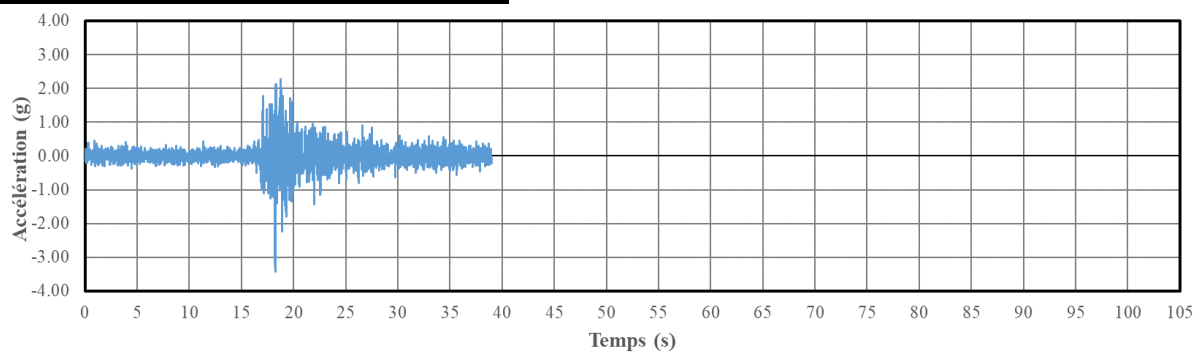
Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) T – TH3



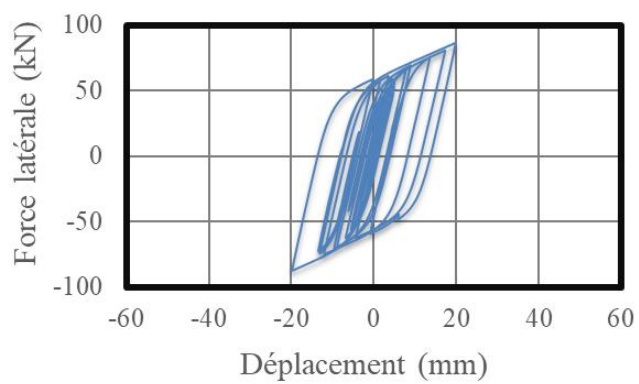
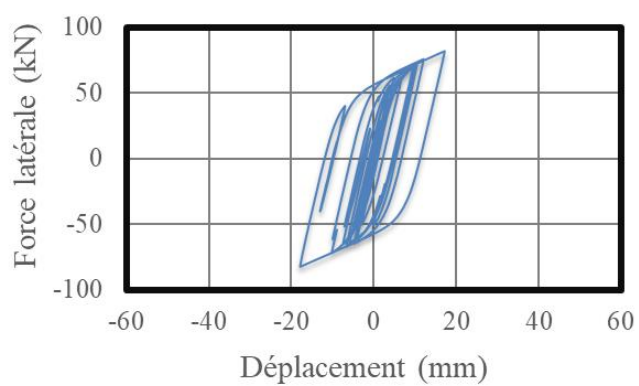
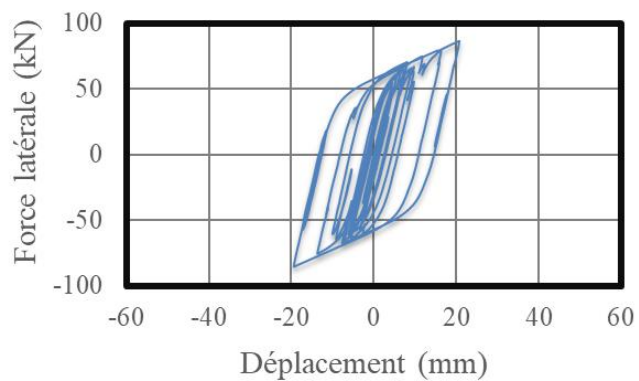
Nahanni1985-Site10Battlement Creek (23-12-85 5h16 6 9) R – TH4

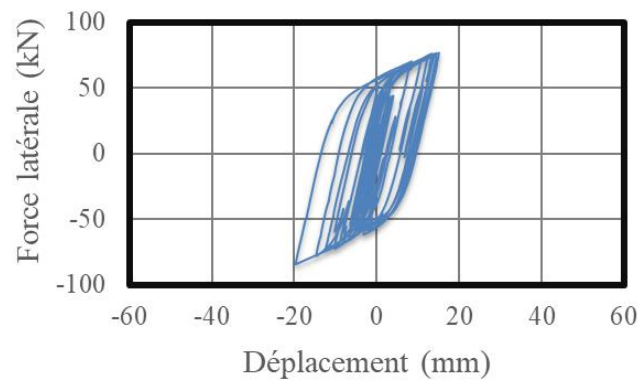
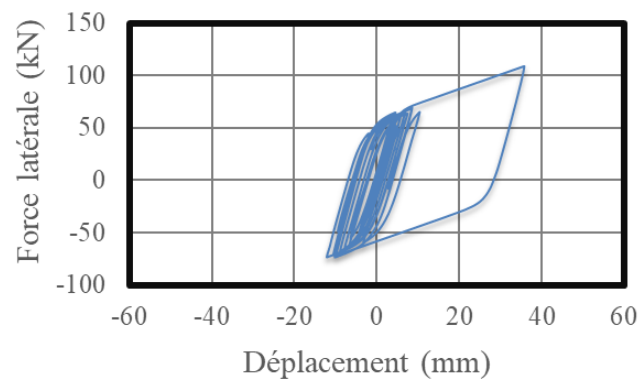
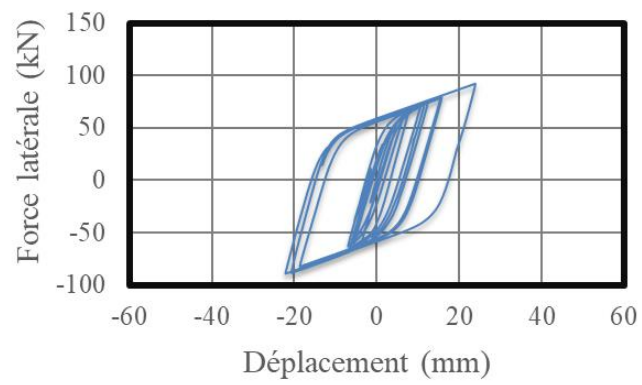


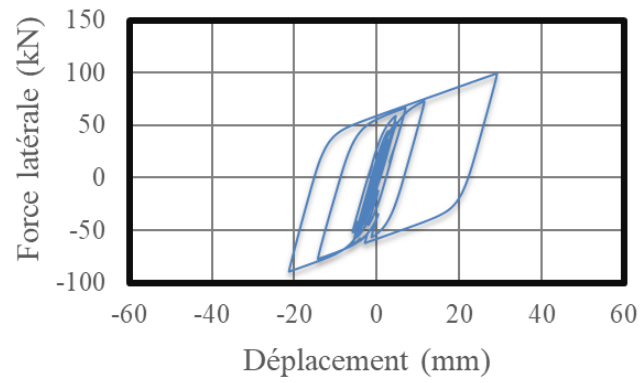
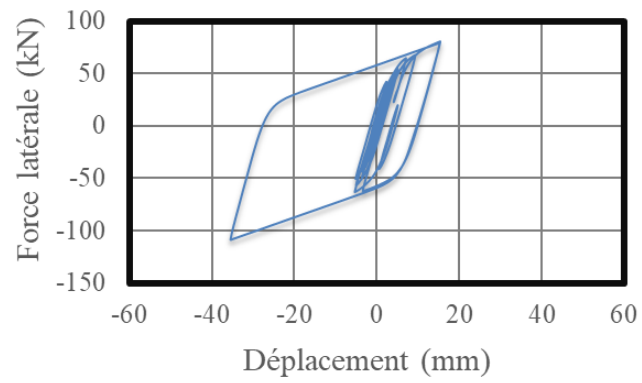
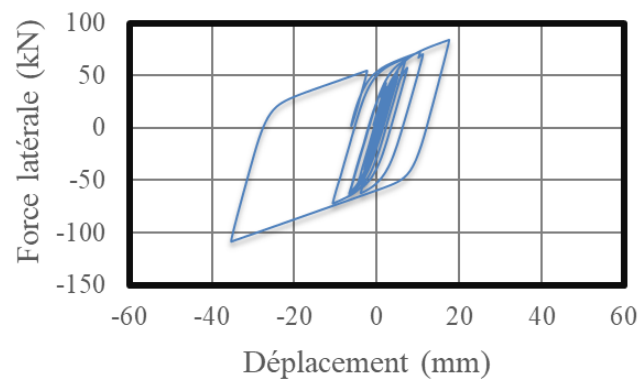
Saguenay1988-Site09St-Pascal R – TH5**Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) T – TH6****Saguenay1988-Site08La Malbaie R – TH7****Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle R – TH8**

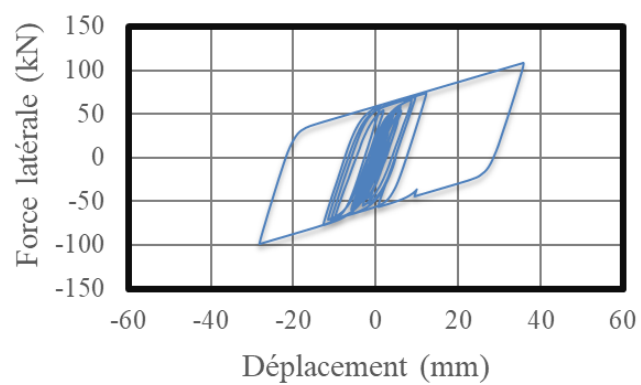
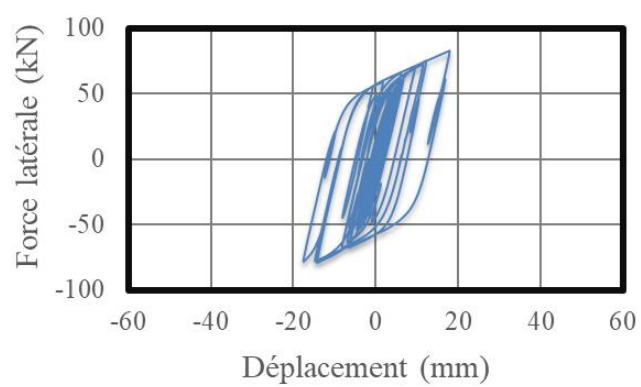
Nahanni1985-Site02Iverson (23-12-85 5h48 5 5) R – TH9**Saguenay1988-Site10Rivière-Ouelle T – TH10****Saguenay1988-Site02Québec R – TH11**

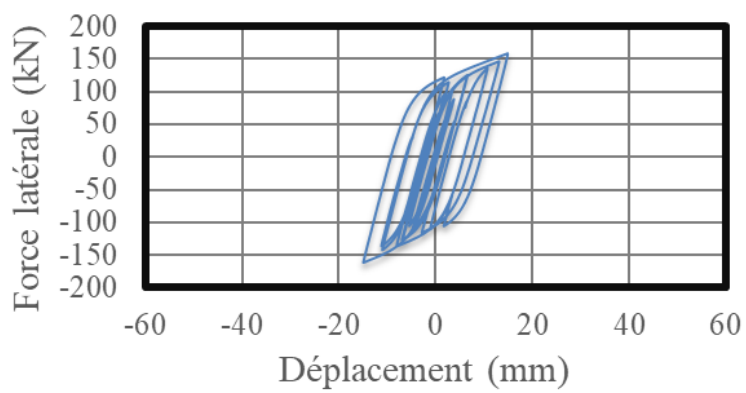
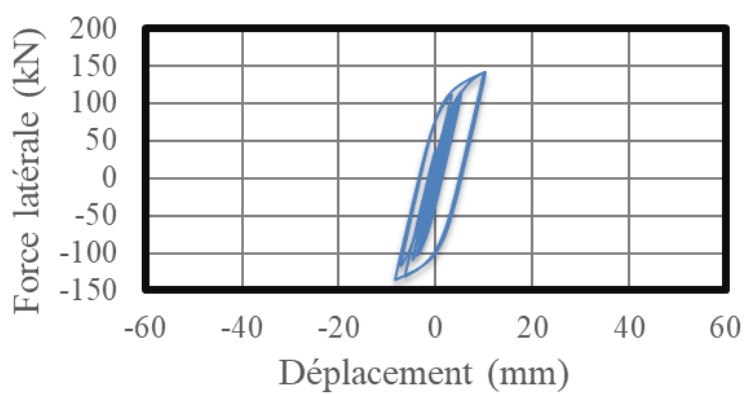
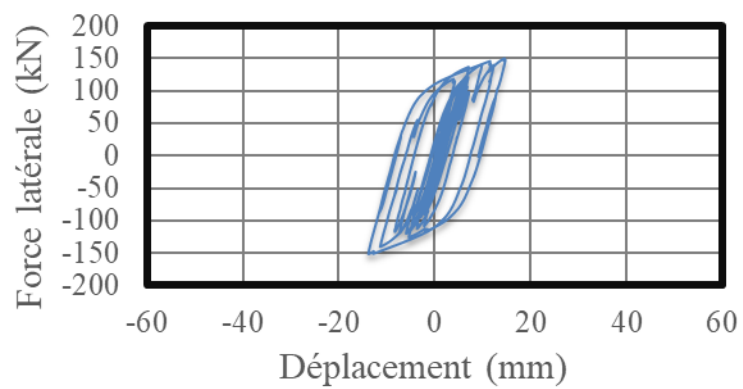
ANNEXE B – RÉSULTATS DES ANALYSES TEMPORELLES NON-LINÉAIRES

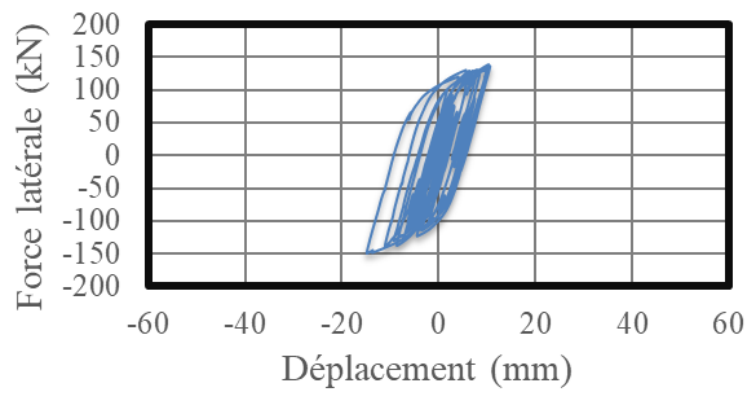
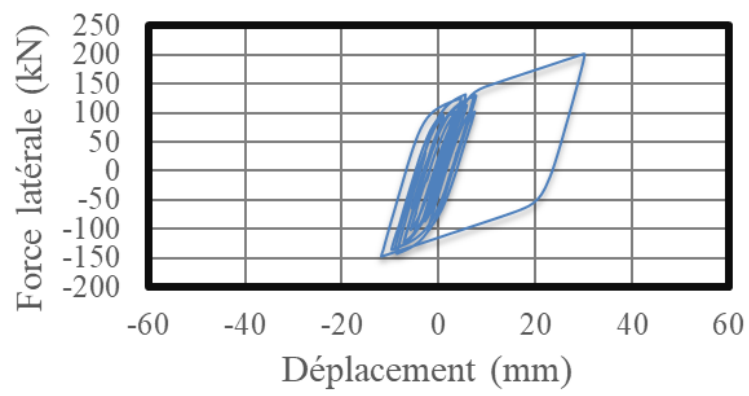
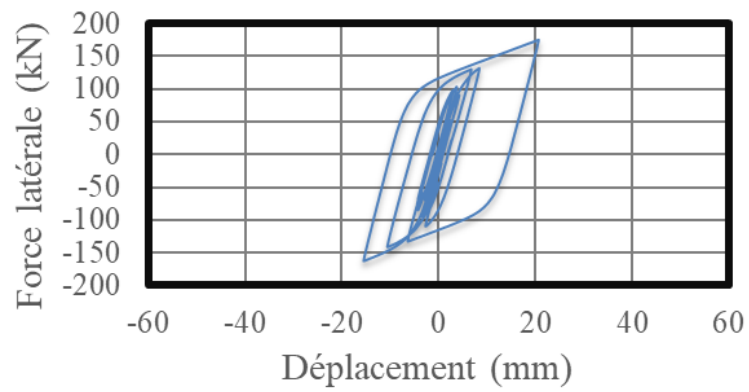
Cas I à température initiale de 20°C**TH1****TH2****TH3**

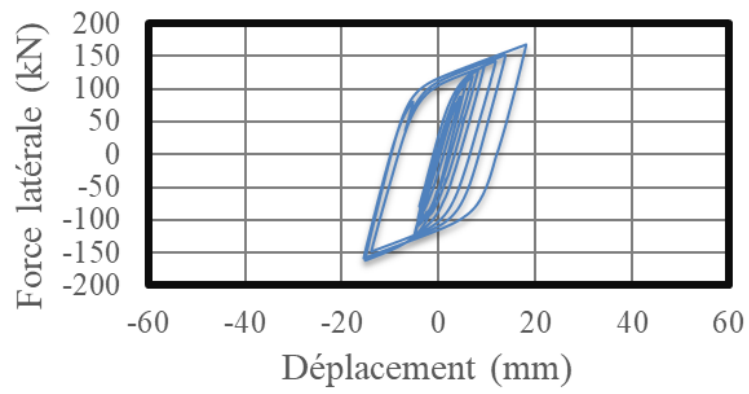
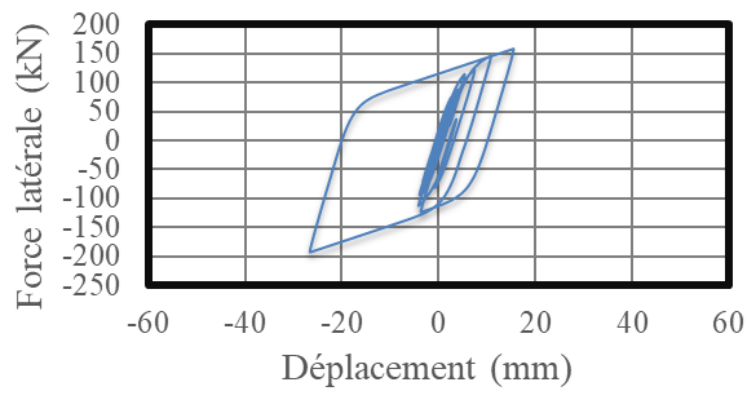
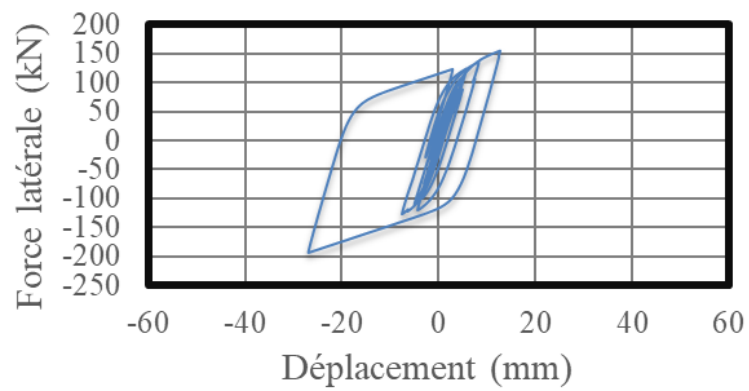
TH4**TH5****TH6**

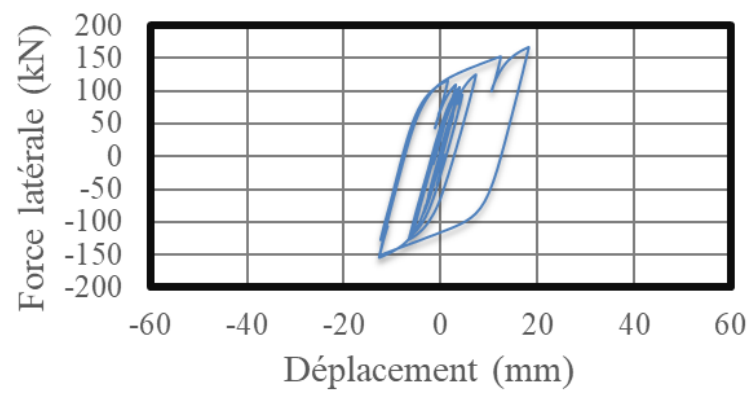
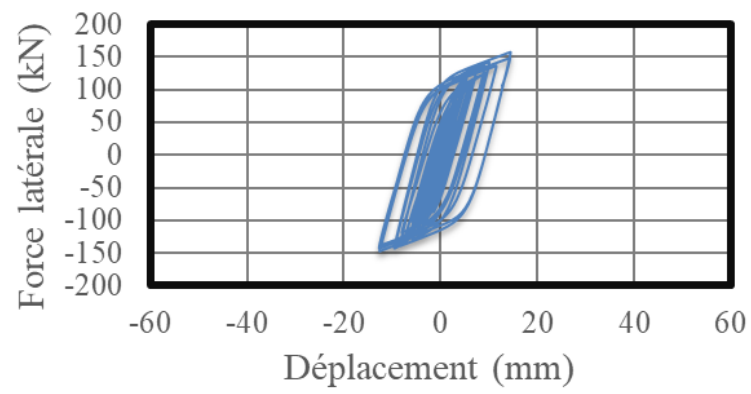
TH7**TH8****TH9**

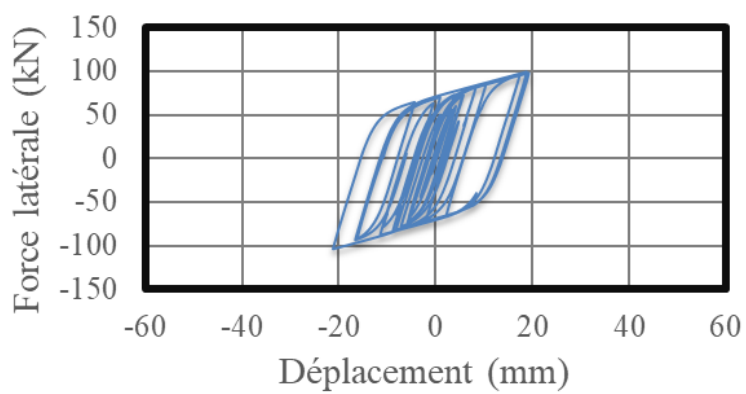
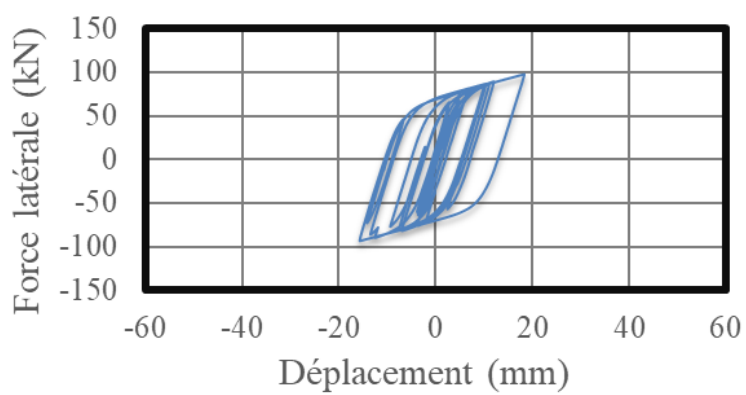
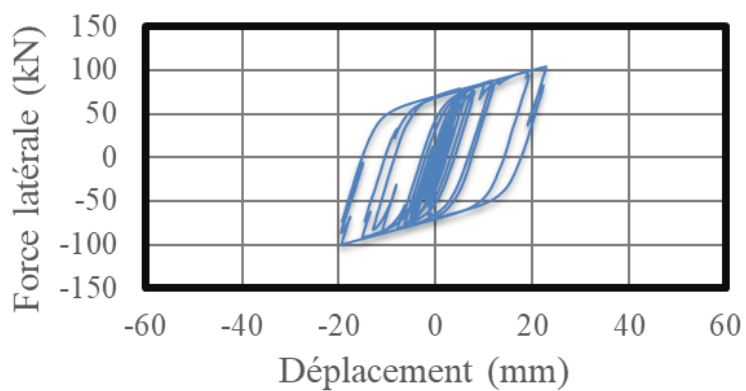
TH10**TH11**

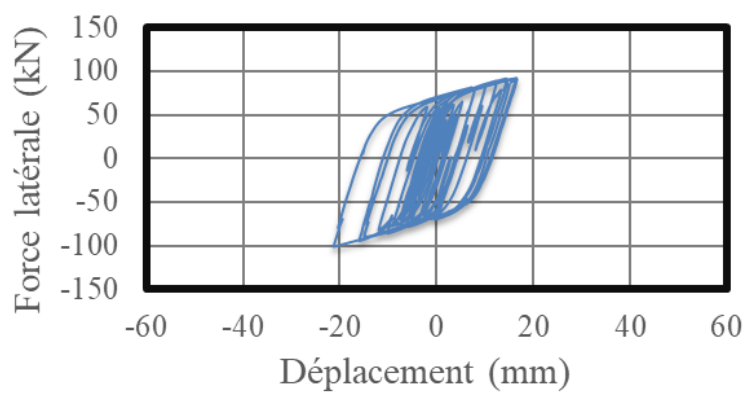
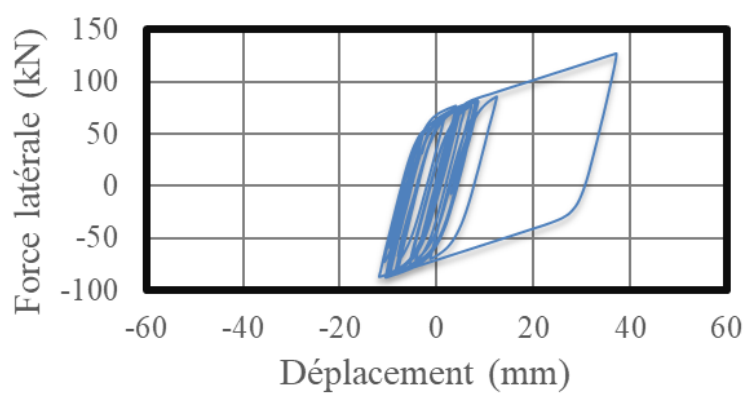
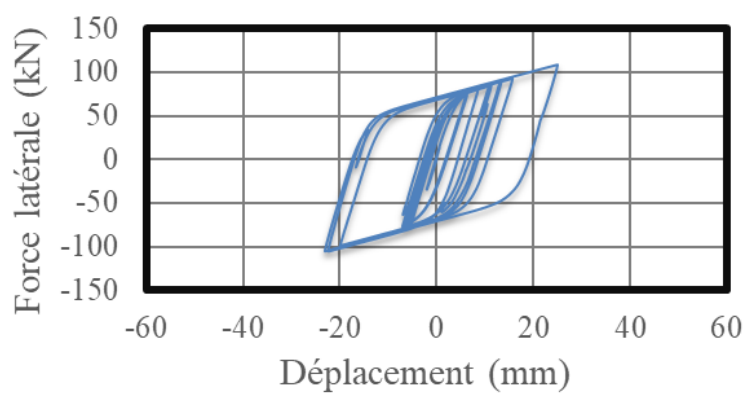
Cas I à température initiale de -30°C**TH1****TH2****TH3**

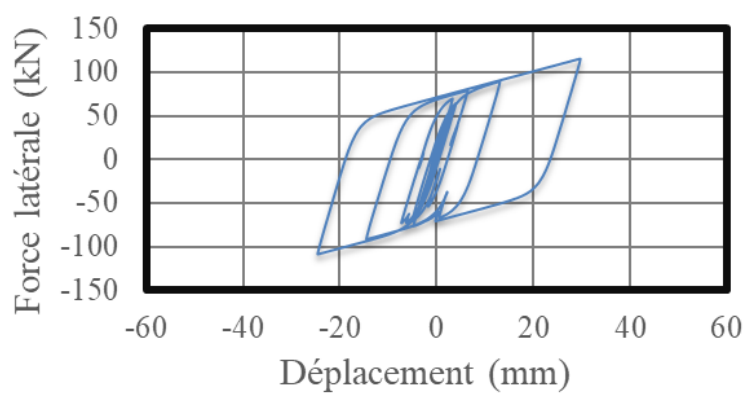
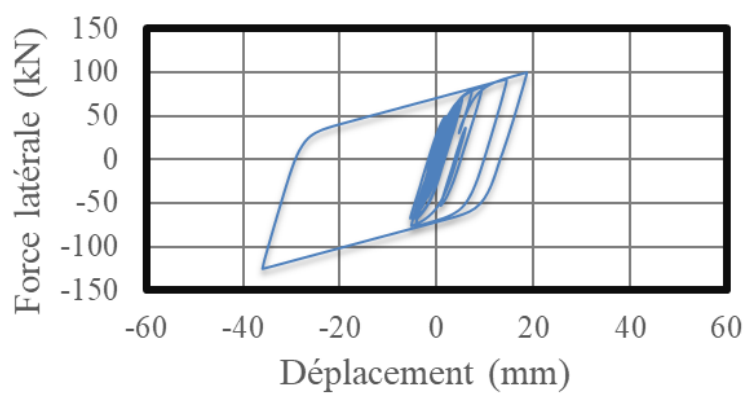
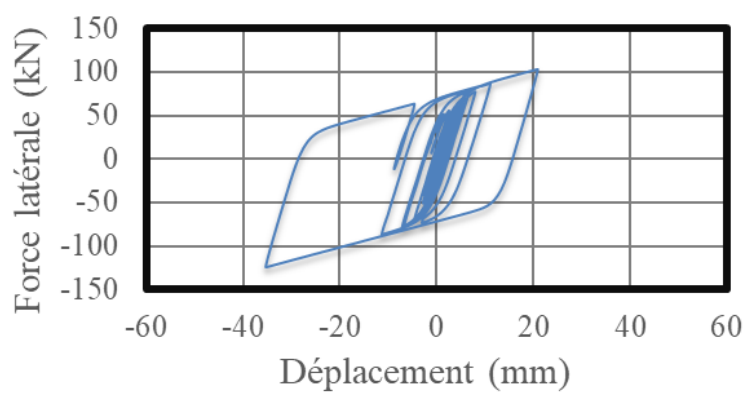
TH4**TH5****TH6**

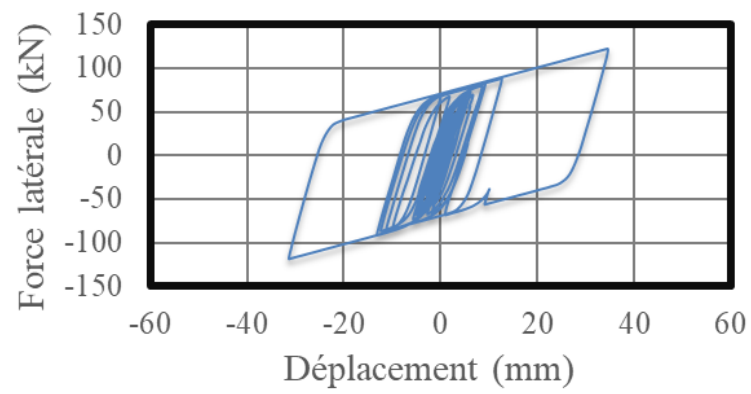
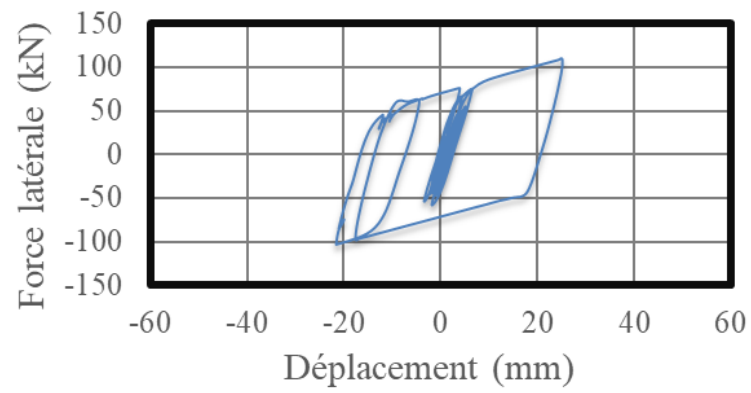
TH7**TH8****TH9**

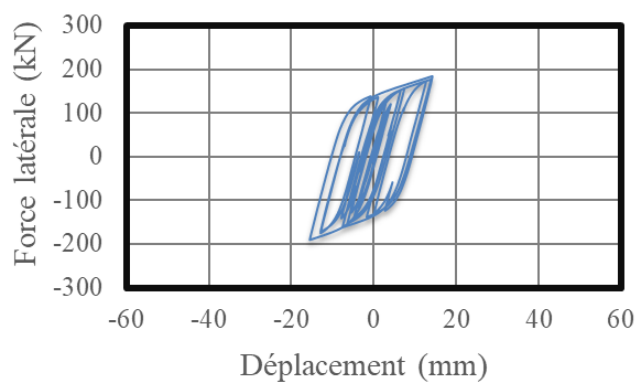
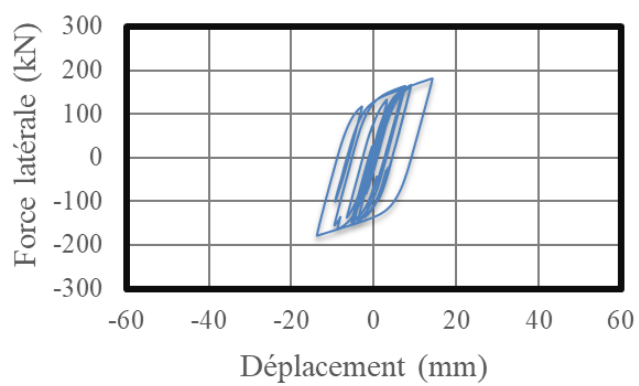
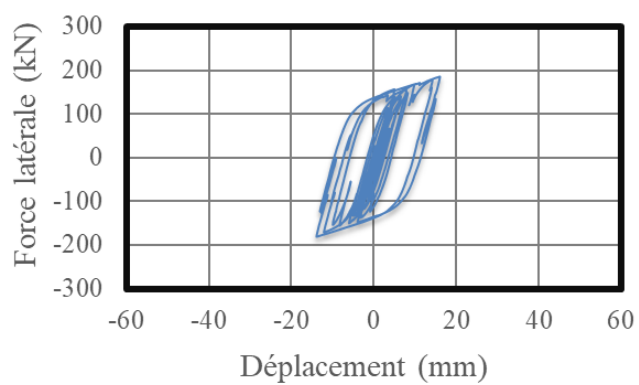
TH10**TH11**

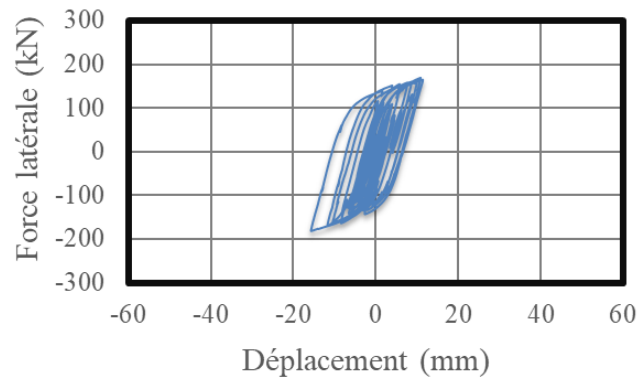
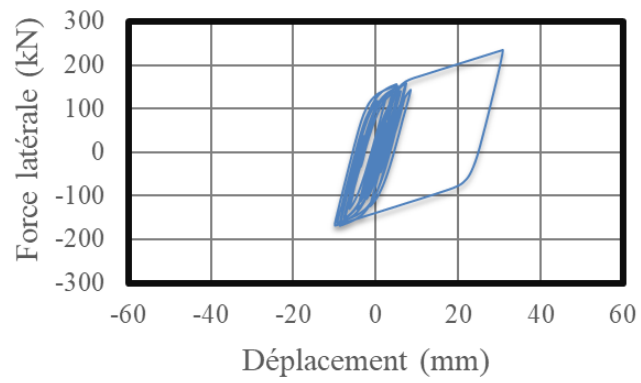
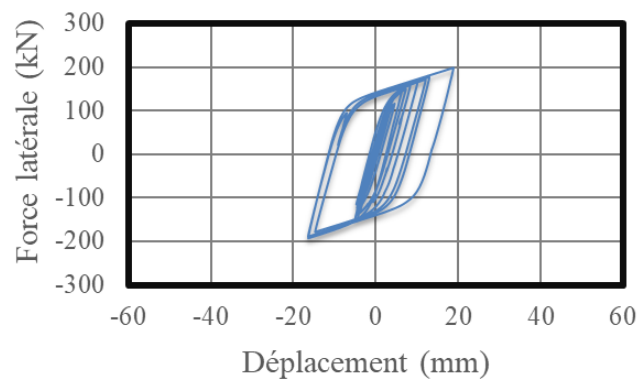
Cas II à température initiale de 20°C**TH1****TH2****TH3**

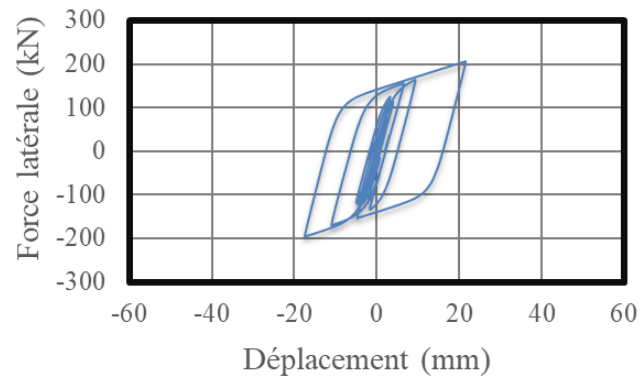
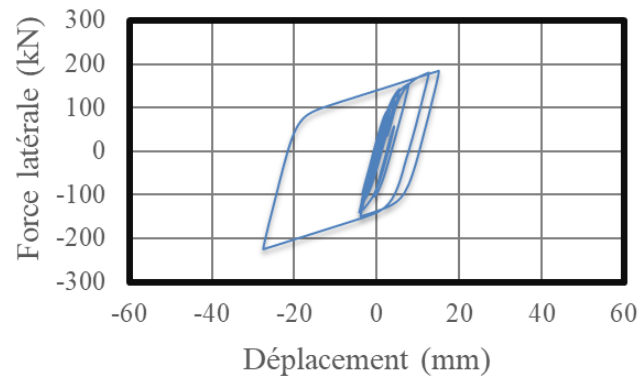
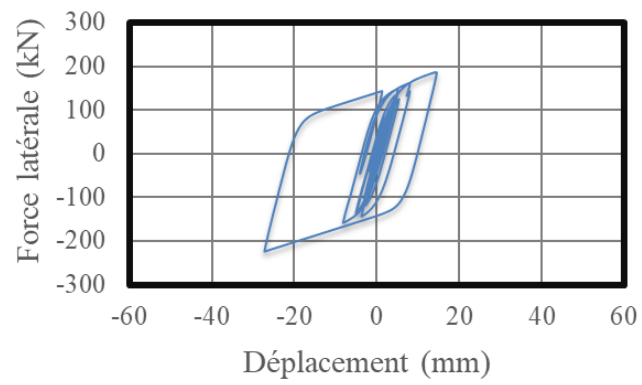
TH4**TH5****TH6**

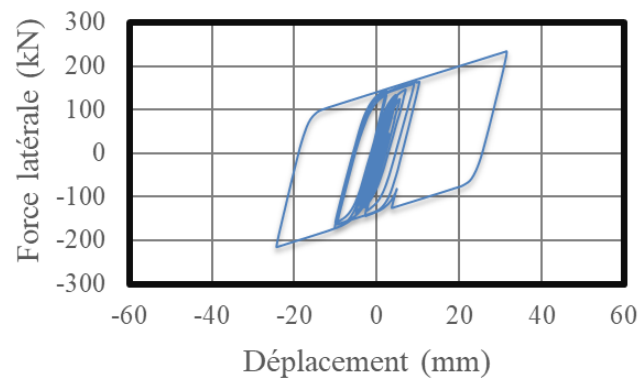
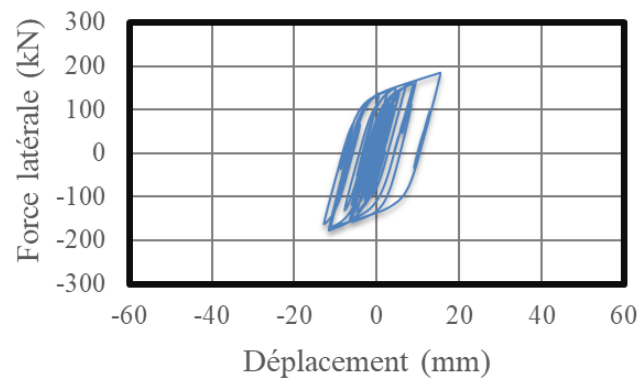
TH7**TH8****TH9**

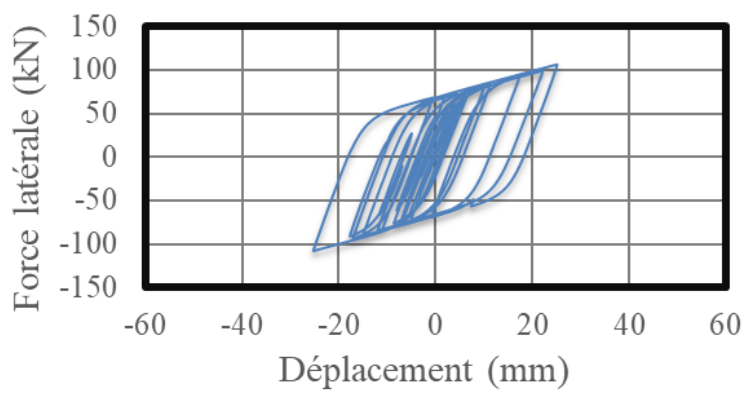
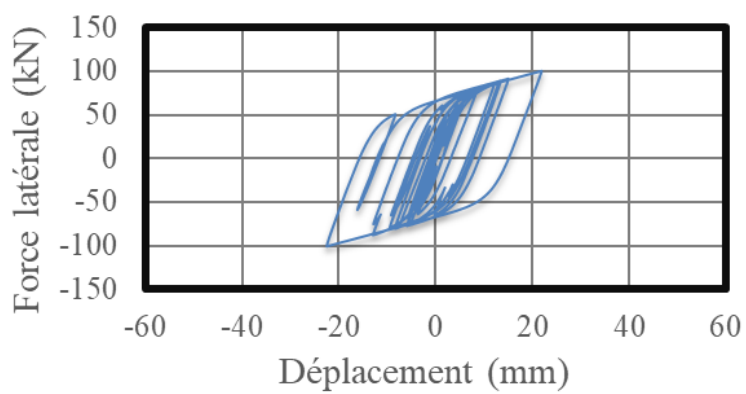
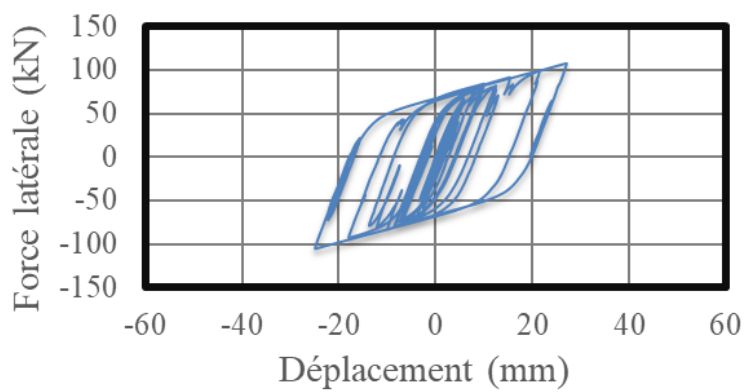
TH10**TH11**

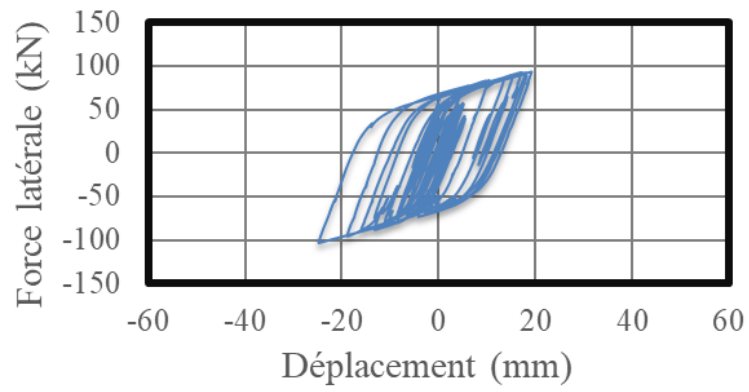
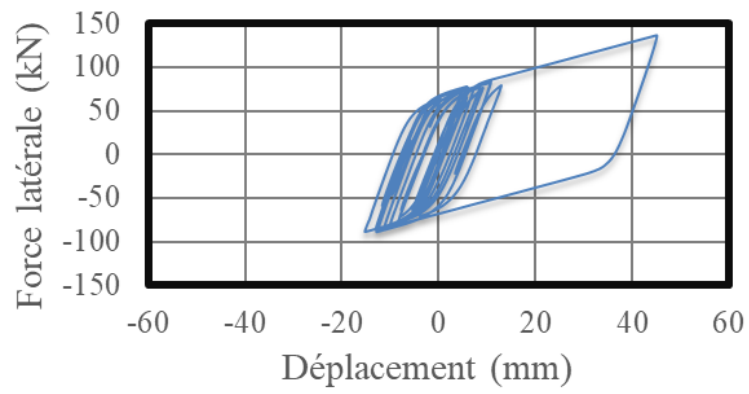
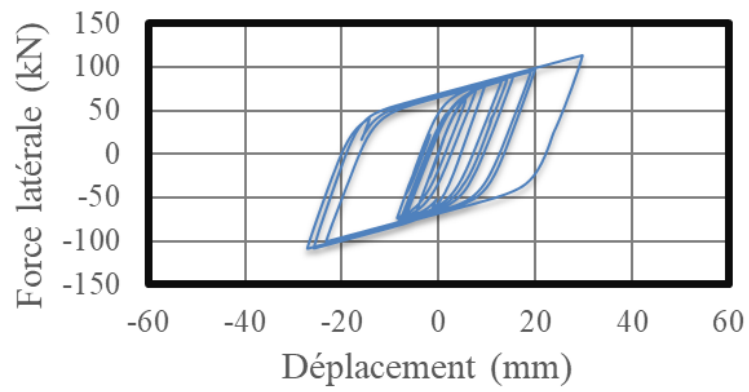
Cas II à température initiale de -30°C**TH1****TH2****TH3**

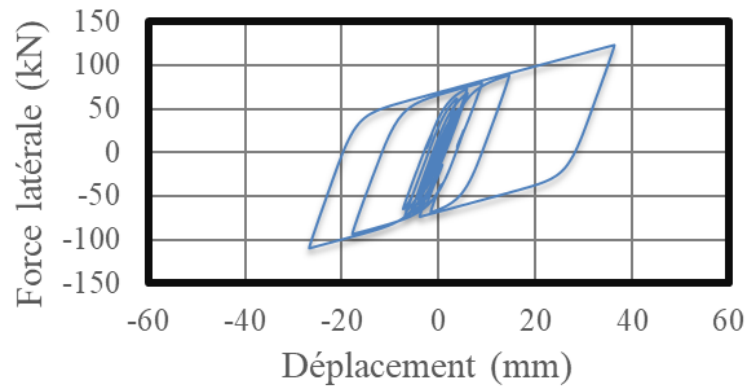
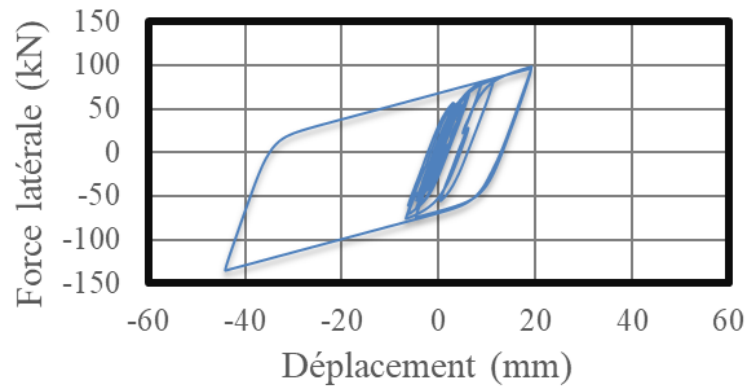
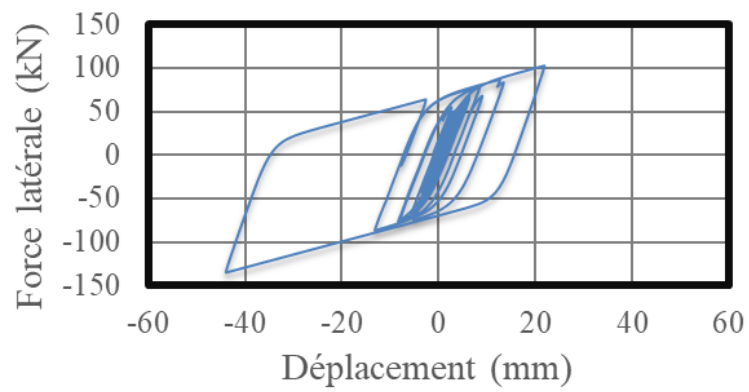
TH4**TH5****TH6****TH7**

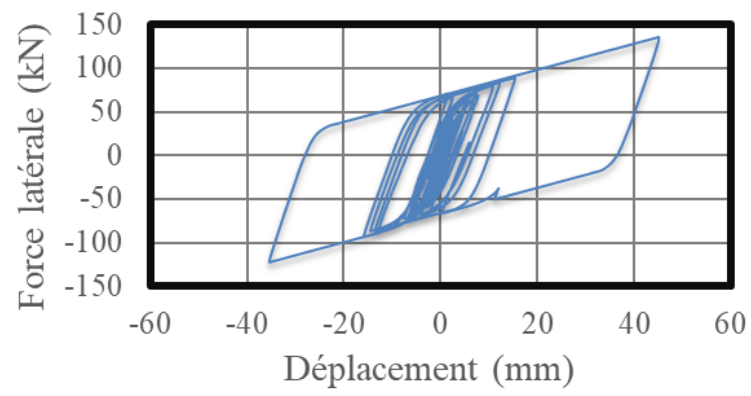
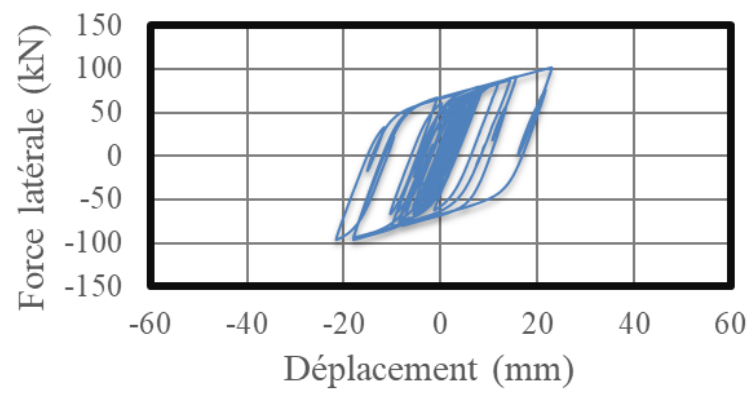
**TH8****TH9****TH10**

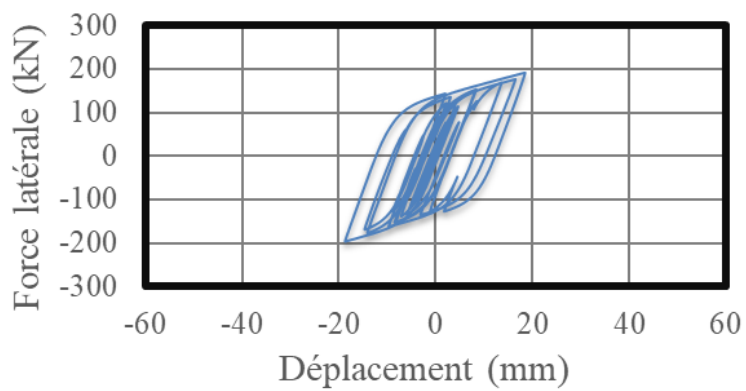
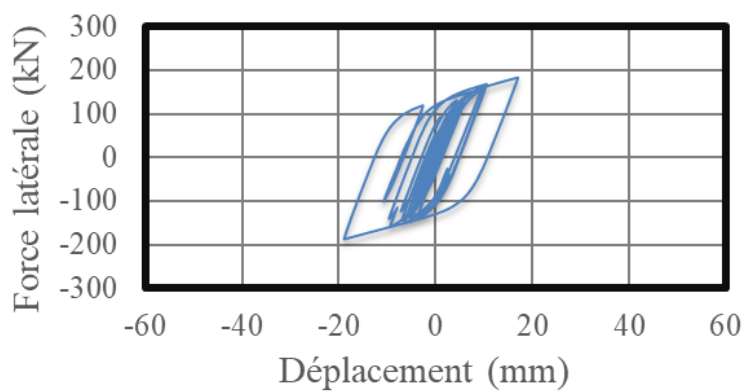
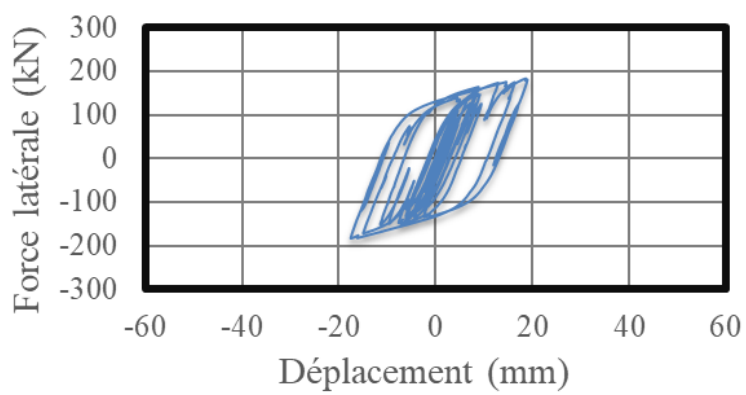
**TH11**

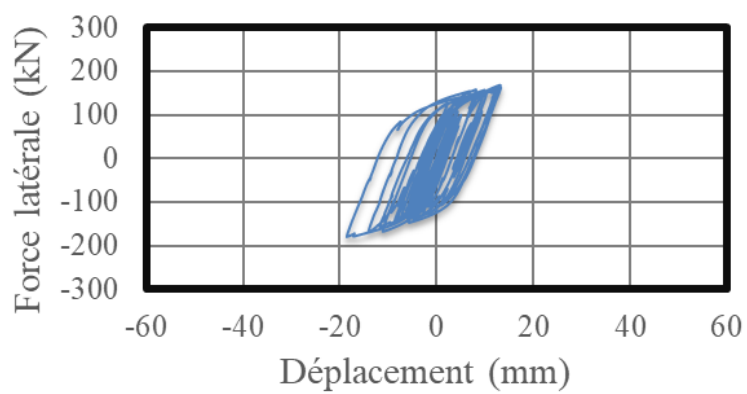
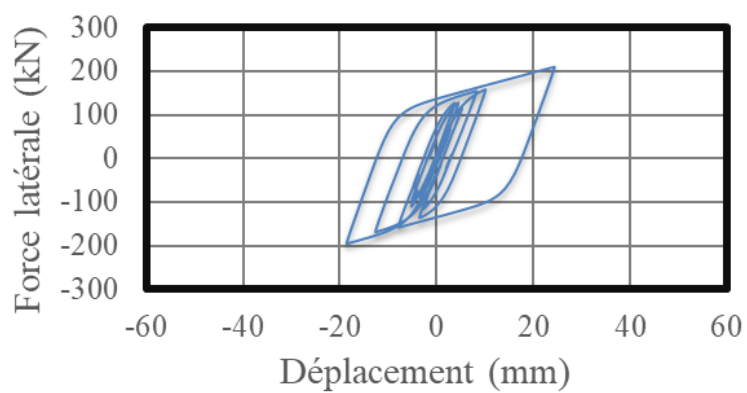
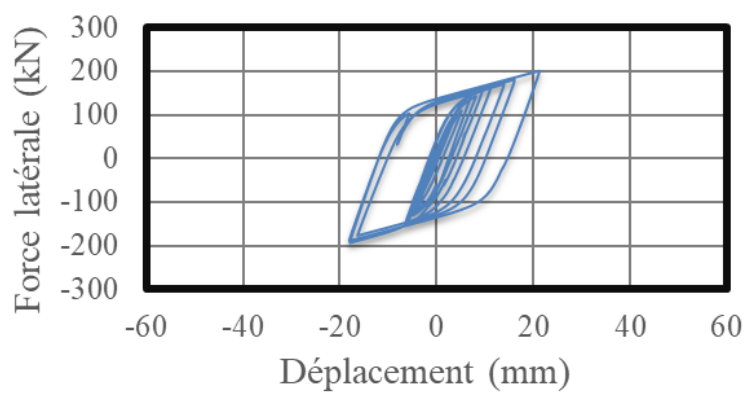
Cas III à température initiale de 20°C**TH1****TH2****TH3**

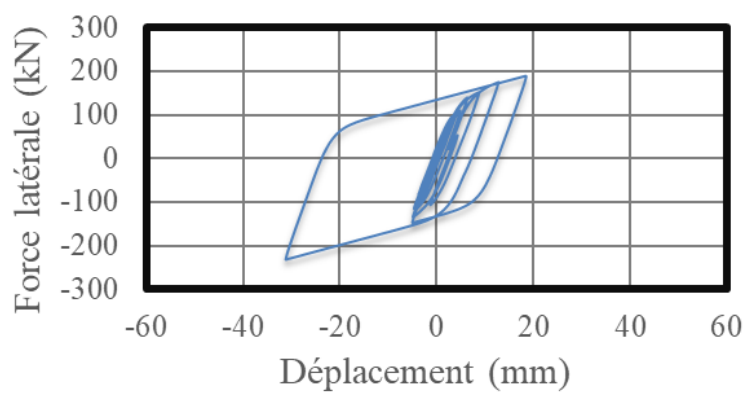
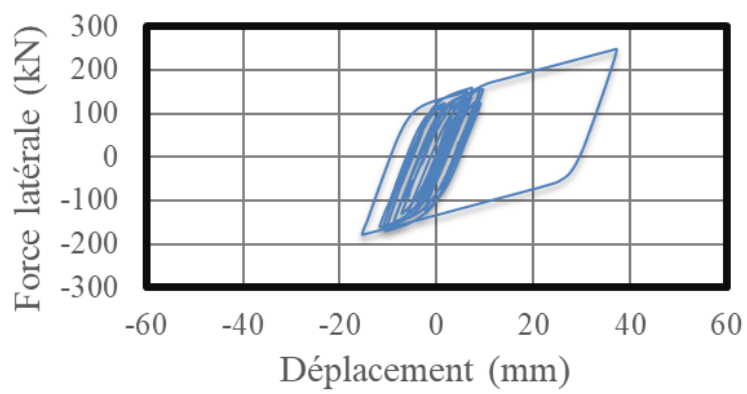
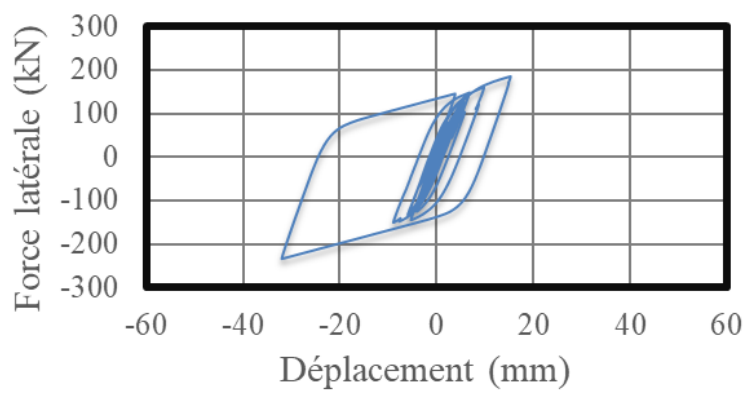
TH4**TH5****TH6**

TH7**TH8****TH9**

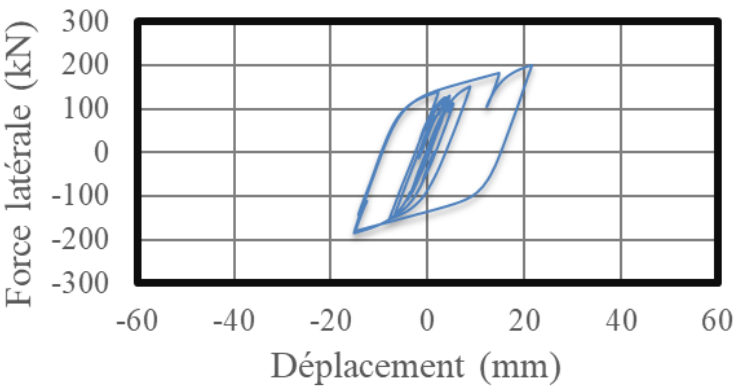
TH10**TH11**

Cas III à température initiale de -30°C**TH1****TH2****TH3**

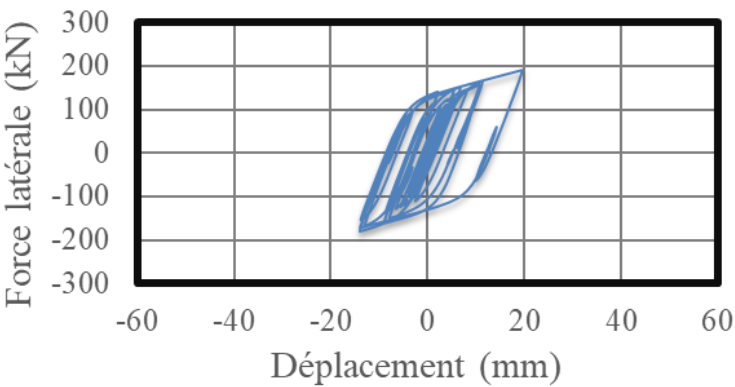
TH4**TH5****TH6**

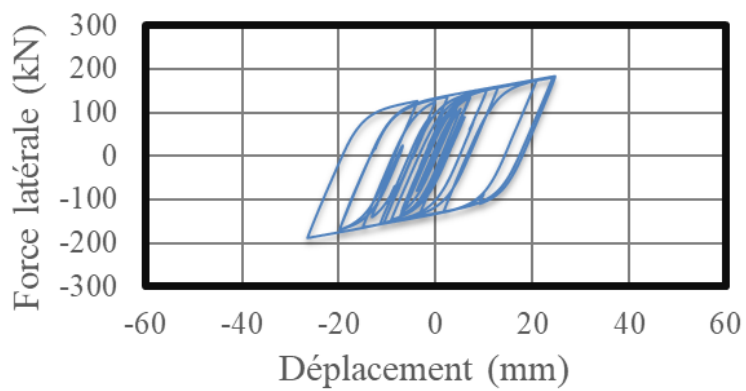
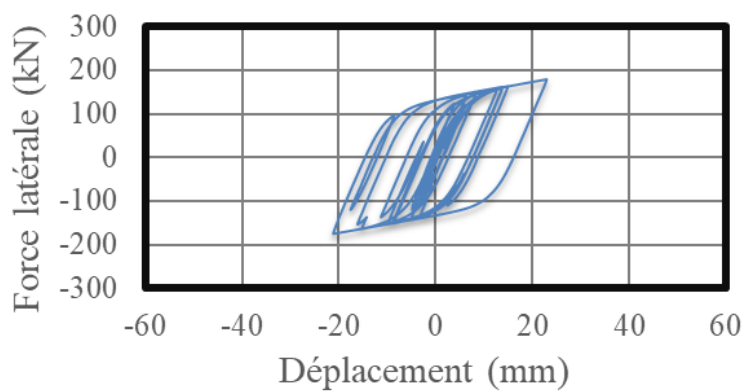
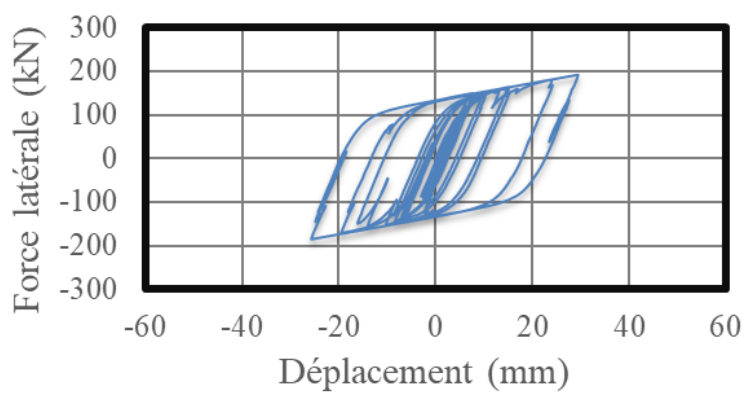
TH7**TH8****TH9**

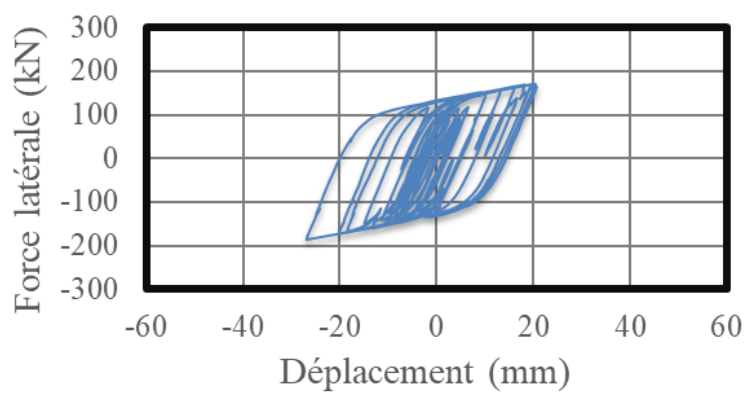
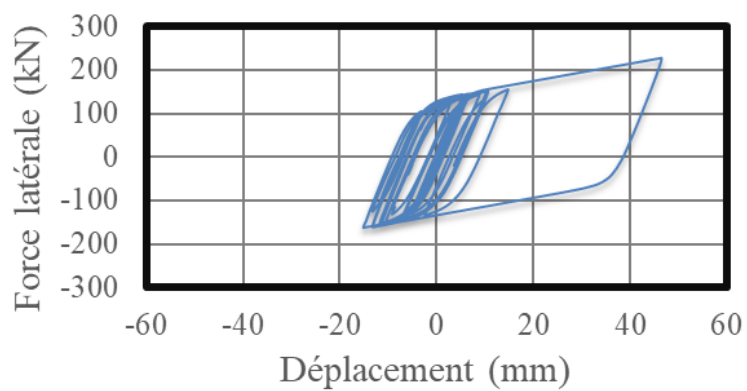
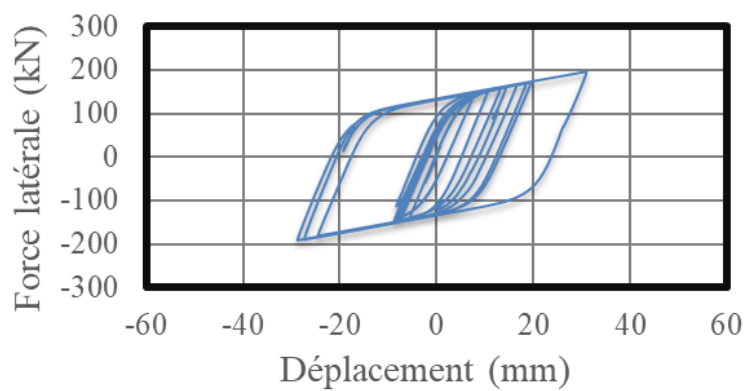
TH10

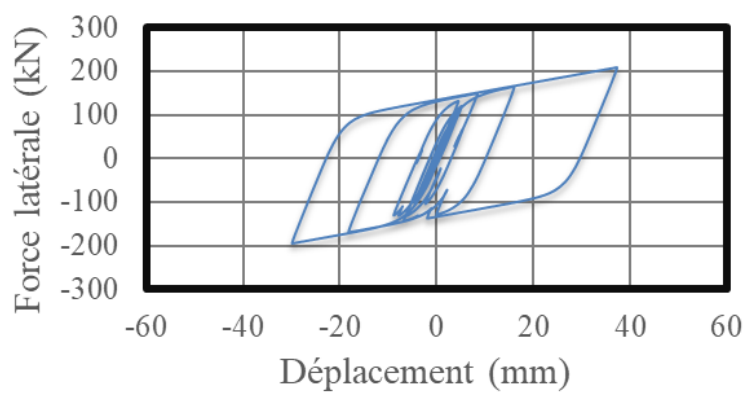
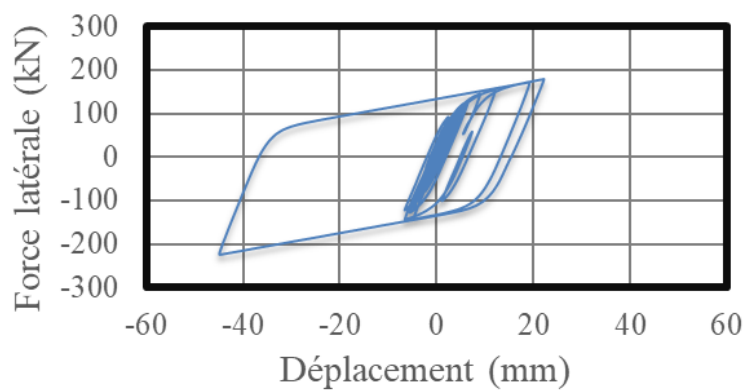
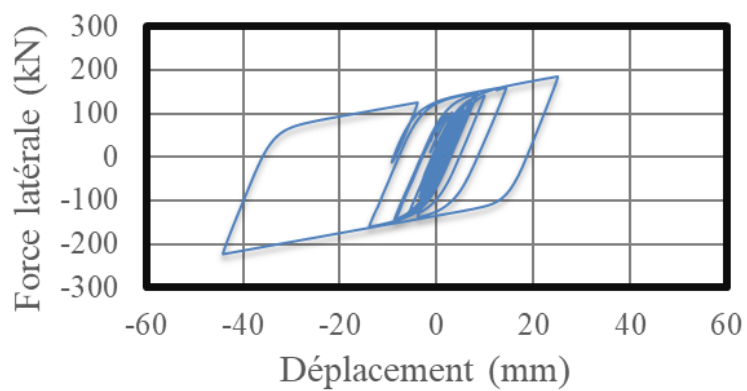


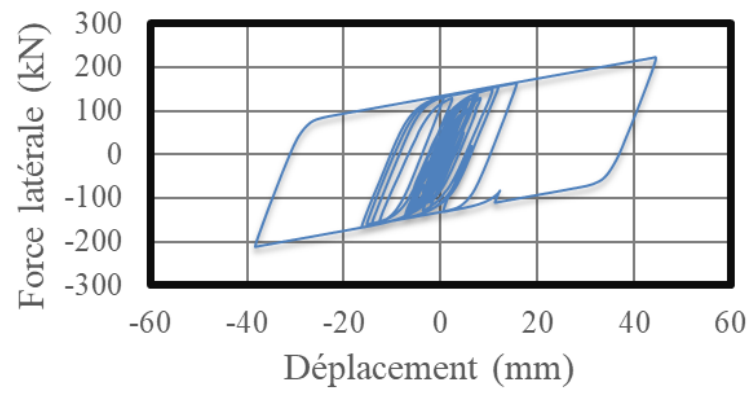
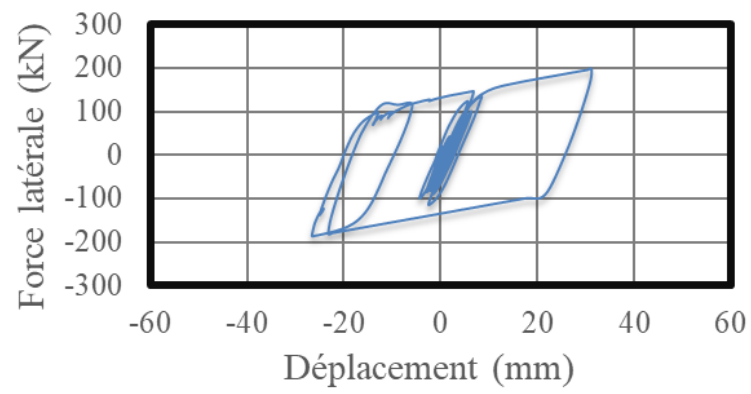
TH11

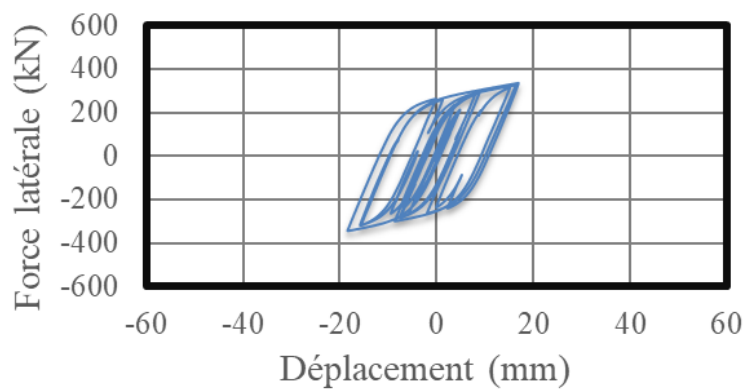
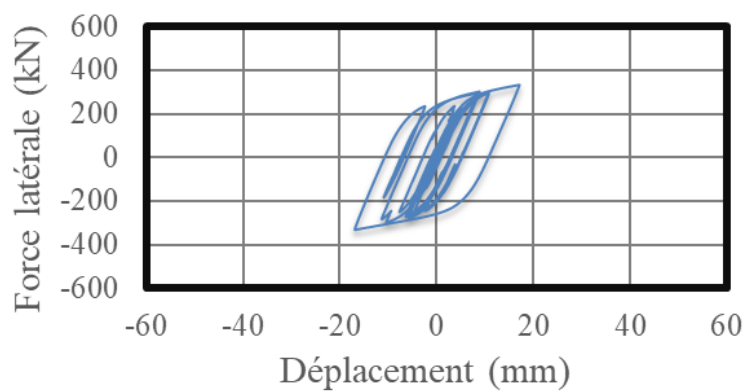
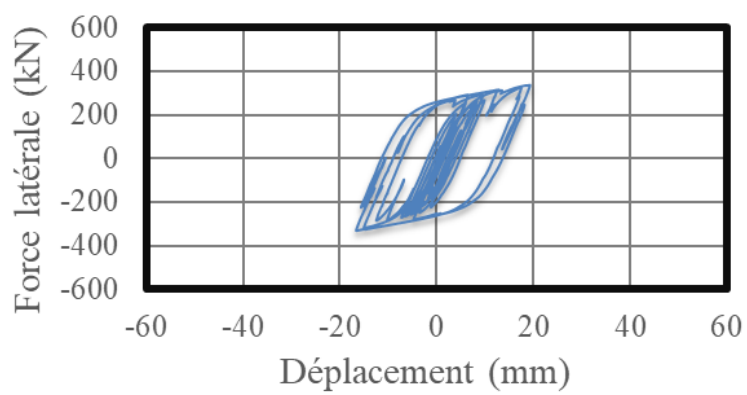


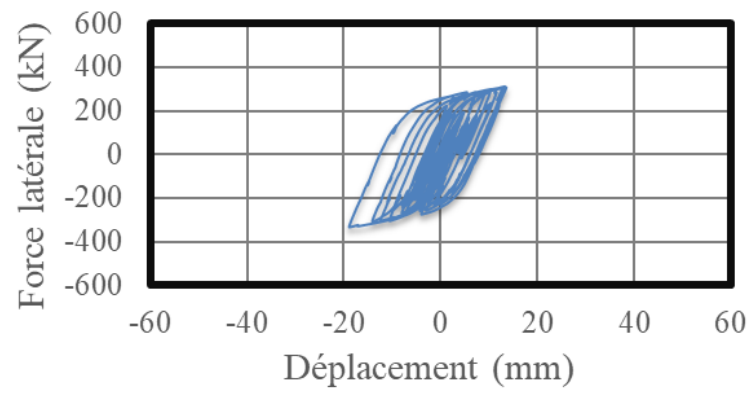
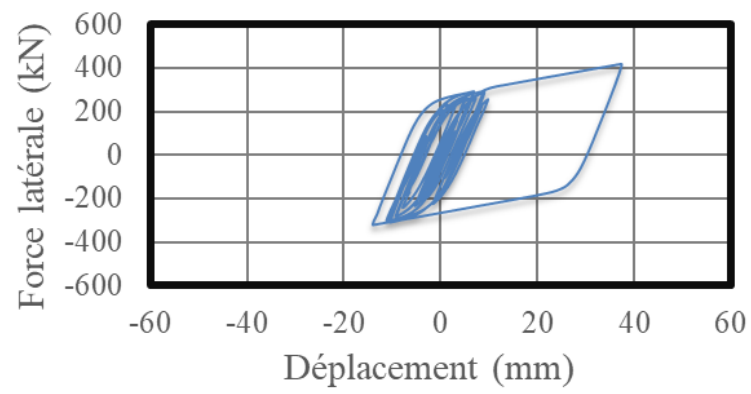
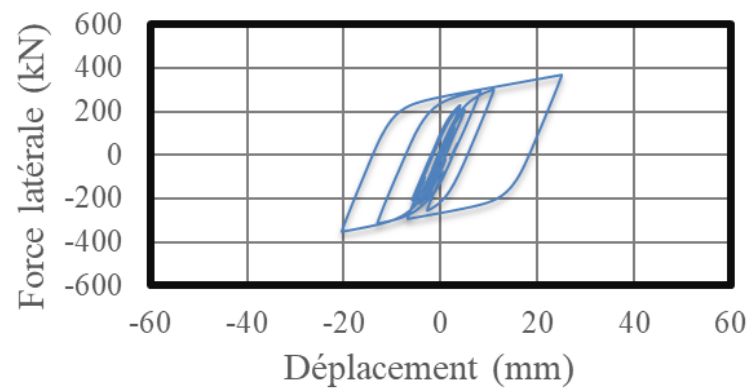
Cas IV à température initiale de 20°C**TH1****TH2****TH3**

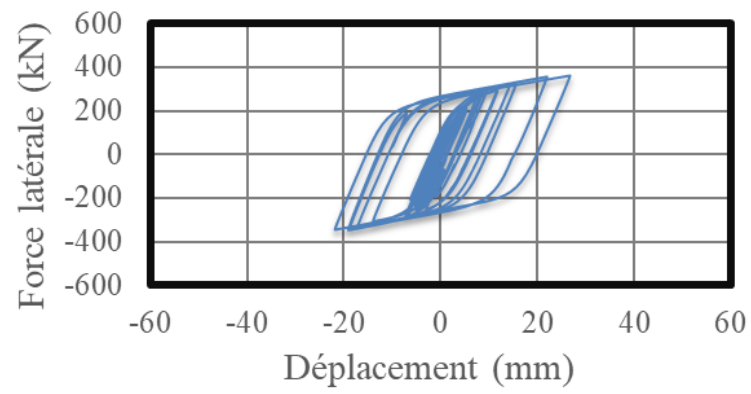
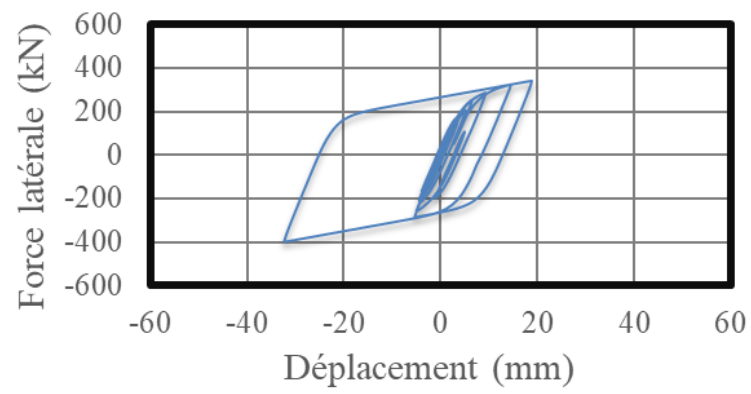
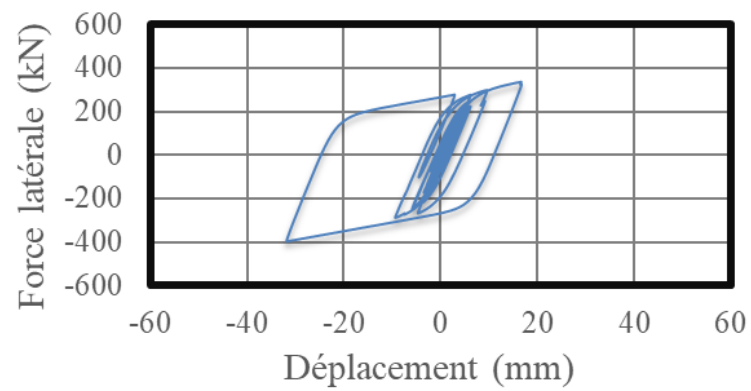
TH4**TH5****TH6**

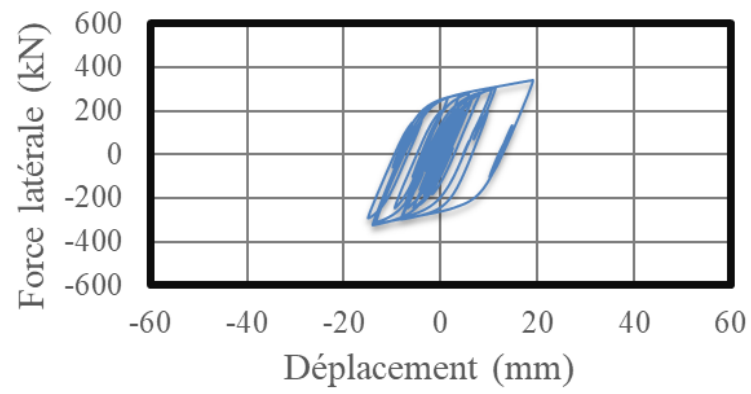
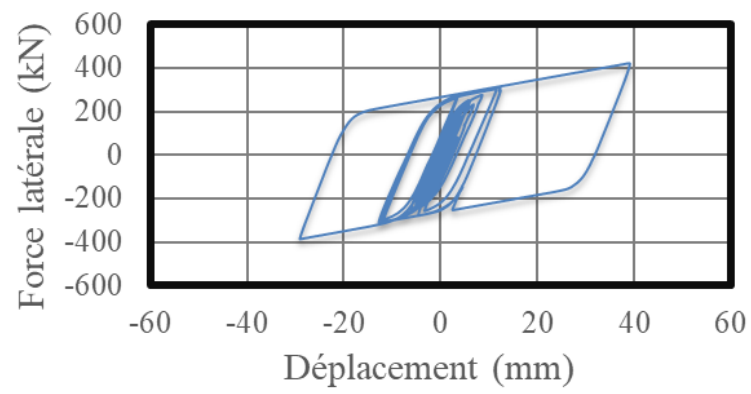
TH7**TH8****TH9**

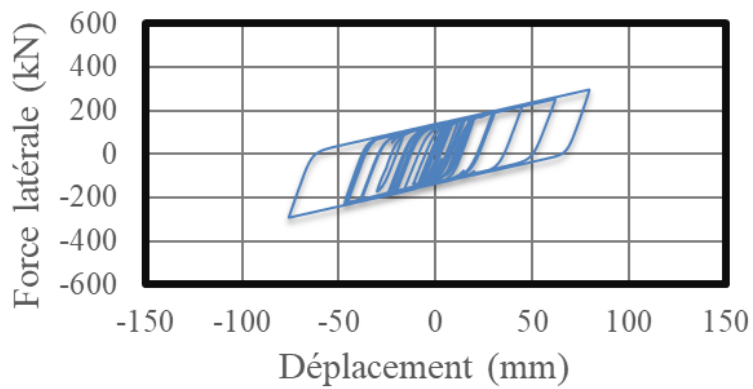
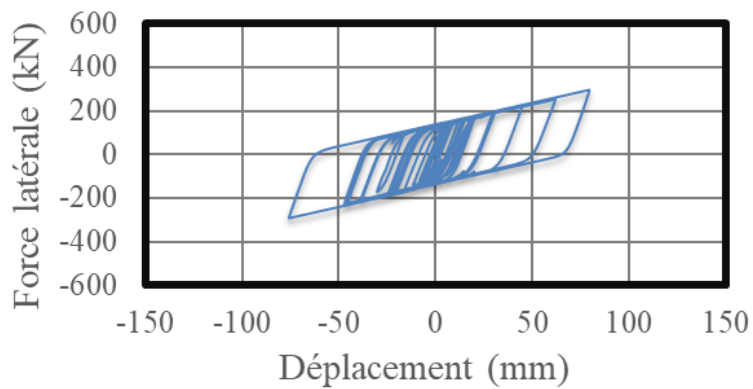
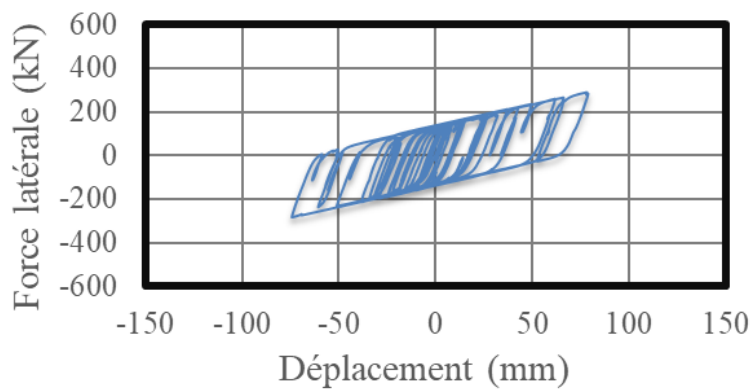
TH10**TH11**

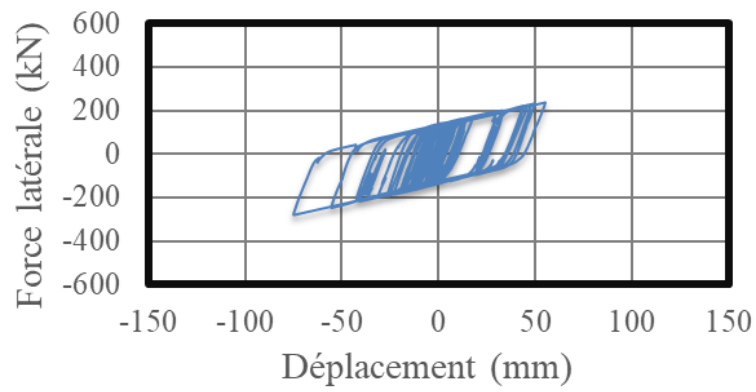
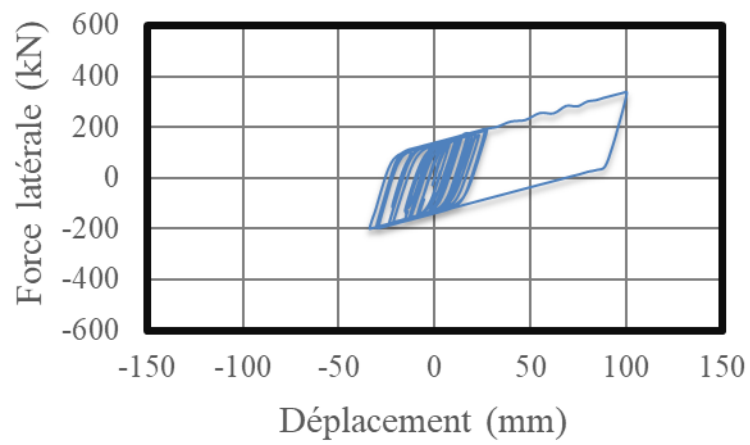
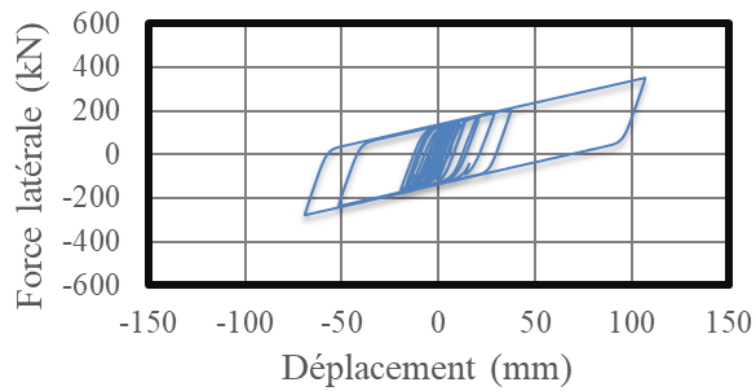
Cas IV à température initiale de -30°C**TH1****TH2****TH3**

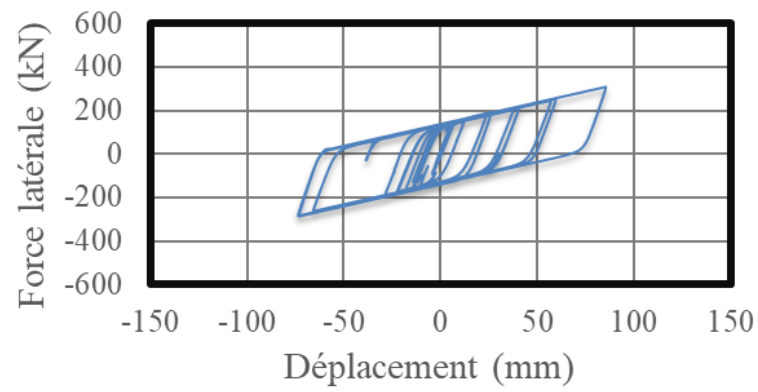
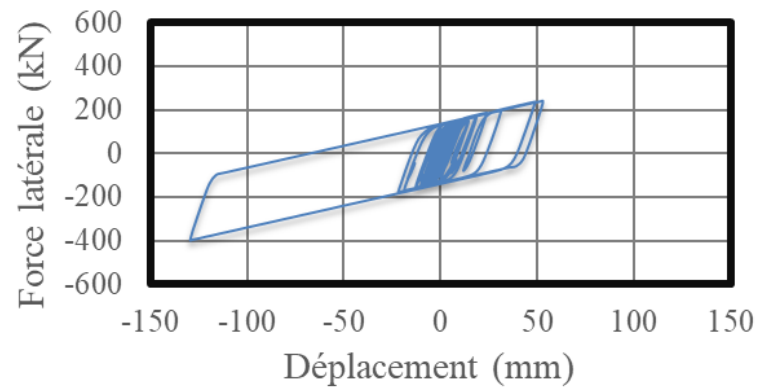
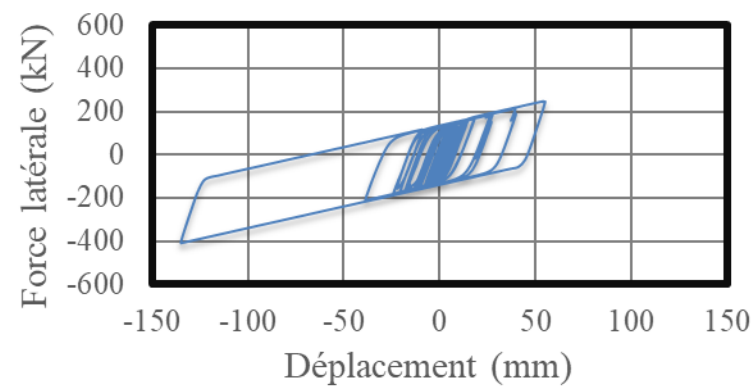
TH4**TH5****TH6**

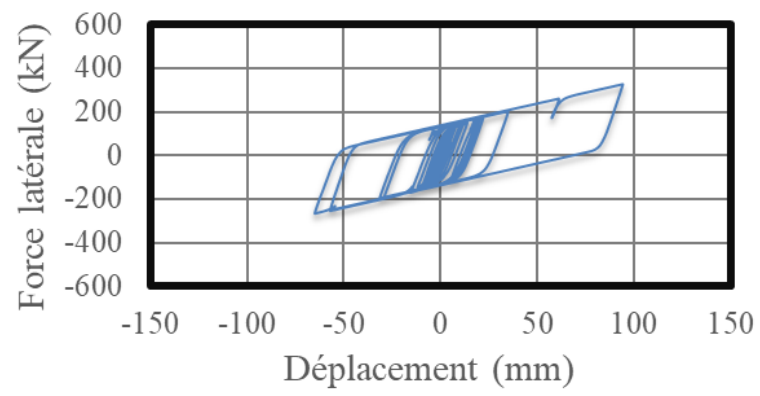
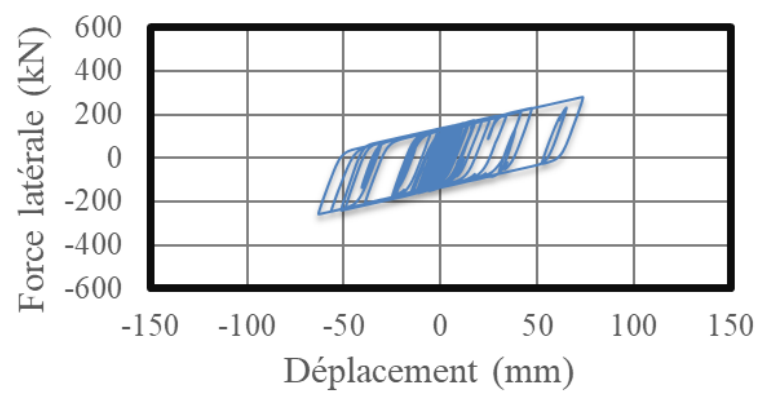
TH7**TH8****TH9**

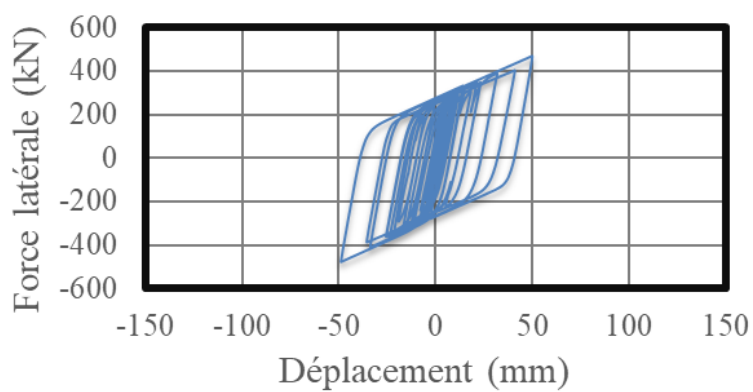
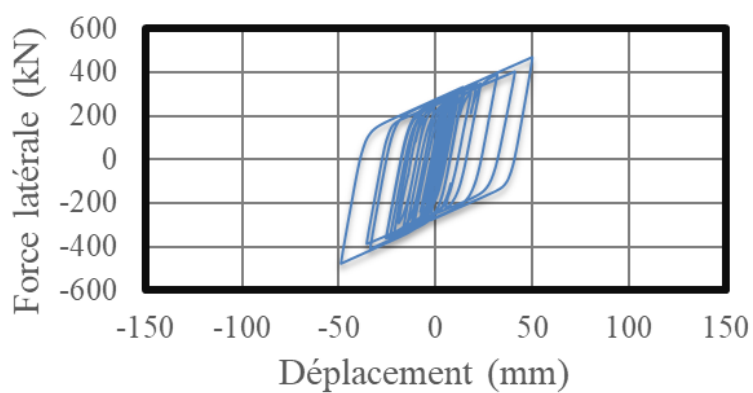
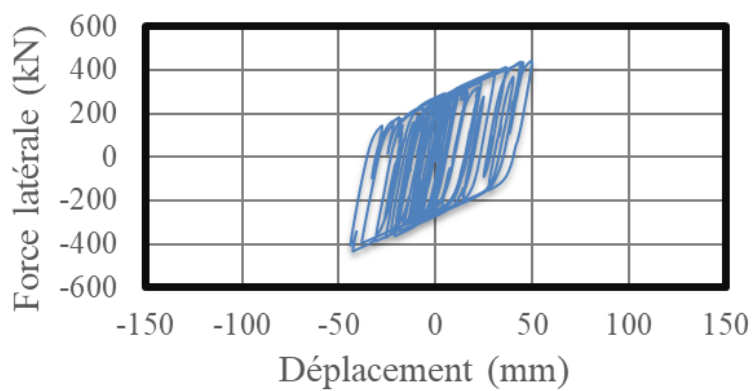
TH10**TH11**

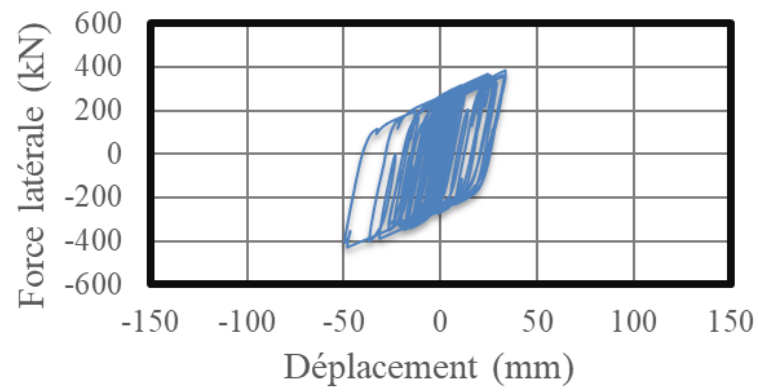
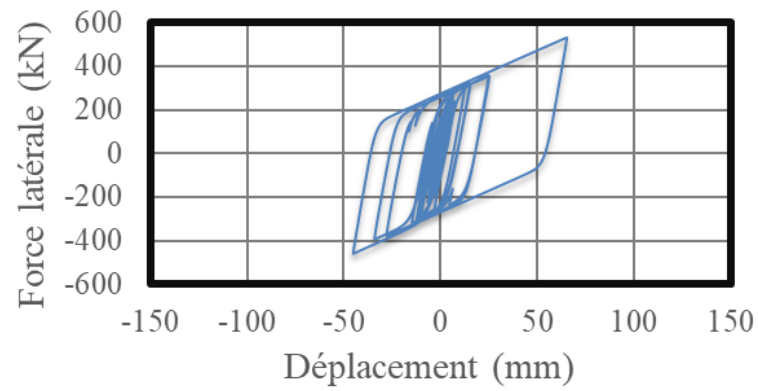
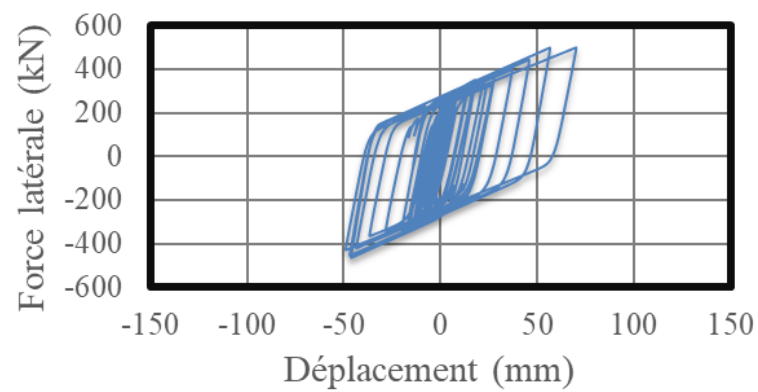
Cas V à température initiale de 20°C**TH1****TH2****TH3**

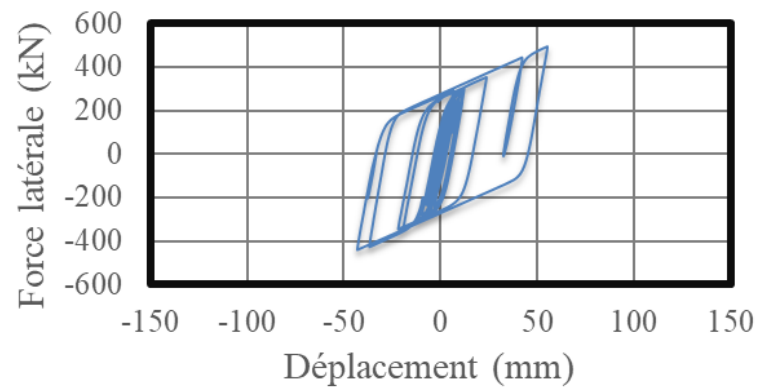
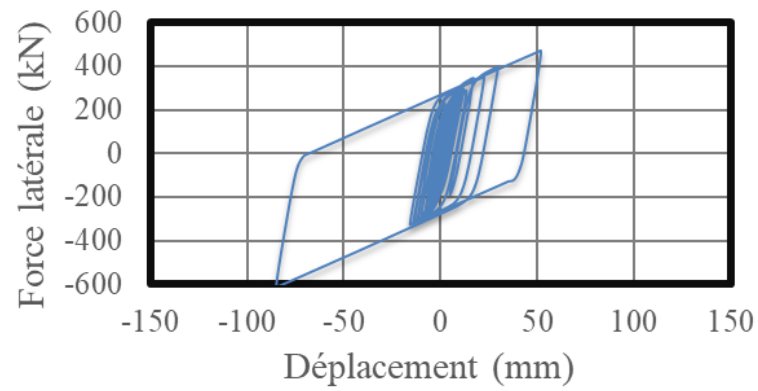
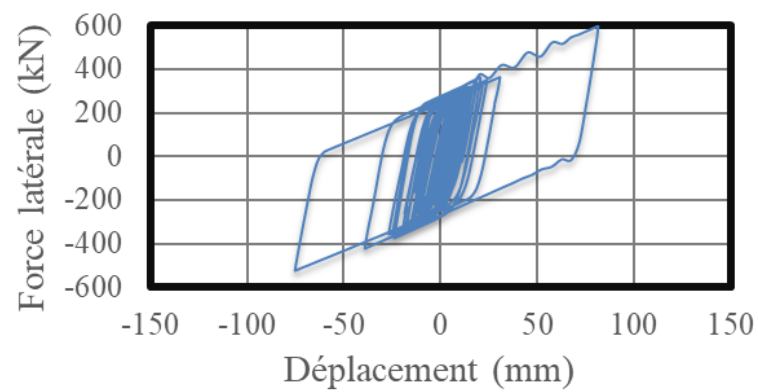
TH4**TH5****TH6**

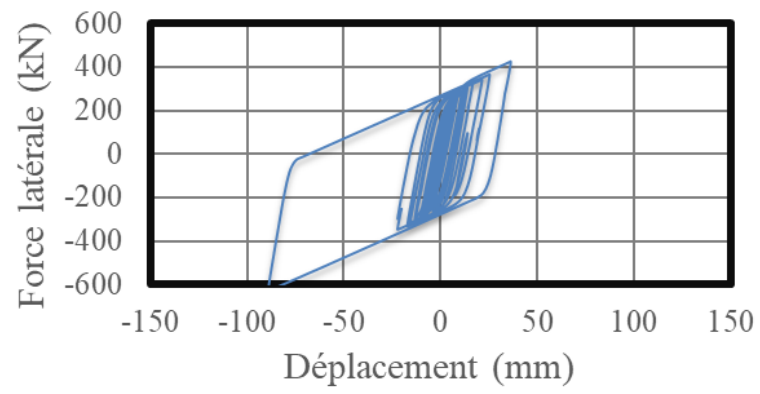
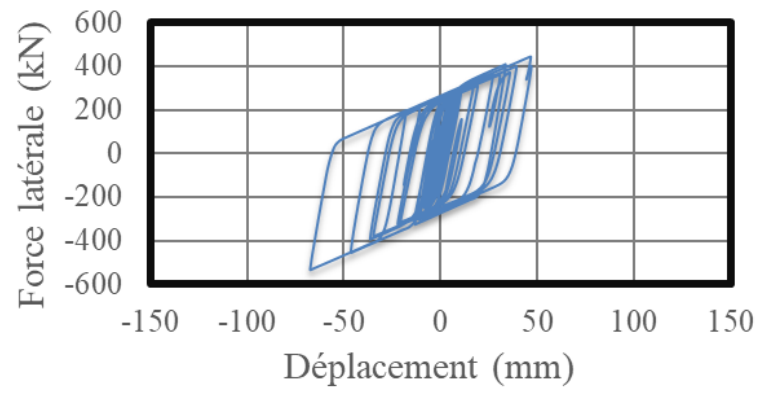
TH7**TH8****TH9**

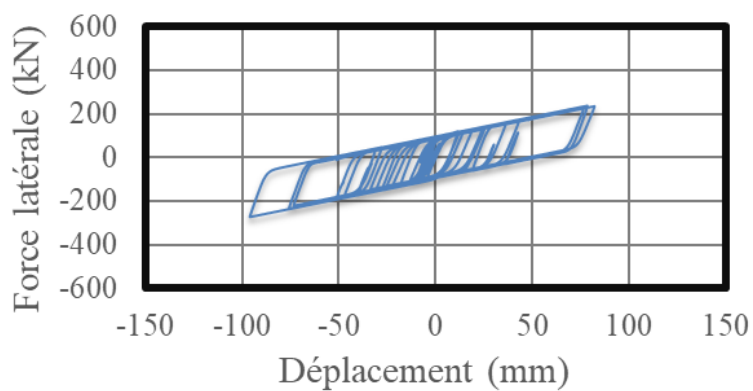
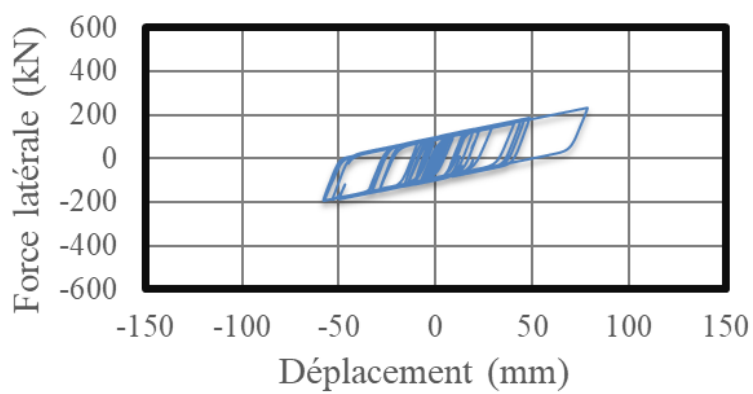
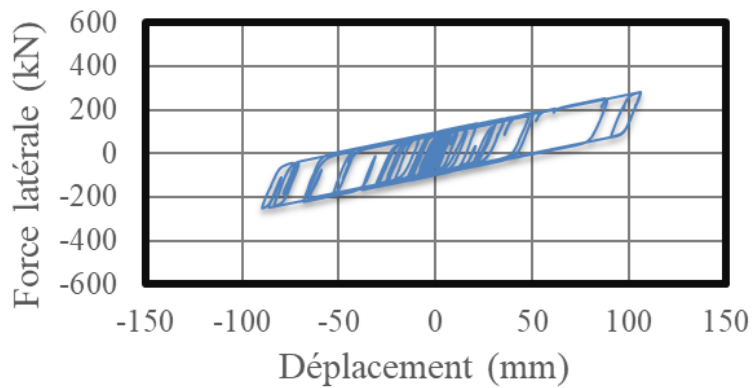
TH10**TH11**

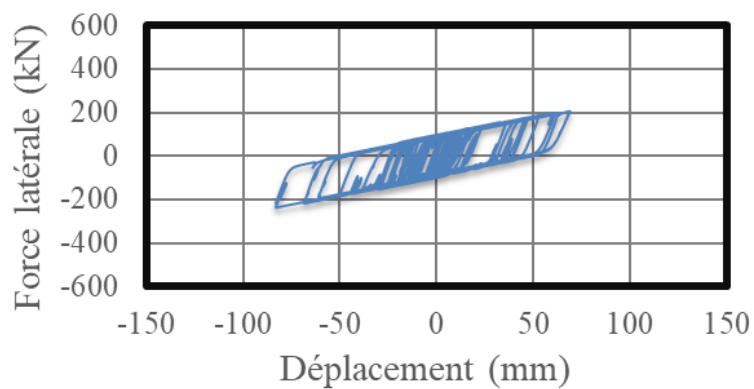
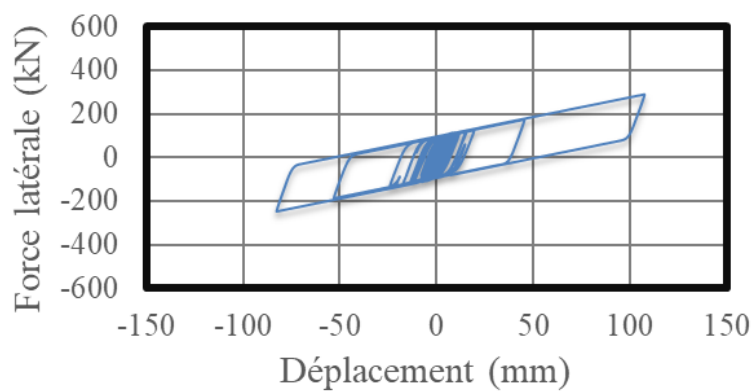
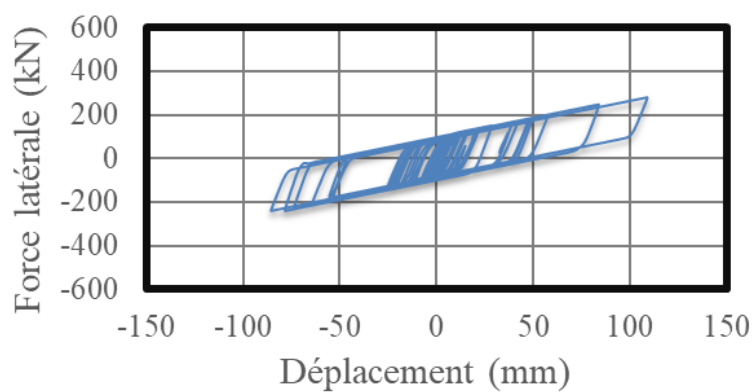
Cas V à température initiale de -30°C**TH1****TH2****TH3**

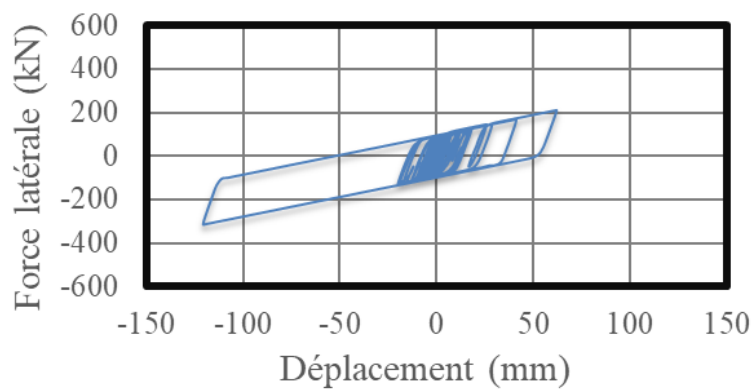
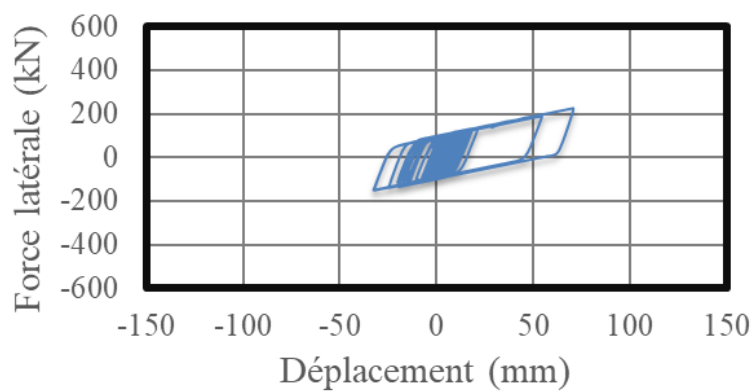
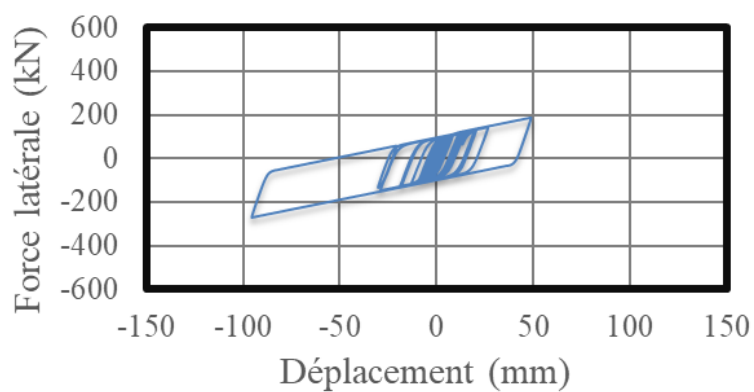
TH4**TH5****TH6**

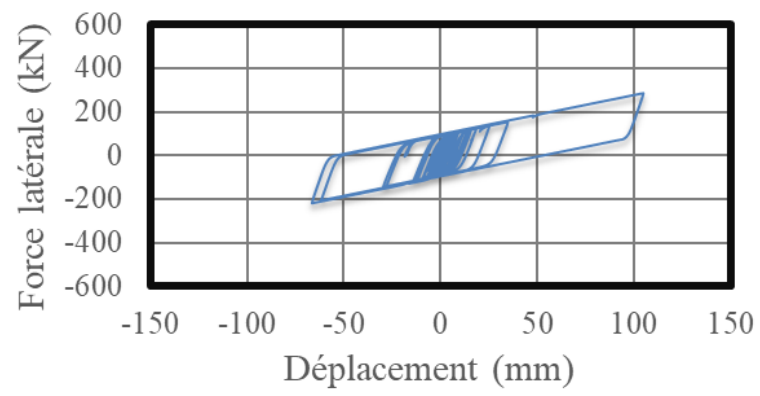
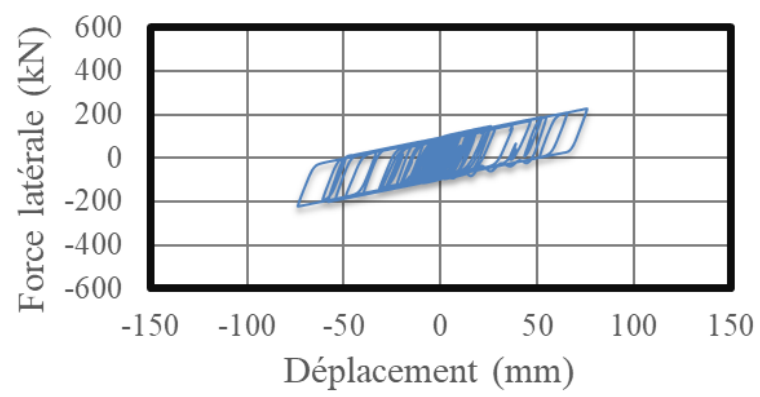
TH7**TH8****TH9**

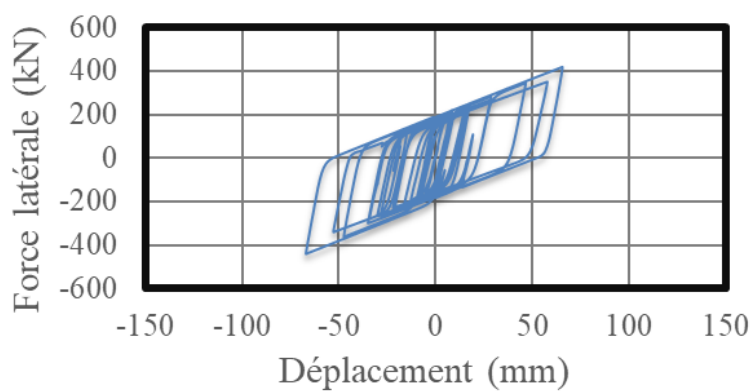
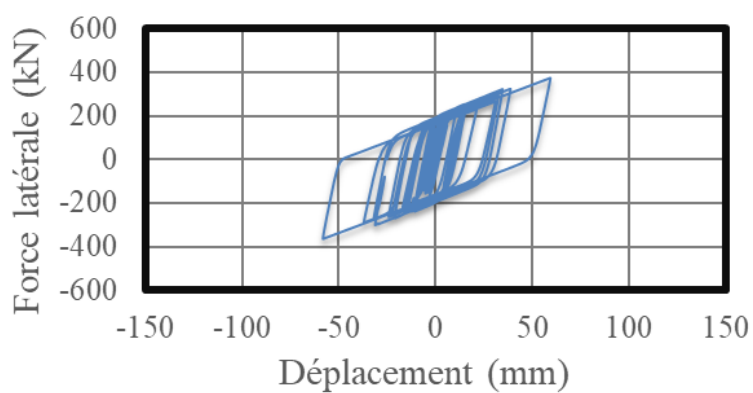
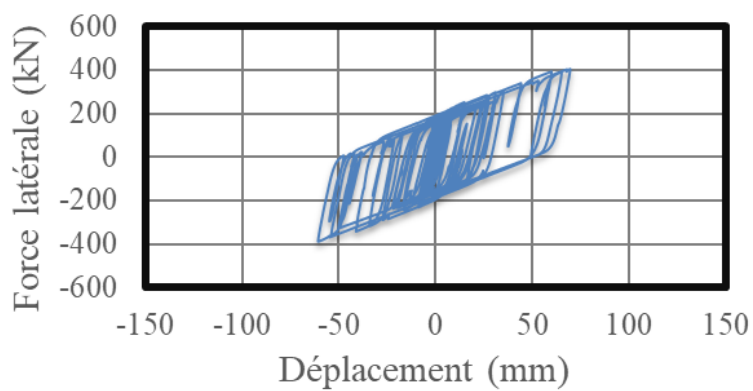
TH10**TH11**

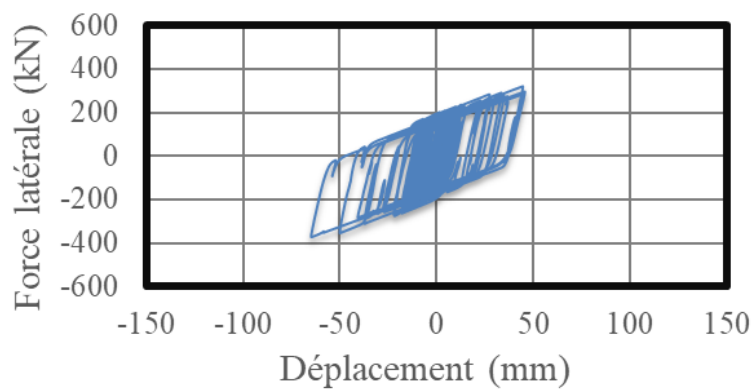
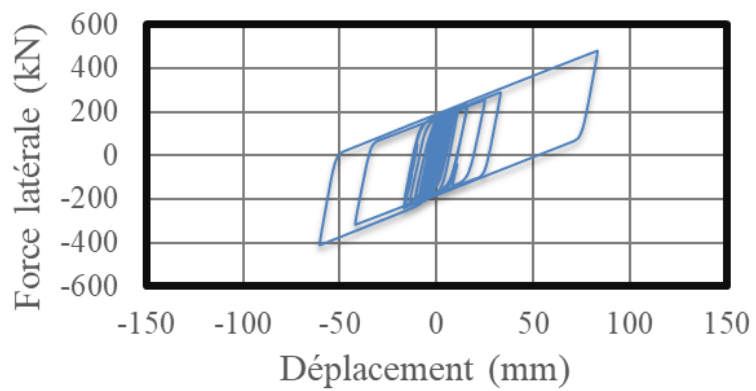
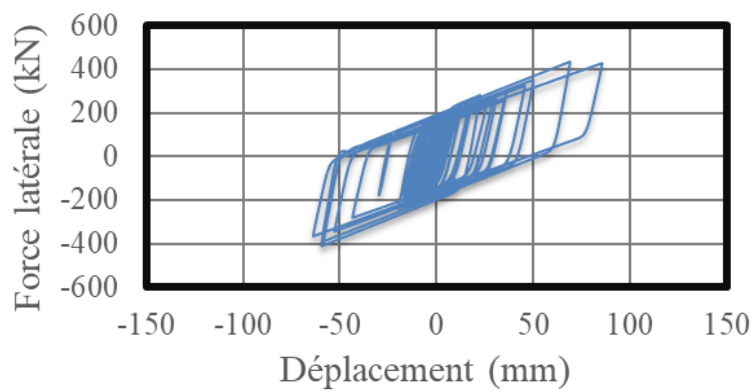
Cas VI à température initiale de 20°C**TH1****TH2****TH3**

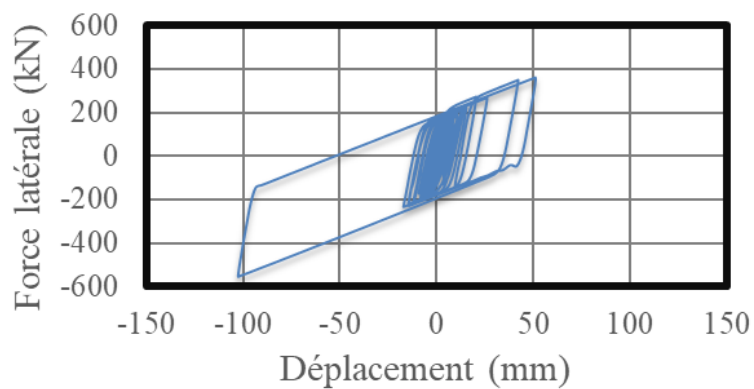
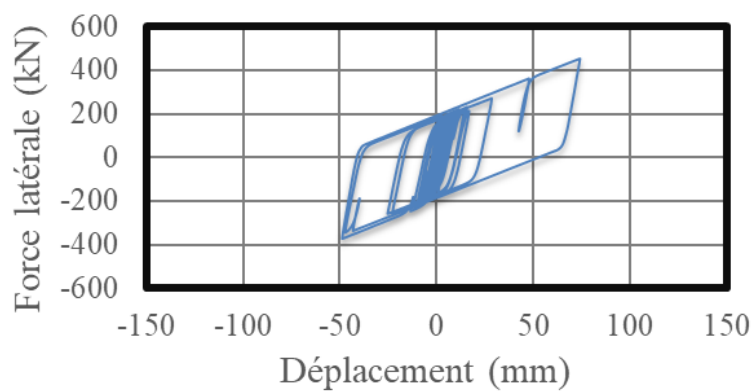
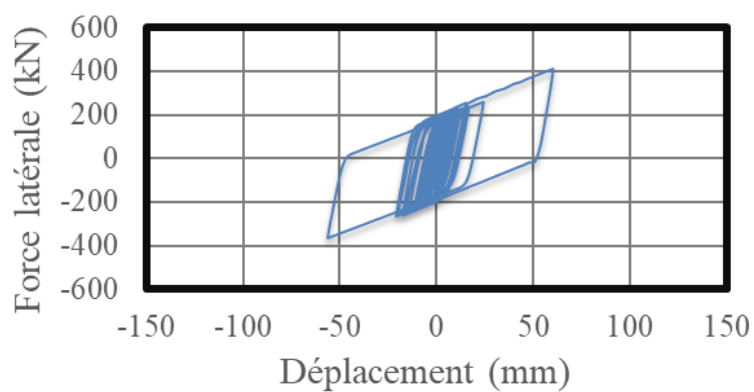
TH4**TH5****TH6**

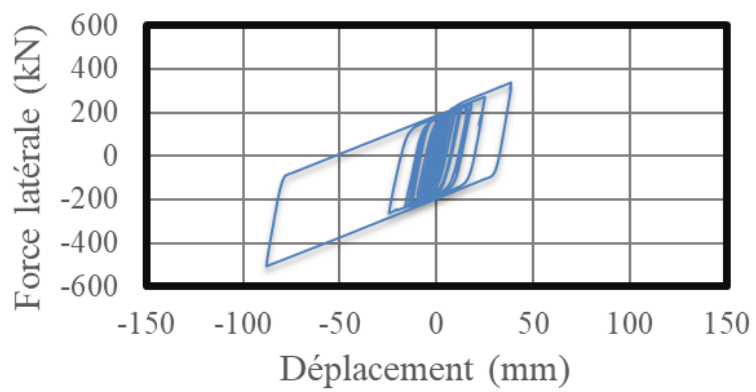
TH7**TH8****TH9**

TH10**TH11**

Cas VI à température initiale de -30°C**TH1****TH2****TH3**

TH4**TH5****TH6**

TH7**TH8****TH9**

TH10**TH11**