ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Ing.

PAR
Arnaud CHIOMENTO

VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES PILES DE PONTS RECTANGULAIRES SOUS-ARMÉES DANS L'EST CANADIEN

MONTRÉAL, LE 29 MARS 2012

©Tous droits réservés, Arnaud Chiomento, 2012

©Tous droits réservés

Cette licence signifie qu'il est interdit de reproduire, d'enregistrer ou de diffuser en tout ou en partie, le présent document. Le lecteur qui désire imprimer ou conserver sur un autre media une partie importante de ce document, doit obligatoirement en demander l'autorisation à l'auteur.

PRÉSENTATION DU JURY

CE RAPPORT DE PROJET OU MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Amar Khaled, ing., Ph. D., directeur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Marie-José Nollet, ing., Ph. D., codirectrice de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Jean-Sébastien Dubé, ing., Ph. D., président du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Lotfi Guizani, ing., Ph. D., membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 16 MARS

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

La conduite, le développement et la rédaction de ce mémoire ont nécessité l'aide de plusieurs personnes que j'aimerais remercier. Tout d'abord, je tiens à exprimer toute ma gratitude à mon directeur et ma codirectrice de recherche, M. Amar Khaled, ing., Ph.D. et Mme Marie-José Nollet, ing., Ph.D. pour leur disponibilité et leur soutien technique, moral et financier, et sans qui la réalisation de ce mémoire n'aurait pu être complétée.

Je remercie également Bertrand Galy, pour son aide précieuse. Sans lui, la réalisation de ce mémoire aurait été beaucoup plus longue et difficile.

Je remercie Alexandre, Fabien, François et Thomas pour leur soutien et la pertinence de leurs commentaires ainsi que mes amis, à Montréal et en France qui m'ont appuyé dans ma démarche.

Enfin, j'adresse mes plus profonds remerciements à ma famille, mon père, ma mère et ma sœur pour leurs encouragements sans relâche, leur appui inconditionnel et ce malgré même la distance nous séparant. Pour finir, je remercie tendrement mon amie Mathilde de partager sa vie avec moi, pour m'avoir soutenu au quotidien et d'avoir été présente dans les moments les plus durs. Ce mémoire vous est dédié à vous quatre.

VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES PILES DE PONTS RECTANGULAIRES SOUS-ARMÉES DANS L'EST CANADIEN

Arnaud CHIOMENTO

RÉSUMÉ

Lors de mouvements sismiques bidirectionnels, l'intégrité d'un pont dépend de la capacité de ses colonnes à se déformer sans se rompre. Ce sont les armatures longitudinales et transversales qui permettent aux colonnes de se déformer dans le domaine inélastique. Les codes de conception parasismique prescrivent des exigences visant à limiter la quantité minimale d'armatures longitudinales. La norme canadienne de conception des ponts (CSA, 2006) prescrit un taux minimum d'armatures longitudinales de 0,8%. Cette limite vise à éviter la plastification passive des armatures lors du retrait et du fluage du béton. Toutefois, les résultats de travaux de recherche récents montrent que cette exigence pourrait être assouplie sous réserve de prévoir un confinement adéquat. L'objectif de cette étude est d'évaluer la vulnérabilité sismique des piles de ponts rectangulaires sous-armées pour l'Est du Canada.

Des analyses élastiques spectrales ainsi que des analyses dynamiques temporelles non linéaires ont été réalisées sur un modèle de pont type afin d'évaluer le comportement des piles. Les composantes horizontales des accélérogrammes des séismes de Nahanni (23 décembre 1985) et du Saguenay (25 novembre 1988) ont été sélectionnées puis calibrées selon le Code National du Bâtiment du Canada (CNBC, 2005) afin de les rendre représentatives des classes de sol A, C et D. Les spectres d'accélération ont été utilisés pour déterminer les efforts sismiques provenant des analyses spectrales et les accélérogrammes ont été utilisés dans le cadre d'analyses temporelles non linéaires pour déterminer les déformations du béton et des aciers, les déplacements en tête et les efforts maximaux à la base des colonnes.

Quatre modèles de colonnes contenant respectivement un taux de 0,31%, 0,51%, 0,83% et 1,08% ont été utilisés. Les déformations dans les fibres de béton de recouvrement, les fibres des armatures et les fibres de béton confiné ont été évaluées et analysées. Des rotules plastiques ont été disposées à la base et en tête des colonnes. Les résultats révèlent que toutes les colonnes ont adopté un comportement ductile satisfaisant. Toutefois, la colonne armée à 0,31% a présenté des dommages significatifs. Les autres colonnes, incluant celle armée à 0,56%, ne présentent que des dommages modérés. Les résultats de cette étude permettent de conclure à un possible assouplissement de l'exigence relative au taux minimal d'armature longitudinale dans les piles de ponts. Cette valeur minimale de 0,8% prescrite par le CSA-S6 pourrait être abaissée à 0,5% sans compromettre le bon comportement sismique des piles de ponts.

Mots clés : pile de ponts, analyse temporelle non linéaire, taux d'armature longitudinal, ductilité, comportement sismique bidirectionnel.

VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES PILES DE PONTS RECTANGULAIRES SOUS-ARMÉES DANS L'EST CANADIEN

Arnaud CHIOMENTO

ABSTRACT

Under bidirectional earthquake ground motions, the performance of bridges depends on the ability of the columns to withstand large deformations without shear or flexural failures. It has been shown that high level of ductility is ensured if sufficient and adequate confinement is provided in the column section. Modern seismic design codes include specifications to limit the minimal amount of longitudinal reinforcement. The Canadian Standards Association's code, the CSA-S6, specifies that the area of longitudinal reinforcement shall not be less than 0,8% of the gross section. This limit is aimed to prevent excessive creep and shrinkage cracking. Past and recent researchs indicate that it could be possible to reduce the 0.8% lower limit for longitudinal steel if adequat confinement is provided. The objective of this research is to assess the seismic vulnerability of brige columns with low longitudinal steel ratios located in Eastern Canada.

A numerical bridge model was developed with Opensees to carry out the study according to the specifications of the Canadian Highway Bridge Design Code (CSA-S6). A series of response spectrum analysis and nonlinear dynamic time history analysis have been performed to investigate the seismic behavior of bridge columns under bidirectional earthquake ground motions. The orthogonal ground motion components from 1988 M5,7 Saguenay and 1985 M6,5 Nahanni earthquakes were used. For Saguenay, the records from the stations Chicoutimi-Nord, Les Éboulements and Saint-André have been selected and transformed for each soil category of the CNBC-2005. Design Spectra have been used to determine earthquake forces while bidirectional ground motion signals have been used in nonlinear time history analysis to examine the seismic response of the bridge columns.

Four columns with 0,31%, 0,56%, 0,83% and 1,08% steel ratios have been design to assess the behavior of bridge columns with low longitudinal steel ratios. The bridge columns were modeled using nonlinear beam column with fiber section to analyse the state of the confined and unconfined concrete, as well as the reinforcing steel fibers. Two fiber hinges have been assigned both at top and bottom of each column as specified in the CSA-S6. Results indicate that the four columns have shown a satisfactory seismic behavior. The determination of ductility reveals that the 0,31% steel ratio column presents significant level of damage. However, the others columns, including the one with 0,56% steel ratio, present moderate damages. The results of this study suggest that the current CSA-S6-06 limit could be reduced from 0,8% to 0,5%.

Keywords : nonlinear time history analysis, low longitudinal steel ratios, ductility, seismic behavior of bridge column.

TABLE DES MATIÈRES

Page

INTRODUCTION 1

CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE 7
1.1 Éléments structuraux constitutifs d'un pont 7
1.1.1 Les fondations 9
1.1.2 Les culées 10
1.1.3 Les appareils d'appuis et dispositifs de retenue 11
1.1.4 Les colonnes 13
1.2 Synthèse des déficiences observées sur les colonnes lors des tremblements de terre majeurs 16
1.2.1 Rupture en flexion des colonnes : 16
1.2.2 Rupture en cisaillement : 18
1.2.3 Recouvrement des barres longitudinales 21
1.2.4 Système de résistance latérale inapproprié 22
1.2.5 Irrégularités géométriques 23
1.2.6 Synthèse 25
1.3 Pourcentage d'armatures longitudinales dans les colonnes de ponts 26
1.3.1 Historique 26
1.3.2 Borne supérieure 26
1.3.3 Borne inférieure 27
1.4 Quantités minimales d'armatures longitudinales prescrites dans les codes et normes parasismiques 32
1.4.1 États-Unis 32
1.4.2 Canada 34
1.4.3 Europe, Asie et Océanie 38
1.5 Conclusion 39

CHAPITRE 2 CARACTÉRISTIQUES ET TRANSFORMATIONS DES SIGNAUX SISMIQUES 41
2.1 Zones sismiques du Canada 41
2.2 Sismicité du Québec 44
2.3 Séismes historiques 47
2.3.1 Nahanni 47
2.3.2 Saguenay 47
2.4 Accélérogrammes 50
2.4.1 Caractéristique du signal 50
2.4.2 Sélection des accélérogrammes 51
2.4.3 Transformation des accélérogrammes 53

CHAPITRE 3 MODÉLISATION ET DIMENSIONNEMENT DES PONTS 61
3.1 Modèle de pont 61
3.2 Cheminement de l'étude 65
3.2.1 Analyse modale 67
3.2.2 Analyse Spectrale 69
3.2.3 Conception des modèles de colonnes P1, P2, P3 et P4 70
3.2.4 Analyse temporelle non-linéaire 75
3.2.5 Analyse statique non-linéaire 77

CHAPITRE 4 RÉSULTATS 79
4.1 Résultats de l'analyse spectrale : 79
4.2 Résultats des analyses non-linéaires : temporelles et statiques 83
4.2.1 Déplacement en tête de colonne 83
4.2.2 Efforts dans la colonne 88
4.2.3 Déformations des fibres du béton non confiné : 94
4.2.4 Déformations des fibres des aciers d'armatures : 99
4.2.5 Déformations des fibres de béton confiné 103
4.2.6 Ductilité en déplacement 107

CHAPITRE 5 DISCUSSION 111
5.1 Interprétation des résultats 111
5.2 Synthèse 115

CONCLUSION 117

RECOMMANDATIONS 121

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES 255

LISTE DES TABLEAUX

Page

Tableau 1.1 Ratio minimal d'acier longitudinal basé sur la fissuration 29

Tableau 1.2 Ratio minimal d'armatures longitudinales basé sur le critère de plastification 31

Tableau 1.3 Tableau récapitulatif des quantités d'armatures longitudinales minimales stipulées dans les codes américains et canadien 37

Tableau 2.1 Séismes historiques au Québec entre 1663 et aujourd'hui 49

Tableau 2.2 Caractéristiques des accélérogrammes utilisés 55

Tableau 2.3 Accélération maximale absolue au sol (en g) avant et après calibration 60

Tableau 3.1 Caractéristiques des analyses 66

Tableau 3.2 Périodes longitudinales T_l et périodes transversales T_t (en s) 68

Tableau 3.3 Caractéristiques des armatures longitudinales 72

Tableau 4.1 Réponses maximales dans le sens longitudinal 81

Tableau 4.2 Réponses maximales dans le sens transversal 81

Tableau 4.3 Efforts spectraux maximaux selon les exigences du CSA-S6 82

Tableau 4.4 Déplacements longitudinaux (mm) en tête de colonne 84

Tableau 4.5 Déplacements transversaux maximaux (mm) en tête de colonne 86

Tableau 4.6 Vecteur déplacement (mm) en tête de colonne 87

Tableau 4.7 Moments maximaux (Kn.m) à la base de la colonne 88

Tableau 4.8 Rapport des moments longitudinaux et transversaux maximaux et du moment de plastification 89

Tableau 4.9 Déformations unitaires (m/m) dans les fibres de béton non confiné 95

Tableau 4.10 Déformations unitaires maximales (m/m) dans les fibres d'armature 100

Tableau 4.11 Déformations maximales unitaires (m/m) dans les fibres de béton confiné 104

Tableau 4.12 Ductilités transversales et longitudinales 110

Tableau 5.1 Correspondance entre les niveaux de dommages, les niveaux de ductilité en déplacement et les déformations dans le béton confiné 113

LISTE DES FIGURES

Page

Figure 1.1 Éléments constitutifs d'un pont 8

Figure 1.2 Rotation d'une culée lors du tremblement de terre du Costa Rica de 1991 10

Figure 1.3 Perte d'appui de la travée supérieure du pont de la baie d'Oakland 12

Figure 1.4 Confinement de la colonne par les armatures transversales et longitudinales : (a) Coupe transversale; (b) Coupe longitudinale 15

Figure 1.5 Rupture en flexion d'une partie du pont autoroute Hanshin durant le tremblement de terre de Hyogo-Ken Nanbu de 1995 17

Figure 1.6 Rupture d'une colonne à la mi-hauteur 18

Figure 1.7 Rupture nette en cisaillement 19

Figure 1.8 Flambage des armatures longitudinales 20

Figure 1.9 Rupture en flexion en pied de colonne 22

Figure 1.10 Effondrement du tablier supérieur du Cypress Highway lors du tremblement de terre de Loma Prieta de 1989 24

Figure 1.11 Zone en tension 28

Figure 2.1 Zone et Aléa sismique du Canada 42

Figure 2.2 Emplacement des tremblements de terre survenus entre 1627 et 2009 au Canada 43

Figure 2.3 Sismicité du Québec 44

Figure 2.4 Zones sismiques du Québec et de l'Est du Canada 46

Figure 2.5 Intensité du tremblement de terre de Saguenay de 1988 48

Figure 2.6 Déaggrégation du risque sismique pour Montréal, Sa(0,2) 52

Figure 2.7 Spectre de réponse type selon le CNBC-2005 55

Figure 2.8 Spectres de réponse avant calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985 56

Figure 2.9 Spectres de réponse après calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985 57

Figure 2.10 Accélérogrammes avant calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985 58

Figure 2.11 Accélérogrammes après calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985 59

Figure 3.1 Coupe longitudinale et dimensions du pont étudié 63

Figure 3.2 Dimensions du portique 63

Figure 3.3 Schéma du modèle de pont construit avec SAP 2000 64

Figure 3.4 Modèle fibre réalisé avec Opensees 64

Figure 3.5 Synthèse du cheminement de l'analyse 65

Figure 3.6 Dimensionnement de la colonne P2 armée à 0,56% et diagramme d'intéraction P-M_X-M_Y pour des charges axiales de 1924 kN (gauche) et de 3006 kN(droite). 71

Figure 3.7 Configuration et dimensionnement des armatures transversales 74

Figure 3.8 Définition des éléments finis de la section 76

Figure 3.9 Courbe contrainte-déformation : (a) Béton confiné et béton non confiné; (b) Acier d'armature 77

Figure 4.1 Diagrammes des moments et surface de rupture de la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe D 90

Figure 4.2 Diagrammes des moments et surface de rupture de la colonne armée à 0,56% pour un sol de classe D 91

Figure 4.3 Diagrammes des moments et surface de rupture de la colonne armée à 0,83% pour un sol de classe D 92

Figure 4.4 Diagrammes des moments et surface de rupture de la colonne armée à 1,08% pour un sol de classe D.....93

Figure 4.5 Localisation des fibres de béton non confiné.....94

Figure 4.6 Déformations des fibres de béton non confiné pour la colonne armée à 0,56% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord;.....97

Figure 4.7 Localisation des armatures.....99

Figure 4.8 Déformations des fibres des aciers pour la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord 101

Figure 4.9 Localisation des fibres de béton confiné.....103

Figure 4.10 Déformations des fibres de béton confiné pour la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe C : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord 105

Figure 4.11 Analyse de charge axiale en fonction du déplacement selon X pour la colonne armée avec un ratio de 0,31% 109

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of Highway and Transportation Officiels
ABS	Sum of Absolute Values
ACI	American Concrete Institute
ATC	Applied Technology Council
BDS	Bridge Design Specifications
BLS	Bas-Saint-Laurent
CALTRANS	California Transportation
CHV	Charlevoix
CNBC	Code National du Bâtiment du Canada
CQC	Combinaison Quadratique Complète
DDL	Degré de Liberté
ELS	État Limite de Service
ELU	État Limite Ultime
HTT-α	Hilbert-Hughes-Taylor-α
CSA	Canadian Standards Association
LRFD	Load and Resistance Factor Design
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
NEBT	New England Bulb Tee Girder
NZS	New Zeland Structural Code
PGA	Accélération de pointe du sol (Peak Ground Acceleration)
PGV	Vitesse de pointe du sol (Peak Ground Velocity)

SRSS	Square Root Sum of the Squares
WQC	West Québec City

Alphabet romain minuscule

b	Largeur de la colonne
c	Distance de recouvrement
d_c	Distance entre la fibre extrême et le centre des aciers en tension
f'_c	Résistance en compression du béton à 28 jours
f_y	Limite élastique de l'armature transversale
g	Constante de gravité terrestre
h	Plus grande dimension de la colonne en plan
h_c	Dimension extérieure des cadres transversaux de la section de la colonne mesurée perpendiculairement aux armatures considérées
k	Raideur
m	Masse
s	Espacement vertical entre deux armatures transversales
s_X	Espacement entre deux armatures longitudinales selon X
s_Y	Espacement entre deux armatures longitudinales selon Y

Alphabet romain majuscule

A_c	Aire du noyau de béton
A_g	Aire de la section brute
A_{sh}	Aire de la section des aciers transversaux
A_{st}	Aire en plan des armatures longitudinales
C_u	Distance entre la fibre extrême et l'axe neutre

D	Charges mortes
E	Charges sismiques
E_c	Module élastique du béton
F_a	Coefficient d'accélération de l'emplacement (d'après le CNBC-2005)
F_v	Coefficient de vitesse de l'emplacement (d'après le CNBC-2005)
G	Module de cisaillement
H	Hauteur de la colonne
I_e	Inertie effective de la zone fissurée de béton
L	Charge vive
M_{LONG}	Moment Longitudinal
M_{TRANS}	Moment Transversal
M_n	Moment nominal
M_w	Magnitude du moment sismique
M_X	Moment maximal selon l'axe X au pied de la colonne
M_Y	Moment de plastification
P	Charge axiale sur une colonne
P_f	Charge axiale pondérée
R	Coefficient de réponse sismique
S	Coefficient de site (S6-06)
S_X	Réponse spectrale du pont dans le sens longitudinal
S_Y	Réponse spectrale du pont dans le sens transversal

T	Période
T_l	Période longitudinale
T_t	Période transversale
V_x	Effort tranchant selon X
V_y	Effort tranchant selon Y

Alphabet grec minuscule

α	Paramètre gérant l'amortissement numérique dans la méthode HHT
β	Paramètre gérant la méthode d'intégration dans la méthode Newmark-β
γ	Ratio de la distance entre les aciers en compression et les aciers en tension avec la largeur de la colonne
ε_c	Déformation du béton non confiné
ε_{cc}	Déformation du béton confiné
ε_{cu}	Déformation ultime du béton
ε_{ccu}	Déformation ultime du béton confiné
ε_p	Déformation plastique
ε_s	Déformation de l'acier
ε_{su}	Déformation ultime de l'acier
ε_u	Déformation ultime
λ	Ratio entre la résistance probable et la résistance spécifiée
μ_φ	Ductilité maximale atteinte en courbure
μ_Δ	Ductilité maximale atteinte en déplacement
ρ	Densité
ρ_g	Ratio des aciers longitudinaux

ρ_l	Pourcentage d'armatures longitudinales
$\rho_{st\ min}$	Pourcentage d'armatures longitudinales minimales
$\rho_{st\ max}$	Pourcentage d'armatures longitudinales maximales
φ_u	Courbure à l'ultime
φ_y	Courbure plastique

Alphabet grec majuscule

Δ_{moy}	Moyenne des déplacements
Δ_{max}	Déplacement maximal
Δ_{min}	Déplacement minimal
$\vec{\Delta}$	Vecteur déplacement
Δ_y	Déplacement plastique
Δ_u	Déplacement à l'ultime
$\emptyset_c$	Coefficient de résistance du béton
$\emptyset_s$	Coefficient de résistance de l'acier

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉS DE BASE	
m	mètre (unité de base)
kg	kilogramme (unité de masse)
s	seconde (unité de temps)
Aire	
m²	mètre carré
mm²	millimètre carré
UNITÉS GÉOMÉTRIQUES	
Longueur	
km	kilomètre
m	mètre
cm	centimètre
mm	millimètre
UNITÉS DE MASSE	
Masse	
kg	kilogramme
UNITÉS MÉCANIQUES	
Vitesse	
km/s	kilomètre par seconde
Accélération	
m/s²	mètres par secondes au carré
g	accélération moyenne de la pesanteur
Angle	
°	degré
rad	radian
Courbure	
rad/km	radians par kilomètre
rad/m	radian par mètre
Force	
N	Newton
kN	kiloNewton
MN	megaNewton
Moment d'une force	
Nm	Newton - mètre
kNm	kiloNewton - mètre
Contrainte	
Pa	Pascal
MPa	megaPascal

UNITÉS DE TEMPS	
h	heure
s	seconde
Fréquence	
Hz	Hertz
kHz	kiloHertz

INTRODUCTION

Contexte et Problématique

Les séismes survenus lors de ces quarante dernières années en Amérique ou en Asie ont eu de graves impacts sur les ponts. Les tremblements de terre de San Fernando de 1971, de Loma Prieta en 1989 ou encore celui de Hyogo-Ken Nanbu en 1995 ont causé d'importants dommages et l'effondrement de plusieurs ouvrages (Mitchell *et al.*, 1991 ; Priestley *et al.*, 1988 ; Pond, 1972). Des effondrements tels que celui du Cypress Highway en 1989 ou de l'autoroute Hanshin en 1995 ont marqué les esprits.

La plupart des ouvrages touchés lors de ces tremblements de terre avaient été construits avant les années 1970 alors que le génie sismique n'était pas encore développé. La vulnérabilité et les déficiences de ces ponts ont été mises en lumière grâce aux experts en structure qui se sont rendus sur les lieux directement après les secousses. Les ponts sont des ouvrages qui sont souvent durement touchés car il y a peu de redondance de leurs éléments structuraux. L'endommagement de l'un de ces éléments affecte directement le reste de l'ouvrage. Parmi ces éléments, les colonnes ont pour rôle d'absorber l'énergie sismique en se déformant. La plupart des colonnes qui ont rompu lors des séismes majeurs ne bénéficiaient pas de dimensionnement sismique et les rapports de terrain soulignent plus particulièrement un mauvais confinement (Mitchell *et al.*, 1991). Toutefois, il n'y a pas ou peu de ruptures résultant d'une insuffisance d'armatures longitudinales.

Le code de conception des ponts routiers du Canada (CSA, 2006) prescrit une quantité minimale d'armatures longitudinales dans les colonnes. L'article 4.7.4 du code stipule qu'il ne faut pas employer une quantité d'aciers longitudinaux inférieure à 0,8% de la section brute. Cette borne inférieure traduit la volonté de limiter les effets dépendant du temps tels que le fluage et le retrait mais aussi de limiter la fissuration lorsque la tension est trop importante dans la section du béton. Malgré ces arguments, d'autres pays tels que le Japon

utilisent des valeurs aussi faibles que 0,5% sans pour autant que le comportement sismique des colonnes soit altéré (Anderson *et al.*, 1996). De plus, pour les piles mur, la quantité minimale imposée par le Canadian Standard Association (CSA) pour les armatures longitudinales est de 0,25%. Par définition, une pile est qualifiée de pile mur lorsque le rapport de la hauteur libre H sur la plus grande dimension en plan h est inférieur à 2,5. La différence entre la limite pour les piles normales (0,8%) et pour les piles murs (0,25%) est conséquente. Toutefois, de nombreuses piles ont un rapport H/h proche de 2,5 sans pour autant être considérées comme des piles mur. Dans cette optique, l'exigence du CSA-S6 régissant la quantité d'armatures minimales peut être raffinée en diminuant la borne inférieure en dessous du 0,8% pour les colonnes ordinaires. Pour appuyer cette hypothèse, il est important de souligner que parmi les ruptures observées durant les tremblements de terre du passé, peu d'entre elles résultent d'une insuffisance des armatures longitudinales et les colonnes des ponts modernes semblent avoir adopté un comportement sismique satisfaisant durant les évènements les plus récents (Priestley *et al.*, 1996). Enfin, des études menées par Khaled *et al.* (2010) et Priestley *et al.* (1996) sur des colonnes réelles révèlent que le comportement sismique des colonnes est davantage tributaire du confinement que de la quantité des armatures longitudinales.

Au Québec, plus de la moitié des ponts ont été construits avant 1974, date de la première version du code des ponts routiers du Canada mais aussi avant l'introduction des normes parasismiques (Ministère du Transport du Québec, 2010). De plus, un grand nombre de ces ponts doivent être réhabilités ou remplacés car ils présentent des signes de fatigue tels que de la fissuration, de la corrosion ou encore de l'éclatement du béton de recouvrement. Une réduction des armatures longitudinales permettrait une économie substantielle en termes de matériaux, d'acheminement et de mise en place.

Objectifs

L'objectif principal de ce projet de recherche est d'étudier et évaluer le comportement sismique des piles de ponts rectangulaires sous-armées pour les conditions de l'Est du Canada. Les objectifs spécifiques sont :

1) Identifier les modes de ruptures des colonnes de ponts lors de tremblements de terre survenus dans le passé;
2) Évaluer la réponse statique non-linéaire des colonnes de ponts sous-armées (0,31% et 0,51% d'armatures longitudinales) et dimensionnées selon les exigences des codes CSA-S6-06 et ACI-318-08 (0,83% et 1,08% d'armatures longitudinales);
3) Évaluer l'influence de la quantité d'armature longitudinale sur la ductilité et sur la résistance sismique des colonnes en conditions dynamiques non-linéaires.

Méthodologie

La méthodologie appliquée pour répondre à la problématique de l'étude ainsi qu'à chacun des objectifs de ce projet est composée de cinq phases :

1) Pour définir les différents modes de ruptures des colonnes, il faudra, dans une première mesure, s'approprier le sujet en réalisant une revue de littérature et en se référant aux rapports d'expertise réalisés suite aux tremblements de terre majeurs de ces quarante dernières années. Il sera également nécessaire de passer en revue les codes de conception de ponts utilisés en Amérique du Nord;
2) L'analyse statique non-linéaire nécessite d'abord la sélection des accélérogrammes historiques et leur calibration selon les spectres du Code National du Bâtiment du Canada de 2005 (CNBC, 2005). La sélection se fera par le biais des bases de données des tremblements de terre de Nahanni et du Saguenay. Le logiciel Spectre (Leclerc, 2006), quant à lui, permettra de calibrer les enregistrements historiques sur les spectres de dimensionnent élaborés selon la définition du CNBC-2005;

3) Le dimensionnement de quatre modèles de colonnes, avec respectivement, 0,31%, 0,51%, 0,83 et 1,08% d'armatures longitudinales, sera réalisé avec logiciel SpCol (ScructurePoint, 2002) à partir des résultats des analyses spectrales provenant du modèle construit avec logiciel SAP 2000 (CSI, 2005);
4) La réponse statique non-linéaire de chacun des modèles, définie par la relation moment-courbure des colonnes, sera déterminée à l'aide du logiciel Response 2000 (Bentz et Collins, 2000);
5) L'analyse dynamique non linéaire sera, quant à elle, réalisée à l'aide de la plateforme Opensees (Eurocode 8, 2003). On testera l'influence de la quantité d'armature longitudinale sur la ductilité et sur la résistance sismique de la colonne.

Envergure et limites de l'étude

Ce projet de recherche se limite à évaluer le comportement sismique des colonnes de forme rectangulaire. Le modèle est un pont à deux travées continues soutenues par un portique unique à trois colonnes reposant sur des fondations superficielles. La structure est soumise à des accélérogrammes historiques caractéristiques de l'Est du Canada. Parmi les différents paramètres d'études, le pourcentage d'armatures longitudinales est celui qui bénéficie de la plus grande attention. Quatre modèles de piles présentant des ratios d'armatures longitudinales ont été sélectionnés à partir des analyses spectrales. Ces quatre ratios ont pour valeur 0,31%, 0,56%, 0,83% et 1,08% de la section brute. Les deux premiers modèles (0.31% et 0.56%) ont été choisis avec un ratio inférieur à 0,8% afin d'évaluer le comportement sismiques des colonnes sous armées. Les deux seconds modèles, 0,83% et 1,08% traduisent les limites inférieures imposées par les codes CSA-S6 et ACI-318.

Organisation du mémoire

Ce projet de recherche s'articule en cinq chapitres. Le premier fait l'objet d'une revue exhaustive de la littérature existante sur le comportement sismique des piles de pont sous armées. Le second chapitre décrit les caractéristiques et la transformation des signaux sismiques. La troisième partie présente les détails de la modélisation et du dimensionnement du modèle utilisé dans le cadre de cette étude pour les quatre pourcentages d'armatures longitudinales retenus. Dans cette partie, la méthodologie suivie pour les analyses statiques non-linéaires et les analyses temporelles non-linéaires est présentée en détail. Enfin, les deux derniers chapitres présentent respectivement les résultats des analyses temporelles non-linéaires ainsi que la discussion de l'étude. Les résultats des analyses statiques non-linéaires permettent de vérifier la pertinence des résultats des analyses temporelles non-linéaires. Pour finir, la conclusion fait la synthèse des résultats obtenus et présente des pistes de recherches futures qui permettraient la poursuite de ce projet.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

Les ponts sont des ouvrages vitaux, car très souvent, ils relient des zones difficiles d'accès. Il est donc important d'étudier la vulnérabilité des éléments structuraux qui les constituent et surtout d'étudier la réponse de ces éléments aux sollicitations sismiques auxquelles ils pourraient être soumis. Chaque ouvrage est unique car les propriétés de l'emplacement sur lequel il sied telles que sa topographie, sa géologie et son aléa sismique déterminent sa conception structurale. Il est donc difficile, à cause de cette unicité, de généraliser l'impact que pourrait avoir un séisme sur un pont donné. Néanmoins, l'étude des tremblements de terre survenus ces dernières années a révélé des similitudes au niveau des dommages sur les ponts et a permis d'établir des scénarios types de rupture. Le présent chapitre décrit dans un premier temps les éléments structuraux d'un pont, puis présente dans un second temps les défaillances observées sur le terrain.

1.1 Éléments structuraux constitutifs d'un pont

Les éléments constitutifs d'un pont sont le tablier, les appuis, les fondations et les équipements (Figure 1.1). Pour les appuis, on peut discerner les culées, les colonnes, le chevêtre et les voiles. Les équipements intègrent plusieurs éléments tels que les garde-corps, les barrières, les glissières, les appareils d'appuis, les joints de dilatation (Ponts et Chaussées, 1985).

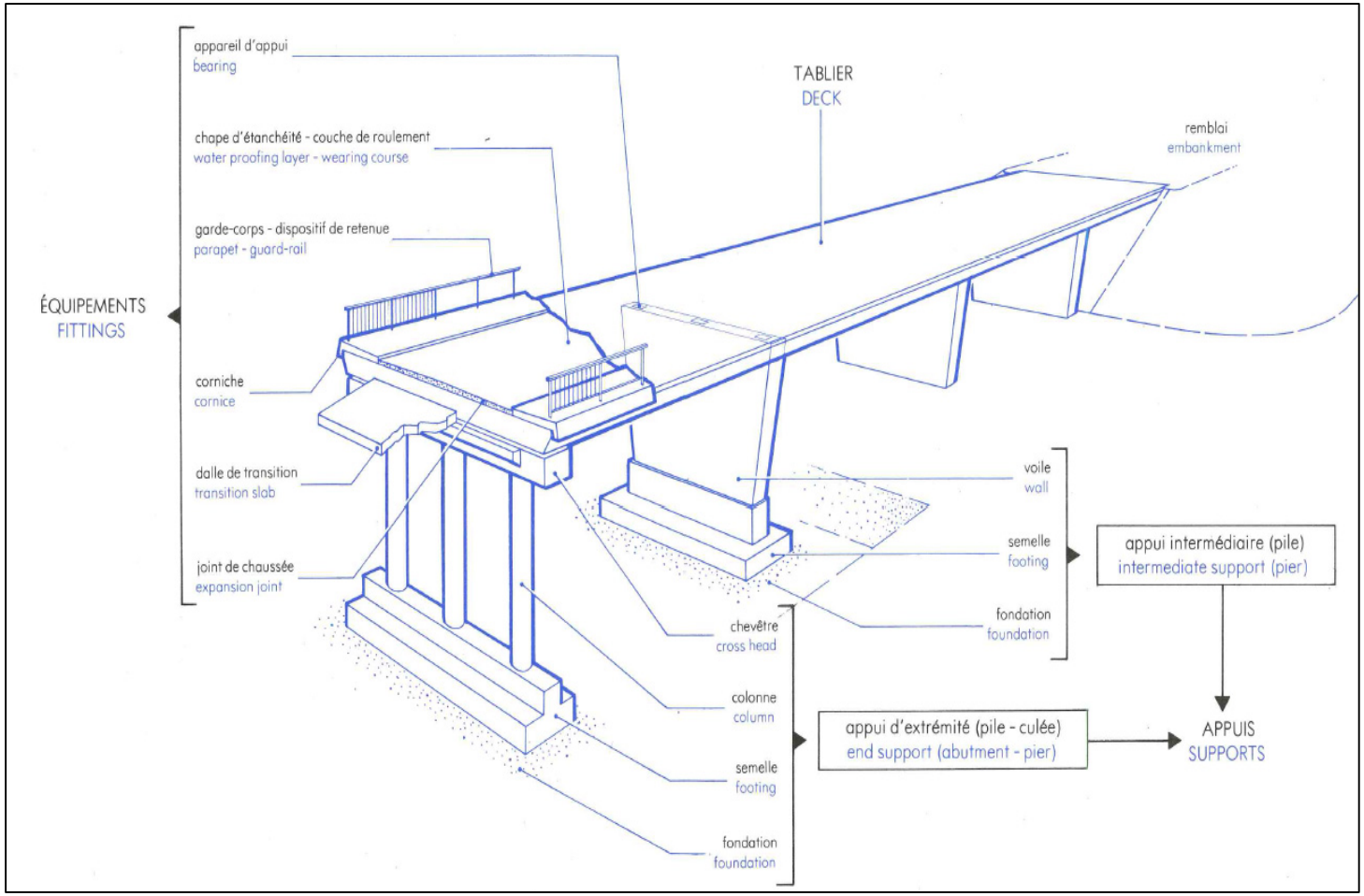


Figure 1.1 Éléments constitutifs d'un pont
Tirée du Laboratiore des Ponts et Chaussées (1985)

1.1.1 Les fondations

La fonction d'une fondation est de transmettre au sol les surcharges routières et les charges permanentes de la structure. Elle doit être en mesure de reprendre également les charges sismiques. En effet, lorsqu'un séisme se produit, la capacité portante du sol diminue dans certains cas et ce sont les fondations profondes qui doivent emmagasiner toute l'énergie sismique (Das, 2009).

Le choix d'une fondation dépend de plusieurs paramètres : l'importance des charges à reprendre, la capacité portante du sol, la topographie ou encore la stratigraphie du sol de fondation. Pour un pont, les fondations se trouvent au droit des colonnes et des culées. D'un point de vue structural, une fondation est composée de deux éléments : l'assise, la partie inférieure qui assure l'interaction avec le sol, et la portion supérieure, reliée à la colonne, qui joue le rôle d'élément protecteur.

Il est bien difficile de vérifier l'état d'une fondation puisqu'une bonne partie de celle-ci se trouve sous terre et demeure inaccessible. Généralement, les ruptures surviennent au niveau de la connexion entre le bas des colonnes et la fondation ou plus haut, au niveau de la tête des pieux. De plus, il faut souligner que la fondation doit être plus résistante que la colonne pour que celle-ci puisse se déformer et adopter un comportement ductile lors de secousses sismiques. Il est donc normal que les colonnes, très souvent, rompent avant les fondations. Néanmoins, on identifie deux cas de ruptures de la fondation possibles bien que rares : le manque de résistance en flexion et le manque de résistance en cisaillement. Dans les deux cas, c'est le résultat d'un sous-dimensionnement ou d'une disposition impropre des armatures (Moehle et Lehman, 1999 ; Ziehl *et al.*, 1998). De nombreuses ruptures de fondations ont eu lieu lors du tremblement de terre de Niigata en 1967 car les ouvrages se trouvaient sur des sols mous. Le sol, de nature granulaire, s'est liquéfié avec les mouvements du sol, entrainant dans un premier temps la ruine des fondations, puis de l'ouvrage tout entier (Hamada, 2000).

1.1.2 Les culées

Les culées sont les éléments d'appui situés aux extrémités des ponts (Figure 1.1). Leur fonction est très importante puisqu'elles assurent la connexion entre le tablier et les remblais. Elles doivent être capables d'équilibrer les forces exercées par la poussée des terres et celles de la structure. Les dommages les plus fréquents mais également les plus importants qui surviennent lors des sollicitations sismiques sont les affaissements ou les glissements de culées (Duan et Chen, 2000). Ce type de dégâts est principalement observé lorsqu'on est en présence d'un sol mou ou lorsque la consolidation des remblais a été mal exécutée. Les culées sont sensibles aux mouvements latéraux ainsi qu'aux rotations autour de l'axe vertical. Sous l'effet des sollicitations horizontales, la pression des terres augmente. Lorsque les pressions sont trop importantes et que le pont n'est plus capable d'absorber les efforts imposés, les culées s'affaissent et, poussées par la pression des terres, glissent sous l'ouvrage. Les réparations, lorsque possible, sont onéreuses. Si les culées subissent des rotations ou des glissements trop importants, le tablier peut perdre son appui, ce qui peut entrainer la ruine de l'ouvrage (Priestley *et al.*, 1996).



Figure 1.2 Rotation d'une culée lors du tremblement
de terre du Costa Rica de 1991
Tirée de EERI (1991)

1.1.3 Les appareils d'appuis et dispositifs de retenue

Les appareils d'appui et les dispositifs de retenue permettent à la structure les mouvements de translation et de rotation. Leur fonction principale est de transmettre aux piles et aux culées les réactions de la structure. Néanmoins, ils créent des irrégularités structurales ce qui peut entrainer d'importants dommages (Priestley *et al.*, 1996). Lors des tremblements de terre de Loma Prieta en 1989 et de San Fernando en 1971, de nombreux cas de perte d'appui entre les tabliers de pont et les culées ont été observés. Les rapports d'expertise démontrent que ces effondrements sont le résultat d'une longueur d'appui insuffisante et une résistance inadéquate des dispositifs de retenue ne permettant pas de limiter ou bloquer suffisamment les déplacements longitudinaux et transversaux. La nature du sol et le mode de déformation du pont ont une grande influence sur ces déplacements. En effet, la présence de sols mous amplifie les mouvements du sol. Il faut donc en tenir compte au moment de la conception (Housner, 1994). Les modes de déplacement sont également très importants. Des déplacements transversaux excessifs endommagent beaucoup les ponts biais tandis que des mouvements longitudinaux importants affectent plus particulièrement les ponts multi-travées. Le cas le plus critique survient lorsque les éléments adjacents tels qu'une travée et la culée ou deux travées entre elles se déplacent en opposition de phase. Le tablier se dissocie des appareils d'appui d'abord, puis de la culée. Il faut alors dimensionner l'ouvrage avec un système d'appui et un dispositif de retenue suffisamment résistant pour prévenir la chute des éléments (Priestley *et al.*, 1996).

Après ces évènements, les ingénieurs ont été amenés à réviser leurs procédés de conception afin d'assurer davantage de retenue entre les tabliers et les culées. De plus, la théorie élastique utilisée en dimensionnement à cette époque sous-estimait les déplacements latéraux et longitudinaux (Mitchell e*t al.*, 1991). Les ponts les plus sévèrement touchés ont été les ponts longs à travées multiples posées sur des piles de grandes hauteurs. Il en résulte des désajustements du système d'appui et dans le pire scénario, l'effondrement de travées voire

même du tablier entier. Le pont Nishinomiya-ko et celui de la baie d'Oakland (Figure 1.3) sont représentatifs de ce type de rupture.



Figure 1.3 Perte d'appui de la travée supérieure du pont de la baie d'Oakland
Tirée de Mitchell *et al.* (1991)

1.1.4 Les colonnes

Généralement conçues en béton armé, les colonnes ont pour fonction de transmettre aux fondations les charges provenant du tablier et des éléments supérieurs du pont. On dispose de deux types d'aciers, les armatures verticales dites armatures longitudinales et les armatures horizontales appelées armatures transversales ou de confinement. Chacune de ces armatures possède des fonctions différentes.

La structure d'une colonne peut être divisée en deux parties : un noyau de béton délimité par les armatures longitudinales, les armatures transversales ainsi que le béton se trouvant à l'intérieur et le béton de recouvrement situé à l'extérieur des aciers (Figure 1.4). On note que le béton non confiné (zone hachurée) s'étend aussi à l'intérieur des étriers, car le confinement du béton n'est pas effectif pour toute la section se trouvant à l'intérieur des armatures transversales (Wehbe, 1998).

Les armatures transversales ont plusieurs fonctions. Tout d'abord, elles ont pour rôle d'empêcher le flambement des armatures longitudinales et d'éviter la rupture en cisaillement. Elles servent également à confiner la colonne en son milieu et empêchent le noyau de béton ainsi formé de prendre de l'expansion latérale sous les charges axiales (ACI, 2008 ; Paultre et Legeron, 2008). Enfin, les armatures transversales sont disposées de manière à favoriser la formation de rotules plastiques en haut et en bas de la colonne afin de rendre la colonne ductile lorsqu'elle est soumise à plusieurs cycles de chargement (Duan et Chen, 2000). Grâce à ces aciers, la colonne est capable de dissiper l'énergie par déformation plastique. Pour obtenir de très grandes ductilités, on peut changer la forme des armatures en utilisant des spirales et non des étriers. En résumé, les armatures transversales servent à retarder la rupture du noyau et à rendre la structure plus ductile.

Les armatures longitudinales, quant à elles, permettent de mieux reprendre les efforts de compression provenant des charges axiales et de lutter contre le flambement du béton de la colonne. En plus de reprendre les efforts de compression, les aciers longitudinaux travaillent en flexion et participent à rendre la structure ductile sous l'effet des charges horizontales. Toutefois, plus on utilise des armatures longitudinales, moins la structure est ductile, la ductilité étant davantage assurée par les aciers transversaux. Enfin, les armatures longitudinales limitent les déformations dépendantes du temps causées par le fluage et le retrait (AASHTO, 2009 ; ACI, 2008 ; CSA, 2006).

Étant donné la problématique de ce projet, les déficiences observées sur les colonnes feront l'objet du paragraphe suivant.

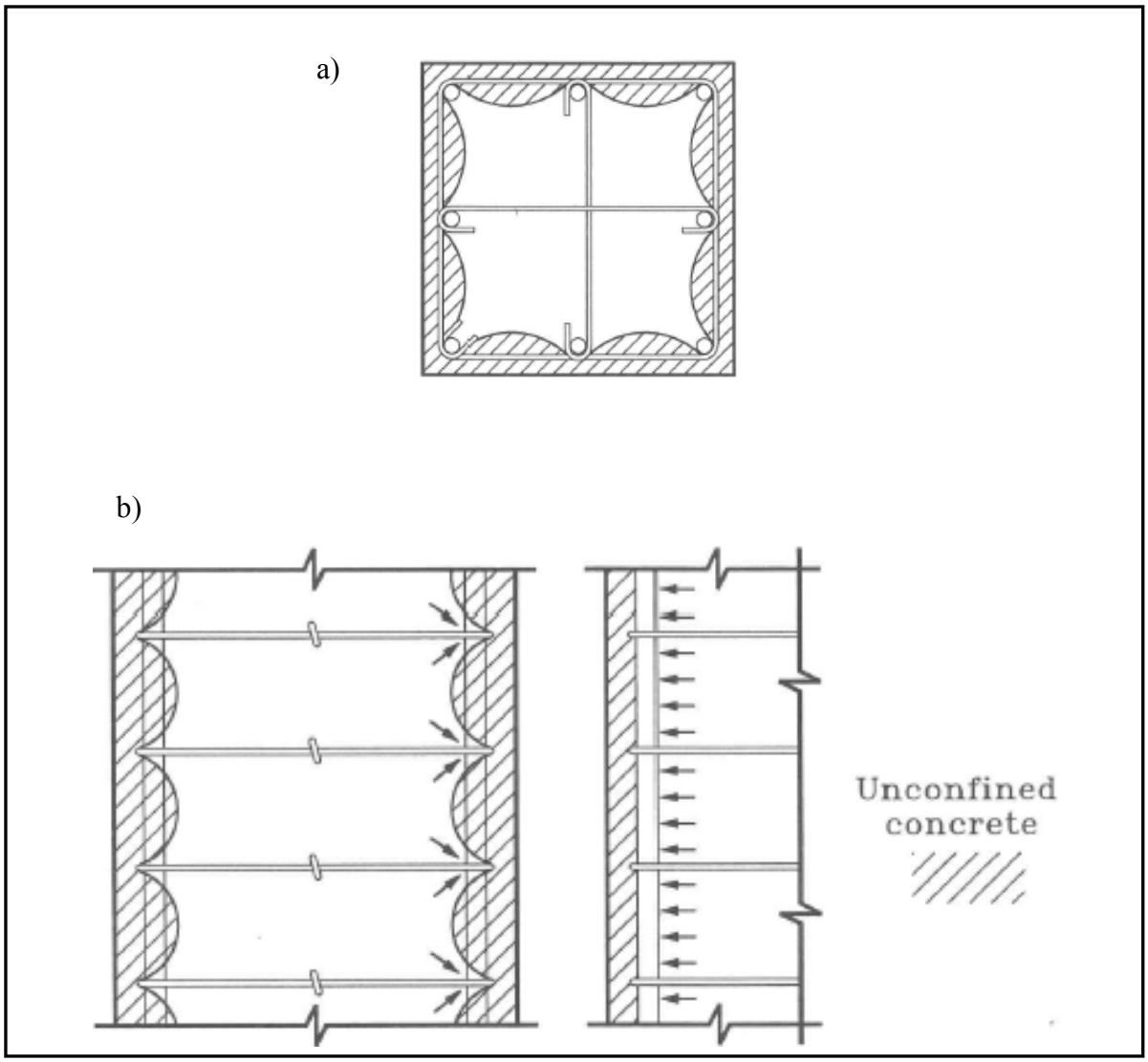


Figure 1.4 Confinement de la colonne par les armatures transversales et longitudinales :
(a) Coupe transversale; (b) Coupe longitudinale
Adaptée de Priestley *et al.* (1996)

1.2 Synthèse des déficiences observées sur les colonnes lors des tremblements de terre majeurs

Un nombre important d'effondrements de ponts a été observé suite aux tremblements de terre de San Fernando en 1971, Whittier Narrows en 1987 et de Loma Prieta en 1989 (Mitchell *et al.*, 1991 ; Housner, 1994 ; Priestley 1988). Depuis ces tremblements de terre, de nombreux codes dont celui de l'American Concrete Institute (ACI) ont été révisés. Les rapports des visites sur place mettent en évidence des systèmes de résistance latérale insuffisants, des configurations d'armatures inadéquates et l'influence des sols mous ou non compactés entre autres (Mitchell *et al.*, 1990). Pour les colonnes, on distingue deux types de ruptures (Priestley *et al.,* 1996) : la rupture en flexion et la rupture en cisaillement.

1.2.1 Rupture en flexion des colonnes :

Avant le tremblement de terre de San Fernando de 1971, les ingénieurs considéraient que la colonne travaillait principalement en compression et ils n'étaient pas conscients de l'importance de la ductilité, plus particulièrement dans la région de la rotule plastique. La rotule plastique correspond à la zone plastifiée de la colonne se comportement comme une rotule mécanique, c'est-à-dire autorisant la rotation autour de son axe des autres parties de l'élément. Les rapports d'analyses de San Fernando et de Loma Prieta montrent que les ouvrages construits avant 1970 manquent considérablement d'armatures transversales, nécessaires pour adopter un comportement ductile. En effet, ces armatures transversales permettent de confiner le béton au centre et empêchent les armatures longitudinales de flamber. Le manque de confinement du noyau des colonnes a été une des causes d'effondrement de ponts lors des tremblements de terre majeurs survenus dans l'ouest des États-Unis et au Japon (Mitchell *et al.*, 1990).

Aussi, lorsque l'on regarde de près la conception de ces ouvrages, on constate plusieurs points faibles relatifs à la quantité des armatures et à leurs dispositions. En premier lieu, les armatures sont disposées avec une longueur de recouvrement trop faible. Ensuite, pour de nombreux ouvrages, les armatures longitudinales ne se prolongent pas sur une longueur

adéquate au niveau des fondations. Ces défauts provoquent une insuffisance non seulement de la résistance dans les barres mais aussi de la flexibilité de la colonne. La rupture dans ce cas de figure intervient en pied ou en tête de colonne, au niveau de la connexion de la pile avec la fondation ou le chevêtre (Priestley *et al.*, 1996).

La plupart des déformations inélastiques sont des déformations de flexion telles que celles observées lors de l'effondrement du pont autoroute Hanshin en 1995 pendant le tremblement de terre de Kobé (Figure 1.5). La chute des 18 travées de ce pont-route lors du séisme est due à une résistance en flexion insuffisante. De nombreuses colonnes ont rompu car les armatures longitudinales étaient en quantité insuffisantes dès la mi-hauteur. Il s'en est suivi une rupture en flexion-cisaillement à la mi-hauteur des colonnes (Figure 1.6). La conception des armatures, basée sur l'enveloppe de moment, ne prend pas en compte les effets de tension dus à la fissuration diagonale de cisaillement (Anderson, 1996).



Figure 1.5 Rupture en flexion d'une partie du pont autoroute Hanshin durant le tremblement de terre de Hyogo-Ken Nanbu de 1995
Tirée de Kawashima et Unjoh (1997)

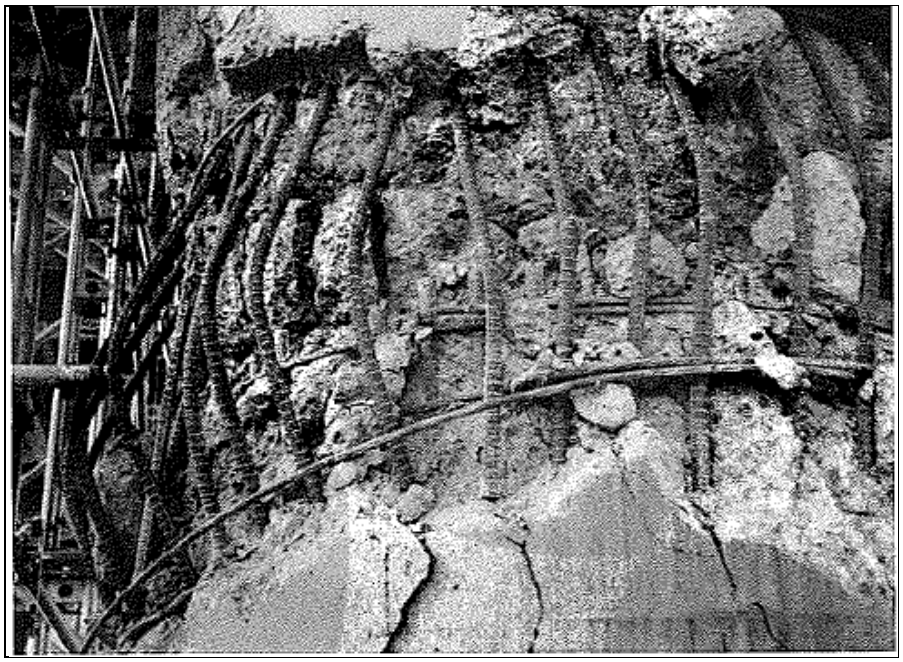


Figure 1.6 Rupture d'une colonne à la mi-hauteur
Tirée de Anderson *et al.* (1996)

1.2.2 Rupture en cisaillement :

La résistance au cisaillement est tributaire entre autres des armatures transversales. Il est donc important de soigner les armatures transversales non seulement en utilisant une quantité suffisante mais aussi en plaçant les étriers horizontaux suffisamment proches afin d'empêcher le cisaillement. Lors du tremblement de terre de San Fernando en 1971 et de Whittier Narrows en 1987, de nombreuses colonnes n'ont pas fait preuve d'une ductilité suffisante et la rupture des armatures est survenue avant même le bon développement des rotules plastiques se manifestant par une rupture soudaine. Dès lors, les fissures de cisaillement et de flexion s'agrandissent rapidement et entrainent une dégradation immédiate de la résistance. La Figure 1.7 représente une rupture nette en cisaillement lors du tremblement de terre de Whittier Narrows en 1987. Les colonnes courtes sont particulièrement susceptibles de se rompre en cisaillement à cause de leur ratio cisaillement-moment élevé.

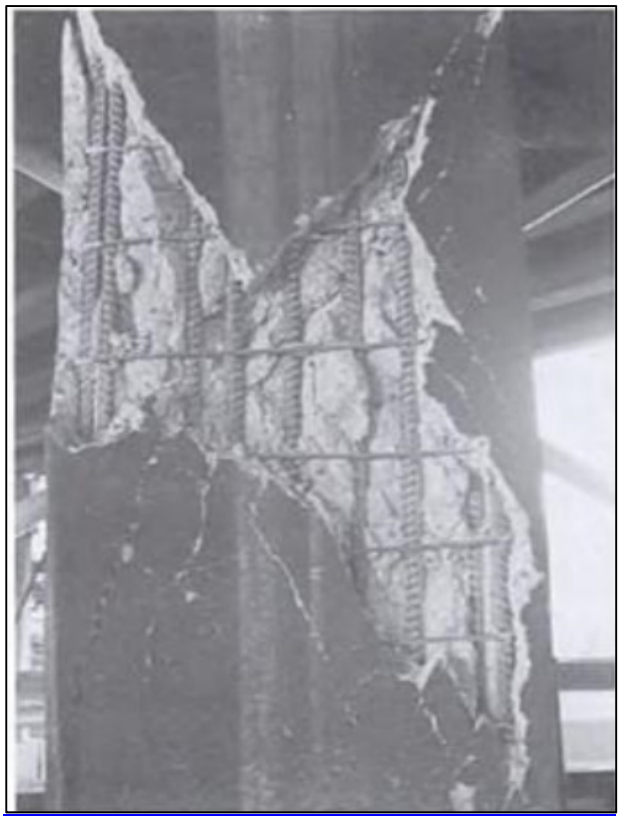


Figure 1.7 Rupture nette en cisaillement
Tirée de Priestley *et al.* (1996)

Les armatures transversales doivent donc être soigneusement disposées et attachées aux barres longitudinales afin de créer un bon confinement au centre de la colonne. Elles permettent ainsi l'absorption de l'énergie emmagasinée pendant le tremblement de terre au niveau des rotules plastiques. Les experts ont observé des cas de ruptures en cisaillement de colonnes lors des tremblements de terre Whittier Narrows de 1987 et de Northridge en 1994 mais aussi lors du tremblement de terre de Hyogo-Ken Nanbu en 1995. L'espacement vertical entre les étriers ou les spirales joue un rôle très important. S'il est trop grand, les armatures de confinement ne peuvent pas empêcher le flambage des armatures longitudinales et l'expansion latérale du béton (Figure 1.8).

Parfois, la rupture d'une colonne est une combinaison de plusieurs mécanismes. Par exemple, les colonnes du pont « Struve Slough » à Watsonville ont rompu en flexion et en cisaillement à la connexion des colonnes et de la superstructure suite à de larges mouvements en pied de colonne (152 mm). Son effondrement est dû à une faible résistance en flexion et en cisaillement des colonnes. Les effets P-delta et le dimensionnement inadéquat des armatures longitudinales et transversales ont eu pour conséquence le détachement des colonnes et du tablier. Les colonnes ont finalement glissé hors du diaphragme, provoquant la chute du tablier.

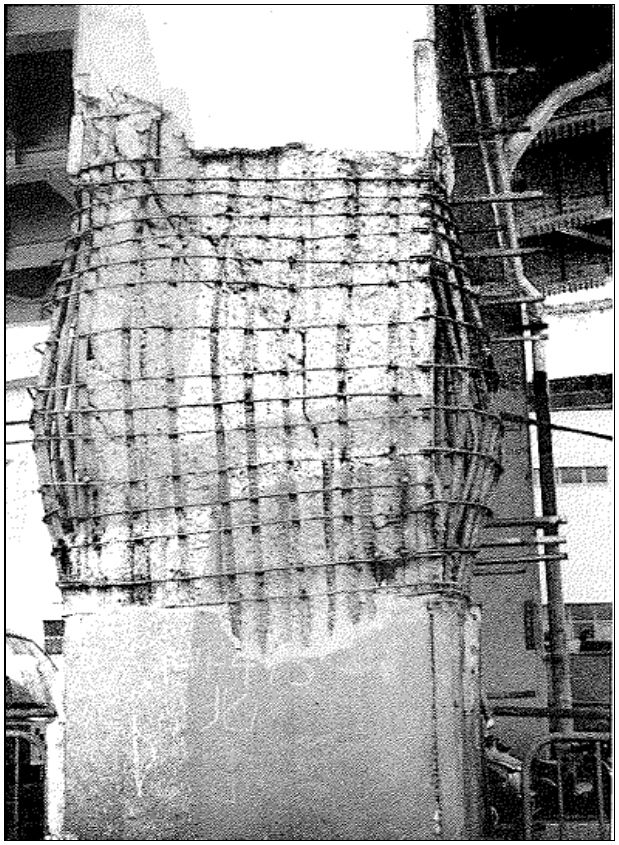


Figure 1.8 Flambage des armatures longitudinales
Tirée de Anderson *et al.* (1996)

1.2.3 Recouvrement des barres longitudinales

Dans certains cas, un recouvrement des barres longitudinales trop court ou mal situé peut entrainer des dommages importants dans la colonne. Pour les constructions antérieures à 1989, date du tremblement de terre de Loma Prieta, le recouvrement était effectué à la jonction entre la fondation et le pied de la colonne, à l'endroit même où le besoin en ductilité est le plus grand. Cette configuration affecte fortement la résistance en flexion de la colonne. En outre, la colonne devient plus vulnérable aux ruptures en cisaillement. Plusieurs cas d'une telle rupture ont été observés en 1989 lors du tremblement de terre de Loma Prieta ou encore en 1995 à Kobé. La Figure 1.9 illustre le cas d'une rupture de colonne du pont autoroute Hanshin. Sur cette colonne, le recouvrement a été effectué en bas, au droit de la section où le moment est maximal. La colonne a rompu en flexion à cause d'un manque d'armatures longitudinales et d'une mauvaise disposition des armatures transversales. On note fréquemment que les armatures longitudinales des ponts ayant subi des dégâts modérés à importants étaient mal ancrées en pied et en tête de colonne, n'assurant pas la transmission des charges sismiques aux éléments d'appuis et aux fondations (Anderson *et al.*, 1996 ; Duan et Chen, 2000).

Le pont de l'Inter-state I-280 s'est écroulé lors du tremblement de terre de Loma Prieta à cause d'un mauvais dimensionnement des armatures mais aussi de la configuration. L'absence d'ancrage des armatures longitudinales dans la fondation a été la cause de la rupture. Les barres transversales ont été incapables d'empêcher ni le flambement des armatures longitudinales ni la rupture en cisaillement.

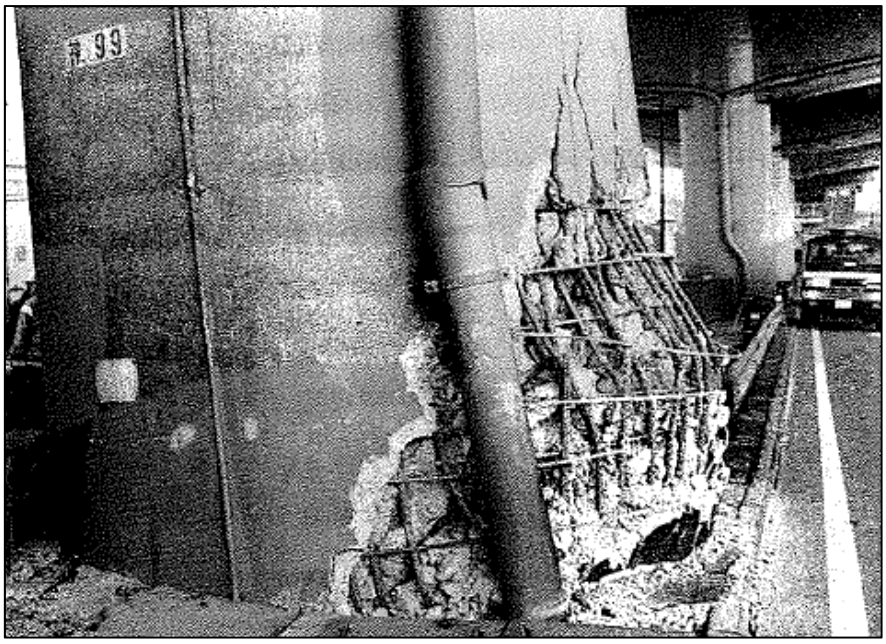


Figure 1.9 Rupture en flexion en pied de colonne
Tirée d'Anderson *et al.* (1996)

1.2.4 Système de résistance latérale inapproprié

La résistance aux charges latérales d'un pont dépend de la résistance en flexion des colonnes. Dans les années 1970, les ingénieurs étaient conscients que la colonne devait être moins résistante que le chevêtre et les fondations. Toutefois, on constate que le dimensionnement était trop approximatif et que les poutres de tablier et les diaphragmes étaient toujours moins résistants que la colonne. Á l'époque, les théories et le génie sismique étaient très peu développés. Les notions de ductilité et d'inélasticité étaient mal connues et les ingénieurs utilisaient une fraction du poids gravitaire pour déterminer la résistance latérale (Mitchell *et al.*, 1990). Au cours des tremblements de terre, les déplacements des tabliers, trop importants, ont engendré des ruptures fragiles ou des déplacements résiduels considérables, synonyme de dégâts irréversibles. Priestley *et al.* (1996) insistent pour que les éléments de connexion tels que les fondations, les joints et les poutres soient assez résistants pour éviter ce genre de rupture et pour que la colonne puisse se déformer dans le domaine plastique.

1.2.5 Irrégularités géométriques

Lorsqu'un élément structural présente une irrégularité géométrique, telle qu'un évasement ou un changement brusque de section, les efforts maximaux peuvent parfois être déplacés dans des zones non dimensionnées pour résister aux forces sismiques. De nombreux ouvrages dont l'échangeur de l'Inter-State I5/I-605 ont été sujets à de lourds dommages lors du séisme de Whittier Narrows en 1987. La géométrie complexe de l'Inter-State I5/I-605, le fort biais et la hauteur variable entre les colonnes sont responsables de la rupture en cisaillement des colonnes. Les colonnes courtes ont rompu en premier (Priestley, 1988).

Le dernier exemple est celui de l'effondrement du Cypress Highway (Das, 2009), pont composé de deux étages et situé dans la ville d'Oakland. Durant le tremblement de terre de Loma Prieta de 1989, le tablier supérieur s'est effondré sur le tablier inférieur. Les rapports ultérieurs du sinistre dénoncent un problème de connexion entre les colonnes du tablier supérieur et le reste de la structure. La rupture a été causée par l'absence de continuité des armatures longitudinales dans les poutres de tablier et dans les colonnes. De plus, les aciers longitudinaux n'ont pas été prolongés au droit des aciers de cisaillement. L'amplification des mouvements du sol due à la présence de sols mous est à l'origine de la chute des premiers tronçons puis des suivants par effet domino. Le pont supérieur s'est effondré sur une distance de 2,4 km (Feldman, 2004).



Figure 1.10 Effondrement du tablier supérieur du Cypress Highway
lors du tremblement de terre de Loma Prieta de 1989
Tirée de Feldman (2004)

1.2.6 Synthèse

Les rapports d'expertise faisant état des dommages causés par les tremblements de terre font souvent référence à des problèmes d'armatures. Plus précisément, les effondrements survenus au cours de ces séismes semblent être directement reliés à une quantité inadéquate ou à une mauvaise configuration des armatures. Toutefois, les armatures transversales sont plus souvent à l'origine des dégâts occasionnés que les armatures longitudinales et peu de ruptures ont été causées par un manque d'armatures longitudinales.

Il est bien difficile d'estimer ou de connaitre la quantité exacte des aciers longitudinaux des ponts existants et ainsi de la comparer avec les valeurs données dans les codes parasismiques actuels. Avant que le génie sismique ne se développe réellement, les quantités d'aciers étaient souvent mal estimées introduisant parfois trop, parfois pas assez d'armatures longitudinales. Cette déficience n'entraine pas forcément l'effondrement de la colonne concernée mais peut laisser des dommages irréversibles nécessitant parfois le remplacement d'une colonne entière. Certains ouvrages, sous l'effet des mouvements multidirectionnels du sol gardent un déplacement résiduel important. La résistance de conception n'étant plus assurée, il est nécessaire de procéder à des travaux de réhabilitation voire au remplacement de l'ouvrage entier.

Le dimensionnement actuel des colonnes doit donc prendre en compte des observations faites sur le terrain. Les renforcements longitudinaux doivent être préférablement continus tout au long de la colonne, prolongés et encastrés dans les fondations et dans la partie supérieure de la superstructure. Il est également indispensable d'utiliser suffisamment d'armatures de confinement pour empêcher les armatures longitudinales de flamber ainsi que le noyau de béton de prendre de l'expansion latérale. Une bonne quantité de confinement associée à un bon détail d'ancrage favorise la formation de rotules plastiques en haut et en bas de la colonne (Duan et Chen, 1999).

1.3 Pourcentage d'armatures longitudinales dans les colonnes de ponts

1.3.1 Historique

Lors de la conception d'une colonne, que ce soit dans les bâtiments ou les ouvrages d'art, tels que les ponts, il est d'usage de se référer aux codes qui spécifient les quantités d'armatures longitudinales à respecter. Néanmoins, ces exigences diffèrent selon le pays où l'on se trouve. Par exemple, aux États-Unis , l'American Concrete Institue (ACI, 2008) exige que les armatures longitudinales respectent les quantités suivantes :

$$0{,}01 \leq \rho_l = A_{st}/A_g \leq 0{,}08 \qquad (1.1)$$

où ρ_l est le pourcentage d'armatures longitudinales, A_{st} l'aire en plan des armatures longitudinales et Ag l'aire de la section de béton brute.

La borne inférieure de 1% a été établie suite à des recherches expérimentales menées par les laboratoires de l'ACI dans les années 1920 à 1935 par Richart et Staehle (1932).

1.3.2 Borne supérieure

Il est intéressant d'analyser les raisons qui ont amené les chercheurs et les concepteurs à limiter les quantités d'armatures longitudinales. L'existence d'une quantité maximale permet d'éviter la congestion des barres d'acier. Cette justification a été acceptée par les chercheurs pendant de nombreuses années sans démonstration. Toutefois, dans une étude publiée dans dans le « tructural Journal » de l'American Concrete Institute, les auteurs Lin et Furlong (1995) justifient le besoin de limiter la quantité des aciers longitudinaux et de fixer une borne supérieure pour deux raisons. La première raison, énoncée antérieurement, est d'éviter la congestion des armatures. La deuxième raison évoque la nécessité de limiter la fissuration. En effet, lors du retrait du béton, il apparait des forces de compression dans les aciers qui induisent, à l'inverse, des forces de tension dans le béton. Si la force de tension résultante est

trop importante, ce qui peut s'expliquer par l'utilisation d'une trop grande quantité d'armatures longitudinales, le béton se fissure. Au final, les conclusions de l'étude montrent que le critère de congestion prédomine dans la plupart des cas par rapport au critère de fissuration. En résumé, la quantité maximale possible pour les armatures longitudinales est régie par le critère de congestion.

1.3.3 Borne inférieure

Les raisons qui ont amené à imposer une limite inférieure sont multiples. Le premier argument avancé par Lin et Furlong (1995) est celui d'éviter la plastification passive des armatures longitudinales qui se produit lors du transfert de charges du béton vers les aciers causé par le fluage et le retrait (CSA, 2006). Les déformations peuvent induire de fortes contraintes de compression dans les armatures, responsables de leur plastification (Richart et Staehle, 1932). La deuxième explication consiste en la nécessité de limiter la fissuration en tension dans la colonne. Pour cela, il est important que la résistance ultime en flexion excède la résistance en fissuration (Lin et Furlong, 1995). La dernière justification, moins évidente, est celle d'assurer que la rotule plastique s'étende sur une longueur adéquate afin d'assurer la ductilité suffisante même après plusieurs cycles de déformations (Ziehl *et al.*, 1998 ; Moehle et Lehman, 1999). En effet, pour prévenir de la rupture, une colonne doit présenter une capacité importante de déformation plastique avant de se rompre. Il est donc important de placer suffisamment d'armatures longitudinales au droit des régions où l'on observe ces déformations plastiques, régions appelées rotules plastiques. De cette manière, on autorise les incursions dans le domaine plastique sans perte significative de la résistance de la colonne.

a) **Contrôle de la fissuration**

La superposition des efforts sismiques dans la section de la colonne fait apparaitre une zone de compression et une zone de tension. Le béton est un matériau très résistant en compression et il est très rare que les charges axiales en compression dépassent la résistance

spécifiée en compression du béton. Toutefois la résistance en tension du béton est faible. C'est pour cette raison que les aciers longitudinaux doivent reprendre les efforts de tension lors de flexion composée (Lin et Furlong, 1995). La Figure 1.11 représente un exemple sommaire d'une colonne comportant quatre armatures longitudinales, une dans chaque coin.

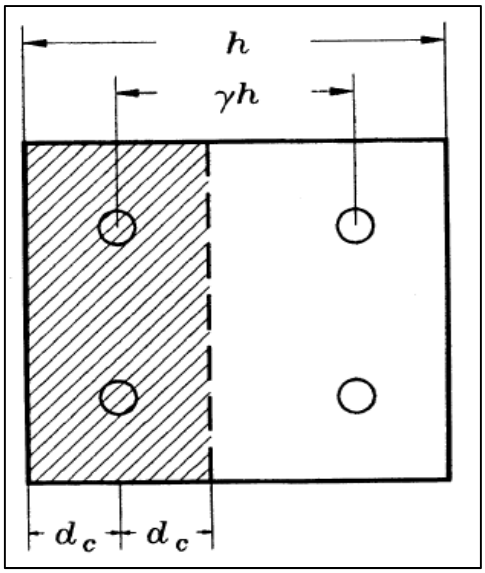


Figure 1.11 Zone en tension
Tirée de Lin et Furlong (1995)

La zone de béton en tension est la zone hachurée et la résistance en tension du béton est de $7{,}5\sqrt{f_c'}\ (psi)$. En égalant cette dernière avec la résistance en tension des aciers, l'équation (1.2) est obtenue:

$$2d_c b\left(7{,}5\sqrt{f_c'}\right) = 0{,}5\rho_l b h f_y \tag{1.2}$$

Où $d_c = (1-\gamma)\frac{h}{2}$ est la distance entre la fibre extrême et le centre des aciers en tension, b la largeur de la colonne, h la profondeur de la colonne, ρ_l le ratio des aciers longitudinaux, f_c' la résistance en compression du béton à 28 jours et f_y la limite élastique de l'acier en psi. En isolant le ratio d'armatures, il s'en suit :

$$\rho_l = 30\frac{d_c\sqrt{f_c'}}{h f_y} = 15\sqrt{f_c'} * \frac{1-\gamma}{f_y} \tag{1.3}$$

Puis, les valeurs minimales de ρ_l sont déterminées en appliquant cette formule et en fonction des paramètres γ, f_c'et f_y où γ est le rapport de la distance en les aciers en compression et la profondeur de la colonne h.

Les résultats de cette équation, donnés dans le Tableau 1.1, permettent de commenter la limite inférieure de 1% fixée par l'ACI. Pour des aciers de nuance 400 MPa (grade 60) et un béton de 35 MPa (5000 psi) de résistance en compression, les valeurs de $\rho_l$varient de 0,18% à 0,88%. Pour les colonnes de 30 à 60 cm de largeur ($\gamma < 0,7$) et sachant que le paramètre γ dépend de la dimension de colonnes, la minimum de 1% est nécessaire. En revanche pour des colonnes de plus de 60 cm ($\gamma \geq 0,7$), une limite de 0,5% serait plus adéquate (Lin et Furlong, 1995). De plus, on peut observer que le pourcentage d'armatures longitudinales nécessaires augmente lorsque la résistance en compression du béton augmente et lorsque la limite élastique des aciers diminue.

Tableau 1.1 Ratio minimal d'armatures longitudinales basé sur la fissuration
Adapté de Lin et Furlong (1995)

f_y, psi	**f'_c, psi**	**γ**				
		0,5	**0,6**	**0,7**	**0,8**	**0,9**
40,000	3000	0,0103	0,0082	0,0062	0,0041	0,0021
	4000	0,0119	0,0095	0,0071	0,0047	0,0024
	5000	0,0133	0,0106	0,008	0,0053	0,0027
50,000	3000	0,0082	0,0066	0,0049	0,0033	0,0016
	4000	0,0095	0,0076	0,0057	0,0038	0,0019
	5000	0,0106	0,0085	0,0064	0,0042	0,0021
60,000	3000	0,0068	0,0055	0,0041	0,0027	0,0014
	4000	0,0079	0,0063	0,0047	0,0032	0,0016
	5000	0,0088	0,0071	0,0053	0,0035	0,0018

b) **Plastification des armatures**

À cause du retrait et du fluage, il apparait une force de compression dans les armatures. La force de compression totale qui s'applique dans les aciers est la somme des forces de compression dues aux forces d'utilisation et de celles provenant du fluage et du retrait. Si la quantité d'armatures longitudinales est trop faible, la contrainte dans les aciers risque d'être trop importante et d'entrainer la plastification des aciers. C'est pourquoi il est indispensable d'imposer une quantité minimale des armatures longitudinales. L'étude menée par Lin et Furlong (1995) montre que lorsque le ratio des charges d'utilisation sur les charges permanentes L/D est grand, il est possible de réduire la quantité d'acier (Tableau 1.2). En revanche, lorsque $f'c$ augmente, la déformation dû au fluage est augmentée en même temps, d'où le besoin d'utiliser davantage d'armatures longitudinales.

Tableau 1.2 Ratio minimal d'armatures longitudinales basé sur le critère de plastification
Adapté de Lin et Furlong (1995)

f'_c, psi	f_y, psi	L/D					
		0,5	**1**	**1,5**	**2**	**2,5**	**3**
3000	40,000	0,02 (634,00)	0,00617 (460,00)	—	—	—	—
	50,000	—		—	—	—	—
	60,000	—		—	—	—	—
4000	40,000	0,0378 (846,00)	0,019 (614,00)	0,00816 (482,00)	0,00111 (397,00)	—	—
	50,000	—	—	—	—	—	—
	60,000	—	—	—	—	—	—
5000	40,000	0,0573 (1058,00)	0,0335 (768,00)	0,0197 (602,00)	0,0107 (496,00)	0,00438 (421,00)	—
	50,000	0,00893 (1058,00)	—	—	—	—	—
	60,000	—	—	—	—	—	—
6000	40,000	0,0781 (1269,00)	0,0494 (921,00)	0,0326 (723,00)	0,0216 (595,00)	0,0139 (505,00)	0,0081 (439,00)
	50,000	0.021 (1269,00)	—	—	—	—	—
	60,000	—	—	—	—	—	—
7000	40,000	0,0999 (1480,00)	0,0663 (1074,00)	0,0466 (843,00)	0,0336 (694,00)	0,0244 (589,00)	0,0176 (512,00)
	50,000	0,0343 (1480,00)	0,0721 (1074,00)	—	—	—	—
	60,000	—	—	—	—	—	—

* Les chiffres entre parenthèses correspondent à la valeur des contraintes dans le béton sous les charges de service en psi.

Pour le cas des ponts, les charges d'utilisation sont très importantes ce qui donne un ratio L/D élevé. Cela signifie, en d'autres termes, que les ponts nécessitent moins d'armatures verticales que les ouvrages pour lesquels le ratio L/D est moins élevé tels que les tours d'habitation (Lin et Furlong, 1995).

1.4 Quantités minimales d'armatures longitudinales prescrites dans les codes et normes parasismiques

Suite aux derniers tremblements de terre majeurs tels que Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 ou encore Hyogo-Ken Nanbu en 1995, les codes de conception ont été révisés afin d'inclure une section parasismique à leurs sommaires ou de modifier celle déjà existante. Cependant, les codes semblent adopter des philosophies bien différentes les unes des autres en termes de conception et d'exigences sismiques. En ce qui a trait à la quantité minimale des armatures longitudinales, certains pays utilisent des limites inférieures de moins de 1%. Par exemple, le Japon autorise un seuil minimal de 0,5%. Dans le code des ponts Australien, l'AS-5100 et le code des ponts Néozélandais, le NZ3-101, cette limite inférieure est de 0,8%. En Europe, l'eurocode 2 acceptait autrefois des pourcentages aussi faibles que 0,2% (Eurocode 2, 1992). Désormais, en zone sismique, il faut suivre les directives de l'Eurocode 8 (2003) qui exige un ratio minimal de 0,8%. Le Tableau 1.3 résume les exigences des codes de construction américians et celles du CSA-S6.

1.4.1 États-Unis

Aux États-Unis, plusieurs codes sont de vigueur pour la conception des ouvrages d'art. L'American Concrete Institute ACI-318-08, et les deux codes publiés par l'American Association of Highway and Transportation Officiels (AASHTO) qui sont le Standard Specifications for Highway Bridge et le LRFD Bridge Design Specifications (Load and Resistance Factor Design) sont les plus utilisés. En Californie, les agences California Transportation Department (Caltrans) et Applied Technology Council (ATC) dirigent de nombreuses recherches en génie sismique. Chacune des deux agences a par ailleurs écrit un code pour y recueillir les exigences sismiques issues de leurs recherches. Ces deux codes sont le Caltrans Bridge Design Specifications (BDS) et l'ATC-32. Bien qu'ils se veulent différents, ces normes sont très similaires, à quelques spécifités près.

a) **Caltrans : Bridge Design Specifications (2004)**

En raison des tremblements de terre importants qui ont touché la Californie dans le passé, de nombreuses recherches ont été effectuées en génie sismique. L'agence California Department of Transportation (Caltrans) responsable du réseau de transport est l'auteur de plusieurs recherches mais aussi d'un code de conception pour les ouvrages en zone sismique. L'article du Caltrans fixant la quantité minimale des armatures longitudinales stipule que la section minimale des aciers longitudinaux ne doit pas être inférieure à 0,01 fois la section brute (A_g). En termes de disposition, une section circulaire doit comporter un nombre de barres longitudinales supérieur ou égal à 6 alors que qu'un minimum de 4 barres doit être fourni pour les sections rectangulaires (Caltrans, 2004).

b) **NCHRP 12-49 : Comprehensive Specification for the Seismic Design of Bridges Revised LRFD Design Specifications (Seismic Provisions)**

Le National Cooperative Highway Research Program est un programme de recherche appliquée en conception des ponts autoroutiers. L'agence responsable de ce programme est l'Applied Technology Council (ATC). Dans le commentaire de l'ATC 12-49 (2003), ouvrage de référence, la section des aciers longitudinaux ne doit pas être inférieure à 0,008 fois la section brute A_g ni supérieure à 0,04 fois A_g. Le code précise les raisons de ces limitations. En effet, la limite inférieure reflète le désir d'éviter d'obtenir une différence trop importante entre le moment de fissuration et le moment de plastification mais aussi pour limiter les effets du fluage et du retrait. La borne supérieure de 4% est exigée pour éviter le retrait excessif et pour permettre un ancrage satisfaisant des armatures longitudinales. Il est dit dans cet article, qu'il est possible d'utiliser une quantité minimale inférieure à celle stipulée pourvu que la section de béton soit surdimensionnée. Ce point ne réfère donc pas à une possibilité d'utiliser moins d'acier, à section identique et ne répond donc pas à l'objectif de l'étude.

c) **ACI**

L'ACI ou American Concrete Institute reste une référence en matière de standardisation et les concepteurs utilisent les normes de conception établies par leurs recherches. Ce sont eux qui, en premier, ont intégré dans leur Code, une exigence visant à limiter le pourcentage d'armatures longitudinales. Ces recherches ont été réalisées par Richart et Staehle (1932). La limite inférieure de 1 % a été fixée pour prévenir la plastification passive des aciers sous les effets du retrait et du fluage (ACI, 2008).

Dans l'article « Longitudinal Steel Limits for Concrete Columns » de Furlong et Lin (1995) paru dans l'ACI « Stuctural Journal », les auteurs sont favorables à diminuer la quantité minimale de 1% des armatures verticales. Pourtant, aucune modification n'a encore été effectuée à ce jour. Les exigences extraites du code ACI-08 restent les mêmes que les précedentes versions de 1989 et 2002.

d) **AASHTO : Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges**

Les codes de conception élaborés par l'AASHTO, au même titre que les codes de l'ACI, sont très utilisés dans les états des USA autres que la Californie. En revanche, les ouvrages publiés par l'agence sont spécifiques aux réseaux autoroutiers. Dans l'ouvrage de référence «Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges» (AASHTO, 2006), le pourcentage d'armature minimal de 1% est également adopté, comme dans les autres codes.

1.4.2 Canada

Au Canada, le code utilisé pour la conception et le dimensionnement des ponts est le code des ponts CSA-S6. Ce code, rédigé par l'association canadienne de normalisation a beaucoup évolué ces deux dernières décennies. Les spécifications relatives aux armatures longitudinales des colonnes ont également changé. La version de 1974 du code comporte un paragraphe spécifique aux poteaux. Dans cette version du code (CSA, 1974), « *le rapport de*

l'aire des armatures longitudinales sur l'aire brute du poteau, y compris l'enrobement extérieur de l'armature spiralée, ne doit pas être inférieur à 0,01, ni supérieur à 0,08 (article 8.10.3)».

En ce a qui a trait à la configuration de ces armatures, « *l'armature longitudinale doit être placée à l'intérieure de l'aire contenue par les armatures spiralées (article 8.10.3)*».

L'article semble indiquer que ces limites concernent uniquement les poteaux comportant des spirales. Pour les autres armatures transversales telles que les étriers et les cadres, aucune indication supplémentaire n'est donnée.

Dans la version de 1978 (CSA, 1978), il faut chercher dans la section des éléments en compression pour retrouver les exigences du CSA-S6-74 (article 8.2.8). Cependant, lors des tremblements de terre, les mouvements du sol créent de la flexion et du cisaillement dans la section de la colonne. Les ingénieurs, à cette époque, supposaient que les colonnes travaillaient uniquement en compression. Par conséquent, les quantités d'armatures transversales étaient sous-estimées et les colonnes conçues d'après ce code n'ont donc pas de grandes capacités en ductilité.

Les versions de 1974 et de 1978 ne comportent pas de section parasimique. Seules quelques indications succintes sur le calcul sismique apparaissent dans le CSA S6-88. Cette section a été intégrée pour la première fois dans la version de 2000 (CSA, 2000). De nouvelles spécifications ont été ajoutées pour les armatures longitudinales (« *L'espacement entre les axes des barres longitudinales ne doit pas dépasser 200 mm*» et la quantité maximale utilisée « *ne doit pas être supérieure à 0.06 fois de la section brute du poteau Ag* (article 4.7.4)» ainsi que pour les armatures de confinement. Les limitations sur la quantité des aciers restent, quant à elles, les mêmes que celles des codes précédents. D'après l'étude de Lin et Furlong (1995), une limite supérieure de 6% de la section brute est encore trop haute pour des barres de calibre 15.

Le code de 2006 réduit la limite inférieure des armatures longitudinales de 1% à 0,8 %. Il s'agit du premier code Nord Américain avec l'ATC 12-49 (2003) à diminuer la quantité minimale exigée pour les armatures longitudinales en-dessous des 1%. Néanmoins, ce changement est également le fruit de plusieurs études réalisées sur le confinement des colonnes. En effet, il faut que le confinenement soit efficace si on veut que la colonne puisse être ductile. C'est seulement sous cette réserve que la colonne sera capable de développer un bon comportement ductile. Ce changement est soutenu par Lin et Furlong (1995) pour les colonnes de plus de 60 cm.

De plus, Priestley *et al.* (1994) ont réalisé des tests expérimentaux sur des colonne réelles de forme circulaire. Les résultats montrent que les colonnes pourvues de 0,5 % d'armature ont eu un comportement très ductile sous chargement sismique unidirectionnel. Par ailleurs, les essais de piles de ponts rectangulaires réalisés par Khaled *et al.* (2007) montrent aussi que les piles rectangulaires ayant un pourcentage d'armature avoisinant 0,5% et soumis à des mouvements sismiques bidirectionnels présentent un comportement très ductile.

Ces deux travaux montrent clairement la possibilité de diminuer le pourcentage minimal imposé par le CSA-S6. De ces deux études, il semble possible de diminuer la valeur de 0,8% de la section brute proposée par le CSA-S6-06 à 0,5%.

Tableau 1.3 Tableau récapitulatif des quantités d'armatures longitudinales minimales stipulées dans les codes américains et canadien

Pays	**Code**	**Version**	**$\rho_{st\ min}$ (en %)**	**$\rho_{st\ max}$ (en %)**
États-Unis	ACI-318	1989, 2002, 2008	1	8
	AASHTO	LFRD Bridge Design Specifications (2006)	1	4
	ATC 12-49	Standard Specification for highway bridge (2003)	0,8	4
	CALTRANS	BDS (2004)	1	8
Canada	CSA-S6	1974, 1978, 1988	1	8
		2000	1	6
		2006	0,8	4

1.4.3 Europe, Asie et Océanie

Les États-Unis et le Canada ne sont pas les seuls à normaliser les procédés de construction. L'Europe, le Japon, la Nouvelle-Zélande et l'Australie ont également développé leurs propres codes et les exigences relatives à la quantité d'armatures longitudinales sont quelques peu différentes.

a) Océanie et Asie

Dans les pays océaniques et asiatiques, l'aléa sismique est élevé. Ils est donc important, pour tous ces pays, d'avoir des structures capables de résister aux secousses simisques. En Australie, le code de conception de pont (AS 5100, 2005) préconise les mêmes prescriptions que celles de l'ACI (2008). La section des aciers longitudinaux ne doit pas être inférieure à $0{,}01A_g$ soit encore 1% de la section brute.

En revanche, le code de coneption de pont de la nouvelle-Zélande (NZS 3101, 2003) est plus souple dans la limitation des armatures longitudinales. La quantité d'acier peut être de 0,8% de la section brute de la colonne mais ne doit pas être inférieure à cette valeur. Un minimum de huit barres doit être assuré dans la section.

Le ratio minimum autorisé par le Japon est de 0,5%. Il est donc intéressant de voir que de tels ratios puissent être permis alors même que la sisimicité y est très importante.

b) Europe

En Europe, l'Eurocode 2 régissait les conditions et les normes d'utilisation des armatures. Pour les colonnes, il était possible d'utiliser moins de 0,3% de la section brute. Toutefois, depuis l'introduction de l'Eurocode 8, tome spécifique aux constructions parasismiques, les concepteurs doivent fournir une quantité d'armatures longitudinales au moins égale à 1% de la section brute. Par ailleurs, les barres doivent être disposées symétriquement (Eurocode 8, 2003).

1.5 Conclusion

Cette revue de littérature décrit les différents types de ruptures survenues au cours des tremblements de terre majeurs de ces dernières décennies. S'il y a peu de ruptures résultant d'une insuffisance de la quantité des armatures longitudinales, beaucoup proviennent d'un détail du ferraillage inapproprié ou d'un manque de confinement. Les conséquences sont lourdes puisque cela a un impact direct sur la résistance en flexion de la colonne. Il est donc possible, à la lumière des rapports du passé, d'envisager un assouplissement des exigences des codes. Plusieurs études supportent la possibilité de modifier les exigences des codes et de réduire la limite inférieure en dessous de 0,8% (Khaled *et al.*, 2010 ; Lehman et Moehle, 1999 ; Lin et Furlong, 1995; Priestley *et al.,* 1994,). Pour finir, plusieurs tremblements de terre ont eu lieu récemment comme ceux du Chili le 27 février 2010 et d'Hawaï le 12 janvier 2011 mais il y a encore trop peu d'informations rapportant d'éventuels dégâts sur les ponts. Le dernier tremblement de terre majeur est celui du Japon survenu le 11 mars 2011 avec une magnitude de 8,9 sur l'échelle des moments. Malheureusement, le tsunami suivant la secousse a également contribué aux dommages, rendant difficile l'analyse du comportement sismique seul, des ouvrages.

Les leçons tirées des ruptures observées des tremblements de terre survenus dans le passé ont permis d'améliorer la performance sismique des structures. Par conséquent, sous réserve d'un confinement adéquat il est intéressant d'étudier le comportement sismique des colonnes sous-armées.

CHAPITRE 2

CARACTÉRISTIQUES ET TRANSFORMATIONS DES SIGNAUX SISMIQUES

Au Canada, on enregistre chaque année de nombreux tremblements de terre. Cependant, certaines régions sont plus ébranlées que d'autres et l'intensité des secousses varie dépendamment du lieu dans lequel on se trouve. L'emplacement des épicentres des séismes ayant touché le territoire canadien au fil des décennies montrent que certaines régions ont été le théâtre de plusieurs secousses historiques. Ces régions sont définies comme zones sismiques. Très souvent, les séismes survenant dans la même zone sismique ont une cause commune (Filiatrault, 1996).

2.1 Zones sismiques du Canada

Au Canada, on distingue quatre zones : le grand-nord, le centre des grandes plaines, l'Ouest et l'Est (Ressources-Naturelles-Canada, 2011). Il est évident que dans des régions de sismicité différente, les ingénieurs n'utiliseront pas les mêmes exigences sismiques. Les codes doivent être en mesure de proposer un sommaire adapté à chaque région afin de protéger la population de l'effondrement des structures. Il est donc important d'introduire la notion de risque sismique définie comme la combinaison de l'aléa sismique et de la vulnérabilité des enjeux; matériels et humains (Adams et Atkinson, 2003). Pour illustrer cette définition, une zone très peuplée avec une sismicité modérée aura un risque sismique élevé alors qu'une région très faiblement peuplé mais une sismicité importante possèdera un risque sismique moins important (Ressources-Naturelles-Canada, 2011).

Les quatre régions sismiques sont décrites succinctement dans ce paragraphe et sont illustrées à la Figure 1.1:

- Le nord : le nord est la zone la plus active avec 60% d'occurrence des secousses annuelles du Canada (Filiatrault, 1996). Cependant, il s'agit d'une région très peu peuplée, ainsi le risque sismique y demeure très faible. Un des séismes les plus importants est celui de Nahanni en 1985. De nombreux enregistrements de ces secousses ont été réalisés. Les accélérogrammes du tremblement de terre de Nahanni sont fréquemment utilisés en génie sismique au Québec car leurs contenus fréquentiels possèdent des caractéristiques très proches des secousses de l'Est (Horner *et al.*, 1987).

- Le centre : c'est la zone la plus grande en termes de superficie. Elle s'étend des grandes plaines à l'ouest jusqu'à la région des grands lacs à l'est. Il s'agit d'une zone asismique (Ressources-Naturelles-Canada, 2011).

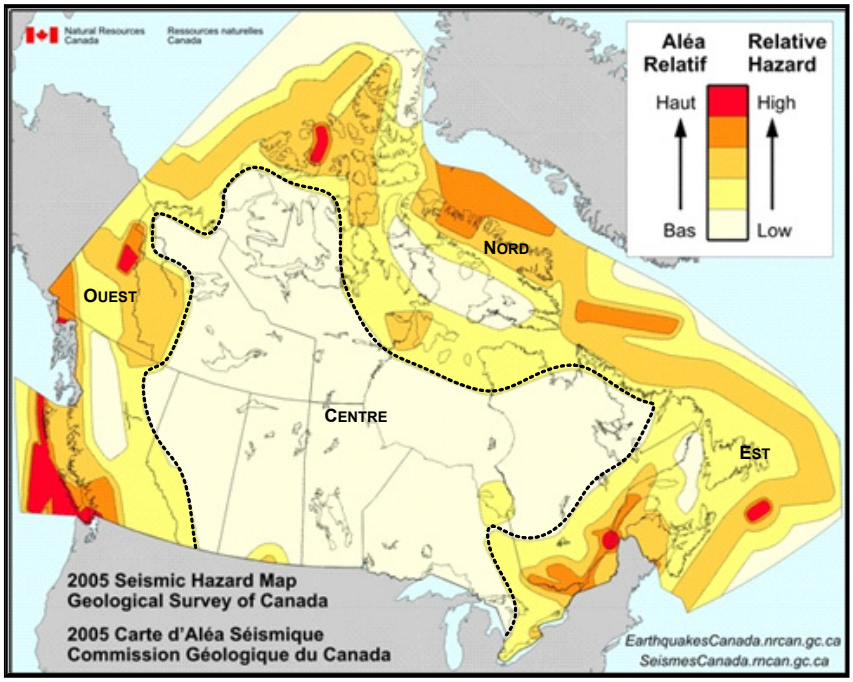


Figure 2.1 Zone et Aléa sismique du Canada
Tirée des ressources naturelles du Canada (2011)

- L'Ouest : zone très active avec 25% des secousses annuelles (Filiatrault, 1996). Le risque est assez élevé surtout au sud-ouest du Canada car il y a des concentrations de populations importantes. Parmi les dix séismes les plus importants jamais ressentis au Canada, six sont survenus dans l'Ouest. La sismicité de cette région s'explique par le fait qu'elle est située au droit de plusieurs plaques tectoniques, continentales et océaniques. La majorité des secousses est due à la zone de subduction entre la plaque d'Amérique du Nord et celle du pacifique et la zone de subduction entre la plaque d'Amérique du Nord et la plaque de Fuca. Néanmoins, d'autres phénomènes de collision, de divergence et de glissement sont observés et sont à l'origine de plusieurs autres tremblement de terre (Ressources-Naturelles-Canada, 2011).

- L'Est : il s'agit d'une zone à sismicité modérée. Cependant, le risque sismique est important à cause des densités de populations importantes. Cinq séismes de magnitude supérieure à 5,8 ont été enregistrés au cours du dernier siècle. Le séisme de Saguenay de 1988 est celui qui a été le plus instrumenté et reste la référence des codes de conception sismique actuels (Filiatrault, 1996).

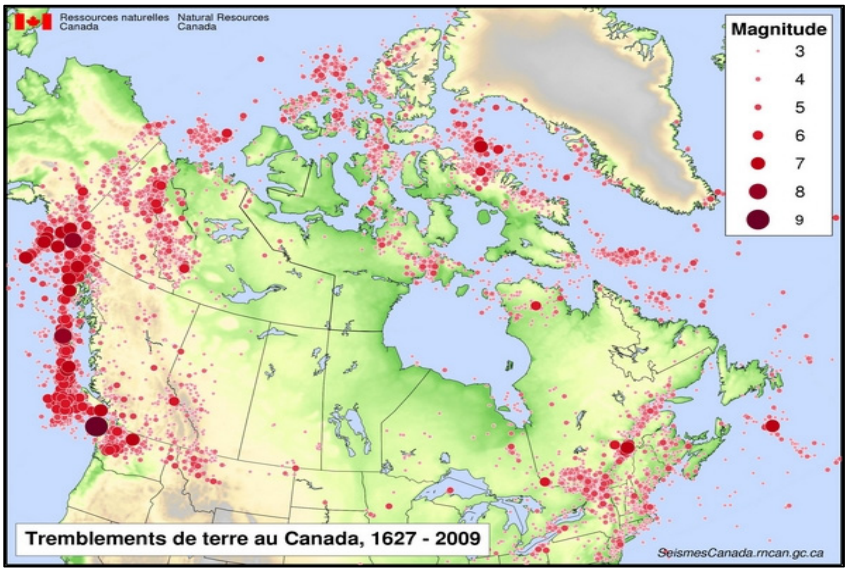


Figure 2.2 Emplacement des tremblements de terre survenus entre 1627 et 2009 au Canada
Tirée de Ressources Naturelles du Canada (2011)

2.2 Sismicité du Québec

Il existe plusieurs ouvrages de littérature relatant l'historique des séismes survenus au Québec au cours des quatre derniers siècles (Figure 2.3). Les chiffres donnés pas ces sources semblent indiquer qu'il y a environ un séisme majeur toutes les deux décennies; le dernier étant celui du Saguenay en 1988. Aussi, trois séismes par décennie dépassent la magnitude 5,5 (Gouin, 2001). L'origine de ces séismes est toutefois mal connue. On pense qu'il s'agit d'anciennes failles datant de plusieurs millions d'années ou reliées à des champs de contraintes régionaux. Ce genre de séisme intra plaques se propage sur de grandes distances, le bouclier canadien étant peu fracturé (Filiatrault, 1996). Lors du tremblement de terre de Saguenay en 1988, les secousses ont été ressenties jusqu'à Washington DC. Bien que la sismicité soit modérée dans l'Est du Canada, le risque sismique demeure important du fait de la présence de plusieurs agglomérations. De plus, les types de structures les plus touchées semblent être les constructions possédant une période propre faible telles que les habitations en maçonnerie non armées, structure prédominante au Québec (Lamontagne, 2008).

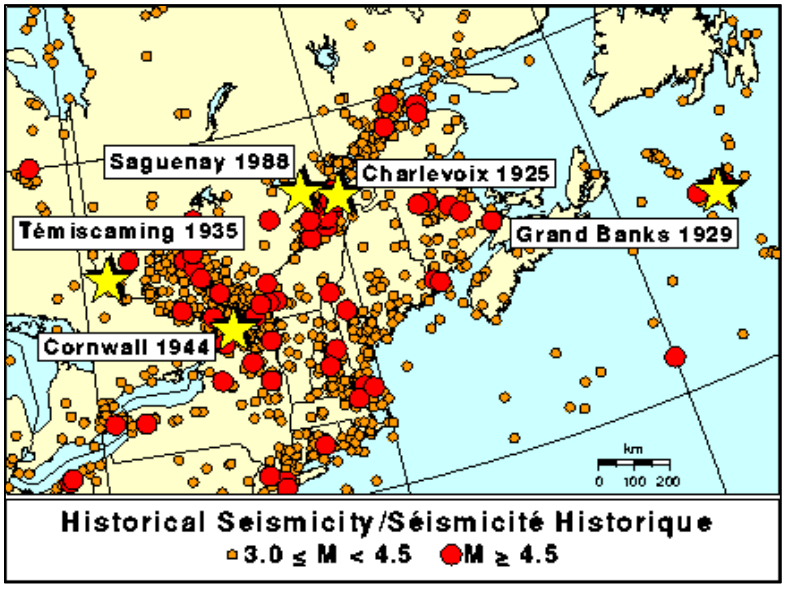


Figure 2.3 Sismicité du Québec
Tirée des ressources naturelles du Canada (2011)

Plus généralement, trois régions se détachent des autres de par leur caractère sismique plus prononcé (Figure 2.3 et Figure 2.4) : la région du Bas-Saint-Laurent (BSL), la région de Charlevoix (CHV) et l'Ouest du Québec (WQC). La région du Bas-Saint-Laurent enregistre régulièrement des secousses de magnitude moyenne, ne dépassant que rarement la magnitude de cinq (M5,0) sur l'échelle des moments. La région de Charlevoix est la plus active de l'Est du Canada. Plusieurs séismes de magnitude proche de six (M6,0) sur l'échelle des moments ont fait trembler les terres de Charlevoix au cours des quatre derniers siècles. Le dernier tremblement de terre est celui du Saguenay en 1988 de magnitude de moment M5,9. Selon certains sismologues, la sismicité proviendrait de l'impact d'une météorite mais cet argument est fortement discuté. La raison la plus plausible serait la présence d'un rift de failles actives datant de l'ouverture de l'océan Atlantique. La ville de Québec, se trouve à proximité de la région de Charlevoix (Lamontagne, 2008). Étant donné la population importante, le risque sismique y est élevé, d'autant plus que l'effet de site modifie la nature des ondes de manière conséquente. En effet, la ville est située en grande partie sur un sol mou de nature sédimentaire. L'accélération au sol est importante, notamment pour les petites périodes. En tenant compte du contenu fréquentiel élevé, les structures les plus touchées sont celles ayant une période propre faible telles que les maisons, les barrages ou encore toutes les autres structures très rigides. Enfin, la dernière zone sismique au Québec est l'Ouest près de la région d'Ottawa. La sismicité de cette région est attribuée à la présence de failles actives datant de 250 à 500 millions d'années et plus particulièrement le long de la rivière Ottawa entre Témiscamingue et la ville d'Ottawa. La sismicité de la région Nord de Montréal, les Laurentides jusqu'au réservoir Baskatong semble être l'œuvre d'anciens points chauds. Cette théorie est également controversée (Filiatrault, 1996).

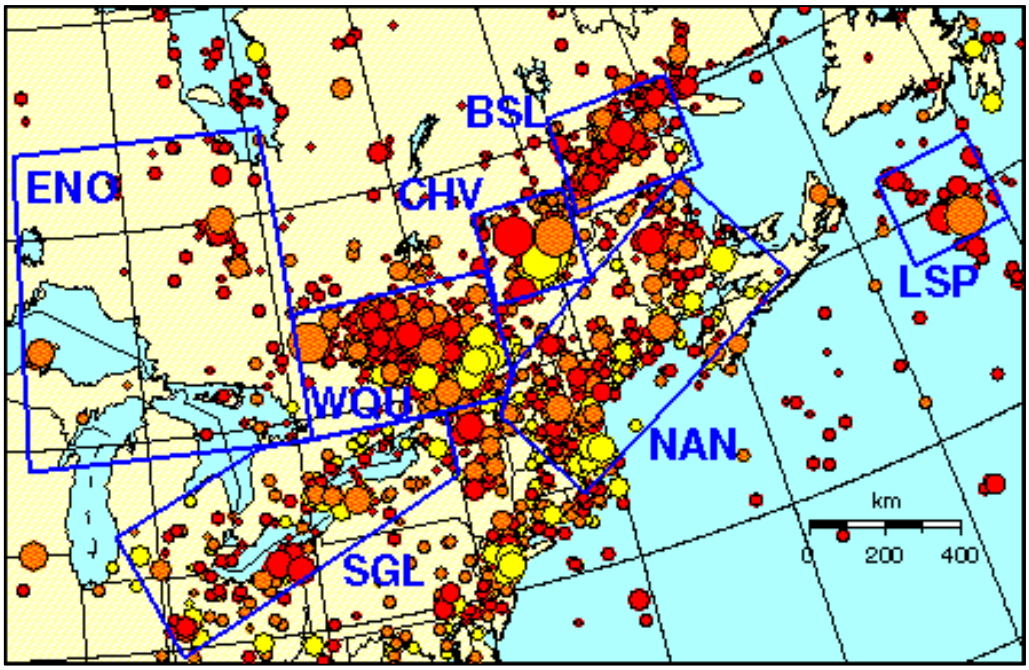


Figure 2.4 Zones sismiques du Québec et de l'Est du Canada
Tirée des ressources naturelles du Québec (2011)

2.3 Séismes historiques

Lorsque les ingénieurs disposent de peu d'enregistrements, deux solutions s'offrent à eux : générer des séismes artificiels ou utiliser un séisme naturel qui est survenu dans une autre région que celle étudiée mais possédant des caractéristique très proches. Les tremblements de terre de l'Est du Canada sont caractérisés par un haut contenu fréquentiel et une faible atténuation des ondes sismiques.

2.3.1 Nahanni

Le 5 octobre 1985, la région de Nahanni située dans le Nord-Ouest du Canada est touchée par un tremblement de terre d'une magnitude de M6,6 sur l'échelle des moments. Moins de 60 jours plus tard, une seconde secousse d'une magnitude de M6,9 secoue la région. Entre ces deux évènements, la région a été fréquemment touchée par des petites répliques sismiques. Les sismologues se sont accordés à dire que l'origine de ces secousses proviendrait d'une rupture de faille. Toutefois, les mécanismes sismo-tectoniques intervenant dans les séismes intra-plaques sont de nos jours relativement mal connus. Les sismographes des tremblements de terre de la région de Nahanni ont enregistré des accélérogrammes présentant les mêmes caractéristiques que les séismes de l'Est. Pour cette raison, les sismologues et les ingénieurs utilisent fréquemment les accélérogrammes de Nahanni pour leurs études (Horner *et al.*, 1987).

2.3.2 Saguenay

Le séisme du 25 novembre 1988 est sans doute l'un des plus importants qu'ait connu le Québec au cours du XXème siècle. Le foyer a été localisé à 35 km au sud de Chicoutimi, zone qui était jusque-là, peu active, et à 75 km de Charlevoix-Kamouraska, zone à sismicité élevée. La magnitude a été estimée à M5,8 sur l'échelle des moments et la profondeur du foyer à 29 km (Drysdale et Cajka, 1996). Ce tremblement a été ressenti jusqu'à Washington.

Deux jours avant, le 23 novembre 1988, un tremblement précurseur de magnitude M4,7 a retenu l'intérêt de nombreux sismologues. Ce dernier a eu un effet bénéfique inattendu puisque plusieurs sismologues se sont rendus sur place avec des sismographes et ont enregistré la secousse du 25 novembre. Un grand nombre d'enregistrements a été réalisé au cours de ce séisme constituant ainsi la plus grande base de données dans la région de l'Est et du Bas Saint-Laurent (Lamontagne, 2008). Ce séisme est caractérisé par un fort contenu énergétique pour les hautes fréquences. Le spectre de réponse montre un fort contenu spectral pour des périodes proches de 0,2 seconde. Les rapports établis à la suite de cet évènement révèlent que les structures les plus sévèrement touchées sont celles situées à proximité de l'épicentre et possédant une période voisine de 0,2 seconde. L'accélération maximale sur roche mère a été observée à Chicoutimi-Nord avec une valeur de 0,131g et sur sol alluvionnaires à St-Paul avec 0,174g. La présence de ces sols mous a eu pour conséquence une amplification des mouvements du sol. Le reste de Chicoutimi a été relativement peu touché. Ce sont les structures en maçonnerie qui ont été les plus endommagées. Malencontreusement, il s'agit très souvent d'édifices publics tels que des hôpitaux, des écoles ou encore des églises (Mitchell *et al.*, 1990).

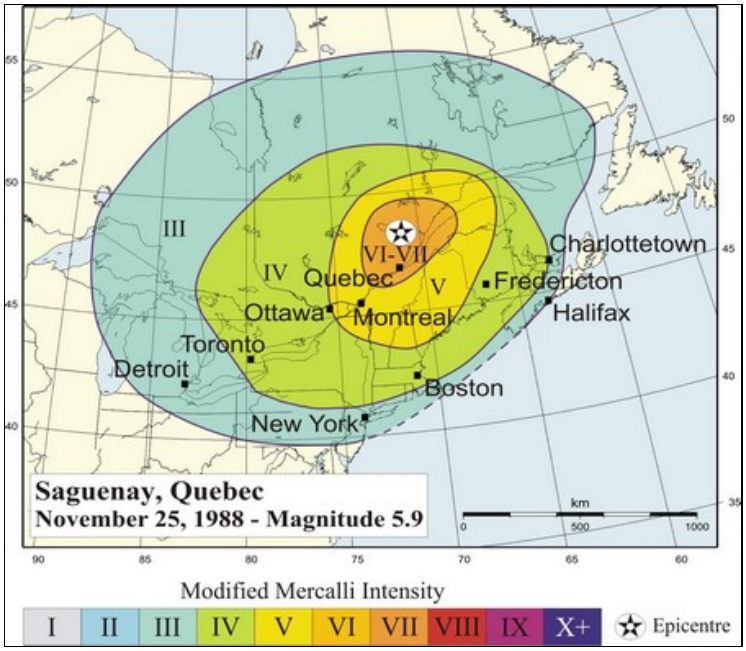


Figure 2.5 Intensité du tremblement de terre de Saguenay de 1988
Tirée des ressources Naturelles du Canada (2011)

Tableau 2.1 Séismes historiques au Québec entre 1663 et aujourd'hui
Adapté de Gouin (2001)

Année	**M_w**	**Région**	**Descriptif et dommages observés**
1663	7	Charlevoix-Kamouraska	Séisme causant beaucoup de dommages matériels, transformant les paysages et marquant les esprits
1732	5,8	Montréal	Une victime, beaucoup de maisons effondrées dues principalement à la qualité rudimentaire des constructions de l'époque
1870	6,5	Charlevoix-Kamouraska	Structures en maçonnerie de la ville de Québec très touchées
1925	6,2	Charlevoix-Kamouraska	Séisme suivi de plusieurs secousses. Dommages matériels très importants
1929	7,2	Grands Bancs	Mort de 28 personnes et de gros dégâts matériels suite à un tsunami engendré par le séisme
1935	6,2	Témiscamingue	Beaucoup de dommages structuraux et architecturaux (cheminées effondrées etc.)
1944	5,8	Cornwall	Observation de glissements de terrain, rupture de remblais, dommages structuraux et architecturaux
1988	5,7	Saguenay	Ressenti dans de nombreux centre urbains, dégâts matériels peu importants
2010	5	Gatineau/Val des bois	Dégâts mineurs : quelques structures fissurées, cheminées effondrées, une rupture de remblai, un glissement de terrain

2.4 Accélérogrammes

Lorsqu'il s'agit d'étudier la demande sismique d'un ouvrage d'art, les chercheurs réalisent soit des analyses spectrales basées sur des spectres de réponse, soit des analyses temporelles linéaires et non-linéaires en soumettant la structure à un accélérogramme.

2.4.1 Caractéristique du signal

Lors de secousses sismiques, ce sont les sismographes et les accélérographes qui mesurent les mouvements du sol. Les données obtenues apparaissent sous forme d'un graphique appelé accélérogramme et qui représente l'accélération en fonction du temps. La vitesse et le déplacement peuvent être obtenus par intégration. Ainsi, à partir des accélérogrammes enregistrés, il est facile de déterminer la période des oscillations du sol et leurs amplitudes maximales (Davidovici, 1999).

Dans la pratique, un seul et unique sismographe est utilisé pour toutes les composantes. Deux composantes horizontales orthogonales du déplacement du sol sont obtenues à partir de ce dernier. L'accélérogramme permet de déterminer trois paramètres importants pour la conception parasismique des structures : l'amplitude, le contenu en fréquence et la durée du séisme. Ce sont ces paramètres qui vont influencer le niveau de dommages sur les constructions lors d'un tremblement de terre. En dynamique des structures, les ouvrages sont modélisés par des oscillateurs élastiques linéaires chacun défini par une raideur k, et une masse m. C'est à partir de ces données que sont déterminés les spectres de réponses (Davidovici, 1999).

Dans certaines régions du Canada, les ingénieurs ne disposent pas toujours d'un nombre suffisant d'enregistrements historiques. Dans ce cas, ils ont recours à des accélérogrammes artificiels également appelés accélérogrammes synthétiques, obtenus par calcul. Toutefois, les deux composantes orthogonales demeurent corrélées ce qui ne permet pas d'étudier le mouvement bidirectionnel d'une structure à un tremblement de terre. Il est également

possible d'utiliser des enregistrements provenant d'une autre zone sismique et ayant les mêmes caractéristiques (Atkinson et Beresnev, 1998).

Les trois paramètres d'un accélérogramme sont (Filiatrault, 1996):

- Réponse maximale du sol : Pour la valeur du signal on utilise l'accélération maximale au sol (PGA), la vitesse maximale au sol (PGV) ou encore le déplacement maximal du sol (PGD). Ces grandeurs sont utiles pour faire des analyses fréquentielles lorsque l'on souhaite déterminer la réponse dynamique d'une structure. On utilise davantage le PGA afin de donner un ordre de grandeur de l'intensité d'un séisme. Le PGA est alors exprimé en pourcentage de l'accélération terrestre, g.

- Contenu fréquentiel : Plusieurs méthodes existent afin de déterminer le contenu fréquentiel. On peut citer la détermination par analyse de Fourier ou encore le spectre de réponse.

- Durée du signal : La définition donnée pour la durée d'un tremblement de terre est le temps nécessaire pour emmagasiner entre 5% et 95 % de l'énergie libérée, mesurée sur l'accélérogramme (Arias, 1970).

2.4.2 Sélection des accélérogrammes

Le bouclier canadien est une région connue pour son contenu fréquentiel spécifique ainsi que son amplitude. Seulement deux accélérogrammes historiques sont utilisés dans le cadre de cette étude, celui de Nahanni, 1985 et celui de Saguenay, 1988. Pour ce dernier, les enregistrements provenant des stations Chicoutimi-Nord, Saint-André et Les Éboulements ont été sélectionnés. De plus, pour tenir compte des effets multidirectionnels du tremblement de terre, il est nécessaire de soumettre simultanément le modèle numérique modélisé dans le chapitre suivant aux deux composantes horizontales orthogonales de chacune des stations.

Pour la conception des structures, les chercheurs utilisent fréquemment la déaggrégation (Adams et Atkinson, 2003). Il s'agit d'une méthode qui permet de définir le séisme qui causerait le plus de dommages en fonction de la distance épicentrale et de la magnitude. Les résultats sont représentés sous forme d'un diagramme en bâtons en trois dimensions. Une déaggrégation est spécifique à une probabilité de retour et à une accélération spectrale spécifique. La Figure 2.6 a été élaborée pour une période de retour de 2%/50 ans, ce qui correspond à une occurrence tous les 2500 ans. Pour être un peu plus précis, une période de retour de 2%/50 ans correspond à une probabilité de 2% d'avoir un séisme de magnitude supérieure à celle considérée sur une période de 50 ans. Pour la ville de Montréal, une période de retour de 2%/50 ans et une accélération spectrale à 0,2 seconde, le scénario occasionnant le plus de dommages serait un séisme de magnitude 6,5 et de distance hypocentrale nulle.

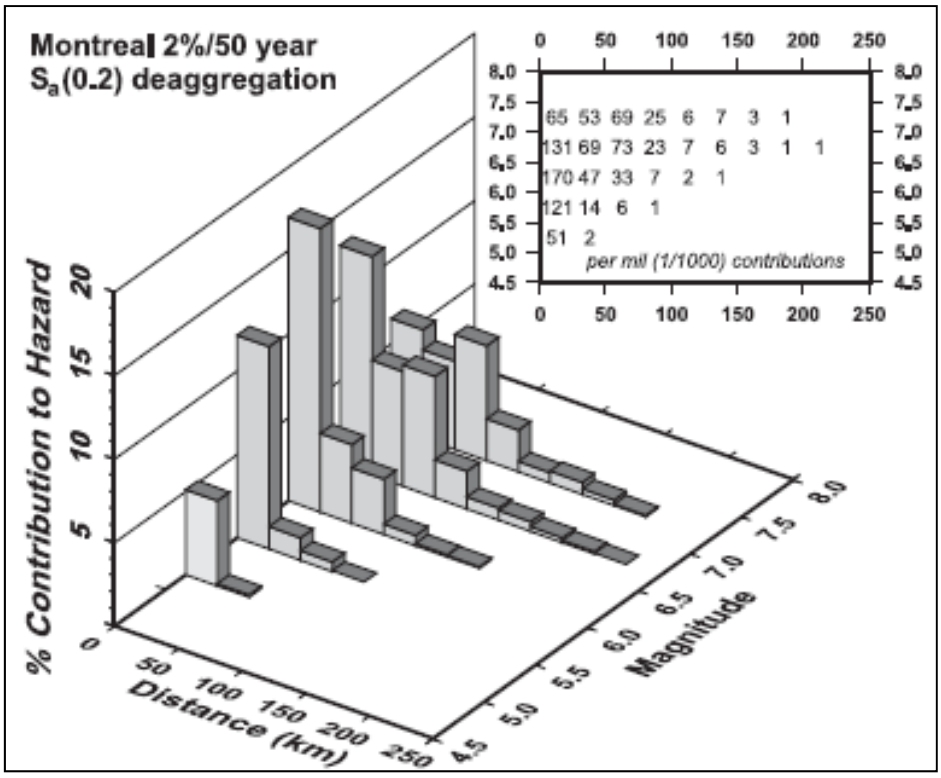


Figure 2.6 Déaggrégation du risque sismique pour Montréal, Sa(0,2)
Tirée de (Adams et Atkinson, 2003)

2.4.3 Transformation des accélérogrammes

a) Modélisation de la réponse avec Shake

Pour évaluer la réponse sismique d'une structure, on ne peut pas prendre directement les accélérogrammes sélectionnés et les utiliser dans une analyse temporelle. L'emplacement de la structure et plus particulièrement la classe de sol au sens du CNBC-2005 sur lequel elle se trouve jouent un rôle important dans la réponse sismique de celle-ci. D'importantes amplifications de l'accélération spectrale peuvent être observées sur un sol sédimentaire.

Ainsi, pour pouvoir connaitre la réponse d'un sol stratifié, il est important de transformer les accélérogrammes initiaux. Dans ce projet, les accélérogrammes historiques, initialement enregistrés sur le roc sont transformés par le biais du logiciel Shake (Ordonez, 2004) afin d'obtenir les accélérogrammes en surface. Plusieurs transformations sont réalisées pour prendre en compte les différentes classes de sol définies par le CNBC-2005. Chaque sol étudié est modélisé en un système viscoélastique linéaire de dix couches homogènes de trois mètres de hauteur. Cependant, dans un tel modèle, les non linéarités des matériaux ne sont pas représentées. Les propriétés des couches nécessaires à l'élaboration de chaque classe de sol sont la profondeur, l'épaisseur h, le module de cisaillement G, le ratio d'amortissement critique β et la densité ρ. Une fois constitué, le système est soumis à la propagation des ondes de cisaillement verticales à partir du bas. L'accélérogramme transformé et obtenu en haut du modèle est caractérisé par la durée effective des oscillations et par la valeur maximale de l'accélération.

b) Calibration des accélérogrammes

Après la modification des signaux par Shake, il faut ensuite calibrer les accélérogrammes. Pour cette étape, il a été choisi de suivre les exigences du CNBC-2005, plutôt que celles du CSA-S6, car ces exigences offrent un meilleur niveau de protection sismique et sont plus représentatives des codes parasismiques récents. En effet, la période de retour choisie par le

CNBC-2005 est de 2%/50 ans contre 10%/50 ans pour le CSA-S6-06. De plus, le CNBC-2005 définit six classes de sols caractérisées par la vitesse moyenne des ondes de cisaillement V_s et la résistance moyenne à la pénétration standard. Le CSA-S6-06 moins précis ne définit que seulement quatre classes de sol et ne s'appuie que sur la valeur des ondes en cisaillement uniquement (Annexe I). Les spécifications du CNBC-2005 incluent également des coefficients d'accélération pour chacune des villes majeures de l'Est du Canada et pour chaque classe de sol.

L'étape de la calibration des accélérogrammes s'effectue en lissant les accélérogrammes historiques précédemment obtenus avec Shake sur des spectres de réponses définis par le CNBC-2005. Les accélérogrammes transformés pour une classe de sol particulier doivent être calibrés sur un spectre de réponse dimensionnés pour la même classe de sol. Pour la construction de ces spectres de réponse, la définition donnée par l'équation (2.1) est utilisée. S_a correspond à l'accélération spectrale et est relative à une période donnée. Ainsi, $S_a(0,2)$ correspond à l'accélération spectrale pour une période de 0,2 seconde. Les annexes du CNBC-2005 fournissent les valeurs de S_a pour les différentes villes de la province du Québec. Le spectre ainsi formé ressemble à celui de la Figure 2.7 et correspond par défaut à un sol de classe C. Pour une classe de sol autre que la C, il faut multiplier les accélérations spectrales par des coefficients, notés F_a et F_v dans l'équation (2.1). Ces coefficients sont relatifs à une ville donnée et sont présentés dans les annexes du CNBC-2005.

$$\begin{aligned} S(T) &= F_a S_a(0,2)\ si\ T \leq 0,2\ s \\ &= \min \begin{cases} F_a S_a(0,2) \\ F_v S_a(0,5) \end{cases} si\ T = 0,5\ s \\ &= F_v S_a(1,0) si\ T = 1,0\ s \\ &= F_v S_a(2,0) si\ T = 2,0\ s \\ &= F_v \frac{S_a(2,0)}{2,0} si\ T \geq 2,0\ s \end{aligned} \qquad (2.1)$$

Les spectres de dimensionnement des villes de Montréal, Québec, Rimouski, La Rivière-du-Loup et La Malbaie sont fournis en annexe II. Seuls, les classes de sol A, C et D ont été

retenues pour cette étude. Pour plus de précision, la transformation consiste à ajuster l'accélérogramme d'entrée pour chaque valeur de la fréquence. Cependant, il est important de réaliser peu d'itérations afin que l'accélérogramme reste fidèle à celui d'origine. Au final, trois accélérogrammes et spectres d'accélération provenant du séisme de Saguenay et un provenant du tremblement de terre de Nahanni ont été calibrés sur ces spectres de réponses cibles. Les caractéristiques des accélérogrammes sont données dans les Tableau 2.2 et Tableau 2.3. Les Figure 2.8 à Figure 2.11 représentent respectivement les spectres de dimensionnement et les accélérogrammes pour ces deux séismes historiques pour un sol C. Les autres classes de sol sont représentées en annexe III.

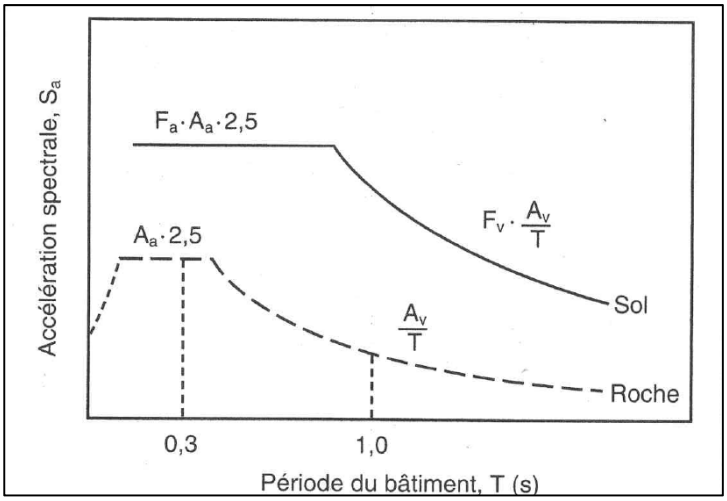


Figure 2.7 Spectre de réponse type selon le CNBC-2005
Tirée du commentaire J du CNBC-05 (2005)

Tableau 2.2 Caractéristiques des accélérogrammes utilisés

Date, Évènement	**M_w**	**Rayon (km)**	**Station**	**Composante (°)**
23 décembre 1985, Nahanni	6,5	24	Battlement Creek	270
				360
25 novembre 1988, Saguenay	5,7	43	Chicoutimi Nord	124
				214
25 novembre 1988, Saguenay	5,7	90	Les Éboulements	0
				270
25 novembre 1988, Saguenay	5,7	64	Saint André	0
				270

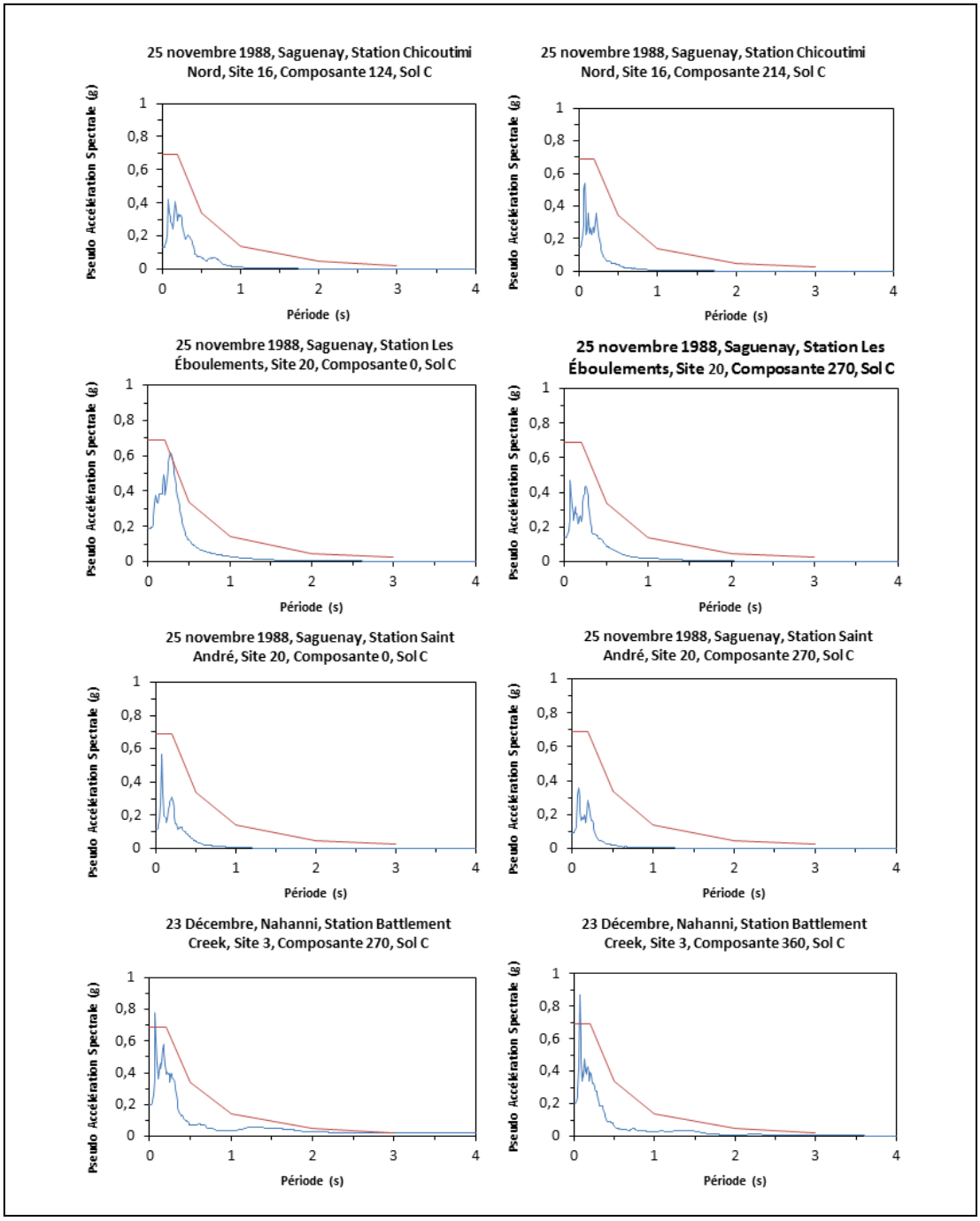


Figure 2.8 Spectres de réponse avant calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985

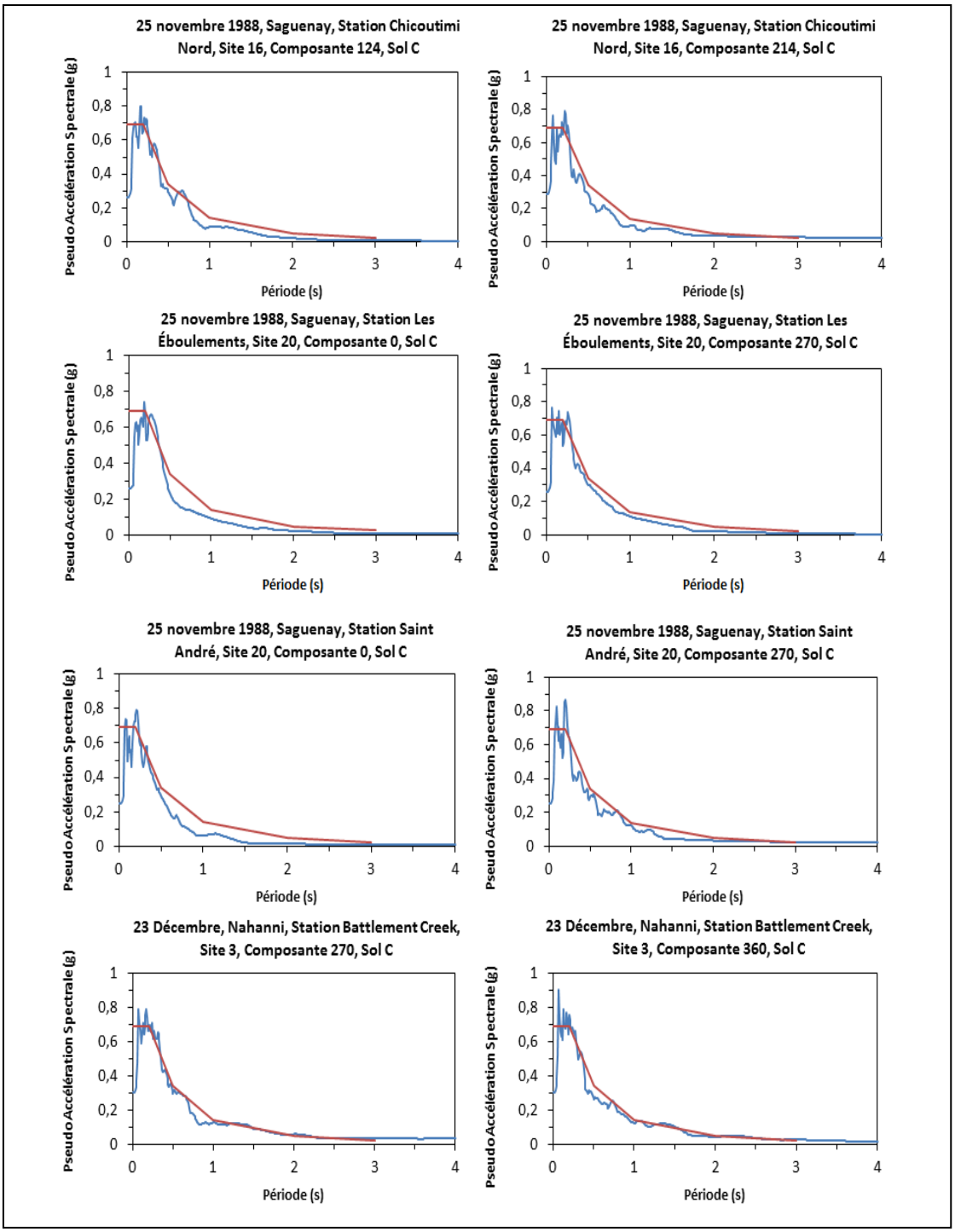


Figure 2.9 Spectres de réponse après calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985

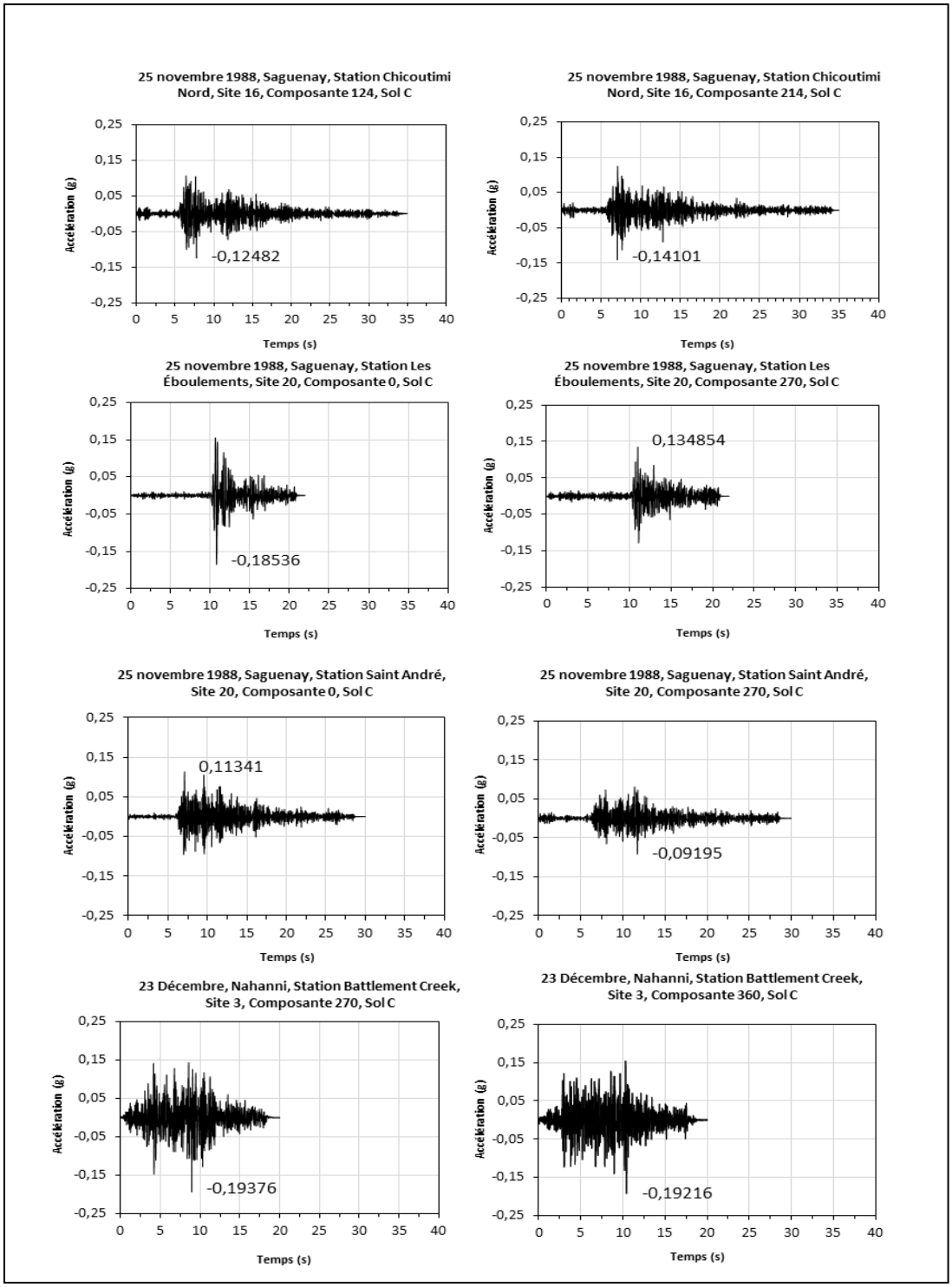


Figure 2.10 Accélérogrammes avant calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985

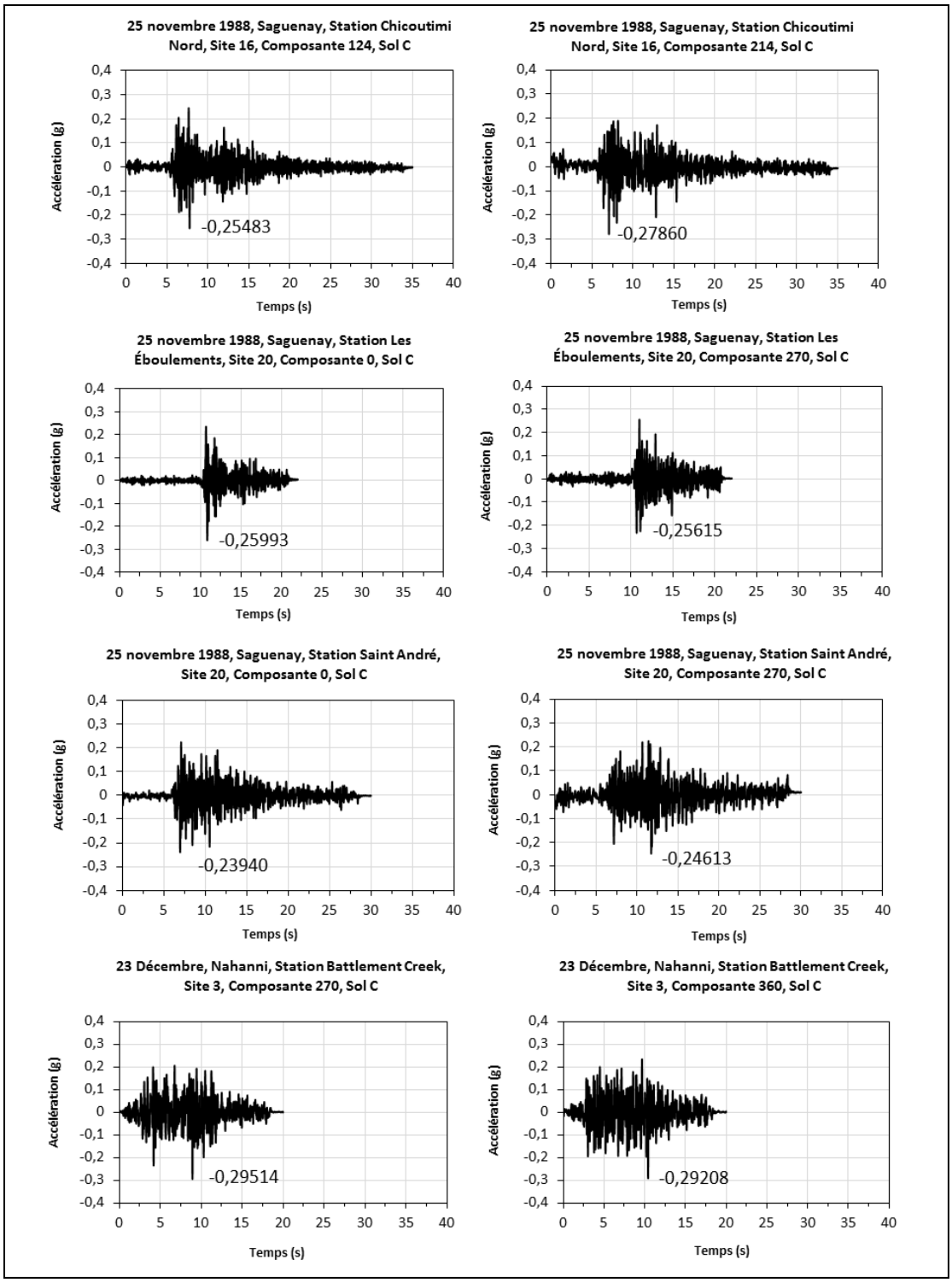


Figure 2.11 Accélérogrammes après calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985

Tableau 2.3 Accélération maximale absolue au sol (en g) avant et après calibration

		Saguenay, 25 Novembre 1988, Chicoutimi Nord, Site 16		Saguenay, 25 Novembre 1988, Les Éboulements, Site 20		Saguenay, 25 Novembre 1988, Saint André, Site 17		Nahanni, 23 Décembre 1985, Station Battelement Creek, Site 3	
Classe de Sol		Composante 124	Composante 214	Composante 0	Composante 270	Composante 0	Composante 270	Composante 270	Composante 360
Sol de Classe C	Avant Calibration	0,125	0,141	0,185	0,135	0,113	0,092	0,194	0,192
	Après Calibration	0,255	0,279	0,260	0,256	0,239	0,246	0,295	0,292
Sol de Classe D	Avant Calibration	0,147	0,127	0,147	0,120	0,091	0,080	0,191	0,131
	Après Calibration	0,277	0,268	0,261	0,254	0,273	0,236	0,298	0,238

CHAPITRE 3

MODÉLISATION ET DIMENSIONNEMENT DES PONTS

Une fois les accélérogrammes sélectionnés puis calibrés selon le CNBC-2005, il convient de modéliser un pont représentatif du réseau des ponts routiers de l'Est du Canada. Au Québec, la majorité des ponts sont réguliers. Dans cette optique, le pont choisi pour cette étude sera de type régulier conformément aux critères du CSA-S6 (Annexe IV). L'objectif étant d'étudier le comportement sismique de piles sous armées, plusieurs modèles de piles comportant de faibles quantités d'armatures sont modélisées selon les exigences du CSA-S6.

3.1 Modèle de pont

Le modèle de pont utilisé dans ce projet est un pont droit régulier constitué d'une dalle reposant sur six poutres principales en I (NEBT 1600) supportées par un système de pile à trois colonnes. Le tablier est composé de deux travées continues de 36 m de longueur chacune et 13 m de largeur. Le schéma du pont est présenté à la Figure 3.1. Les colonnes sont de section rectangulaire et ont pour dimensions 1,2 m de profondeur sur 0,6 m de largeur. Le dimensionnement a été réalisé selon les exigences du code des ponts canadiens CSA-S6. Les colonnes se prolongent dans les fondations et dans le chevêtre sur une distance de 0,5 mètre. Les hauteurs des colonnes et du chevêtre sont respectivement de 6 m et 1 m, ce qui porte la hauteur du portique à un total de 7 m. Le ratio de H/h est de 3. Les colonnes sont fixées à la base et articulées en haut. La Figure 3.2 présente la section transversale du portique. Le choix des dimensions du pont a été inspiré de ponts réels situés au Canada ainsi qu'aux États-Unis. Le choix d'un portique simple à trois colonnes présente des différences notoires de comportement sismique par rapport à un portique à une colonne unique. Les moments induits dans la colonne et plus particulièrement les moments à leur base ainsi que les déplacements en tête de colonnes sont plus faibles que dans le cas d'un portique à colonne unique. Le transfert des moments dans les fondations est aussi plus faible (Priestley *et al.*, 1996).

Pour cette étude, les déplacements latéraux et verticaux du modèle sont bloqués au niveau des culées. Seuls les déplacements longitudinaux sont autorisés. Pour le portique, les colonnes sont encastrées à la base i.e les translations et les rotations sont bloquées en ces points. En tête de colonne, les rotules permettent les rotations possibles autour des trois axes et interdisent tout mouvement de translation.

Deux modélisations du même pont ont été réalisées pour cette étude. La première a été effectuée à l'aide du logiciel SAP 2000 (CSI, 2005) afin d'accomplir les analyses spectrales (Figure 3.3). Toutefois, les analyses non-linéaires nécessitent de discrétiser la section de la colonne en éléments fibres afin de pouvoir étudier les courbes de contraintes-déformations des fibres de béton, confinés et non confinés ainsi que les fibres des armatures longitudinales. Pour ces analyses, le logiciel Opensees (Mazzoni *et al.*,2006) a été préféré au logiciel SAP 2000 car son modèle fibre permet de produire de tels résultats avec une meilleure précision mais surtout de réduire considérablement le temps de calcul. Le modèle crée sur Opensees est schématisé à la Figure 3.4. Le tablier est segmenté en quatre éléments poutres adoptant un comportement élastique linéaire. Les colonnes, quant à elles, sont modélisées comme des éléments « poutres-colonnes » suivant un comportement non-linéaire consistant à distribuer la plasticité dans les zones de rotules plastiques définies dans le modèle. Le chevêtre a été pris très rigide afin de permettre que les rotules plastiques se développent convenablement en pied et en tête de colonne. Sa déformation suit le même comportement élastique que le tablier. Dans le modèle, les non-linéarités des matériaux sont prises en compte.

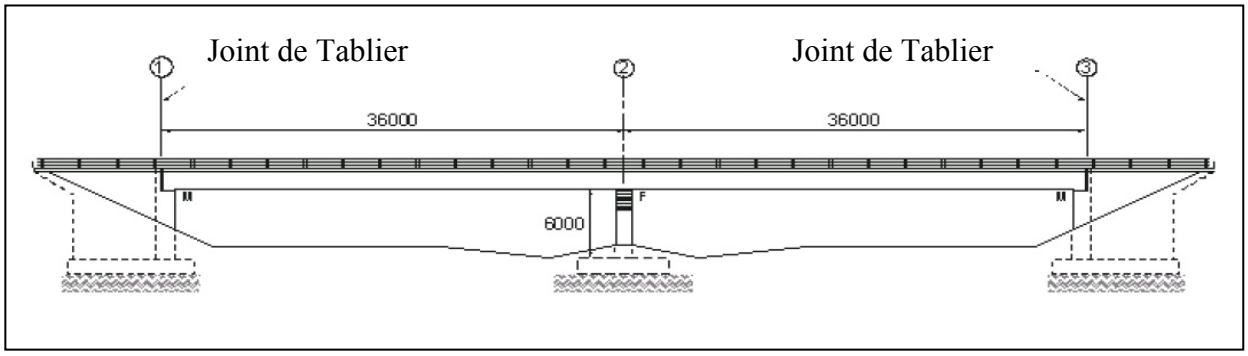


Figure 3.1 Coupe longitudinale et dimensions du pont étudié

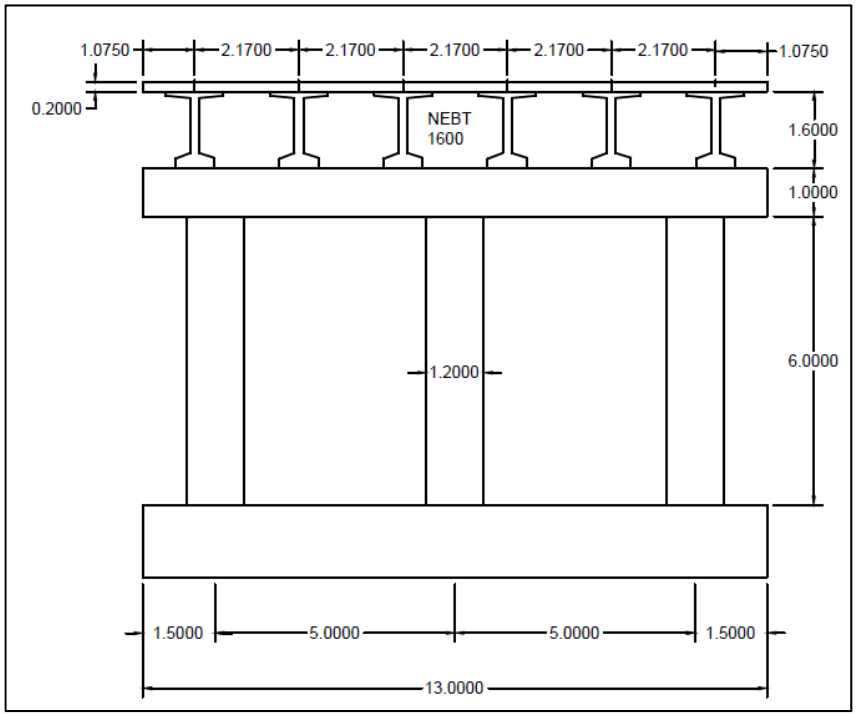


Figure 3.2 Dimensions du portique

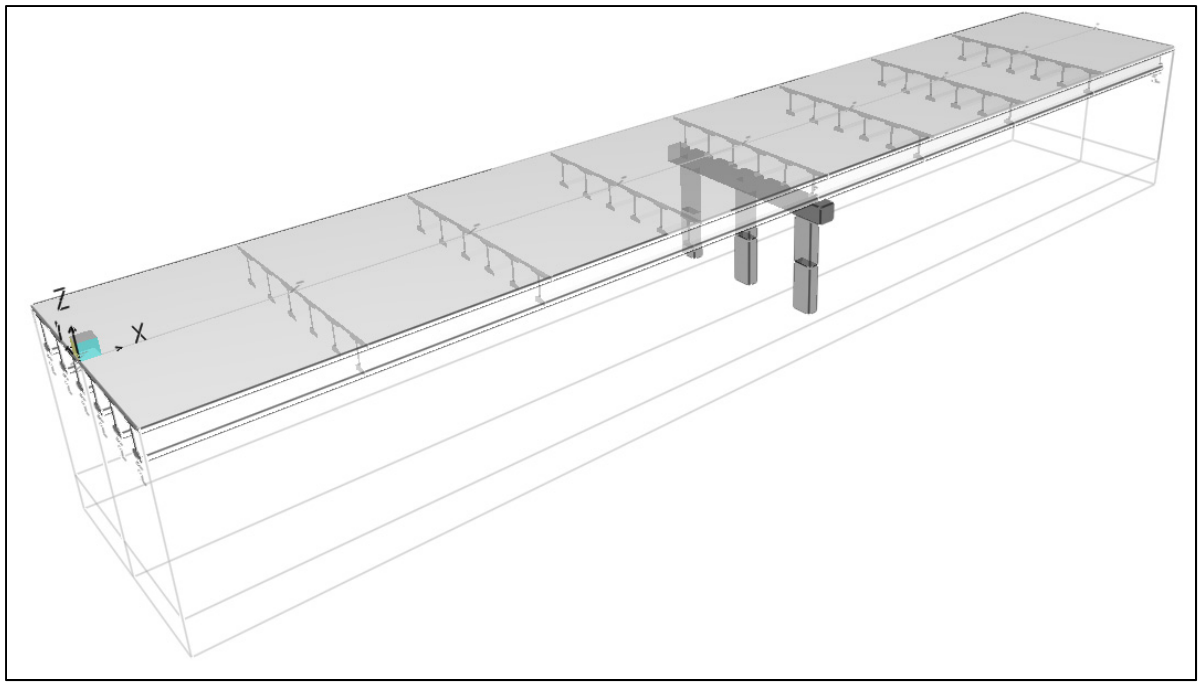


Figure 3.3 Schéma du modèle de pont construit avec SAP 2000

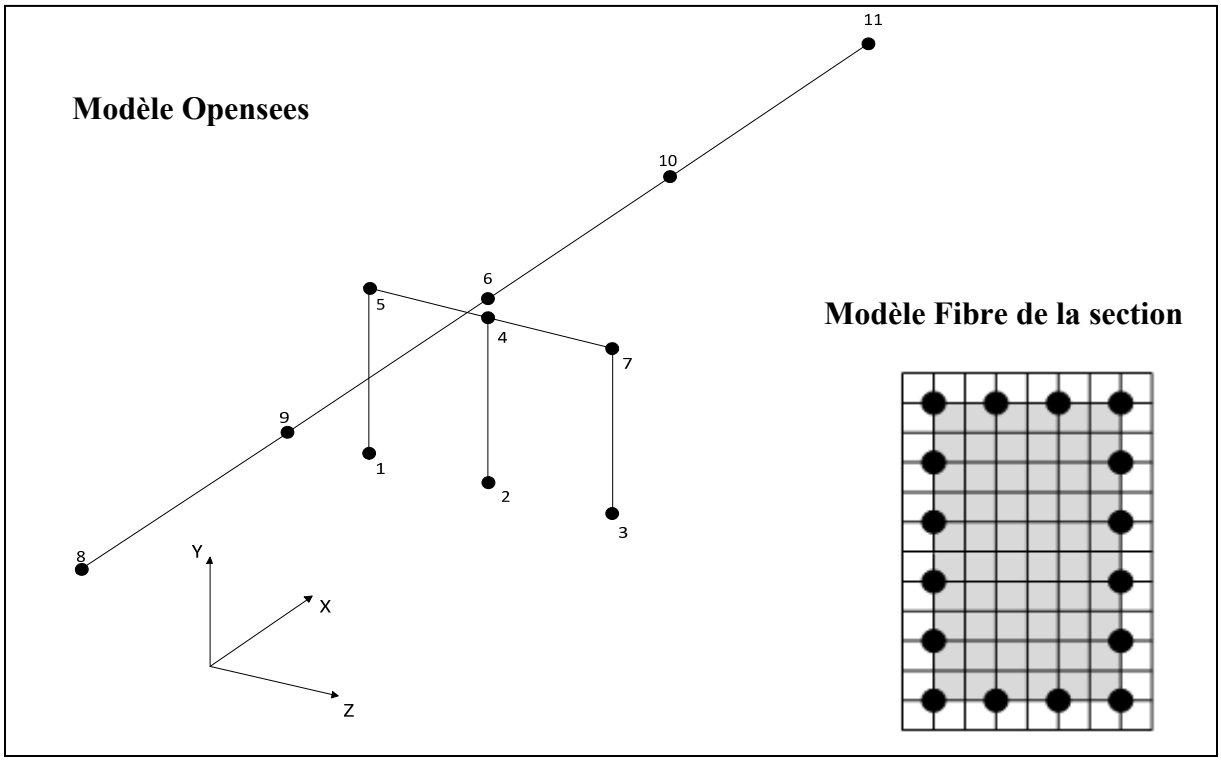


Figure 3.4 Modèle fibre réalisé avec Opensees

3.2 Cheminement de l'étude

Trois séries d'analyses ont été réalisées à l'aide des logiciels de structure SAP 2000 et Opensees (Figure 3.5). Le modèle de pont de la Figure 3.3 analysé à l'aide de SAP 2000 est un modèle d'éléments poutres sans rotules plastiques alors que le modèle analysé avec Opensees (Mazzoni *et al.*, 2005) est un modèle fibre (Figure 3.4). Afin d'étudier l'influence des armatures longitudinales, quatre modèles de colonnes sont considérés, comportant un pourcentage d'armatures longitudinales différent. On appellera donc P1, P2, P3 et P4 les piles qui emploient respectivement un ratio de 0,31%, 0,56%, 0,83% et 1,08% d'acier longitudinal par rapport à la section brute A_g. La valeur de ces ratios provient de la quantité d'armatures nécessaire pour résister aux efforts maximaux issus des analyses spectrales. Cette sélection est expliquée dans ce chapitre.

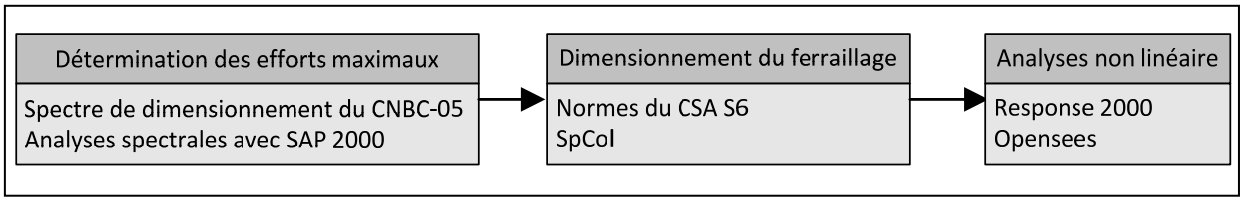


Figure 3.5 Synthèse du cheminement de l'analyse

Le Tableau 3.1 ci-après présente les différentes analyses qui ont été réalisées au cours de cette étude, leurs objectifs ainsi que le logiciel utilisé pour leur accomplissement. Les analyses seront explicitées ultérieurement dans le chapitre.

Tableau 3.1 Caractéristiques des analyses

Analyse modale	**Analyse spectrale**	**Conception des modèles de colonnes P1, P2, P3 et P4**	**Analyse dynamique non linéaire temporelle**	**Analyse statique non-linéaire**
Détermination de la fréquence naturelle et des déformations modales dans le sens longitudinal et dans le sens transversal	Détermination des moments bi-axiaux maximaux (M_X, M_Y) à la base des colonnes et de la réponse sismique critique $\vec{R}$	Dimensionnement de quatre modèles de colonne (0,31%, 0,56%, 0,83% et 1,08%) et configuration des armatures. longitudinales et transversales	Définition des non linéarités et des fibres du modèle et détermination du comportement des fibres de béton confiné, non confiné et les fibres d'armature.	Courbes de capacité Charge axiale – Déplacement Capacité en ductilité
Combinaison quadratique complète (CQC) pour le calcul avec SAP 2000	Spectres de réponses calibrés selon le CNBC-2005 pour les villes La Malbaie, de Montréal, Québec, Rimouski et de la Rivière de Loup Sols de classe A à E	Norme CSA-S6 : Combinaison de charge et Règle du 30%	Accélérogrammes définis au Tableau 2.3 Deux composantes orthogonales simultanément	Charge latérale incrémentale
Sap2000 et Opensees	Spectre et Sap2000	SpCol	Opensees	Response 2000

3.2.1 Analyse modale

En premier lieu, une analyse linéaire modale a été réalisée afin de déterminer les modes de vibrations de la structure. La fréquence à laquelle les vibrations se produisent naturellement et les déformations modales du pont sont établies analytiquement, basées sur la masse, la rigidité et l'amortissement du système. Cette étape est importante, car elle permet de bien comprendre le comportement de la structure mais aussi de vérifier si le modèle a été correctement élaboré en examinant les modes de vibration et de déformation. Pour chaque mode de vibration, la période est calculée ainsi que la déformée modale.

Sur SAP 2000, plusieurs combinaisons modales sont possibles : l'ABS qui est la somme des valeurs absolues des réponses modales, la racine carrée de la somme des carrés des valeurs maximales (SRSS) et la combinaison quadratique complète (CQC).

L'ABS donne des résultats trop conservateurs et la SRSS doit être utilisée lorsque les fréquences sont indépendantes. C'est pour cette raison que Caltrans suggère d'utiliser la combinaison quadratique complète lorsque l'on souhaite étudier le comportement structural des ponts (Aviram *et al.*, 2008). Elle convient parfaitement pour des périodes propres proches et tient compte des corrélations statistiques entre les modes. Pour un pont régulier, il n'y a pas de grandes différences entre les vecteurs d'Eigen et les vecteurs de Ritz.

Les résultats de l'analyse modale sous SAP 2000 montrent que le mode fondamental a lieu suivant la direction longitudinale. Le mode de déformation transversale apparait seulement au troisième mode, mais lorsque l'on tient compte de la masse modale participante on s'aperçoit bien qu'il est plus important que le mode 2, mode pour lequel le tablier se déforme en flexion et en opposition de phase. Le Tableau 3.2 présente les périodes obtenues des analyses de SAP 2000 et d'Opensees.

On observe dans le Tableau 3.2 que la période longitudinale obtenue avec SAP 2000 est plus grande que la période théorique calculée à partir de la rigidité et de la masse de l'ouvrage (Équation 3.1). En revanche, les périodes transversales demeurent très proches. Les modèles P1 à P4, réalisés avec Opensees, donnent des valeurs de périodes plus petites autant dans la direction longitudinale que la direction transversale. Les écarts entre les périodes longitudinales des modèles Opensees et du modèle SAP 2000 est de l'ordre de 14 à 20% selon le pourcentage d'armatures longitudinales considéré. Pour les périodes transversales, les écarts sont plus importants, de l'ordre de 30%. Ces écarts sont principalement dus au fait qu'Opensees calcule la rigidité des colonnes en prenant compte de la fissuration. Ainsi, la rigidité est multipliée par un coefficient de 0,7 dans la direction forte et de 0,5 dans la direction faible. Comme la période est inversement proportionnelle à la racine de la rigidité (Équation 3.1), cela revient à considérer un coefficient de de $\sqrt{2}$ et de $\sqrt{1/0{,}7}$ selon la direction forte et faible, respectivement. A rigidité égale, la différence entre les deux modèles est de 3.5 % pour la période longitudinale et de 4 % pour la période transversale.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \tag{3.1}$$

Où m est la masse du tablier et k, la rigidité des colonnes.

Tableau 3.2 Périodes longitudinales T_l et périodes transversales T_t (en s)

	Période longitudinale	**Période transversale**
Période théorique	1,274	0,236
Modèle SAP 2000	1,369	0,253
P1 (0,31%)	1,199	0,186
P2 (0,56%)	1,168	0,184
P3 (0,83%)	1,150	0,183
P4 (1,08%)	1,139	0,182

3.2.2 Analyse Spectrale

La seconde série d'analyse réalisée sur la structure est l'analyse élastique spectrale avec SAP 2000. Cette méthode est très appréciée des concepteurs et ingénieurs car elle est simple d'application. Sa simplicité vient du fait qu'on ne s'intéresse qu'aux valeurs maximales de la réponse de la structure à un tremblement de terre.

Les signaux d'entrée utilisés sont des spectres de réponse lissés obtenus comme la moyenne des spectres de réponses. Ils représentent l'accélération pseudo spectrale en fonction de la période et dépendent de la fréquence et de l'amortissement.

L'analyse spectrale est utilisée pour déterminer la réponse sismique d'une structure. Dans le cadre de ce projet, les moments bi-axiaux maximaux (M_X, M_Y) sont déterminés à la base des colonnes et la réponse sismique critique $\vec{R}$ est obtenue en combinant les réponses maximales $\vec{R}_1$ et $\vec{R}_2$ obtenues lorsque l'on soumet l'ouvrage au spectre dans les deux directions principales du pont selon la Règle des 30% (CSA-S6, 2006), soit :

$$\begin{aligned} &\text{(a) } \vec{R} = \vec{R}_1 + 0{,}3\vec{R}_2 \\ &\text{(b) } \vec{R} = 0{,}3\vec{R}_1 + \vec{R}_2 \end{aligned} \tag{3.2}$$

Avec $\vec{R}_1 = (M_{1X},\ M_{1Y})$ et $\vec{R}_2 = (M_{2X},\ M_{2Y})$ sont les réponses maximales selon la direction 1 et la direction 2, respectivement. Les axes 1 et 2 correspondent aux axes locaux X et Y de la colonne comme représenté sur la Figure 3.6.

Dans cette étude, le modèle de la Figure 3.3 a été soumis aux spectres de réponses définis au chapitre précédent, construits à partir du code CNBC-2005 à l'aide du logiciel SAP2000. Les spectres des villes de La Malbaie, de Montréal, Québec, Rimouski et de la Rivière de Loup ont été utilisés pour les classes de sols A, B, C, D et E.

3.2.3 Conception des modèles de colonnes P1, P2, P3 et P4

a) Armature longitudinale

L'analyse spectrale ainsi réalisée donne les efforts maximaux lorsque le pont est soumis aux spectres de dimensionnement. Puis les combinaisons de charges prescrites par le CSA-S6 pour le calcul aux états limites ultimes sont appliquées à ces efforts. Deux combinaisons de charges faisant intervenir la charge sismique E et la charge permanente D ont été utilisées conformément aux exigences du CSA (2006):

$$\begin{aligned} &\text{(a) } 0.8 + 1.0E \\ &\text{(b) } 1.25D + 1.0E \end{aligned} \tag{3.3}$$

Ainsi, en tenant compte du fait que la règle du 30% définie dans la section précédente donne également deux combinaisons $\vec{R}_1$ et $\overrightarrow{R_2}$, un total de quatre combinaisons sont nécessaires pour déterminer la surface de rupture et la quantité d'armature requise.

$$\begin{cases} 0{,}8\mathrm{P} \\ \vec{R}_1 + 0{,}3\vec{R}_2 \end{cases}$$
$$\begin{cases} 0{,}8\mathrm{P} \\ 0{,}3\vec{R}_1 + \vec{R}_2 \end{cases}$$
$$\begin{cases} 1{,}25\mathrm{P} \\ \vec{R}_1 + 0{,}3\vec{R}_2 \end{cases}$$
$$\begin{cases} 1{,}25\mathrm{P} \\ 0{,}3\vec{R}_1 + \vec{R}_2 \end{cases} \tag{3.4}$$

Une fois les combinaisons de charges effectués, on utilise le logiciel SpCol (StructurePoint, 2009) afin de déterminer la surface de rupture des colonnes et de calculer la quantité d'armature nécessaire pour résister à une sollicitation (P, M_X, M_Y) donnée. Au final, on obtient des dimensionnement de colonnes employant des ratios d'armatures longitudinales allant de 0,31% et 4,58% de la section brute A_g. L'objectif étant d'étudier le comportement sismique des piles de ponts sous armées, seuls les quatre modèles P1 (0,31%), P2 (0,56%),

P3 (0,83%) et P4 (1,08%) seront préservés pour le reste de l'étude. Le modèle P3 et P4 ont été gardés car ils représentent respectivement la valeur de la norme inférieur des Code CSA (2006) et ACI-318 (2008).

La disposition de l'armature longitudinale adoptée répond aux exigences de confinement du CSA-S6 en termes de répartition sur les quatre faces de la section et d'espacement centre à centre entre les barres longitudinales tel qu'illustré à la Figure 3.6 pour le modèle P2 avec 0,56% d'armatures longitudinales. Conformément au CSA-S6, la distance entre deux armatures longitudinales consécutives doit être au plus égale à 200 mm.

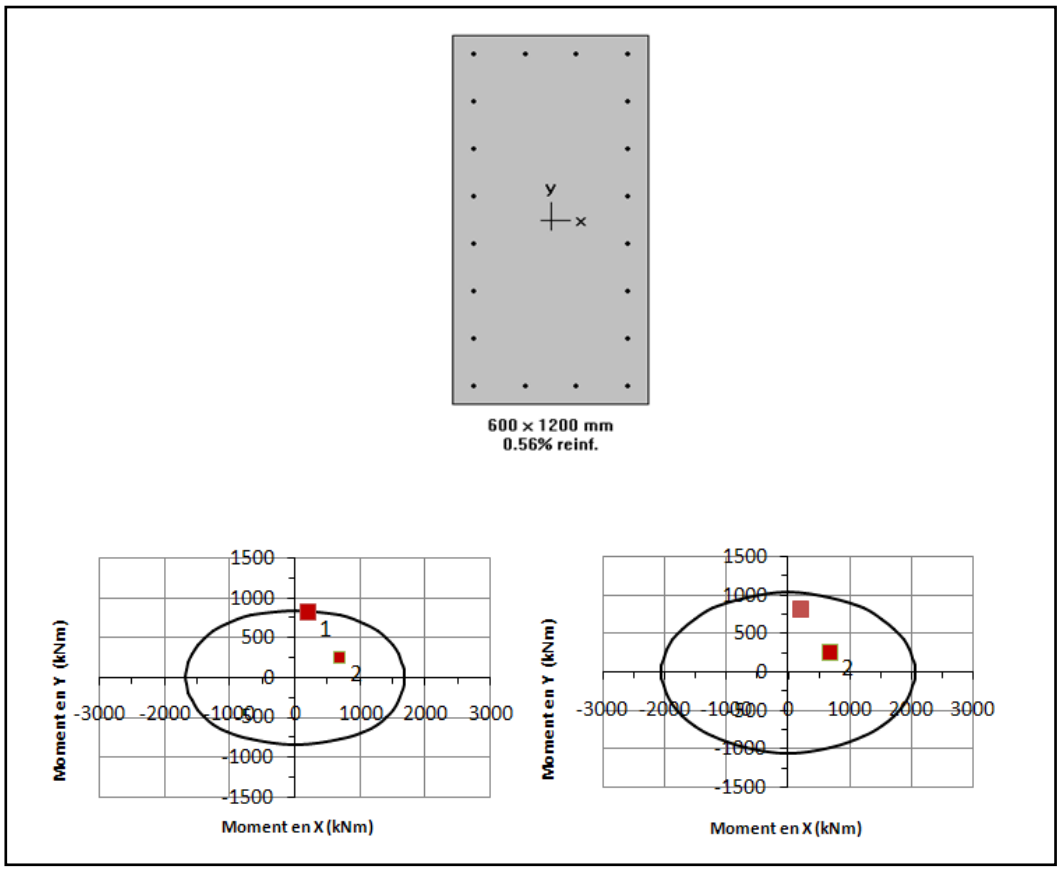


Figure 3.6 Dimensionnement de la colonne P2 armée à 0,56% et diagramme d'intéraction P-M_X-M_Y pour des charges axiales de 1924 kN (gauche) et de 3006 kN(droite).

Les dimensionnements et diagrammes d'interaction des quatre modèles de colonnes P1, P2, P3 et P4 sont donnés en Annexe V. Le Tableau 3.3 donne les caractéristiques des armatures longitudinales après le dimensionnement réalisé avec SpCol pour les quatre modèles de colonnes.

Tableau 3.3 Caractéristiques des armatures longitudinales

	P1 **0,31%**	**P2** **0,56%**	**P3** **0,83%**	**P4** **1,08%**
N_{barres} # Calibre	22 -M10	20 -M15	20 -M20	26 -M20
A_{st}(mm²)	2200	4000	6000	7800
s_X (mm)	147,1	141,3	136,7	97,625
s_Y(mm)	123	137,1	136	127,6

b) Armature transversale

L'étude du comportement non-linéaire des colonnes sous chargement dynamique nécessite de considérer deux types de non linéarités : la non linéarité géométrique de la structure et la non linéarité des matériaux. Il s'agit d'une approche plus réaliste, car elle permet d'introduire des éléments dissipateurs d'énergie tels que des rotules plastiques. À cette fin, les colonnes ont été conçues avec deux rotules plastiques répondant aux spécifications du S6-06-06. La longueur L_p des rotules est de 1200 mm, soit la plus grande valeur de : (a) 450 mm, (b) 1/6 de la hauteur de la colonne, ici soit encore 1000 mm, et (c) la plus grande dimension de la section de la colonne. Deux rotules plastiques sont utilisées pour chaque colonne, une première située en pied de colonne et une seconde en tête de colonne. L'espacement des armatures transversales de confinement à l'intérieur et à l'extérieur de la zone de rotule de plastique respectent les exigences du CSA-S6-06. Par conséquent, la section des aciers transversaux est régie par l'équation suivante :

$$A_{sh} = Max \begin{cases} 0{,}30sh_c \dfrac{f'_c}{f_y}\left[\dfrac{A_g}{A_c} - 1\right] \\ 0{,}12sh_c \dfrac{f'_c}{f_y}\left[0.5 + \dfrac{1{,}25P_f}{\emptyset_c f'_c A_g}\right] \end{cases} \quad (3.5)$$

Où s est l'espacement vertical entre deux armatures transversales, h_c est la dimension extérieure des cadres transversaux de la section de la colonne mesurée perpendiculairement aux armatures considérées, f'_c est la résistance en compression du béton visée à 28 jours, f_y est la limite élastique de l'armature transversale, A_g est l'aire brute de la colonne, A_c est l'aire du noyau de béton et P_f est la charge axiale pondérée.

Généralement, la valeur de « s » n'est pas connue. De ce fait, les ingénieurs préfèrent choisir des armatures transversales en respectant les exigences des codes parasismiques et ensuite, ils vérifient si les conditions sur « s » décrites par l'équation (3.5) sont respectées :

$$s < \begin{cases} 0{,}25 * \ la\ dimension\ de\ la\ petite\ section \\ 6 * le\ diamètre\ des\ barres\ longitudinales \\ 150\ mm \end{cases}$$

$$s > \begin{cases} 25\ mm \\ 1{,}33 * le\ diamètre\ des\ plus\ gros\ granulats \end{cases} \quad (3.6)$$

Le plus gros granulat mesure 25 mm de diamètre. Pour finir, la distance de recouvrement « c », c'est-à-dire la distance entre les fibres extrêmes de béton et le centre des armatures transversales est prise égale à 40 mm. La Figure 3.7 représente la configuration et le dimensionnement des armatures transversales.

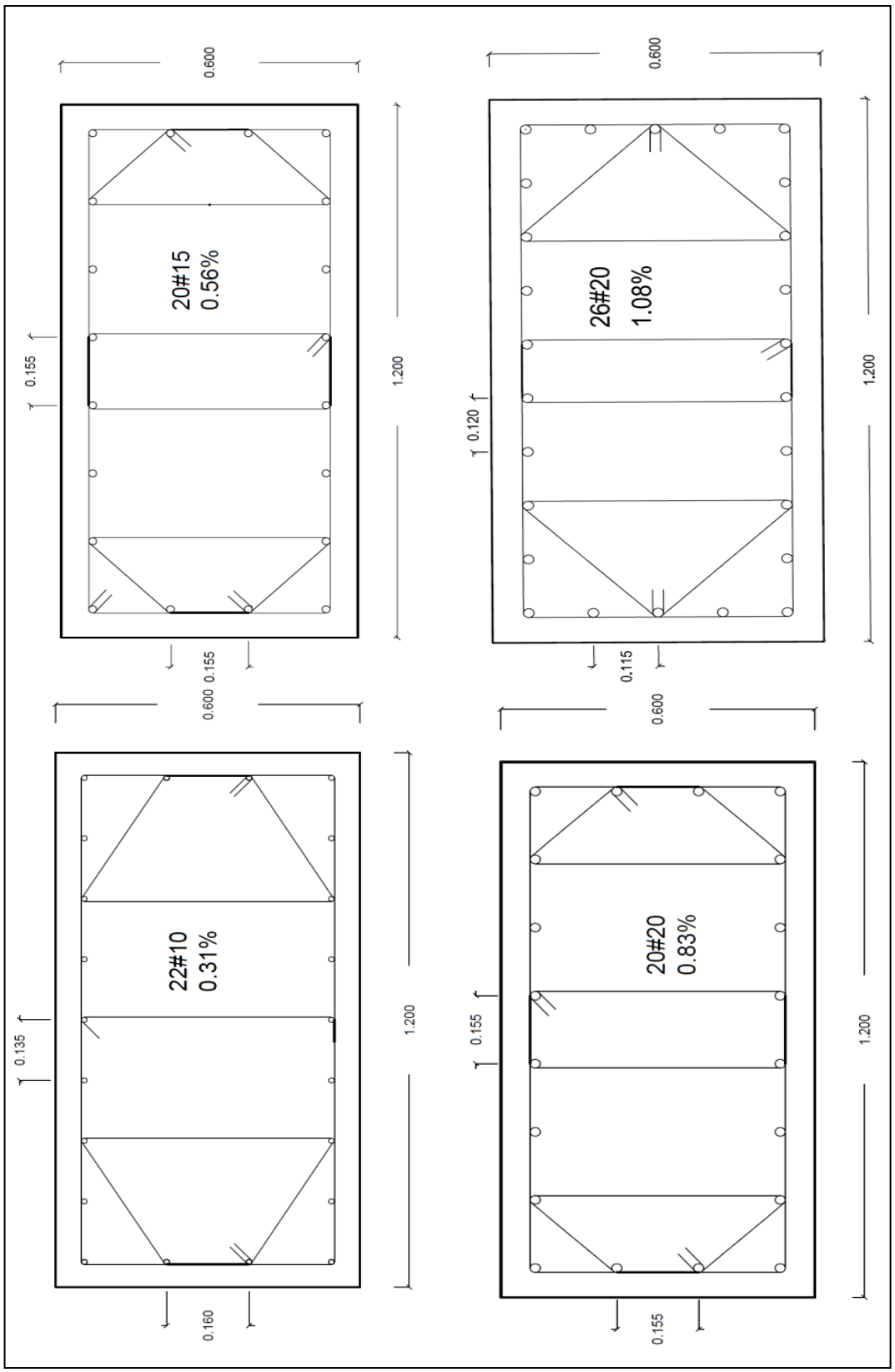


Figure 3.7 Configuration et dimensionnement des armatures transversales

3.2.4 Analyse temporelle non-linéaire

L'analyse temporelle non-linéaire permet d'obtenir la réponse dynamique du pont tout en considérant son comportement dans le domaine non-linéaire. Il est ainsi possible d'évaluer la demande en ductilité. L'objectif de cette analyse est de déterminer le comportement du béton confiné, du béton non confiné et des armatures afin de déterminer le niveau de ductilité des colonnes et connaitre leur état de dommage.

La réponse dynamique non linéaire exacte du pont peut être déterminée par la réalisation d'une analyse temporelle transitoire à intégration directe de Newmark-Béta. Les paramètres de Newmark-Béta utilisés sont $\alpha = 1/2$ et $\beta = ¼$, ce qui traduit l'hypothèse d'intégration de l'accélération moyenne. L'analyse temporelle non-linéaire donne de meilleurs résultats que les autres analyses, car elle réitère les calculs et la distribution des efforts internes dans les membrures pour chaque pas de temps. Elle présente cependant l'inconvénient de nécessiter temps et efforts autant pour la réalisation des calculs que pour l'exploitation des nombreuses données de sortie (Avriam *et al.*, 2008).

Cette analyse a été effectuée à l'aide de la plateforme Opensees. Les accélérogrammes utilisés en données d'entrée sont ceux présentés au Tableau 2.3 et les deux composantes orthogonales des mouvements sismiques sont appliquées simultanément. Dans cette étude, les composantes sont appliquées dans la direction longitudinale et dans la direction transversale. Plus précisément, une des deux composantes est appliquée dans le sens longitudinal en même temps que la seconde est appliquée dans la direction transversale puis le processus est réitéré en inversant les composantes de direction afin de déterminer la sollicitation la plus critique des deux analyses. Il est toutefois possible que cette démarche ne donne pas la réponse du pont la plus critique. Pour ce résultat, il aurait été plus approprié de réaliser une étude paramétrique en faisant varier l'angle d'attaque des deux composantes de l'accélérogramme afin de déterminer précisément la sollicitation la plus critique. Toutefois, ce travail ne correspond pas l'objectif de cette étude et n'est pas présenté dans le cadre de ce mémoire.

Pour l'analyse dynamique non-linéaire avec Opensees, les colonnes ont été modélisées par des éléments poutres non linéaires à cinq points d'intégration et une modélisation fibre a été adoptée pour le noyau de béton (béton confiné), le couvert de béton (béton non confiné) et l'armature. La Figure3.8 ci-dessous représente un exemple de la modélisation des colonnes.

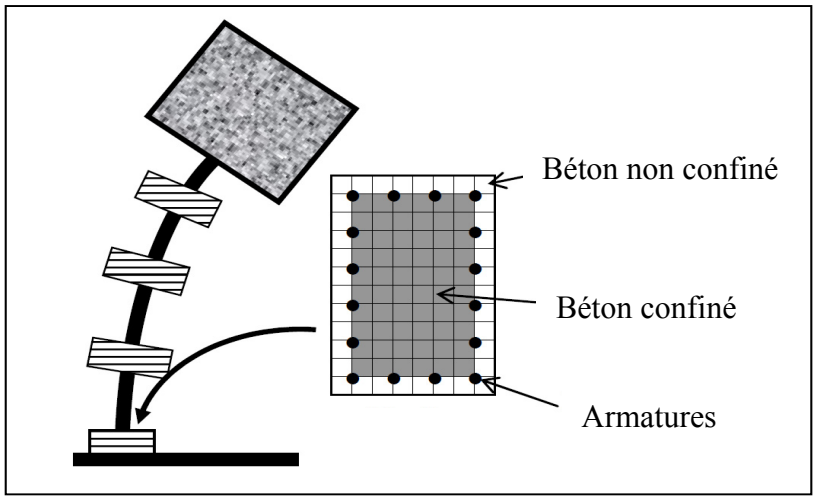


Figure 3.8 Définition des éléments finis de la section
Adapté de Khaled Amar *et al.* (2007)

Le modèle de comportement contrainte-déplacement sélectionné pour le béton non confiné est celui de Todeschini (Todeschnini *et al.*, 1964) tandis que le comportement des fibres de béton suivent le modèle de Mander (Mander *et al.*, 1988). Le béton non confiné a été modélisé pour des résistances en compression de 44,1 MPa et pour une déformation ultime de ε_{cu} de -0,005 m/m. Le béton confiné, quant à lui, atteint une résistance maximale en compression de 63,8 MPa et une déformation à l'ultime ε_{ccu} de -0,0374 m/m. Enfin, les contraintes-déformations des armatures suivent le profil de Park (Mander *et al.*, 1988). La limite élastique est de 455 MPa et la déformation des aciers à l'ultime ε_{su} est de 0,12 m/m.

Il est important de noter que la capacité en compression f'_c et la limite élastique des aciers f_y sont les valeurs minimales que doivent respecter les matériaux. En réalité, les matériaux développent des résistances supérieures aux valeurs spécifiées. Pour tenir compte de cette observation, Nowak et Szerszen (2003) proposent de multiplier les résistances nominales des matériaux par des facteurs de biais λ afin d'obtenir les résistances probables. L'étude, publiée

dans l'ACI Structural Journal, suggère un coefficient de λ = 1,26 pour un béton de f'_c = 35 MPa et λ = 1,14 pour des aciers de f_y = 400 MPa. Les résistances probables telles qu'utilisées pour le modèle sont donc de 44,1 MPa pour le béton et de 455 MPa. La Figure 3.9 représente les courbes contrainte-déformation des modèles de matériaux utilisés.

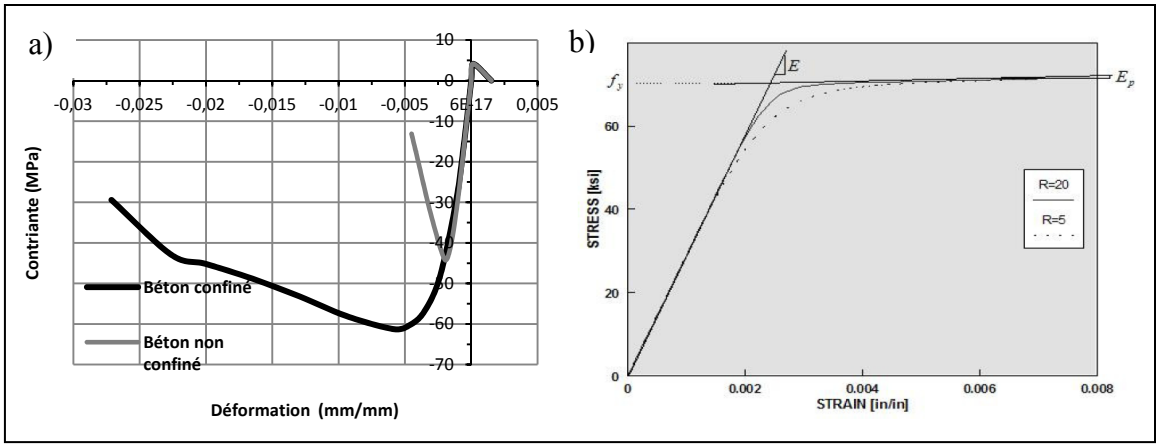


Figure 3.9 Courbe contrainte-déformation : (a) Béton confiné et béton non confiné; (b) Acier d'armature

3.2.5 Analyse statique non-linéaire

Une analyse statique non-linéaire (PushOver) a été effectuée à l'aide de Response (Bentz et Collins, 2001). La modélisation requiert de définir la section de la colonne, le détail du ferraillage longitudinal et transversal, les propriétés des matériaux et la charge axiale. L'application est simple, elle consiste à soumettre en tête de colonne, une force latérale incrémentale de plus en plus importante et ce, jusqu'à rupture. Cependant, il n'est pas possible de mener cette étude selon les directions X et Y en même temps. Il faut réaliser deux analyses indépendamment, une selon l'axe des X et une seconde selon l'axe de Y. Les résultats obtenus sous forme de courbes charge axiale-déplacement permettent de vérifier la capacité en ductilité de la colonne. La définition et la valeur de la ductilité sont données avec les résultats au chapitre suivant. Les courbes charge axiale-déplacement sont aussi comparées aux courbes moment-courbure extraites des analyses temporelles non-linaires bidirectionnelles.

CHAPITRE 4

RÉSULTATS

Le modèle de pont présenté au chapitre précédent a été soumis à une analyse spectrale avec les spectres de réponses de Montréal, Québec, Rimouski et Rivière-du-Loup calibrés pour des classes de site C et D. Une fois que les moments bi-axiaux maximaux ont été déterminés des analyses spectrales, les sections d'armatures longitudinales et transversales ont été dimensionnées en utilisant le logiciel SP Column et en respectant les exigences du code des ponts CSA-S6-06. L'objectif du mémoire étant d'analyser le comportement sismique des piles de ponts sous-armées, quatre modèles comportant une faible quantité d'armatures longitudinales ont été sélectionnés. Ces quatre modèle P1 (0,31%), P2 (0,56%), P3 (0,83%) et P4 (1,08%) ont ensuite été soumis à des analyses dynamiques temporelles non linéaires afin d'étudier plus précisément les déformations des fibres de béton confiné, non confiné ainsi que les fibres des armatures. Les accélérogrammes donnés au Tableau 2.2 ont été utilisés pour ces analyses. Les résultats des analyses sont présentés dans ce chapitre.

4.1 Résultats de l'analyse spectrale :

Le Tableau 4.1 et le Tableau 4.2 donnent les réponses maximales déterminées par le biais des analyses spectrales dans les sens longitudinal et dans les sens transversal pour les trois villes considérées et pour les classes de sol A, B, C et D du CBNC-2005. Les réponses, en termes de moments et d'efforts tranchants, ont été mesurées à la base de la colonne la plus sollicitée, c'est-à-dire l'une des deux colonnes se trouvant à l'extérieur du portique.

De façon générale, l'effet d'amplification des sites de classe de sol D génèrent des efforts plus importants. Les moments à la base de la colonne et les efforts tranchant peuvent être amplifiés jusqu'à 35% par rapport aux efforts émanant des analyses réalisées pour un sol de classe C. Le Tableau 4.3 présente les efforts spectraux maximaux après pondération du coefficient de réponse sismique, R. Selon la définition de CSA-S6, R a pour valeur 5

puisqu'il s'agit d'un portique à plusieurs colonnes. Il donne le niveau de ductilité permis à l'ouvrage lors de chargement sismique. Ces efforts pondérés (Tableau 4.3) sont combinés selon la règle des 30% pour les charges sismiques. En effet, le CSA-S6-06 préconise la méthode simplifiée des 30% avec les analyses spectrales. En ce qui concerne la charge axiale, le CSA-S6-06 prévoit deux types de combinaisons pour les charges sismiques, à savoir 0,8P et 1,25P. Il en résulte donc deux combinaisons à partir de la réponse longitudinale S_x et deux combinaisons pour la réponse transversale S_y. Pour information, les coefficients de pondération de 0,8 et 1,25 pour les charges d'équipement ont été fixés par le CSA-S6 (2006) afin tenir compte des effets dus aux composantes verticales des mouvements sismiques.

Après la pondération de ces efforts spectraux maximaux, les armatures longitudinales et transversales sont dimensionnées pour résister à ces efforts. Le Tableau 4.3 donne le ratio d'armatures longitudinales. Les résultats des analyses des autres villes ne sont pas présentées, car ils donnent soit des ratios identiques à Montréal comme c'est le cas pour Québec et Rimouski, soit des ratios supérieurs à 1% ce qui ne correspond pas à l'objectif de l'étude.

Tableau 4.1 Réponses maximales dans le sens longitudinal

	La Malbaie			Montréal			Rivière de Loup		
Sol	**Charge Axiale** (kN)	**Effort Tranchant V_x** (kN)	**Moment M_y** (kNm)	**Charge Axiale** (kN)	**Effort Tranchant V_x** (kN)	**Moment M_y** (kNm)	**Charge Axiale** (kN)	**Effort Tranchant V_x** (kN)	**Moment M_y** (kNm)
Sol A	616	1038,5	6213,4	177	203,8	1219,1	293	421,3	2521
Sol B	773,6	1384,6	8284,6	201,3	260,8	1560,5	369	589,9	3529,4
Sol C	787,6	1729,7	10349,4	235,1	350	2060,1	380	842,7	5042
Sol D	795	1903,9	11391,2	269	467,1	2749,5	408	709,1	4173,9

Tableau 4.2 Réponses maximales dans le sens transversal

	La Malbaie			Montréal			Rivière de Loup		
Sol	**Charge Axiale** (kN)	**Effort Tranchant V_y** (kN)	**Moment M_x** (kNm)	**Charge Axiale** (kN)	**Effort Tranchant V_y** (kN)	**Moment M_x** (kNm)	**Charge Axiale** (kN)	**Effort Tranchant V_y** (kN)	**Moment M_x** (kNm)
Sol A	616	1069,6	6295,7	177	307,3	1808,9	293	508,7	2994,3
Sol B	773,6	1343,5	7907,7	201,3	349,6	2057,4	369	640,7	3771,1
Sol C	787,6	1367,5	8049,1	235,1	350	2060,1	380	659,9	3884,2
Sol D	795	1380,1	8123,2	269	467,1	2749,5	408	709,1	4173,9

Tableau 4.3 Efforts spectraux maximaux selon les exigences du CSA-S6

		S_x				S_y				
Modèle	**Ratio**	**Moment M_y**	**M_y / R**	**Effort Tranchant V_x**	**V_x / R**	**Force Axiale**	**Moment M_x**	**M_x / R**	**Effort Tranchant V_y**	**V_y/ R**
	(%)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
Montréal Sol de Classe A	**0,31**	1219	244	204	44	177	1809	362	307	62
Montréal Sol de Classe B	**0.31**	1561	312	261	52	201	2057	412	350	70
Montréal Sol de Classe C	**0,56**	2437	487	407	82	235	2060	412	350	70
Montréal Sol de Classe D	**1,08**	3316	663	554	111	269	2750	550	467	93

Note : R correspond au coefficient de réponse sismique défini par le CSA-S6. Sa valeur ici est de 5.

4.2 Résultats des analyses non-linéaires : temporelles et statiques

4.2.1 Déplacement en tête de colonne

Les déplacements en tête de colonne ou déplacements du tablier ont été calculés pour les colonnes se trouvant aux extrémités du portique. Toutefois, ils sont très proches de ceux de la colonne du milieu. Les résultats des déplacements non-linéaires ont été obtenus avec les analyses temporelles pour les accélérogrammes provenant de trois stations du séisme de Saguenay et une station du séisme de Nahanni, comme indiqué dans le Tableau 2.2.

Le modèle est soumis simultanément aux deux composantes orthogonales afin de tenir compte du caractère multidirectionnel des mouvements sismiques. L'une des deux composantes de l'enregistrement est appliquée dans le sens longitudinal pendant que la seconde composante est appliquée dans les sens transversal. Ce même procédé est ensuite répété en permutant les deux composantes de direction. Seul, le résultat de l'analyse donnant le déplacement le plus critique est conservé pour la suite de ce projet.

Deux mesures de déplacements sont présentées ici : le déplacement longitudinal maximal Δ_{max} obtenu pour chacune des composantes des stations sélectionnées et Δ_{moy}, la moyenne des déplacements maximaux obtenus pour chaque enregistrement. À titre d'information, $\Delta_{Nahanni}$, $\Delta_{Chicoutimi}$, $\Delta_{Éboulements}$ et $\Delta_{St\text{-}André}$ indiquent les déplacements maximaux obtenus lorsque le modèle P_i, est soumis aux composantes orthogonales des séismes de Nahanni, Chicoutimi Nord, Les Éboulement et St-André pour un site de classe donnée.

Alors :

$$\begin{aligned} \Delta_{max} &= max\{\ \Delta_{Chicoutimi},\ \Delta_{St-André}, \Delta_{Eboulements}\} \\ \Delta_{min} &= min\{\Delta_{Nahanni}, \Delta_{Chicoutimi},\ \Delta_{St-André}, \Delta_{Eboulements}\} \\ \Delta_{moy} &= {}^{1}/_{4}\,(\Delta_{Nahanni} + \Delta_{Chicoutimi} + \Delta_{St-André} + \Delta_{Eboulements}) \end{aligned} \tag{4.1}$$

Pour la moyenne des déplacements maximaux, la valeur de l'écart type est donnée afin de mesurer la dispersion des déplacements autour de la moyenne. Aussi, il est plus cohérent de raisonner sur la moyenne des valeurs maximales de chaque enregistrement. En effet, les déplacements les plus importants sont obtenus avec les enregistrements de Nahanni. Bien qu'il soit reconnu que le séisme de Nahanni possède des caractéristiques similaires aux séismes de l'Est du Canada, on ne pourrait se contenter de raisonner uniquement avec l'accélérogramme de la Station Battlement Creek. Cela ne serait pas représentatif de l'Est du Canada. Les résultats sont discutés aux sections suivantes et les graphiques représentant le déplacement du tablier sont donnés en Annexe VI.

a) **Déplacement longitudinal**

On observe que les déplacements maximaux sont plus importants pour les colonnes les moins armées (P1 et P2). Pour les sols de classe C, ces différences sont de l'ordre de 6% entre les modèles P1 et P4. Toutefois, pour les sols de classe D, la différence entre les déplacements maximaux et moyen du modèle P1 et du modèle P4 sont de l'ordre de 20%. De même, le déplacement observé en tête de colonne pour les colonnes sur des sites de classe D est plus important. A titre d'exemple, le déplacement moyen du modèle P4 sur un sol de classe D est 22% plus grand que le déplacement moyen du même modèle P1 pour un sol de classe C. Pour les trois autres modèles, cette différence est de l'ordre de grandeur de 10% seulement.

Tableau 4.4 Déplacements longitudinaux (mm) en tête de colonne

	Sol C				**Sol D**			
Modèle	**P1 (0,31%)**	**P2 (0,56%)**	**P3 (0,83%)**	**P4 (1,08%)**	**P1 (0,31%)**	**P2 (0,56%)**	**P3 (0,83%)**	**P4 (1,08%)**
Δ_{moy}	67	65,1	63,4	63,4	82,1	72,5	72,3	69,2
Δ_{max}	121	118	114	114	124	116	112	104
Δ_{min}	41	42,8	43,9	46	52,7	52,4	54,2	41,6
Écart type	31,7	30,8	29,3	29,2	27,4	25,5	23,7	22,4

b) **Déplacement transversal**

Les déplacements transversaux obtenus sont donnés au Tableau 4.5. En général, ils présentent des tendances similaires aux déplacements longitudinaux. Pour une même classe de sol, les déplacements transversaux sont plus grands pour le modèle P1 que pour P4. En effet, pour la classe de sol C, les déplacements du modèle P4 sont 6 à 8% plus grands par rapport au modèle P1 pour le déplacement moyen et pour le déplacement maximal, respectivement. Plus le modèle possède un ratio d'armature faible, plus les déplacements transversaux sont grands.

En revanche, on remarque que les déplacements transversaux ne sont pas plus importants pour les sols de classe D par rapport aux sols de classe C. Cette différence s'explique par le fait que le vecteur déplacement est composé du vecteur longitudinal et du vecteur transversal. Même si le déplacement transversal est plus petit pour des sols de classes C et D par rapport aux sols de classes A et B, le vecteur déplacement total demeure toujours plus grand pour les sols de classes supérieures (C et D) que ceux de classes inférieures (A et B). Cet écart est davantage expliqué au paragraphe suivant.

Enfin, les déplacements transversaux sont beaucoup plus faibles que les déplacements longitudinaux. Le rapport du déplacement longitudinal maximal et du déplacement transversal maximal est de l'ordre de 3 à 4 et le rapport des moyennes est de l'ordre de 2. Ce résultat est logique puisque la rigidité est plus importante dans le sens transversal (portique) que dans le sens longitudinal.

Tableau 4.5 Déplacements transversaux maximaux (mm) en tête de colonne

	Classe de Sol C				Classe de Sol D			
Modèle	**P1 (0,31%)**	**P2 (0,56%)**	**P3 (0,83%)**	**P4 (1,08%)**	**P1 (0,31%)**	**P2 (0,56%)**	**P3 (0,83%)**	**P4 (1,08%)**
Δ_{moy}	30,3	29,8	30,3	28,7	26,2	24,2	24,4	21,4
Δ_{max}	36,5	32,7	33,7	32,3	29,6	31,9	26,1	23,4
Δ_{min}	20	23,5	25,4	25,2	23,7	13,1	21,9	16,7
Écart type	6,2	3,75	3,6	2,7	2,3	7,2	1,5	2,8

c) **Vecteur déplacement**

Pour étudier le déplacement en tête de colonne, il peut être biaisé de considérer les déplacements longitudinaux ou les déplacements transversaux séparément. Les tendances peuvent ne pas être les mêmes comme observé pour les déplacements transversaux. Il est donc plus approprié d'étudier le vecteur déplacement $\overrightarrow{\Delta}$ défini par l'équation (4.2). Le Tableau 4.6 présente la valeur de $\overrightarrow{\Delta}$ pour les analyses réalisées pour les sites de classes C et D et pour les quatre modèles, P_1 (0,31%), P_2 (0,56%), P_3 (0,83%) et P_4 (1,08%).

$$\vec{\Delta}= \sqrt{\vec{\Delta}_x{}^2 + \vec{\Delta}_y{}^2} \qquad (4.2)$$

Tableau 4.6 Vecteur déplacement (mm) en tête de colonne

	Classe de site C				**Classe de site D**			
Modèle	P1 (0,31%)	P2 (0,56%)	P3 (0,83%)	P4 (1,08%)	P1 (0,31%)	P2 (0,56%)	P3 (0,83%)	P4 (1,08%)
$\|\Delta_{max}\|$	126,4	122,4	118,9	118,5	127,5	120,3	115,0	106,6
Δ_{moy}	73,6	71,6	70,3	69,6	86,2	76,4	76,2	72,4

Malgré l'écart des déplacements transversaux observés dans le paragraphe précédent entre les modèles P2 et P3, le vecteur déplacement suit les mêmes tendances que les déplacements longitudinaux. Plus le ratio ρ_l est petit, plus la norme du vecteur déplacement est importante. Aussi, plus la quantité d'armatures longitudinales est faible, plus les déplacements sont importants. Cette observation est évidente puisque si la quantité des aciers longitudinaux diminue, la résistance de la colonne est alors plus faible.

La comparaison des classes de sol C et D révèle que le déplacement moyen est toujours plus important pour un sol de classe D que pour un sol de classe C. Cet écart est de l'ordre de 6 à 20%. Pour les déplacements maximaux, la valeur des déplacements sont à peu près équivalent entre les deux classes de sols.

4.2.2 Efforts dans la colonne

Les analyses temporelles non-linéaires permettent d'obtenir les diagrammes d'interaction des moments M_X-M_Y à partir desquels les valeurs des moments maximaux dans chacune des directions orthogonales sont extraites. Le Tableau 4.7 ci-dessous présente les moments à la base des colonnes pour les différents modèles de colonnes et pour des sols de classe C et D. La charge axiale utilisée est la valeur maximale de la charge axiale obtenue pour chaque analyse spectrale. Elle demeure donc constante pour chaque analyse engendrant la double symétrie par rapport aux axes X et Y observée sur les diagrammes. Le moment positif est accompagné de tension alors que le moment négatif est accompagné de compression.

On observe que les moments augmentent avec le ratio d'armatures longitudinales. Il est observé que les valeurs des moments longitudinaux sont au moins deux fois supérieures à celles des moments transversaux. Pour les sols de classe C, le moment transversal de P4 est 20% plus grand que celui de P1. Pour la classe de sol D, la différence entre les deux modèles est de 26%. La différence des moments longitudinaux entre P4 et P1 est respectivement de 23% et 31% pour les sols de classe C et D. Plus la quantité d'armatures est importante, plus l'effort à la base de la colonne est important. Par ailleurs, les résultats révèlent également que les moments à la base des colonnes sont à peu près équivalents entre les deux classes de sol. La différence pour un même modèle étant inférieure à 5%.

Tableau 4.7 Moments maximaux (Kn.m) à la base de la colonne

	Sol de Classe C				**Sol de Classe D**			
Modèle	P1 (0,31%)	P2 (0,56%)	P3 (0,83%)	P4 (1,08%)	P1 (0,31%)	P2 (0,56%)	P3 (0,83%)	P4 (1,08%)
$\mathbf{(M_{TRANS})_{max}}$	1240	1400	1490	1490	1460	1510	1610	1840
$\mathbf{(M_{LONG})_{max}}$	2970	3210	3480	3660	2670	3130	3300	3500
$\mathbf{\lvert\vec{M}\rvert}$	3219	3502	3786	3952	3043	3475	3672	3954

Les diagrammes des moments obtenus avec les analyses non-linéaires sont présentés à la Figure 4.2 et à l'Annexe VII. Les surfaces de ruptures provenant du dimensionnement réalisé à l'aide de SpCol sont superposées sur les graphiques afin de pouvoir analyser le comportement bidirectionnel. Cependant, les résistances spécifiées du béton et de l'acier ont été utilisées avec SpCol alors que les résistances probables ont été utilisées avec Opensees. La résistance probable du béton a pour valeur $f_c' = 44{,}1$ MPa et celle de l'acier $f_y = 455$ MPa au lieu de la résistance spécifiée de $f_c' = 35$ MPa et de $f_y = 400$ MPa.

Sur les Figure 4.1 à Figure 4.4, les colonnes se plastifient puisqu'on observe que les moments dépassent la surface de rupture. Cette plastification est importante pour Nahanni et pour Les Éboulements. Le Tableau 4.8 établit le rapport des moments maximaux obtenus avec l'analyse temporelle non linéaire (Opensees) par rapport aux moments de plastification (SpCol), dans le sens transversal et dans le sens longitudinal. Il s'agit d'une bonne indication pour rendre compte du niveau de la plastification de la colonne. On constate que les colonnes se plastifient dans les sens longitudinal et transversal. Toutefois, il faut prendre compte du fait que les moments de plastification ont été établis à partir des résistances spécifiées alors que les moments maximaux ont été obtenus avec les résistances probables. Á la lumière de ces résultats, la formation de rotules plastiques en pied de colonne apparait comme très probable dans les deux sens, pour les quatre modèles et pour les deux classes de sols ce qui est cohérent avec les résultats de déplacement en tête de colonne.

Tableau 4.8 Rapport des moments longitudinaux et transversaux maximaux et du moment de plastification

	Sol de Classe C				**Sol de Classe D**			
Modèle	**P1 (0,31%)**	**P2 (0,56%)**	**P3 (0,83%)**	**P4 (1,08%)**	**P1 (0,31%)**	**P2 (0,56%)**	**P3 (0,83%)**	**P4 (1,08%)**
$\frac{(M_{TRANS})_{max}}{M_{y,Y}}$	1,36	1,33	1,27	1,11	1,60	1,43	1,38	1,37
$\frac{(M_{LONG})_{max}}{M_{y,X}}$	1,65	1,55	1,52	1,40	1,68	1,51	1,44	1,34

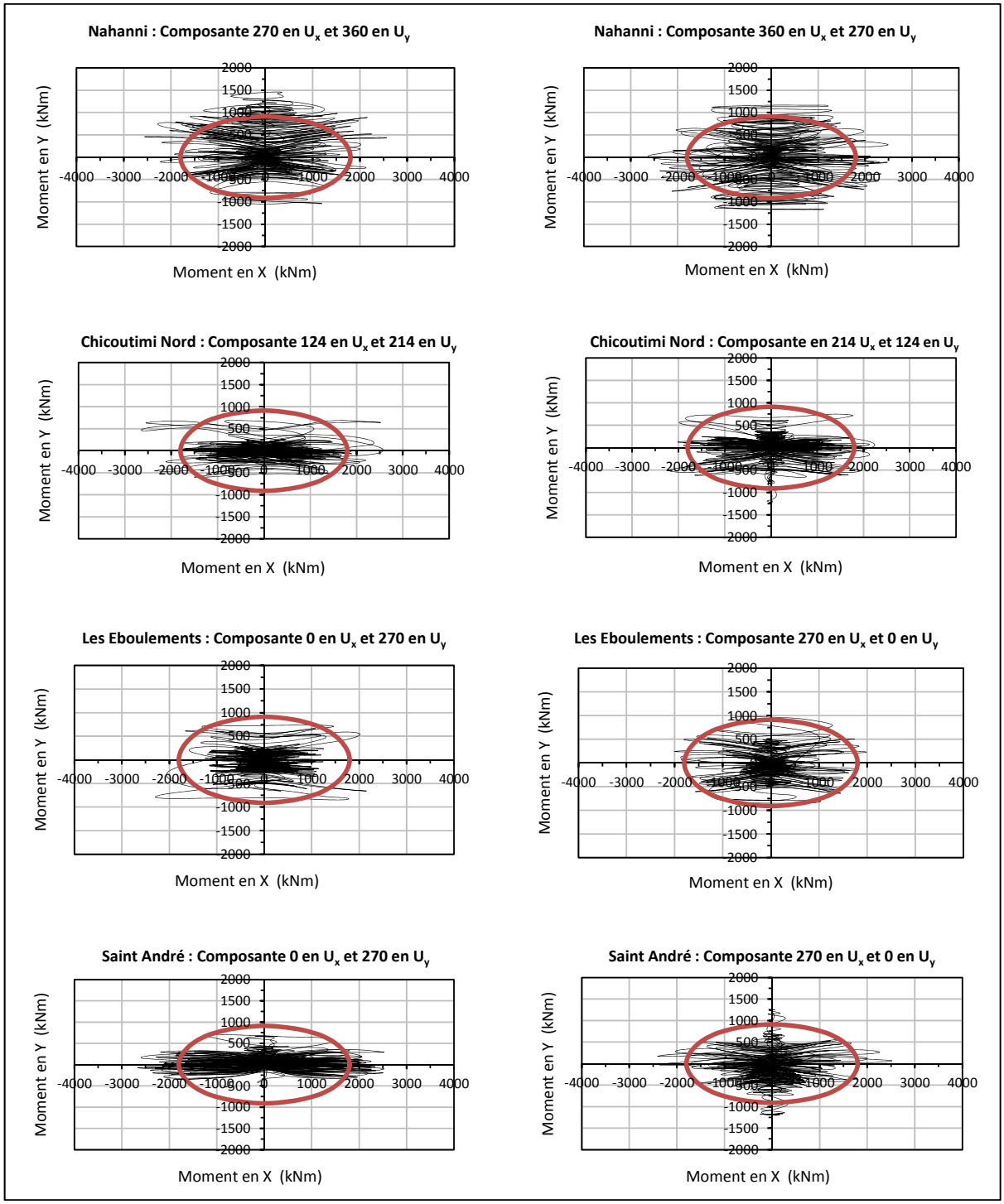


Figure 4.1 Diagrammes des moments et surface de rupture de la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe D

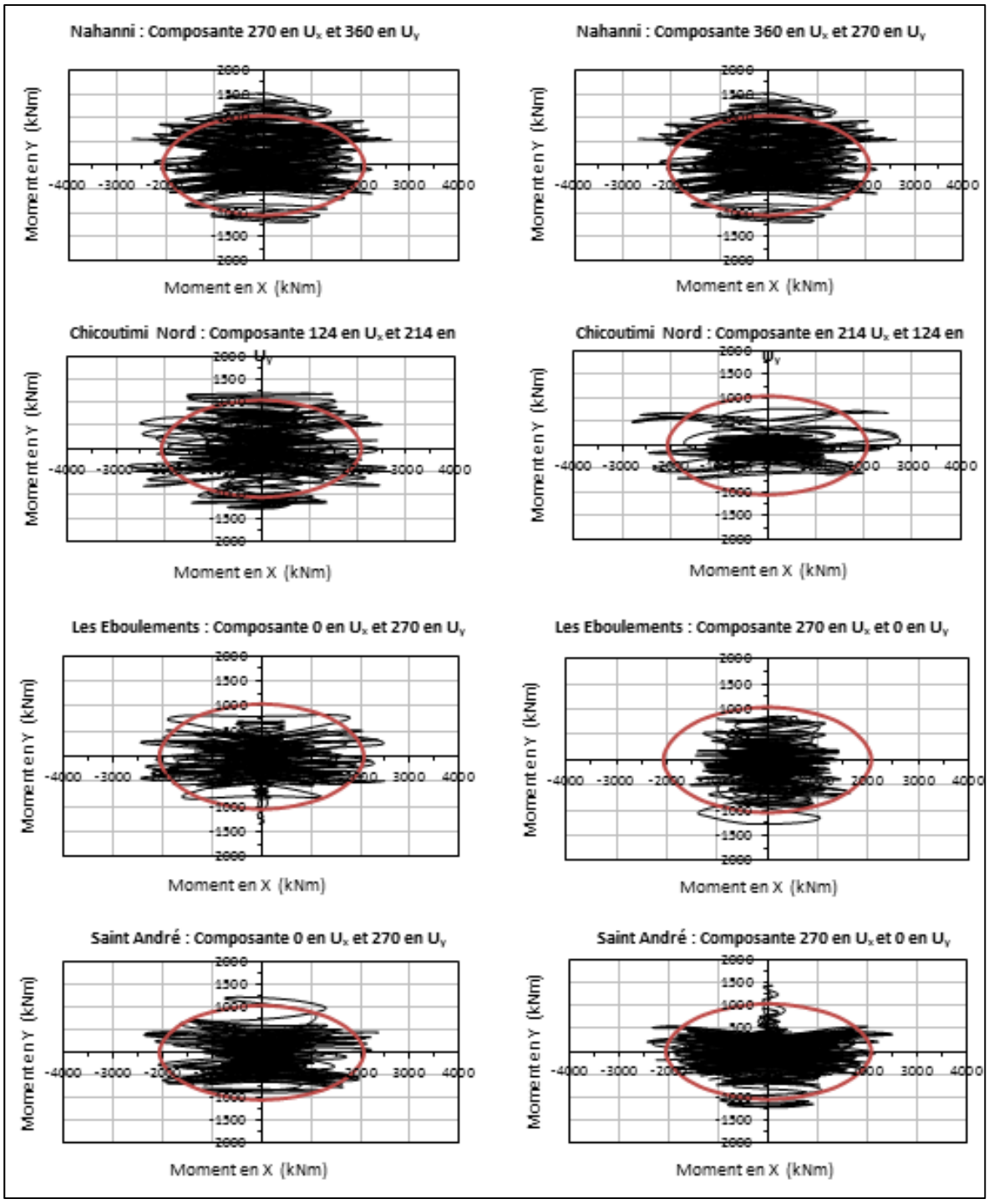


Figure 4.2 Diagrammes des moments et surface de rupture de la colonne armée à 0,56% pour un sol de classe D

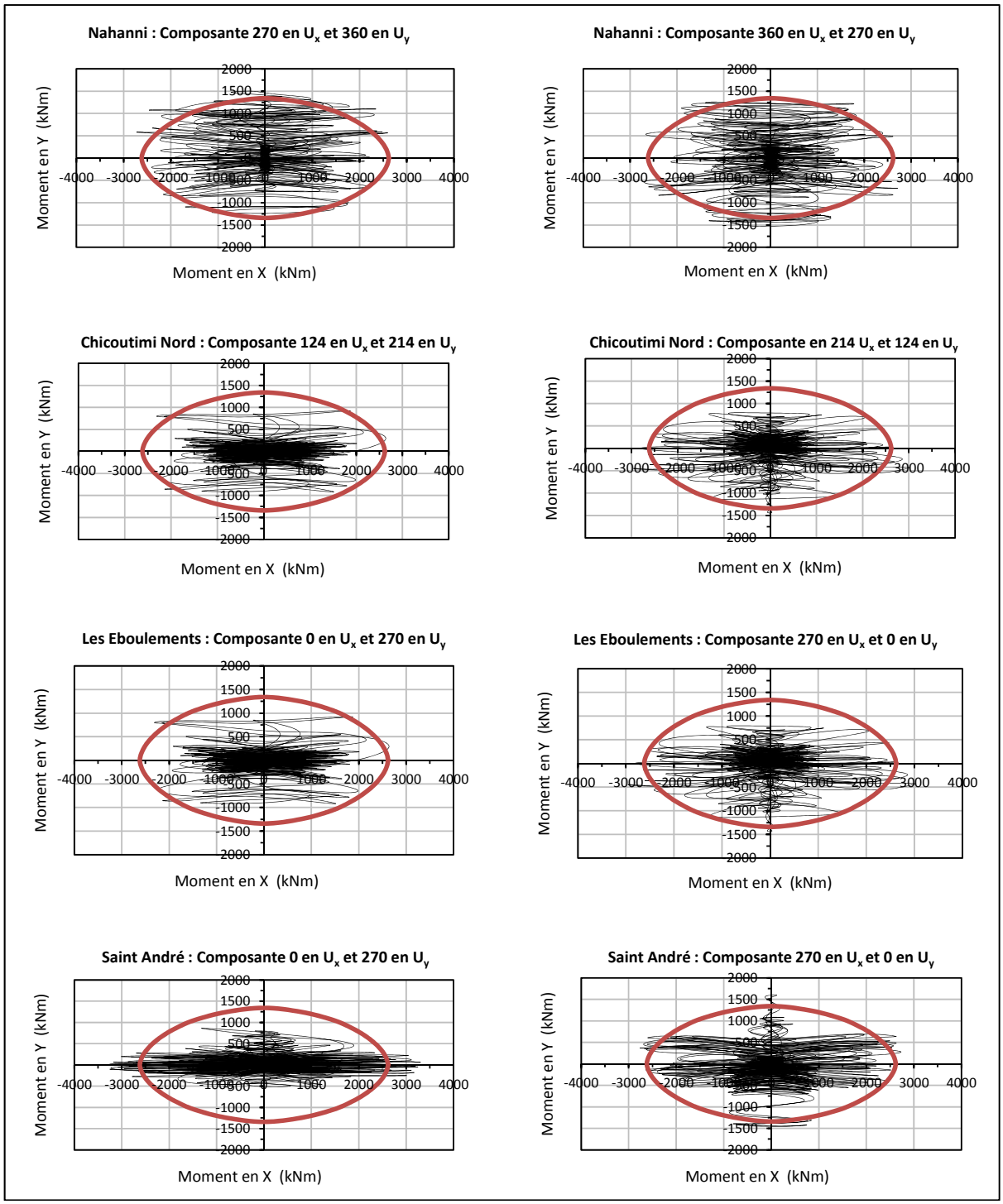


Figure 4.3 Diagrammes des moments et surface de rupture
de la colonne armée à 0,83% pour un sol de classe D

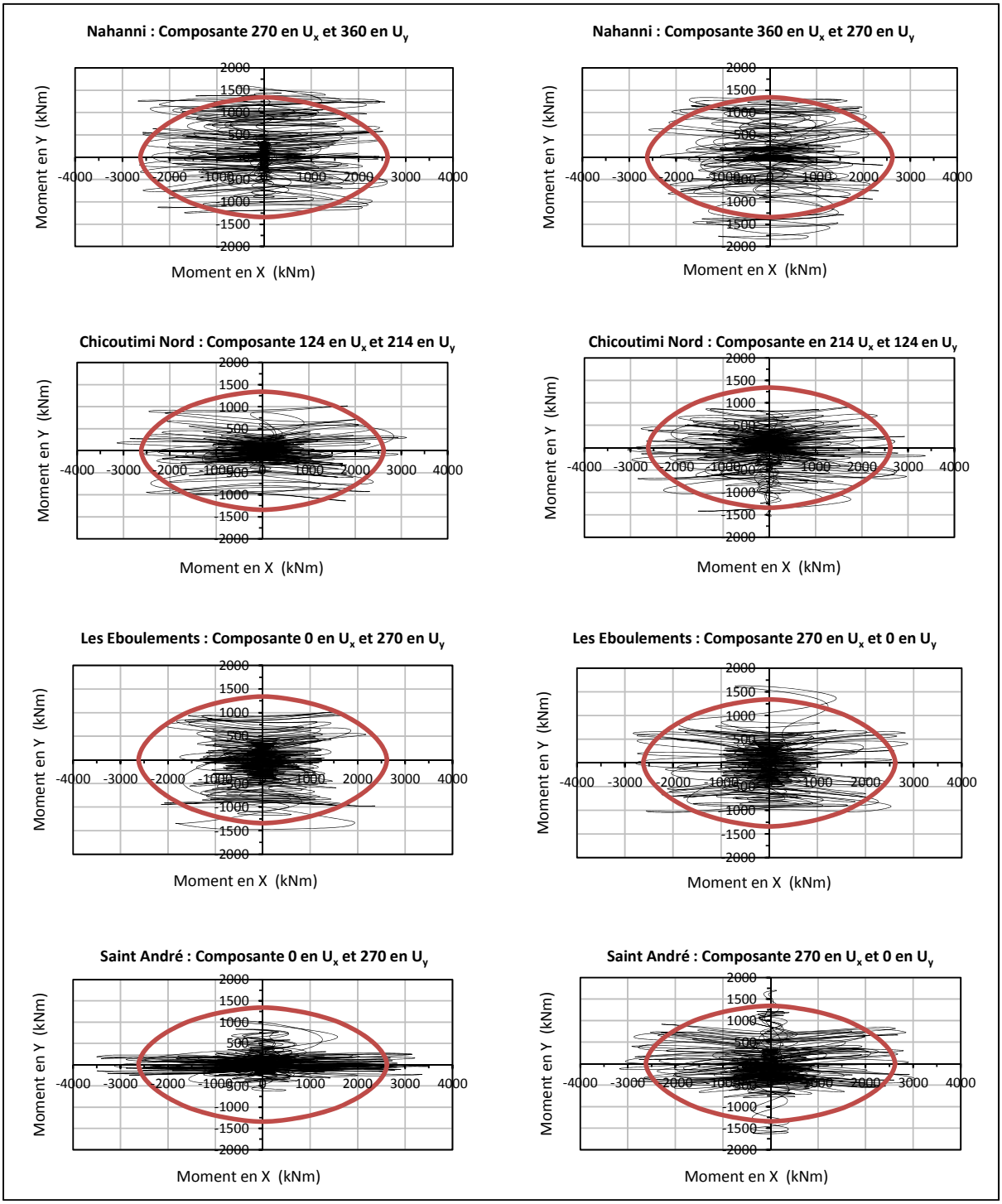


Figure 4.4 Diagrammes des moments et surface de rupture
de la colonne armée à 1,08% pour un sol de classe D

4.2.3 Déformations des fibres du béton non confiné :

L'analyse des fibres du béton non confiné donne les résultats présentés au Tableau 4.9. Les courbes contraintes-déformations sont également présentées sur la Figure 4.6. Il s'agit des courbes obtenues pour la colonne armée à 0,56% et se trouvant sur un sol de classe C. Les courbes des autres analyses sont présentées à l'Annexe VIII. Les valeurs dans le tableau dont la casse est en gras sur le Tableau 4.9 sont les valeurs maximales. La figure 4.5 ci—dessous montre l'emplacement des quatre fibres de béton confiné du Tableau 4.9. Durant les mouvements sismiques bidirectionnels, les fibres dans les coins sont les plus sollicitées. Ainsi, seules les quatre fibres se trouvant dans les coins seront étudiées pour le béton confiné, non confiné et les armatures de chacun des modèles.

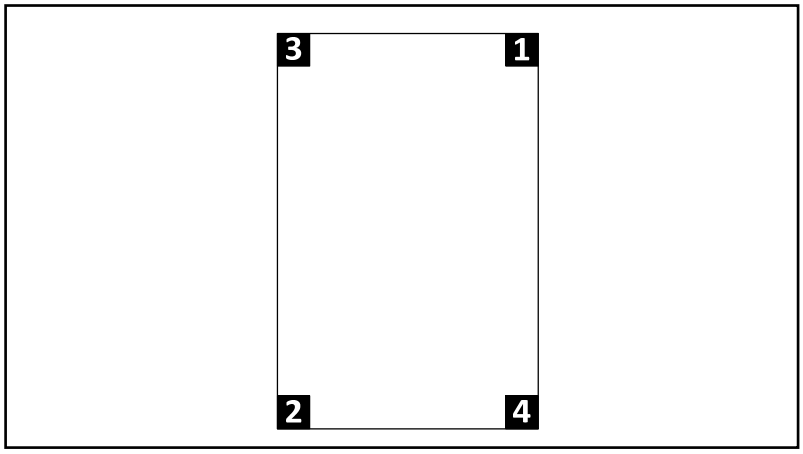


Figure 4.5 Localisation des fibres de béton non confiné

Pour le modèle P1, la fibre subissant la plus grande déformation pour un sol de classe C est la fibre 2 avec une déformation de 0,0112 m/m. Pour le même modèle mais pour un sol de classe D, la déformation maximale est de 0,0125 m/m pour la fibre 4. Pour P2, la déformation maximale est de 0,011 m/m contre 0,012 m/m respectivement pour les sols de classe C et D. Ces résultats confirment que les colonnes les moins armées sont celles qui admettent les déformations les plus importantes. Les déformations sur sol de classe D sont

plus importantes que les déformations obtenues sur un sol de classe C. Ainsi, les déformations sont plus grandes lorsque la classe de sol est plus défavorable.

Tableau 4.9 Déformations unitaires (m/m) dans les fibres de béton non confiné

	Classe de Sol C				**Classe de Sol D**			
Modèle	P1 (0,31%)	P2 (0,56%)	P3 (0,83%)	P4 (1,08%)	P1 (0,31%)	P2 (0,56%)	P3 (0,83%)	P4 (1,08%)
$(\varepsilon_{c,\,max})_{\text{Fibre 1}}$	-0,0105	-0,0093	-0,0091	-0,0083	-0,0116	-0,0099	**-0,0114**	**-0,0107**
$(\varepsilon_{c,\,max})_{\text{Fibre 2}}$	**-0,0112**	-0,0098	-0,0092	**-0,0102**	-0,0104	-0,0106	-0,0096	-0,0080
$(\varepsilon_{c,\,max})_{\text{Fibre 3}}$	-0,0102	**-0,0109**	**-0,0099**	-0,009	-0,0106	-0,011	-0,0097	-0,0096
$(\varepsilon_{c,\,max})_{\text{Fibre 4}}$	-0,0108	-0,0097	-0,0091	-0,0088	**-0,0125**	**-0,0119**	-0,0111	-0,0103

Note : Les valeurs négatives des déformations correspondent à des déformations de compression.

On présente sur la Figure 4.6, les courbes contraintes-déformations pour chacune des fibres de béton non confiné se trouvant dans les coins de la section.

Pour Nahanni, les courbes suivent parfaitement le modèle de béton non confiné de Mander présenté à la Figure 3.9. Les quatre fibres se plastifient en compression très rapidement pour atteindre la compression probable de 44,1 MPa à la déformation plastique de ε_p = - 0,002 m/m. La déformation ultime du béton non confiné est observée pour une déformation ε_c de -0,005 m/m. Pour des valeurs de déformations supérieures à ε_u, en valeur absolue, on observe que la résistance du béton se dégrade très rapidement. Cela se voit au palier horizontal lorsque les déformations sont inférieures à -0,005 m/m. Il est très probable que la colonne ait perdu le béton de recouvrement pour de telles déformations. Par ailleurs, le modèle de Mander considère l'éclatement du béton non confiné. Toutefois, ce béton joue le rôle de fusible et sa perte ne conduit pas à la dégradation de la résistance de la colonne. Seules les

analyses des fibres de béton confiné et des fibres d'acier permettront de l’affirmer. En tension, le béton a très vite atteint sa capacité maximale. On constate qu'il y a des pertes soudaines de résistance. Il s'agit de fissures de tension qui se referment en compression.

Pour l'analyse réalisée avec les deux composantes de Chicoutimi Nord, seules les fibres 1 et 4 atteignent l'ultime. Cependant, si les fibres 2 et 3 n'ont pas atteint la déformation ultime, elles ont subi plusieurs cycles de plastification et l'intégrité du béton non confiné a fortement été altérée. Pour Saint André et Les Éboulements, la déformation ultime a été atteinte pour la fibre 3 et les fibres 2 et 3, respectivement.

Les courbes contraintes-déformations des autres analyses sont présentées dans l’Annexe VIII.

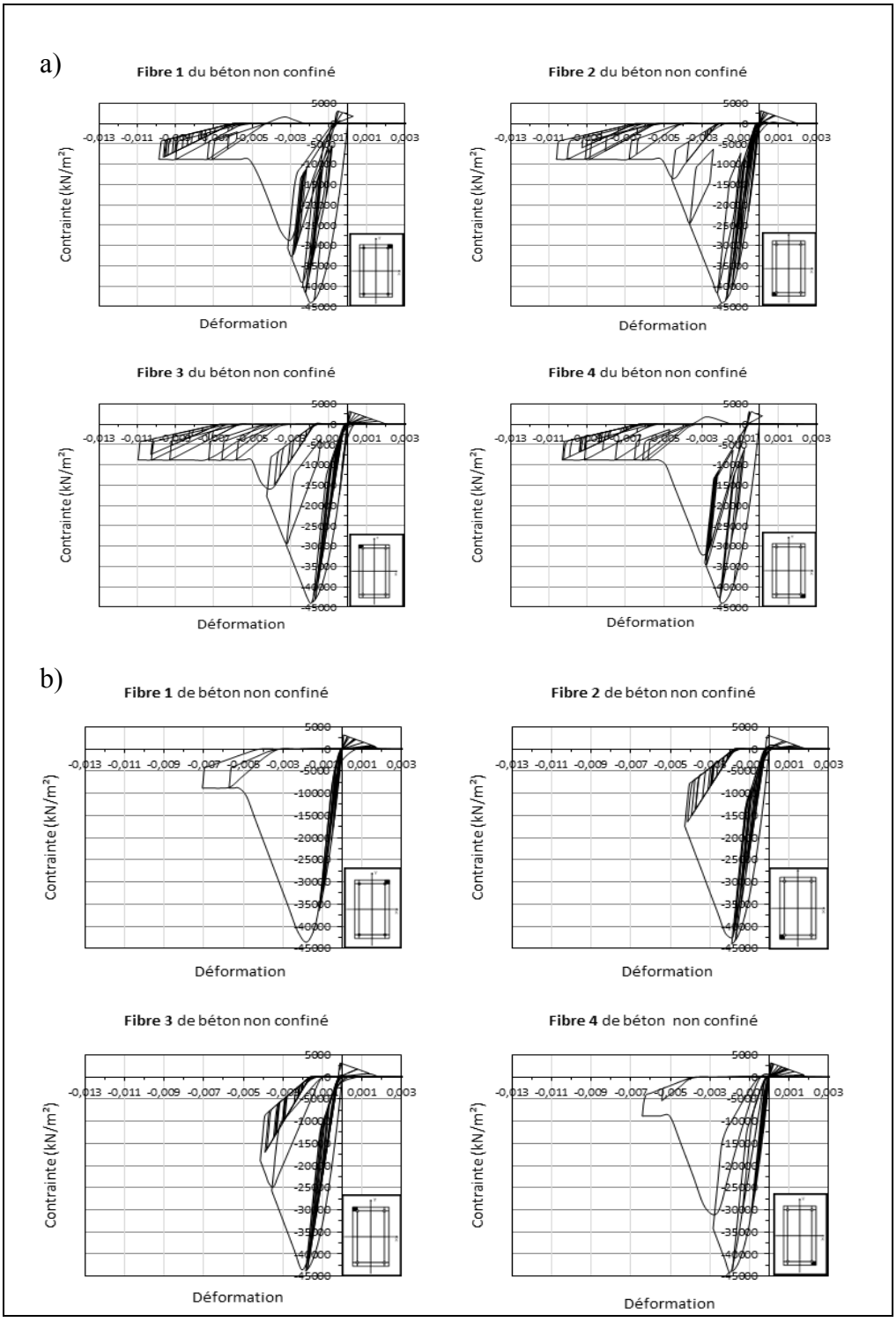
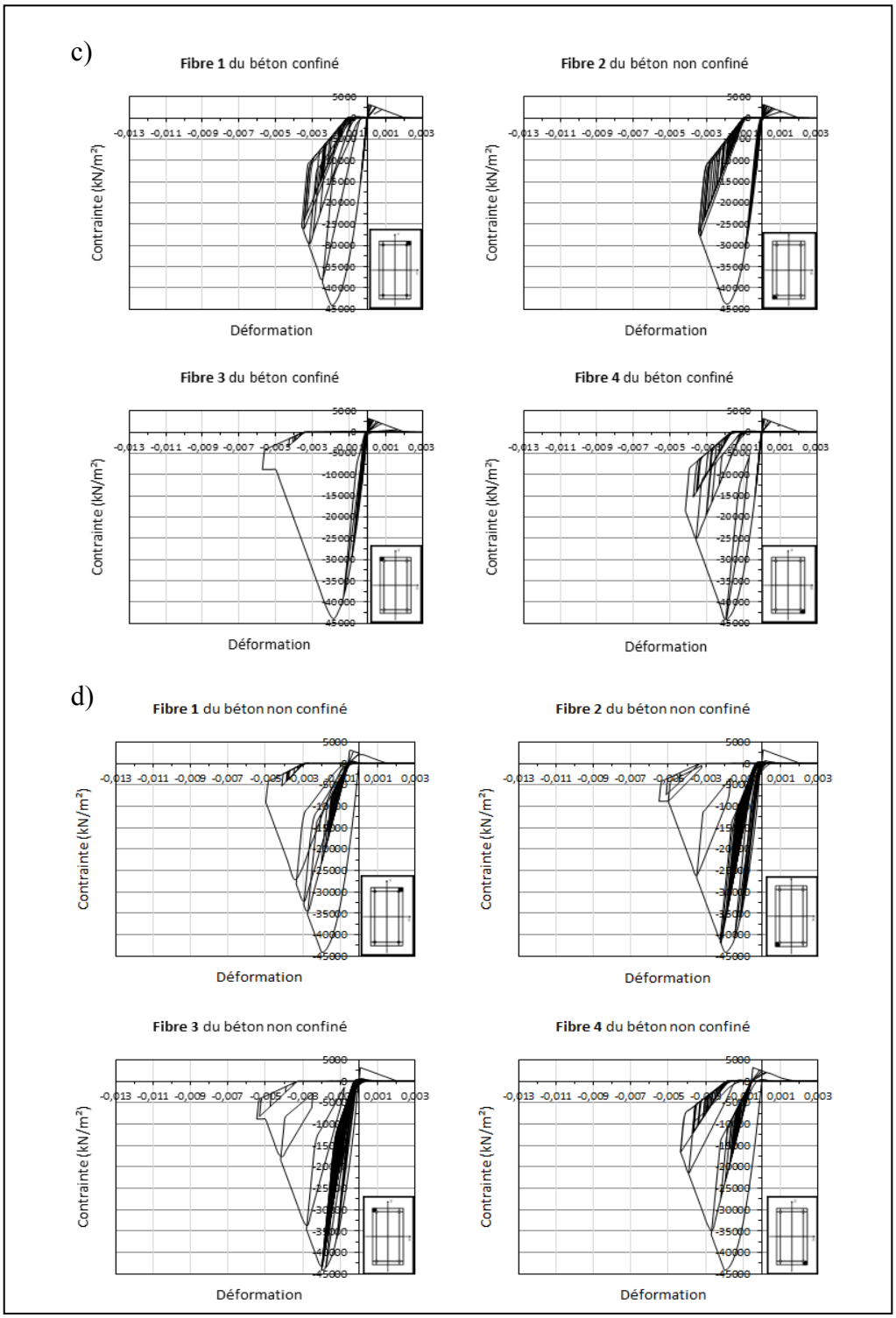


Figure 4.6 Déformations des fibres de béton non confiné pour la colonne armée à 0,56% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord;



(suite) Déformations des fibres de béton non confiné pour la colonne armée à 0,56% pour un sol de classe D : (c) St-André et (d) Les Éboulements

4.2.4 Déformations des fibres des aciers d'armatures :

Les résultats des fibres d'armature sont présentés dans le Tableau 4.10, sur la Figure 4.8 et à l'Annexe IX. La Figure 4.7 montre l'emplacement des fibres d'armatures considérées dans le Tableau 4.10.

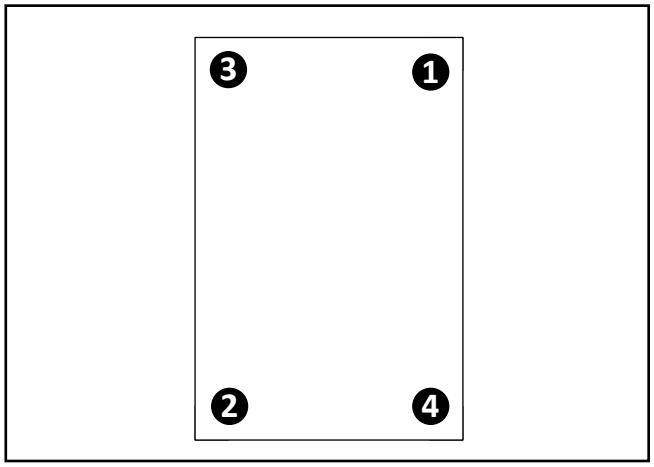


Figure 4.7 Localisation des armatures

La déformation maximale observée a pour valeur $\varepsilon_s = 0{,}02175$ m/m. A titre d'information, la déformation ultime des armatures est de $\varepsilon_{su} = 0{,}12$ m/m et la déformation plastique a pour ordre de grandeur $\varepsilon_s = 0{,}002$ m/m. Les résultats de l'analyse non-linéaire ainsi que les courbes de la Figure 4.8 montrent que les niveaux de déformation plastique sont assez élevés. La limite élastique est très rapidement atteinte et les fibres se déforment ensuite en suivant le palier de plasticité. Cependant, on se trouve loin de l'ultime ($\varepsilon_{su} = 0{,}12$ m/m) puisque la déformation maximale en compression des fibres d'acier a pour valeur $\varepsilon_s = 0{,}02175$ m/m. Les déformations sont logiquement plus importantes pour les colonnes les moins armées. La section des aciers étant plus petite dans ces piles, il est normal que les déformations soient plus grandes lorsque la colonne est soumise à la même sollicitation. En revanche, pour un modèle donné, les différences entre les déformations résultant des analyses réalisées sur les sols de classe C et D demeurent très faibles. Les fibres admettant la déformation maximale

pour chacun des modèles et pour une classe de sol donnée (valeur en gras sur le Tableau 4.10) restent bien plus importantes pour les analyses sur sol de classe D que sur sol de classe C. Par exemple, pour le modèle P1, la déformation maximale des quatre fibres vaut 0,020 m/m sur sol de classe C contre 0,0218 m/m sur sol de classe D. Pour P4, les déformations maximales sont respectivement de 0,0186 m/m et de 0,0192 m/m pour les sols de classe de sol C et de D.

Tableau 4.10 Déformations unitaires maximales (m/m) dans les fibres d'armature

	Classe de Sol C				**Classe de Sol D**			
Modèle	P1 (0,31%)	P2 (0,56%)	P3 (0,83%)	P4 (1,08%)	P1 (0,31%)	P2 (0,56%)	P3 (0,83%)	P4 (1,08%)
$(\varepsilon_{s\,max})_{Fibre\ 1}$	**0,0203**	**0,0191**	0,0173	0,0178	**0,0218**	0,0191	0,0173	0,0174
$(\varepsilon_{s\,max})_{Fibre\ 2}$	**0,0175**	0,016	0,016	0,0137	**0,0207**	0,018	0,0176	0,0186
$(\varepsilon_{s\,max})_{Fibre\ 3}$	**0,0183**	0,016	0,0156	0,0146	**0,0204**	0,0182	0,0184	**0,0192**
$(\varepsilon_{s\,max})_{Fibre\ 4}$	**0,020**	**0,0188**	0,0181	0,0186	**0,0203**	**0,0193**	0,0173	0,0174

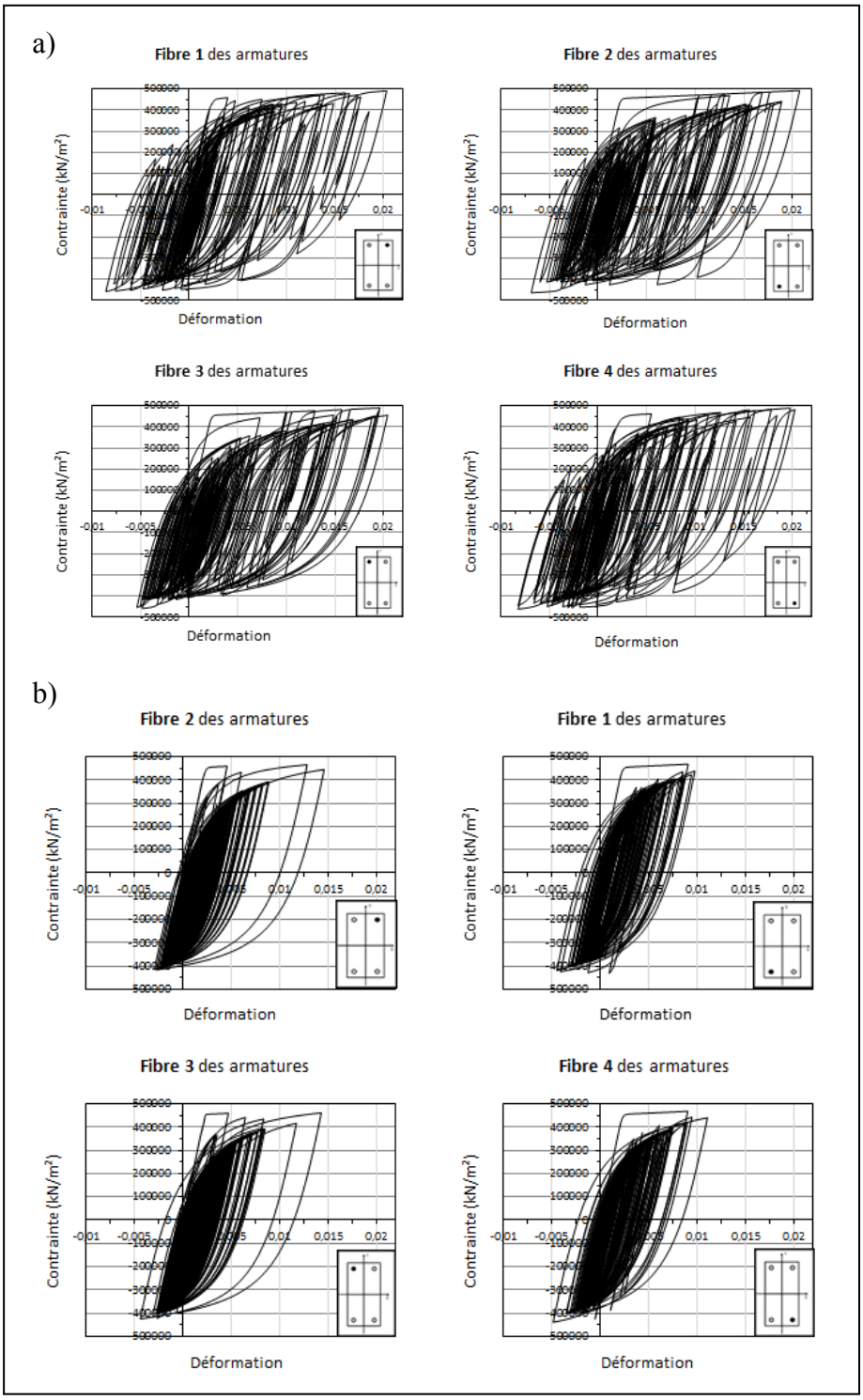
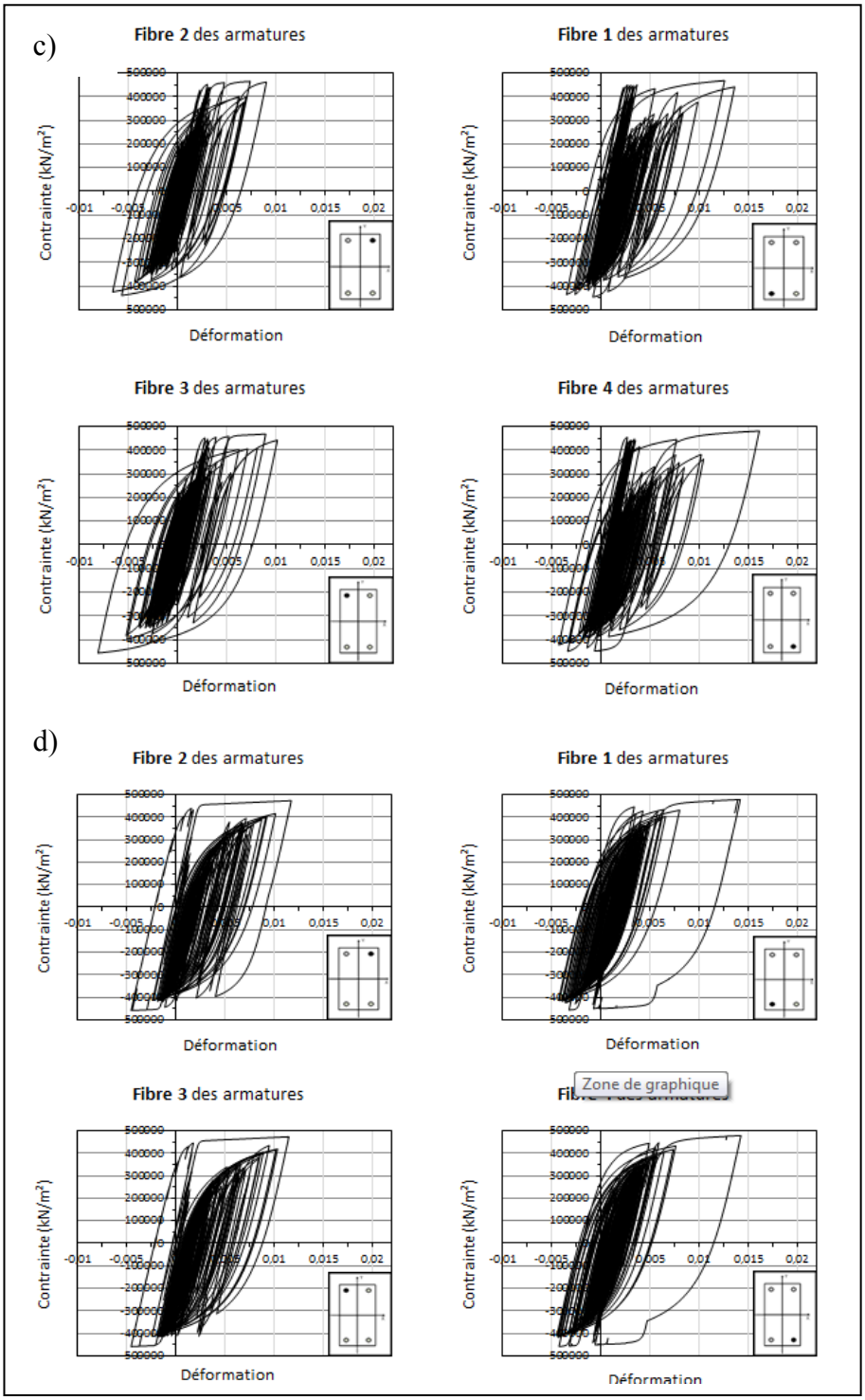


Figure 4.8 Déformations des fibres des aciers pour la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord



(suite) Déformations des fibres des aciers pour la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe D : (c) St-André et (d) Les Éboulements

4.2.5 Déformations des fibres de béton confiné

Les déformations maximales des fibres de béton confiné sont présentées dans le Tableau 4.11 et les courbes contraintes-déformations sont présentées sur la Figure 4.10 et en Annexe X. La Figure 4.8 montre l'emplacement des fibres de béton confiné du Tableau 4.11. Pour le modèle de Mander présentement utilisé, la déformation à l'ultime du béton confiné ε_{ccu} est de 0,0374 m/m. Les niveaux de la déformation maximale obtenus sont loin de la déformation ultime permise par le modèle puisque la déformation maximale observée a pour valeur $\varepsilon_{cc,\,max}$ est de 0,00978 m/m pour la fibre 1 du modèle armé à 0.31% sur sol de classe D. Les niveaux de plastification quant à eux sont importants. La capacité maximale en compression de 63,8 MPa est très vite atteinte, pour une déformation plastique de ε_p = - 0,006465m/m.

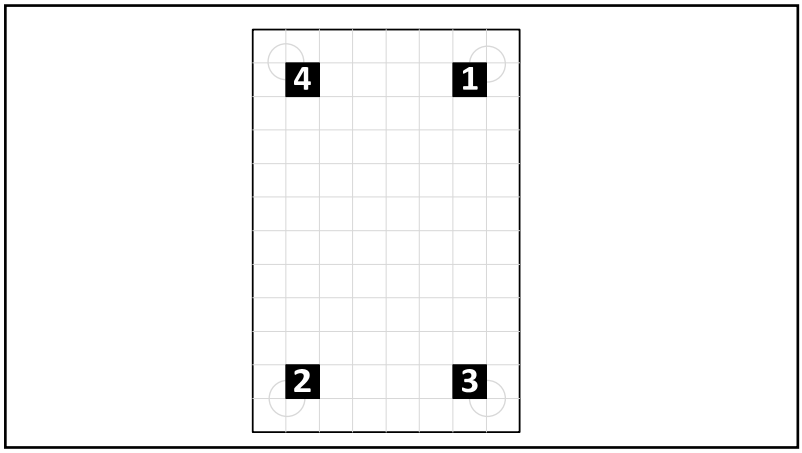


Figure 4.9 Localisation des fibres de béton confiné

Les courbes montrent que les fibres de béton ont un comportement en compression satisfaisant puis qu'elles se déforment dans le domaine plastique et n'atteignent pas la rupture. Les données issues de l'analyse avec les enregistrements de Nahanni dévoilent des déformations bien plus importantes qu'avec les autres accélérogrammes. Les résultats du tableau exposés ci-dessous représentent, comme les autres résultats, la valeur maximale obtenue sur l'ensemble des quatre analyses pour un pourcentage d'armature longitudinale donné et pour une classe de sol donnée.

Les fibres de béton confiné soumises aux mouvements de sols enregistrés à la station de Chicoutimi-Nord montrent un comportement plastique avancé. Par contre, les enregistrements des stations Saint-André et Les Éboulements ne sont pas assez intenses. Le béton confiné se déforme principalement dans le domaine élastique. Pour toutes les fibres de béton confiné dont les résultats sont synthétisés dans le Tableau 4.11 et sur les courbes en Annexe X, le béton confiné se comporte parfaitement puis qu'il n'y a pas rupture du matériau (l'ultime n'est pas atteint).

Les valeurs des déformations maximales en gras respectent le comportement observé pour les fibres de béton non confiné et les fibres des aciers d'armatures. Les déformations sont donc plus importantes pour les colonnes les moins armées et pour la classe de sol la plus défavorable. A titre d'exemple, la déformation maximale est $\varepsilon_{cc,\,max}$ = - 0,0089 m/m pour P1 sur sol de classe C alors qu'elle est de $\varepsilon_{cc,\,max}$ = - 0,098 m/m pour P1 se trouvant sur sol de classe D. À l'extrême, le modèle P4 armé à 1,08% donne des déformations égales à $\varepsilon_{cc,\,max}$ = - 0,0081 m/m pour le sol de classe C et $\varepsilon_{cc,\,max}$ = - 0,008 m/m pour le sol de classe D.

Tableau 4.11 Déformations maximales unitaires (m/m) dans les fibres de béton confiné

	Sol de Classe C				**Sol de Classe D**			
Modèle	**P1 (0,31%)**	**P2 (0,56%)**	**P3 (0,83%)**	**P4 (1,08%)**	**P1 (0,31%)**	**P2 (0,56%)**	**P3 (0,83%)**	**P4 (1,08%)**
$(\varepsilon_{cc\ max})_{Fibre1}$	**-0,0089**	-0,0078	-0,0077	-0,0071	**-0,0098**	**-0,0093**	-0,0085	-0,0084
$(\varepsilon_{cc\ max})_{Fibre2}$	**-0,085**	-0,0071	-0,0071	-0,079	**-0,0078**	**-0,0079**	-0,0074	-0,0071
$(\varepsilon_{cc\ max})_{Fibre3}$	-0,0077	-0,0069	-0,0071	**-0,0081**	**-0,0080**	**-0,0083**	-0,0072	-0,0072
$(\varepsilon_{cc\ max})_{Fibre4}$	-0,0068	-0,0055	**-0,0077**	-0,0040	**-0,0095**	-0,0074	**-0,0087**	-0,0072

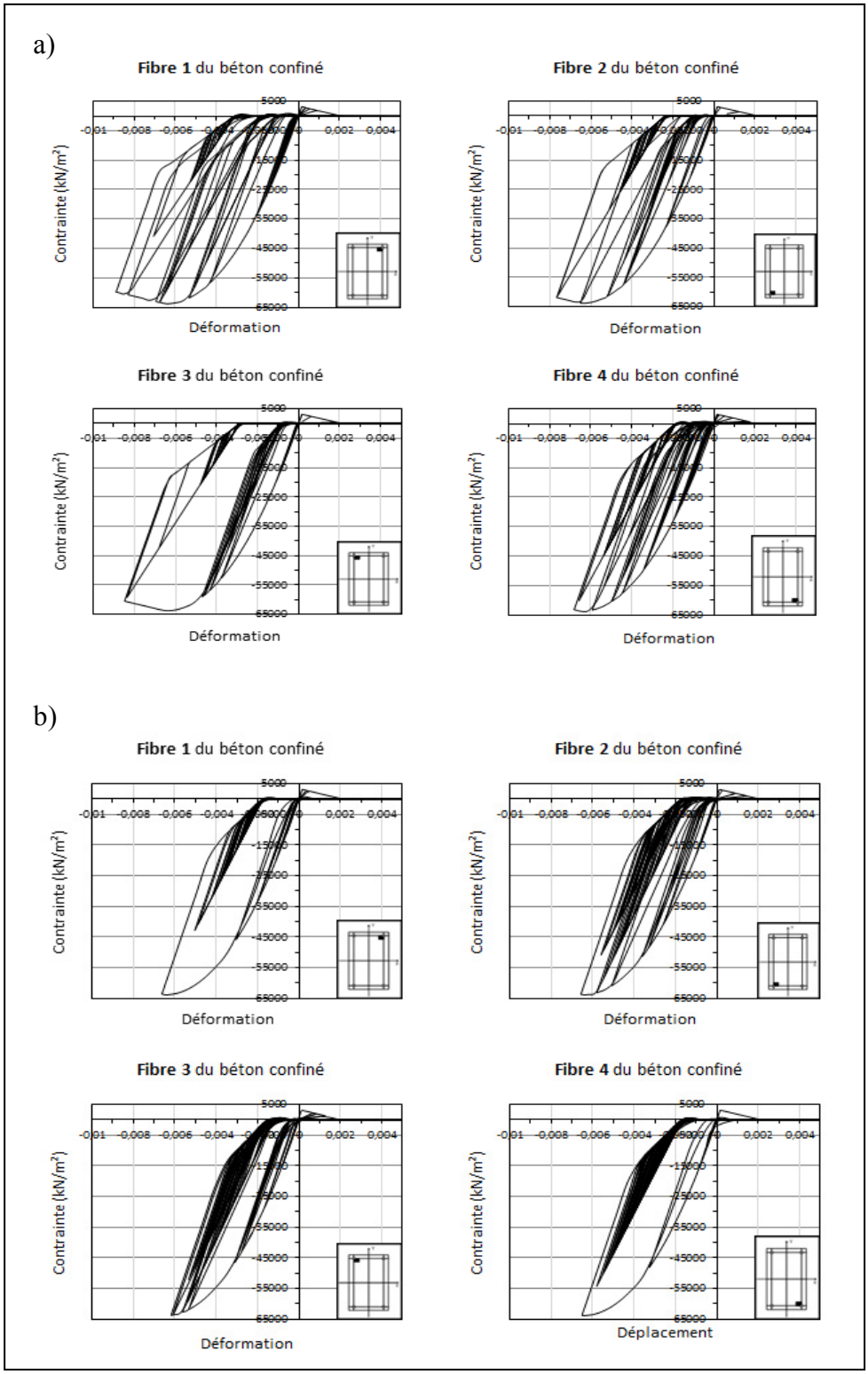
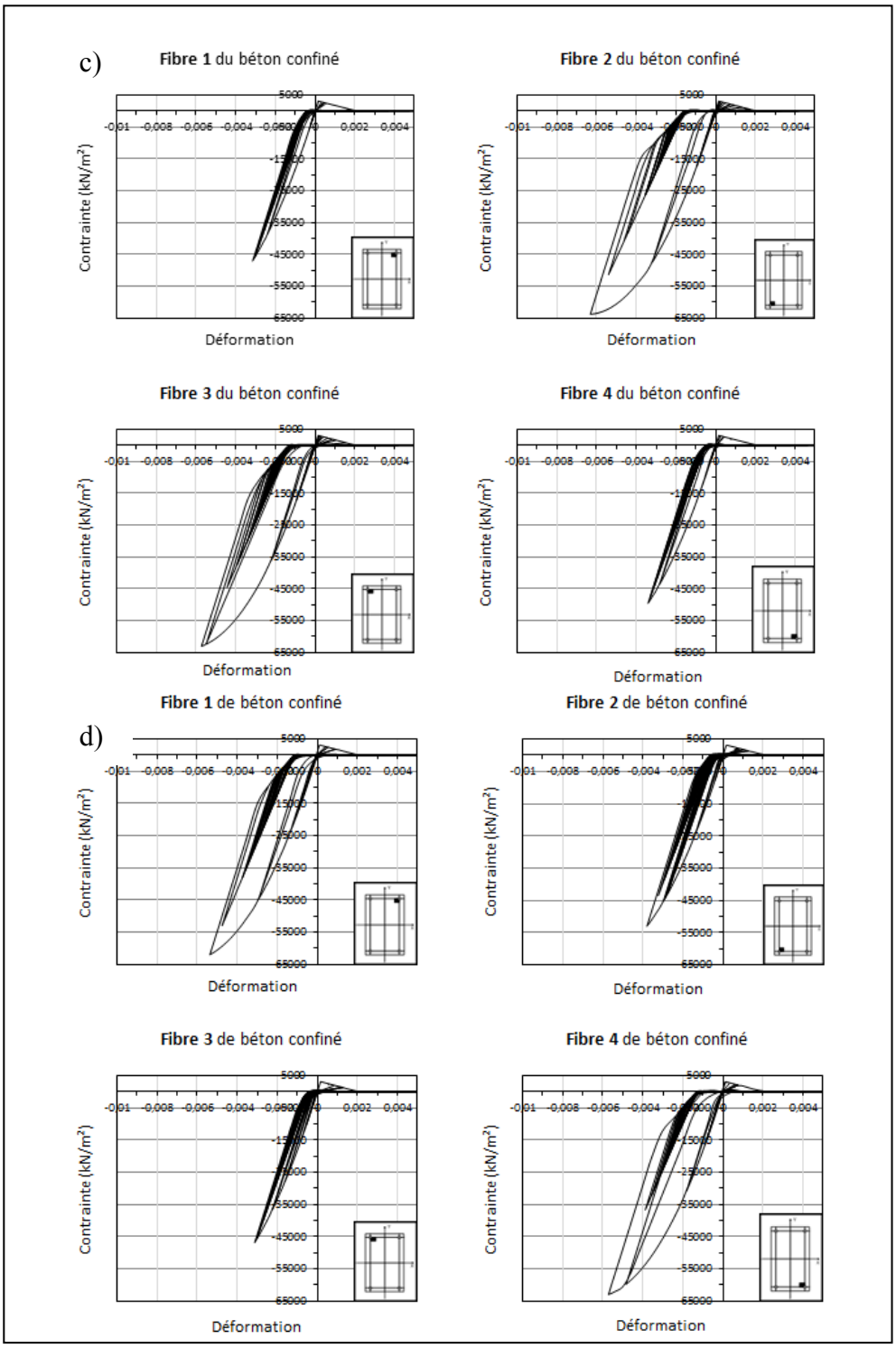


Figure 4.10 Déformations des fibres de béton confiné pour la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe C : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord



(suite) Déformations des fibres de béton confiné pour la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe C : (c) St-André et (d) Les Éboulements

4.2.6 Ductilité en déplacement

Sous l'effet de mouvements sismiques bidirectionnels, les colonnes de pont doivent être capables de se déformer dans le domaine inélastique pendant plusieurs cycles de déformation sans perdre de rigidité ou de résistance. Il s'agit ici de la définition de la ductilité (Priestley *et al.*, 1996). Dès lors, les colonnes sont dimensionnées en intégrant des systèmes de dissipation de l'énergie aux endroits où la déformation plastique est la plus importante. Ces dissipateurs d'énergie sont appelés rotules plastiques. Il existe deux types de ductilité, la ductilité en courbure μ_φ et en déplacement μ_Δ données par les équations suivantes :

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \tag{4.3}$$

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{4.4}$$

Où φ_u et Δ_u sont la courbure et le déplacement à l'ultime et φ_y et Δ_y sont la courbure et le déplacement plastique.

Le paramètre φ_y correspond à la courbure de plastification, i.e. la valeur à laquelle la rotule plastique va commencer à se former. Son expression correspond au rapport du moment nominal M_n et de la rigidité effective $E_c I_e$:

$$\varphi_y = \frac{M_n}{E_c I_e} \tag{4.5}$$

Où E_c est le module élastique du béton et I_e l'inertie effective de la zone fissurée de béton. I_e est pris égal à 0,7 dans la direction forte et 0,5 dans la direction faible, tel que suggéré par Priestley *et al.* (1996). Les moments nominaux sont obtenus à l'aide du logiciel SpCol.

Ils correspondent à la valeur maximale du moment lorsque la déformation en compression de la fibre extrême du béton atteint la déformation ultime ε_{cu}.

La courbure ultime φ_u est le rapport entre la déformation ultime du béton ε_{cu} et la distance entre la fibre extrême et l'axe neutre c_u.

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c_u} \tag{4.6}$$

Le déplacement plastique Δ_y est déterminé par l'équation (4.7) ou graphiquement, à l'aide des courbes charge axiale-déplacement générées par la série d'analyses statiques non-linéaires à l'aide du logiciel Response (Bentz et Collins, 2001)

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y H^2}{3} \tag{4.7}$$

Avec H, la distance entre la base de la rotule plastique et le centre du chevêtre.

Pour calculer la ductilité maximale des analyses non linéaires, il faut faire le rapport du déplacement maximal obtenu en tête de colonne $\Delta_{\max}$ et du déplacement plastique Δ_y.

La méthode graphique illustrée à la Figure 4.11 permet de déterminer le déplacement maximal élastique en traçant la tangente à l'origine (petits pointillés) de la courbe représentant le charge appliquée en fonction du déplacement. On trace ensuite la droite (grands pointillés) ayant comme départ, le point de la courbe avant la dégradation de la résistance et joignant la tangente à l'origine. Il faut que les aires A1 et A2 entre la courbe et la droite se trouvant au-dessus (A1) et en-dessous (A2) soient équivalentes. On prend alors 80% de l'ordonnée du point d'intersection entre les droites et l'abscisse correspondant donne la valeur estimée du déplacement plastique.

Pour l'exemple se trouvant ci-dessous (Figure 4.11), il s'agit de la courbe de la charge appliquée en fonction de la déformation pour la colonne armée avec un ratio d'armatures longitudinales de 0,31% selon l'axe faible. L'ordonnée de l'intersection de la tangente à l'ordonnée en petits pointillés et de la droite en grands pointillés a pour valeur 122 kN. Le déplacement plastique correspond donc à l'abscisse du point de la courbe ayant 97,6 kN comme ordonnée, soit 80% de 122 kN. Le résultat donne Δ_y= 12,50 mm.

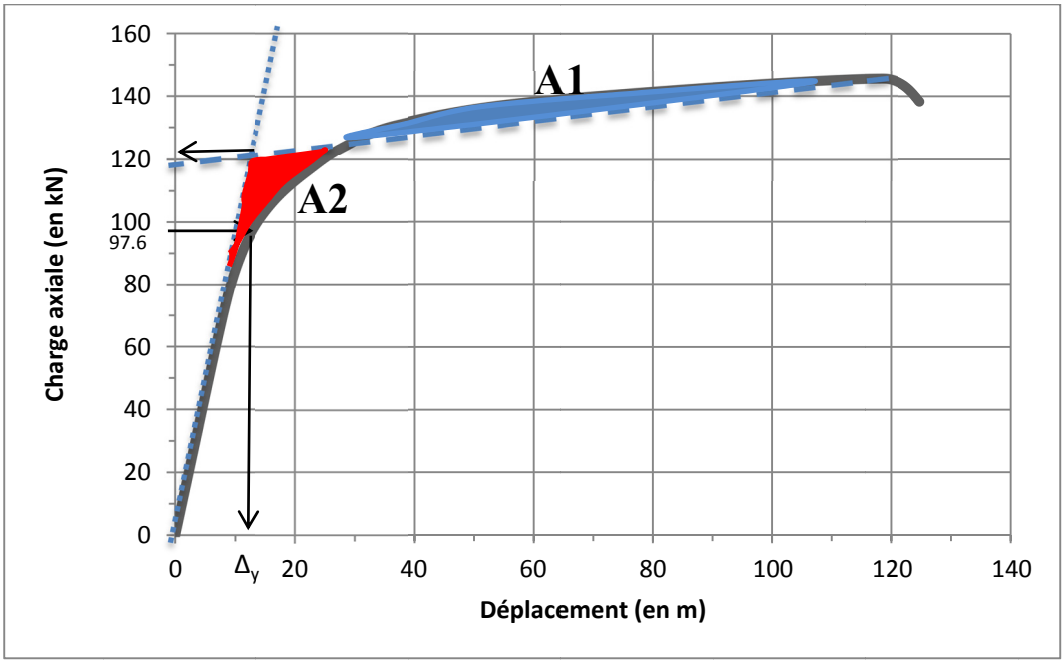


Figure 4.11 Analyse de charge axiale en fonction du déplacement selon X pour la colonne armée avec un ratio de 0,31%

Le Tableau 4.12 donne les ductilités obtenues dans les sens transversal et longitudinal pour les quatre différents ratios d'armatures longitudinales et pour les classes de site C et D. Les ductilités les plus importantes sont obtenues sur sol de classe D. Ce constat est prévisible puisque la sollicitation et donc les déplacements maximaux sont plus importants sur sol de classe D que sur sol de classe C pour un déplacement plastique égal. Les résultats montrent que la ductilité mesurée est plus importante pour les modèles possédant le moins d'armatures longitudinales. Il est certain qu'une colonne moins armée se déforme plus facilement. Il faut

toutefois qu'elle soit suffisamment rigide pour que l'ouvrage puisse être fonctionnel dès la fin d'un tremblement de terre. Selon les critères du CSA-S6-06, il existe trois types de ponts : les pots de secours, les ponts d'urgence et les autres ponts. Les ponts de secours doivent demeurer ouverts à toute circulation après séisme alors que les ponts d'urgence doivent être ouverts aux équipes d'intervention et de défense seulement. Ainsi, selon le critère d'importance choisi, il n'est pas forcément nécessaire qu'un pont doive conserver sa fonctionnalité après un tremblement de terre. Toutefois, cette étude considère tous les ponts, quelques soient leurs critères d'importance.

La ductilité longitudinale en déplacement est plus élevée que la ductilité transversale ce qui est évident étant donné qu'il s'agit de l'axe faible. Elle s'échelonne de 2,54 pour le modèle P4 à 5,36 pour P1 sur sol C et de 2,77 et 6,57 pour les modèles P4 et P1 sur sol D. Il est important de mentionner que des ductilités supérieures à 5 sont obtenues, valeur du coefficient de réponse sismique pour lequel les colonnes ont été conçues.

De plus, on peut observer dans le Tableau 4.12 que la ductilité transversale est moins importante que la ductilité longitudinale et pour le sol de classe C par rapport au sol de classe D. Cela s'explique par le fait que la colonne perd une partie de sa capacité en flexion dans l'axe faible, entrainant alors une grande demande en ductilité.

Tableau 4.12 Ductilités transversales et longitudinales

	Classe de Sol C				**Classe de Sol D**			
Modèle	**P1 (0,31%)**	**P2 (0,56%)**	**P3 (0,83%)**	**P4 (1,08%)**	**P1 (0,31%)**	**P2 (0,56%)**	**P3 (0,83%)**	**P4 (1,08%)**
μ_x	**5,36**	3,83	2,95	2,54	**6,57**	4,26	3,36	2,77
μ_Y	**4,46**	3,73	2,64	2,39	**3,85**	3,03	2,12	1,78

CHAPITRE 5

DISCUSSION

Le code des ponts routiers canadiens S6-06 stipule que l'aire des armatures longitudinales des piles de pont doit être au moins égal à 0,8% de l'aire de la section brute de la colonne. Plusieurs raisons motivent les chercheurs à imposer une quantité minimale des armatures longitudinales. La raison principale de cette exigence est de limiter la plastification passive des armatures sous l'effet du fluage et du retrait. D'autres raisons évoquent la nécessité de limiter la fissuration en tension et d'assurer que la rotule plastique s'étende sur une longueur suffisante afin de garantir une ductilité suffisante même après plusieurs cycles de déformation. Pour les piles murs, la quantité minimale des aciers longitudinaux à assurer pour éviter la plastification passive des aciers est de 0,25% de la section brute. La différence entre la limite inférieure pour les piles ordinaires (0,8%) et les piles-murs (0,25%) est relativement importante alors que de nombreuses piles ordinaires ont des caractéristiques proches des piles-murs. Il parait évident que la norme régissant les armatures longitudinales minimales puisse être raffinée, au moins pour les piles ordinaires dont les caractéristiques géométriques sont proches de celles définissant une pile mur ($H/h > 2{,}5$). De plus, plusieurs études soutiennent cette possibilité (Lin et Furlong, 1995; Ziehl *et al.*, 1998). Priestley *et al.* (1996) et Khaled *et al.* (2010) ont réalisé des tests sur des colonnes réelles circulaires et rectangulaires, respectivement. Les résultats de ses recherches laissent entrevoir la possibilité de réduire le pourcentage d'armatures dans les colonnes de ponts de 0,8% à 0,5%, sans compromettre le bon comportement sismique des colonnes.

5.1 Interprétation des résultats

Dans ce projet, un modèle numérique de pont a été réalisé avec Opensees (Mazzoni *et al.*, 2006) et quatre modèles employant de faibles quantités d'armatures longitudinales ont été dimensionnés pour la même pile. Plus explicitement, le modèle considéré est une pile à 3

colonnes de section rectangulaire de 0,6m x 1,2m et de ratio H/h de 3. Les ratios d'armatures utilisés varient de 0,31% à 1,08 % de la section brute. Les deux premiers modèles (0,31% et 0,56%) sont armés avec une quantité d'armatures longitudinales inférieures à celle prescrite par le code des ponts S6-06. Le troisième modèle (0,83%) représente la limite inférieure du S6-06 et le dernier modèle (1,08%) a été choisi pour représenter le minimum stipulé par les codes américains tels que l'ACI-318 (2008), l'AASHTO (2009) ou encore le Bride Seismic Design de Caltrans (2004). L'objectif de cette étude est d'évaluer le comportement sismique des piles de ponts sous armées. Les résultats provenant des analyses non linéaires sont résumés dans le chapitre précédant. Les colonnes ont été modélisées par des éléments fibres afin d'étudier le comportement du béton non confiné, du béton confiné et des armatures longitudinales.

Dans un modèle d'éléments fibres comme celui de cette étude, il est trop couteux en temps d'analyser toutes les fibres des aciers et les fibres de béton confiné se trouvant à proximité de des armatures longitudinales. Pour les quatre modèles étudiés, seules les fibres se trouvant dans les coins de la section sont considérées. Les mouvements sismiques bidirectionnels imposent des déformations de la colonne selon les diagonales. Ce sont donc les fibres se trouvant dans les coins qui seront généralement les plus sollicitées.

L'examen des résultats montrent que les ductilités en déplacement varient de 2,54 à 5,36 dans le sens longitudinal pour les ponts soumis à des accélérogrammes calibrés sur un sol de classe C et de 2,77 à 6,57 pour les ponts se trouvant sur un sol de classe D. Chen et Duan (2003) ont établi un lien entre les déformations subies, les ductilités en déplacement et les niveaux de dommages. Ces résultats sont présentés dans le Tableau 5.1 et servent de référence pour notre étude. Pour la colonne P1 contenant un taux d'armatures longitudinales de 0,31%, le niveau de ductilité en déplacement et les déformations du béton confiné atteintes indiquent que la colonne a subi des dommages significatifs i.e des dommages ayant altérés la résistance du noyau et nécessitant le remplacement de la colonne entière. Les autres modèles, quant à eux présentent des dommages réparables (ne nécessitant pas de réhabilitation au niveau du noyau), ce qui inclut le modèle contenant une quantité d'aciers longitudinaux de 0,56%.

Tableau 5.1 Correspondance entre les niveaux de dommages, les niveaux de ductilité en déplacement et les déformations dans le béton confiné
Adapté de Duan et Chen (2003)

Niveau de dommage	**Ductilité en déplacement**	**Déformation du béton confiné ε_{cc}**
Significatif	4 ~ 6	ε_{cu} (ε_{cu}= 0,0374)
Réparable	2 ~ 4	Max. (0,005, 2/3 ε_{cu}) = 0,0250
Minime	1 ~ 2	Max, (0,004, 1/3 ε_{cu}) = 0,0125

Les déformations des fibres montre que ces dernières se sont déformées dans le domaine plastique mais n'ont pas rompu, la déformation maximale étant de l'ordre de 0,012 m/m (P1, Sol D, Fibre 4) pour une déformation à l'ultime de 0,0374 m (Figure 3.9). Une nette perte de résistance est observée sur les graphiques de contrainte-déformation. Les fibres d'armatures, quant à elles se sont également plastifiées sans se rompre. Le déplacement maximal observé pour les fibres d'armatures longitudinales est de l'ordre de 0,02 m/m alors que la valeur de la déformation à l'ultime est de 0,12 m/m.

L'analyse des graphiques représentant les moments selon Y en fonction des moments selon l'axe X révèlent qu'il y a une bonne correspondance entre les moments provenant des analyses non linéaires et le diagramme d'interaction (P-M_X-M_Y) obtenus lors du dimensionnement de la section des aciers par l'entremise du logiciel SpCol (StructurePoint, 2009). Les moments des analyses non linéaires demeurent à l'intérieur de la surface de rupture sauf lors de la sollicitation maximale pour laquelle les moments dépassent les surfaces de rupture, synonyme de plastification de la colonne. Néanmoins, aucune rupture n'est observée.

A partir de ces résultats, il est possible de dire que les colonnes ont fait preuve d'un comportement sismique bidirectionnel très satisfaisant. Même la colonne armée à 0,31% a préservé une qualité de confinement correcte. Cependant, pour cette colonne, le contrôle des ductilités atteintes au cours de la sollicitation indique que la section brute a subi des dommages trop significatifs. Même si les armatures longitudinales n'ont pas rompu, la quantité d'acier utilisée est inadéquate pour préserver l'intégrité de la colonne sous des sollicitations sismiques typiques de l'Est du Canada. Le modèle P2, armé à 0,56%, montre un comportement sismique satisfaisant. Les dommages restent dans le domaine du réparable. En effet, le noyau de béton ne présentant pas de dommages significatifs, il est possible de réhabiliter la colonne en réalisant un nouveau béton de périphérie. Les modèles P3 et P4 armés à 0,83% et 1,08% de la section brute se sont également bien comportés d'après les résultats d'analyses. Ces résultats prouvent qu'un bon confinement du noyau est important. Sur les quatre modèles réalisés, les aciers transversaux ont été disposés de manière adéquate ainsi qu'en quantité suffisante puisqu'ils ont fait preuve d'un bon comportement ductile.

Les ductilités données au Tableau 4.12 ont été calculées en prenant la moyenne des déplacements maximaux en tête de colonne des quatre modèles et pour les quatre accélérogrammes sélectionnés, trois provenant du séisme de Saguenay (Chicoutimi-Nord, St-André et Les Éboulements) et le dernier provenant du séisme de Nahanni. Pour le modèle de colonne armée à 0,31%, des ductilités supérieures au coefficient de réponse sismique R donné par le CSA-S6 ont été observées. La colonne a donc été capable de développer la résistance prévue même pour des ductilités supérieures à 5. Cette capacité à résister à de grandes ductilités est le résultat d'un bon confinement du béton permettant au noyau de se déformer après plusieurs cycles de déformation sans se rompre.

Dans la direction transversale, les ductilités varient respectivement de 2,39 à 4,46 et de 1,78 à 3,78 pour les ponts situés respectivement sur un sol de classe C et sur un sol de classe D. Ces valeurs confirment les conclusions provenant des ductilités longitudinales à savoir que seule la colonne armée à 0,31% de la section brute a subi des dommages

significatifs. Les trois autres modèles avec un ratio d'aciers longitudinaux de 0,56%, 0,83% et 1,08% de la section brute montrent là aussi un comportement sismique satisfaisant.

Pour finir, selon le CSA S6 (2006), il existe trois critères de ponts : les ponts de secours qui doivent rester ouvert à la circulation après tremblement de terre, les ponts d'urgence qui doivent rester ouvert pour les véhicules de secours seulement et les ponts ordinaires. Les ponts ordinaires peuvent présenter des niveaux de dommages sévères mais pas de ruptures. Il est donc admis qu'un pont ordinaire puisse être reconstruit dans sa totalité tant est qu'il ne s'effondre pas. Les résultats des analyses pour la colonne armée à 0,31% ne sont donc pas contraires à la philosophie du CSA (2006). Toutefois, pour les ponts de secours et les ponts d'urgence, la circulation des véhicules d'urgence doit être possible dès la fin du tremblement de terre. Pour ces ponts-là, un ratio d'armatures longitudinales de 0,31% n'est pas suffisant pour répondre de manière sécuritaire aux critères définis par le code (CSA, 2006).

5.2 Synthèse

Les analyses non linéaires fournissent de nombreux résultats tels que la déformation des fibres de béton non confiné, des fibres de béton confiné et des armatures, les déplacements en tête de colonne permettant le calcul de la ductilité en déplacement ainsi que la courbe des moments bi axiaux (M_X, M_Y). L'étude de ces résultats montre que la colonne, quel que soit le ratio des armatures longitudinales, adopte un bon comportement inélastique lorsque soumis aux mouvements bidirectionnels représentatifs de l'Est du Canada. Cependant, les ductilités en déplacement révèlent qu'une colonne de pont de pont armée avec un ratio de 0,31% présenterait des dommages trop importants dans des sollicitations typiques de l'Est. Les autres modèles développent un comportement cyclique bidirectionnel satisfaisant, ce qui laisse suggérer que l'exigence relative à la limite de 0,8% pour les armatures longitudinales prescrite par le CSA-S6 pourrait être assouplie. Ce résultat confirme, dans le cadre des piles rectangulaires et quel que soit le critère d'importance du pont considéré, les conclusions des travaux rapportées par Priestley *et al.* (1996) et Khaled *et al.* (2010).

CONCLUSION

L'objectif principal de ce projet est d'évaluer la vulnérabilité sismique des piles de pont rectangulaires sous armées soumises à des mouvements de sol représentatifs des séismes de l'Est du Canada.

Les conclusions tirées des études existantes résumées dans la revue de littérature au chapitre 1 sont présentées ci-dessous :

- Les piles de pont font partie des éléments structuraux de pont les plus vulnérables lors de séismes;
- Une colonne doit être capable d'adopter un comportement ductile après plusieurs cycles de déformation;
- La ductilité est tributaire principalement du niveau de confinement apporté par l'armature longitudinale et transversale. Un confinement insuffisant cause généralement des dommages importants. Plusieurs ruptures survenues au cours des tremblements de terre de ces quarante dernières années sont dus à un mauvais confinement du béton;
- S'il y a peu de ruptures résultant d'une insuffisance de la quantité des armatures longitudinales, beaucoup proviennent d'une mauvaise configuration de ces dernières (recouvrement, ancrage, disposition, attache) ;
- La longueur de recouvrement doit être suffisamment grande pour ne pas créer d'inégalités dans la colonne. De plus, le recouvrement doit être réalisé, de préférence, en dehors des rotules plastiques qui se trouvent en pied et en tête de colonne.

Les codes de conception parasismiques limitent la quantité des armatures longitudinales dans les piles de pont. Pour le Canada, le CSA-S6-06 stipule que la quantité minimale des armatures longitudinales ne doit pas être inférieure à 0,8% de la section brute de la colonne. Pour les États-Unis, cette valeur est de 1%. La raison principale de cette limitation est d'éviter la plastification passive des armatures sous l'effet du fluage et du retrait. La seconde raison est de limiter la fissuration du béton dans la zone tendue.

Dans le chapitre 2, il a été question de sélectionner et calibrer des accélérogrammes historiques, caractéristiques du Québec. Quatre enregistrements provenant de deux séismes historiques ont été sélectionnés:

- Nahanni, M6,5 : Station Battlement Creek, le 23 décembre 1985,
- Saguenay, M5,7 : Station Chicoutimi Nord, le 25 novembre 1988,
- Saguenay, M5,7 : Station Les Éboulements, le 25 novembre 1988,
- Saguenay, M5,7 : Station Saint-André, le 25 novembre 1988.

Les accélérogrammes enregistrés initialement sur la roche ont été transformés par le biais du logiciel Shake. Ils ont ensuite été calibrés afin de les rendre représentatif des sols de classe A, C et D. Les spectres de réponse cibles ont été volontairement dimensionnés selon les critères du CNBC-2005 plutôt que ceux du CSA-S6-06. Lors de l'analyse spectrale, les modèles sont soumis aux spectres dans le sens longitudinal puis dans le sens transversal. Les efforts maximaux sont alors combinés selon la règle des 30% tel que stipulé dans le CSA-S6-06. Pour l'analyse non linéaire temporelle, les deux composantes de chaque accélérogramme sont appliquées aux modèles simultanément.

Le modèle de pont choisi a été dimensionné selon les exigences du code des ponts routiers canadiens, le CSA-S6 (2006). Il s'agit d'un pont régulier au sens de ce code, constitué d'une dalle reposant sur six poutres préfabriquées et soutenue par un système de pile à trois colonnes. Les colonnes sont de section rectangulaire et ont pour dimensions 0,6 m de largeur et 1,2 m de profondeur. Afin d'étudier le comportement sismique des piles de pont sous armées, quatre dimensionnements de colonnes ont été réalisés. Le pourcentage des armatures longitudinales est respectivement de 0,31%, 0,56%, 0,83% et 1,08% de la section brute. Des rotules plastiques ont été disposées en pied et en tête de colonne sur une longueur de 1200 m conformément aux exigences sismiques du CSA-S6. Une première modélisation de ce pont a été effectuée avec le logiciel de structure SAP 2000 et des analyses spectrales ont d'abord été réalisées. Un deuxième modèle a ensuite été élaboré à l'aide de la plateforme Opensees afin d'effectuer les analyses non-linéaires temporelles. Le modèle ainsi élaboré diffère des études réalisées par Khaled *et al*. et Priestley *et al.* En effet, le modèle considéré dans l'étude de

Khaled *et al.* comporte une pile unique à une seule colonne rectangulaire. Les essais réalisés par Priestley *et al.* sont relatifs aux colonnes circulaires et pour des signaux représentatifs de l'état de Californie (San Fernando en 1971, Loma Prieta en 1989 et Northridge en 1994).

Les résultats des analyses et la discussion sont présentés dans les chapitres 4 et 5 de ce mémoire. Pour les analyses spectrales, les efforts sismiques sont plus importants pour le sol de classe D que pour les sols de classe A et C. Les piles armées à 0,31%, 0,56% et 1,08% ont été dimensionnées afin de résister aux efforts maximaux des analyses spectrales utilisant respectivement les spectres de dimensionnement de Montréal pour les sols de classe A, C et D.

Seules les fibres les plus sollicitées, situées dans les coins, ont été analysées. Les conclusions sont les suivantes :

- La réponse de la colonne est plus faible dans le sens transversal que dans le sens longitudinal,
- Les déplacements en tête de colonne et les moments en pied de colonne sont plus importants pour le sol de classe D que pour les sols de classe A et C.
- Les courbes des moments en Y en fonction des moments en X sont très proches de la surface de rupture obtenue avec SpCol.
- De gros écarts sont observés entre les courbures en déplacement issues de l'analyse temporelle non linéaire et celles de l'analyse statique non linéaire. Toutefois, il y a toujours des différences significatives entre les analyses unidirectionnelles et les analyses bidirectionnelles ;
- Les courbes contraintes-déformations montrent que les colonnes se sont toutes bien comportées et ont adopté un comportement ductile satisfaisant;
- Le niveau de déformation du béton de recouvrement dépasse la déformation ultime pour toutes fibres et pour les quatre modèles.

- Les aciers se sont plastifiés mais la déformation ultime n'a pas été atteinte. Aucune rupture de barre n'a été observée ;
- Le béton confiné s'est également très bien comporté. La déformation maximale observée est de l'ordre de ε = 0,01 m/m alors que la déformation plastique n'est que de ε_{ccu} = 0,0374 m/m.
- Le calcul des ductilités en déplacement montre que la colonne armée à 0,31% a subi des dommages significatifs tandis que les autres colonnes n'ont eu que des dommages modérés et réparables ;
- En considérant les trois critères d'importance des ponts définis par le CSA S6-06, les colonnes armées à 0,31% ne fournissent pas un comportement sismique suffisant pour les séismes de l'est du Canada ;
- Cependant, le comportement bidirectionnel de la colonne armée à 0,51% montre qu'il est possible de diminuer la borne inférieure imposée par le CSA-S6-06 ;
- Pour les ponts existants construits avant 1974, un ratio ρ_l inférieur à 0,5% n'est donc pas une forcément synonyme de déficience si un bon confinement est assuré.

RECOMMANDATIONS

Les résultats de l'étude laissent entrevoir un possible assouplissement de l'exigence relative au taux minimum d'armatures longitudinales dans les piles de ponts. Le taux minimum de 0,8%, actuellement prescrit par le CSA-S6-06, pourrait être réduit à 0,5% sans compromettre le bon comportement sismique des colonnes de ponts rectangulaires se trouvant dans l'est du Canada. Toutefois, les recommandations suivantes doivent être prises en compte avant qu'une telle modification ne soit apportée au code de ponts routiers du Canada (CSA, 2006) :

- Le modèle de pont utilisé dans le cadre de cette étude est un pont régulier avec un système de pile unique à trois colonnes rectangulaires. Des études supplémentaires faisant intervenir d'autres typologies de ponts, tel que les ponts irréguliers et complexes, doivent être réalisées pour évaluer l'impact de l'assouplissement du taux minimum de l'armature longitudinale sur le comportement sismique de ce type de ponts ;
- Une étude paramétrique prenant en compte les caractéristiques géométriques des piles de ponts devra être aussi envisagée afin de valider les résultats obtenus dans cette étude. Les exigences en termes de quantités d'armatures longitudinales peuvent être raffinées en tenant compte de la hauteur de la colonne, l'élancement, le ratio H/h et la forme géométrique des colonnes entre autre ;
- La zone étudiée étant l'Est du Canada, une étude supplémentaire doit être réalisée afin d'étudier la sismicité de l'Ouest du Canada et de distinguer ou uniformiser, selon les résultats, les exigences en termes de quantité d'armatures longitudinales ;
- Des tests sur des colonnes de grande échelle sous chargement cyclique bidirectionnel doivent être réalisés pour évaluer la réponse bi-axiale des colonnes de ponts et confirmer la possibilité de réduire la quantité minimale des armatures.

ANNEXE I

Tableau-A I-1 Classification des sols selon le CNBC-05

Catégorie d'emplacement	Profil du *sol*	Propriétés moyennes des 30 premiers mètres d'après l'annexe A		
		Vitesse moyenne des ondes de cisaillement Vs (m/s)	Résistance moyenne à la pénétration standard, N_{60}	Résistance du sol non drainé au cisaillement, s_u
A	*Roche* dure	Vs > 1500	s/o	s/o
B	*Roche*	760 < Vs < 1500	s/o	s/o
C	*Sol* très dense et *roche* tendre	360 < Vs < 760	N_{60}> 50	s_u> 100 kPa
D	*Sol* consistant	180 < Vs < 360	15 < N_{60}< 50	50 kPa < s_u< 100 kPa
E	*Sol* meuble	Vs < 180	N_{60}< 15	s_u< 50 kPa
		Tout profil de plus de 3m d'épaisseur et dont le sol a les caractéristiques suivantes : • Indice de plasticité : Pl > 20 • Teneur en eau : w > 40% et • Résistance du sol non drainé au cisaillement : s_u< 25 kPa		
F	Autres *sols*(1)	Une évaluation spécifique à l'emplacement est exigée.		

(1) Parmi les autres types de sol, on compte notamment :

a) Les sols liquéfiables, les argiles très sensibles et extrasensibles, les sols peu consolidés susceptibles d'affaissement et d'autres sols susceptibles d'affaissement ou de défaillance en raison de charges dues aux séismes
b) La tourbe et les argiles à forte teneur en matières organiques dont l'épaisseur dépasse 3m
c) Les argiles ayant une grande plasticité (Pl > 75) dont l'épaisseur dépasse 8m, et
d) Les argiles raides, de molles à moyennes, dont l'épaisseur dépasse 30m.

ANNEXE II

CONSTRUCTION DES SPECTRES DE RÉPONSES SELON LE CNBC-05

Tableau-A II-1 Valeur de l'accélération spectrale S_a et des coefficients S_a et S_v pour les sols de classe A

	Sa (0,2)	**Sa (0,5)**	**Sa (1,0)**	**Sa (2,0)**	**F_a**	**F_v**
Montréal	0,69	0,34	0,14	0,048	0,776	0,5
Québec	0,59	0,3	0,14	0,048	0,736	0,5
Rimouski	0,63	0,3	0,14	0,046	0,752	0,5
Rivière de Loup	1,1	0,63	0,29	0,098	0,8	0,5
La Malbaie	2,3	1,2	0,6	0,19	0,8	0,6

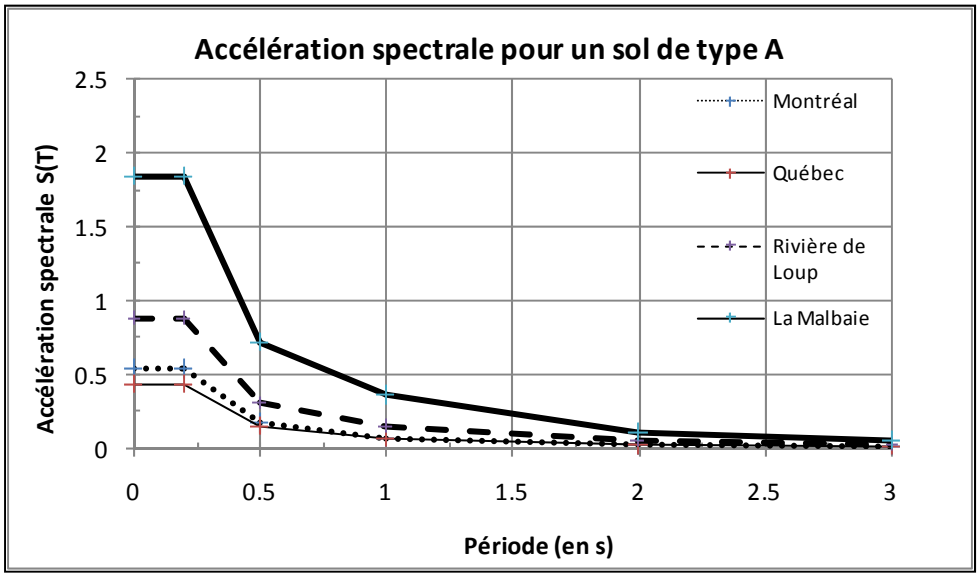


Figure-A II-1 Spectre de réponse pour un sol de classe A

Tableau-A II-2 Valeur de l'accélération spectrale S_a et des coefficients S_a et S_v pour les sols de classe B

	Sa (0,2)	**Sa (0,5)**	**Sa (1,0)**	**Sa (2,0)**	**F_a**	**F_v**
Montréal	0,69	0,34	0,14	0,048	0,876	0,64
Québec	0,59	0,3	0,14	0,048	0,836	0,64
Rimouski	0,63	0,3	0,14	0,046	0,852	0,64
Rivière de Loup	1,1	0,63	0,29	0,098	1	0,7
La Malbaie	2,3	1,2	0,6	0,19	1	0,8

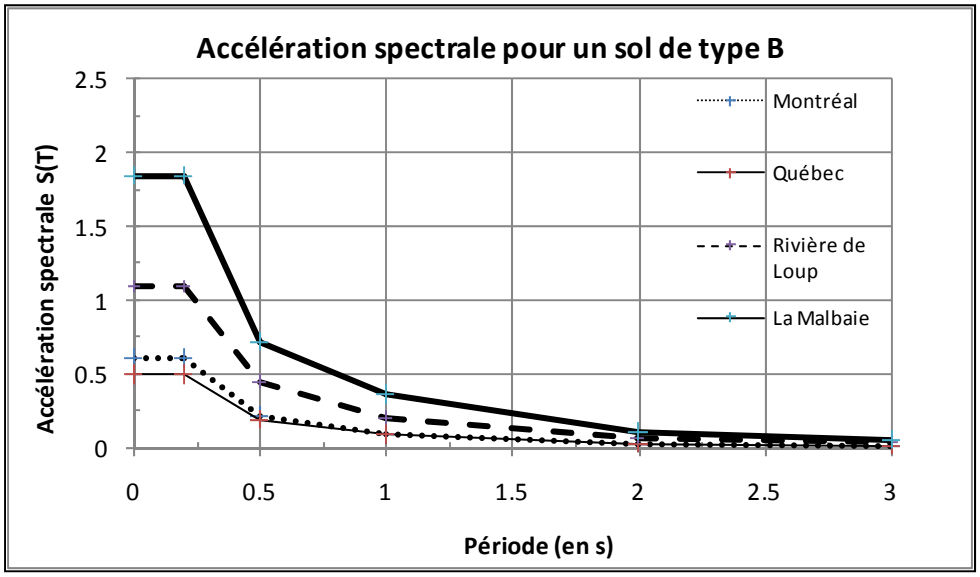


Figure-A II-2 Spectre de réponse pour un sol de classe B

Tableau-A II-3 Valeur de l'accélération spectrale S_a et des coefficients S_a et S_v pour les sols de classe C

	Sa (0,2)	**Sa (0,5)**	**Sa (1,0)**	**Sa (2,0)**	**F_a**	**F_v**
Montréal	0,69	0,34	0,14	0,048	1	1
Québec	0,59	0,3	0,14	0,048	1	1
Rimouski	0,63	0,3	0,14	0,046	1	1
Rivière de Loup	1,1	0,63	0,29	0,098	1	1
La Malbaie	2,3	1,2	0,6	0,19	1	1

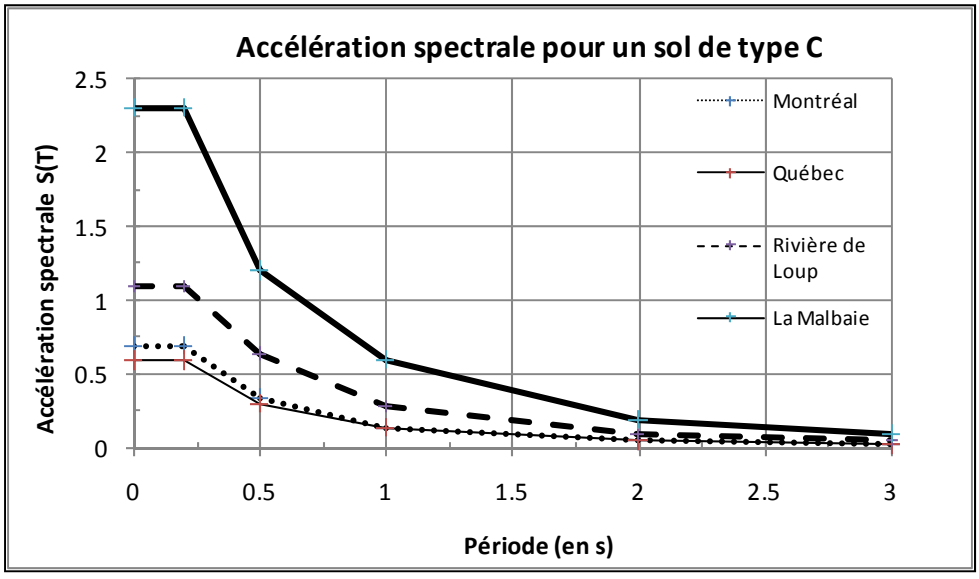


Figure-A II-3 Spectre de réponse pour un sol de classe C

Tableau-A II-4 Valeur de l'accélération spectrale S_a et des coefficients S_a et S_v pour les sols de classe D

	Sa (0,2)	**Sa (0,5)**	**Sa (1,0)**	**Sa (2,0)**	**F_a**	**F_v**
Montréal	0,69	0,34	0,14	0,048	1,124	1,36
Québec	0,59	0,3	0,14	0,048	1,164	1,36
Rimouski	0,63	0,3	0,14	0,046	1,148	1,36
Rivière de Loup	1,1	0,63	0,29	0,098	1,06	1,21
La Malbaie	2,3	1,2	0,6	0,19	1	1,1

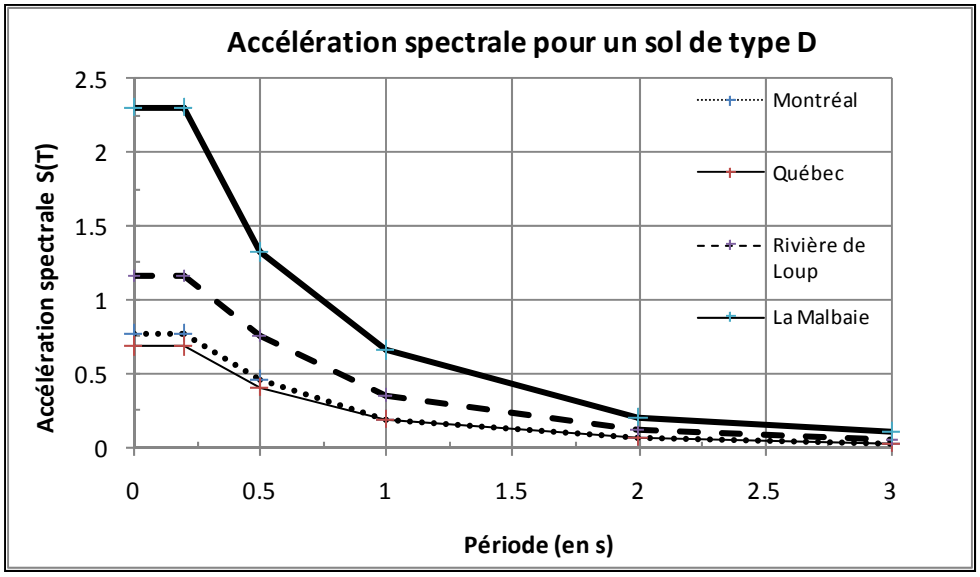


Figure-A II-4 Spectre de réponse pour un sol de classe D

ANNEXE III

SPECTRE DE DIMENSIONNEMENT ET ACCÉLEROGRAMMES AVANT ET APRÈS CALIBRATION

Cette annexe contient les accélérogrammes et les spectres de réponse des deux composantes des deux séismes historiques utilisés au cours de cette étude avant et après calibration.

Pour les séismes de Saguenay, le 25 novembre 1988, les accélérogrammes proviennent des stations :

- Chicoutimi Nord, Composante 124 et214;
- Les Éboulements, Composantes 0 et 270;
- Saint André, Composante 0 et 270.

Pour le séisme de Nahanni, le 23 décembre 1985, les accélérogrammes utilisés sont les deux composantes horizontales 270 et 360 enregistrées à la station Battlement Creek.

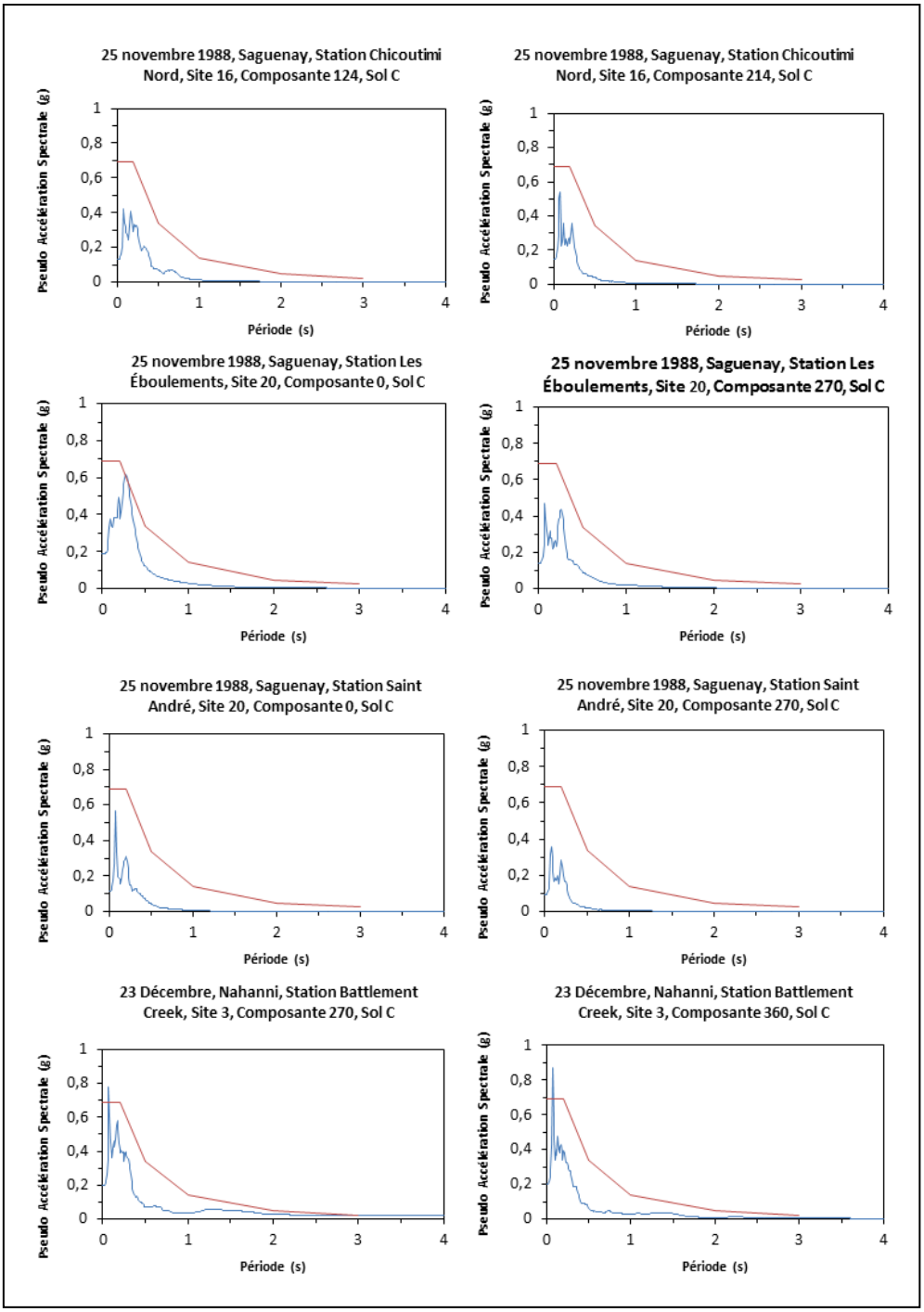


Figure-A III-1 Spectres de réponse avant calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et la station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985 pour un sol de classe C

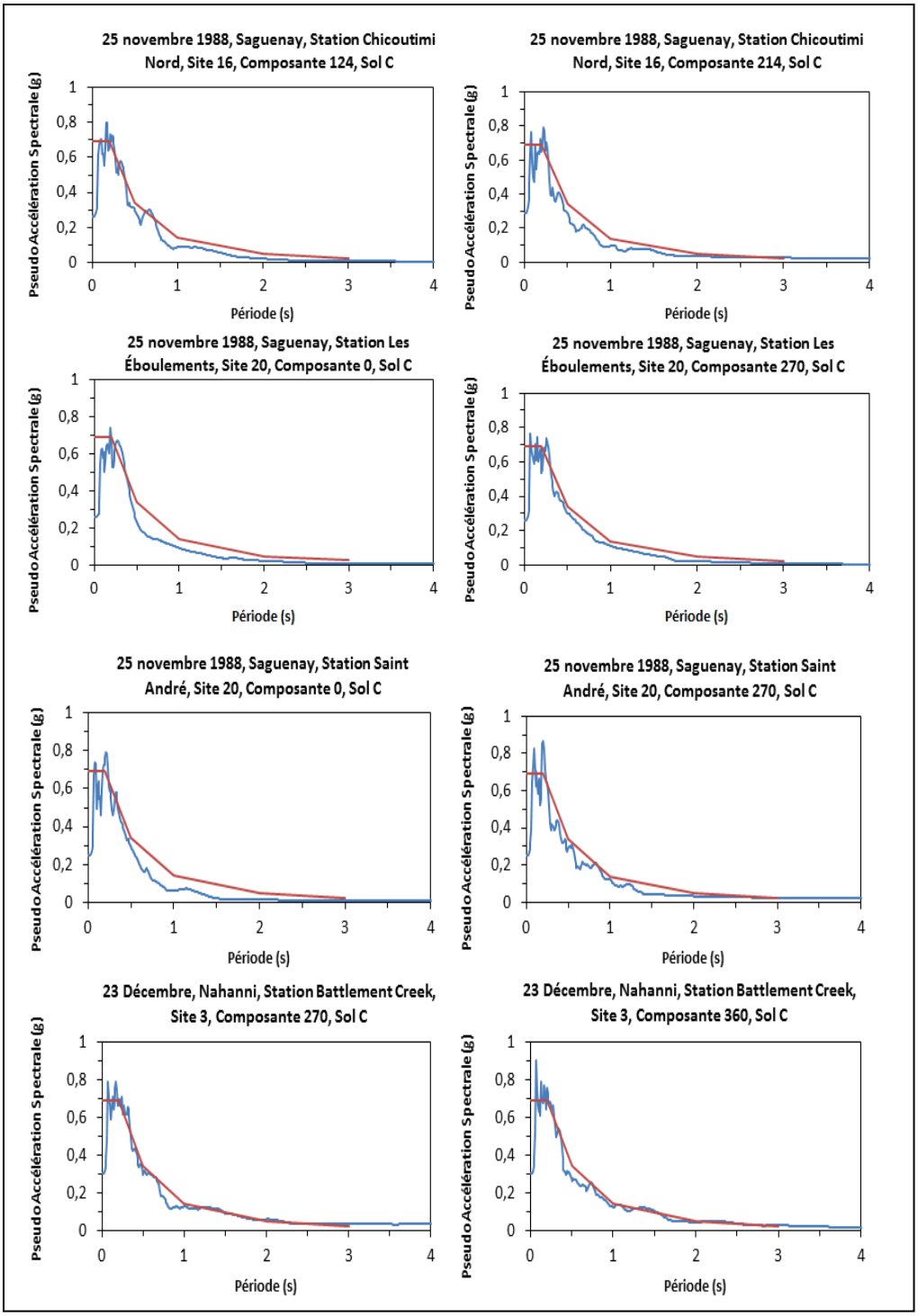


Figure-A III-2 Spectres de réponse après calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et la station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985 pour un sol de classe C

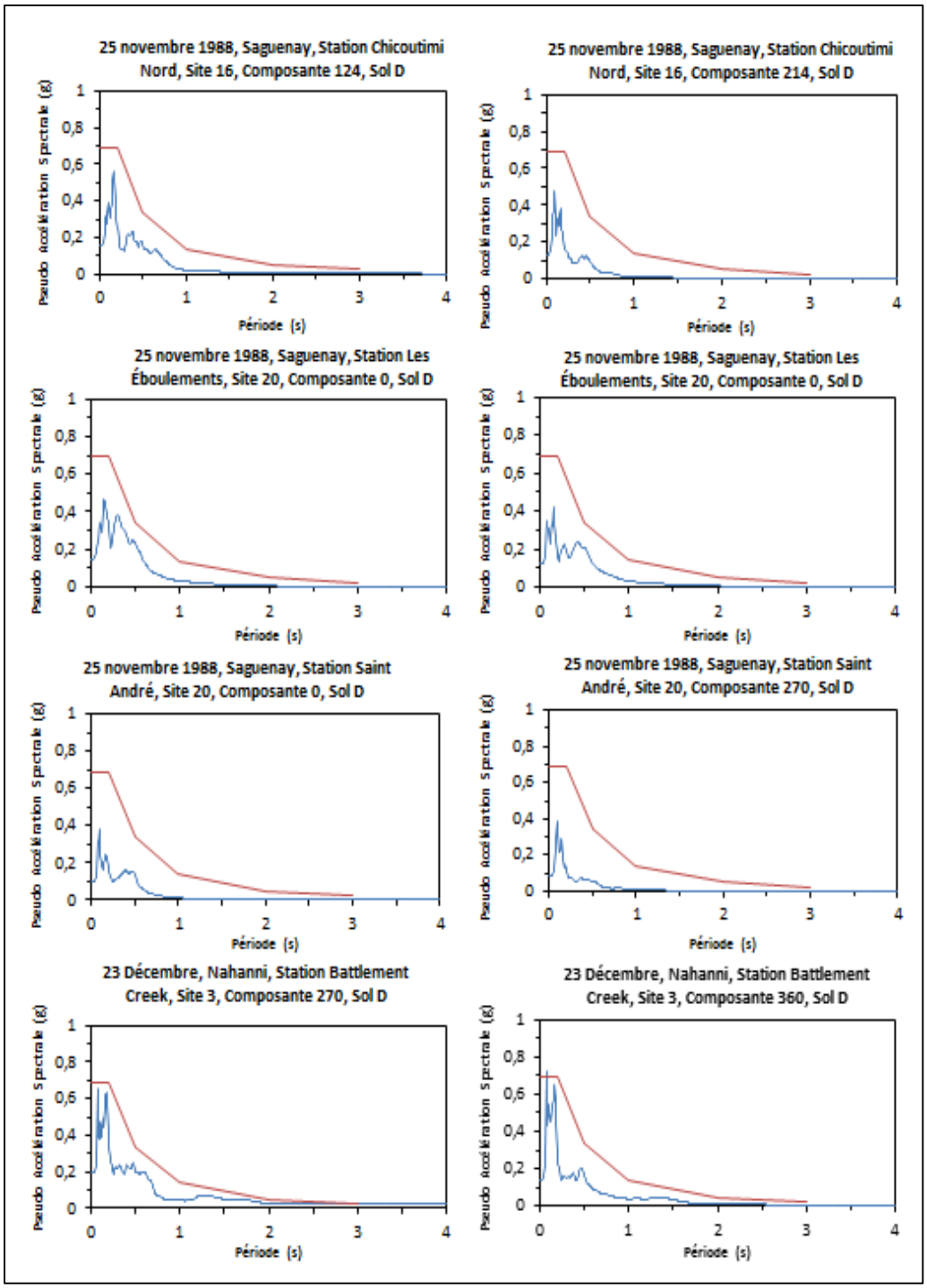


Figure-A III-3 Spectres de réponse avant calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et la station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985 pour un sol de classe D

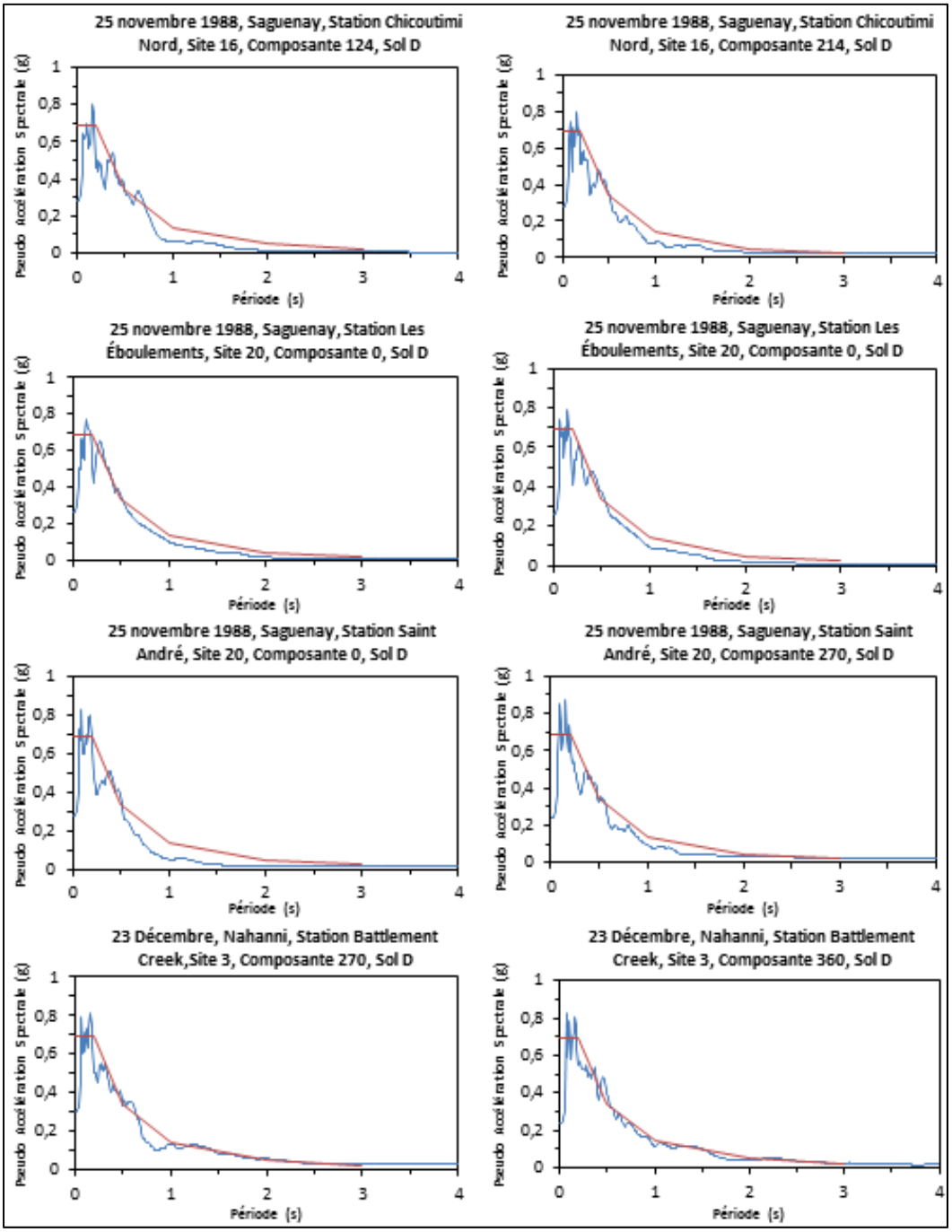


Figure-A III-4 Spectres de réponse après calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et la station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985 pour un sol de classe D

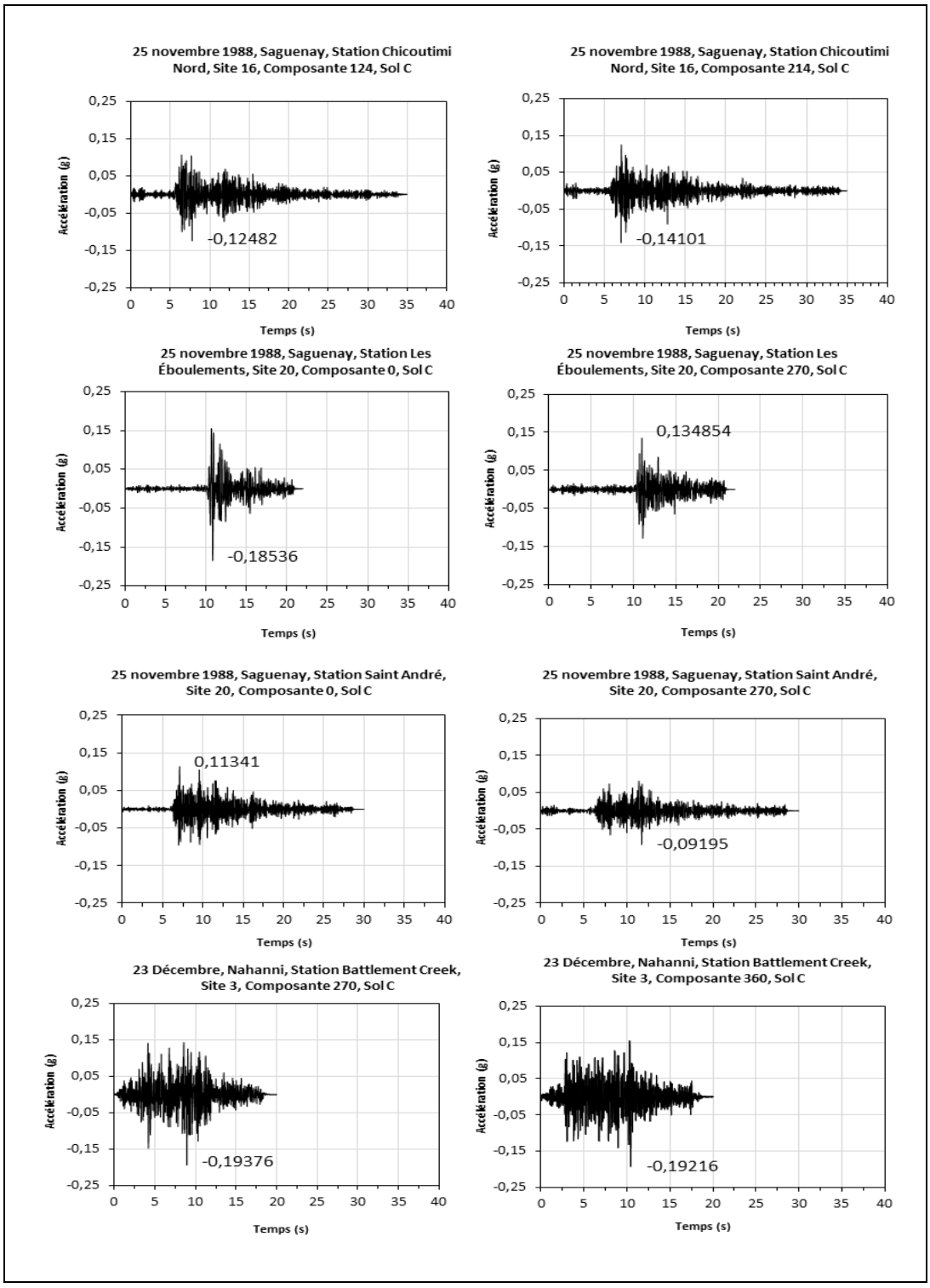


Figure-A III-5 Accélérogrammes avant calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et la station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985 pour un sol de classe C

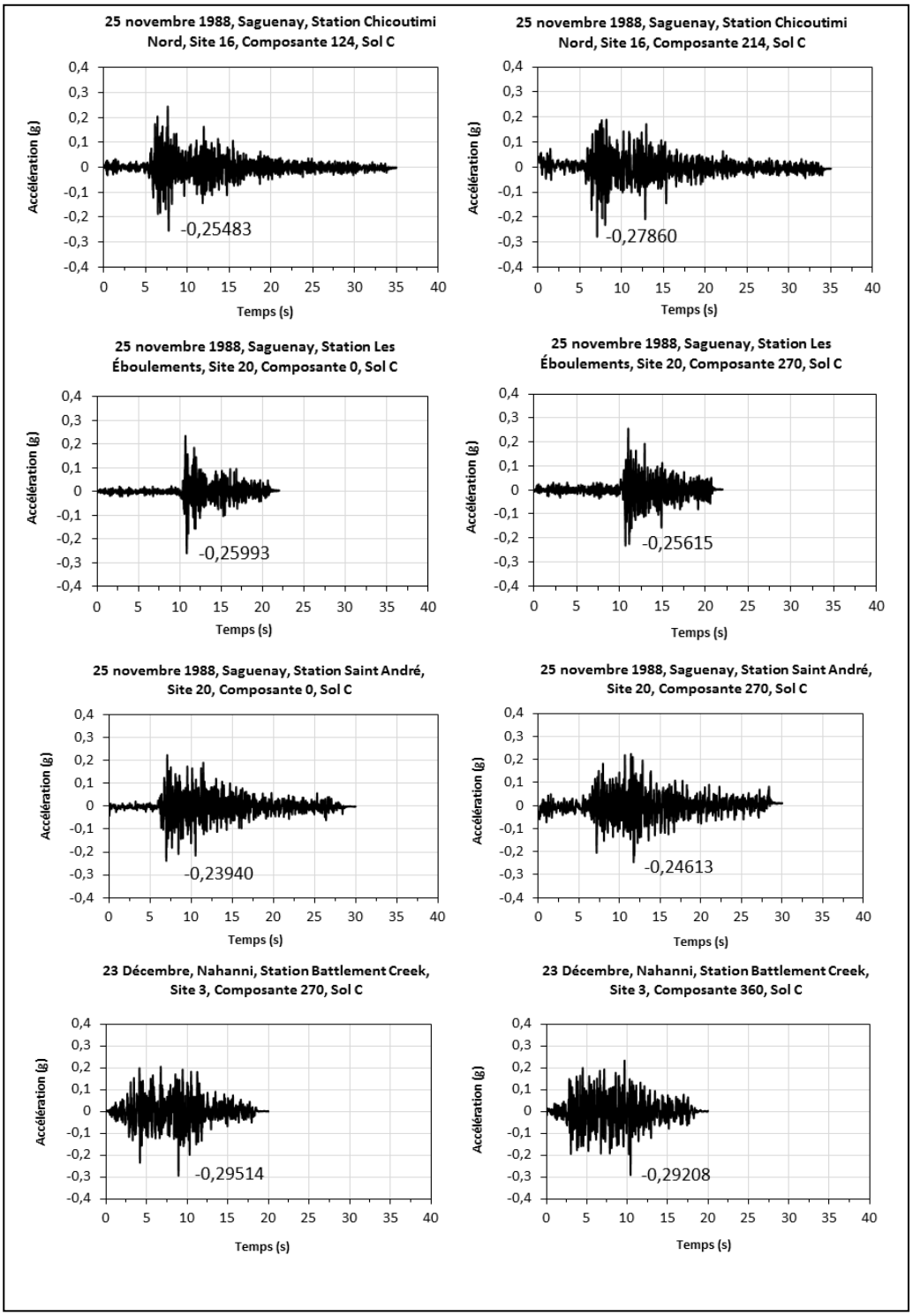


Figure-A III-6 Accélérogrammes après calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et la station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985 pour un sol de classe C

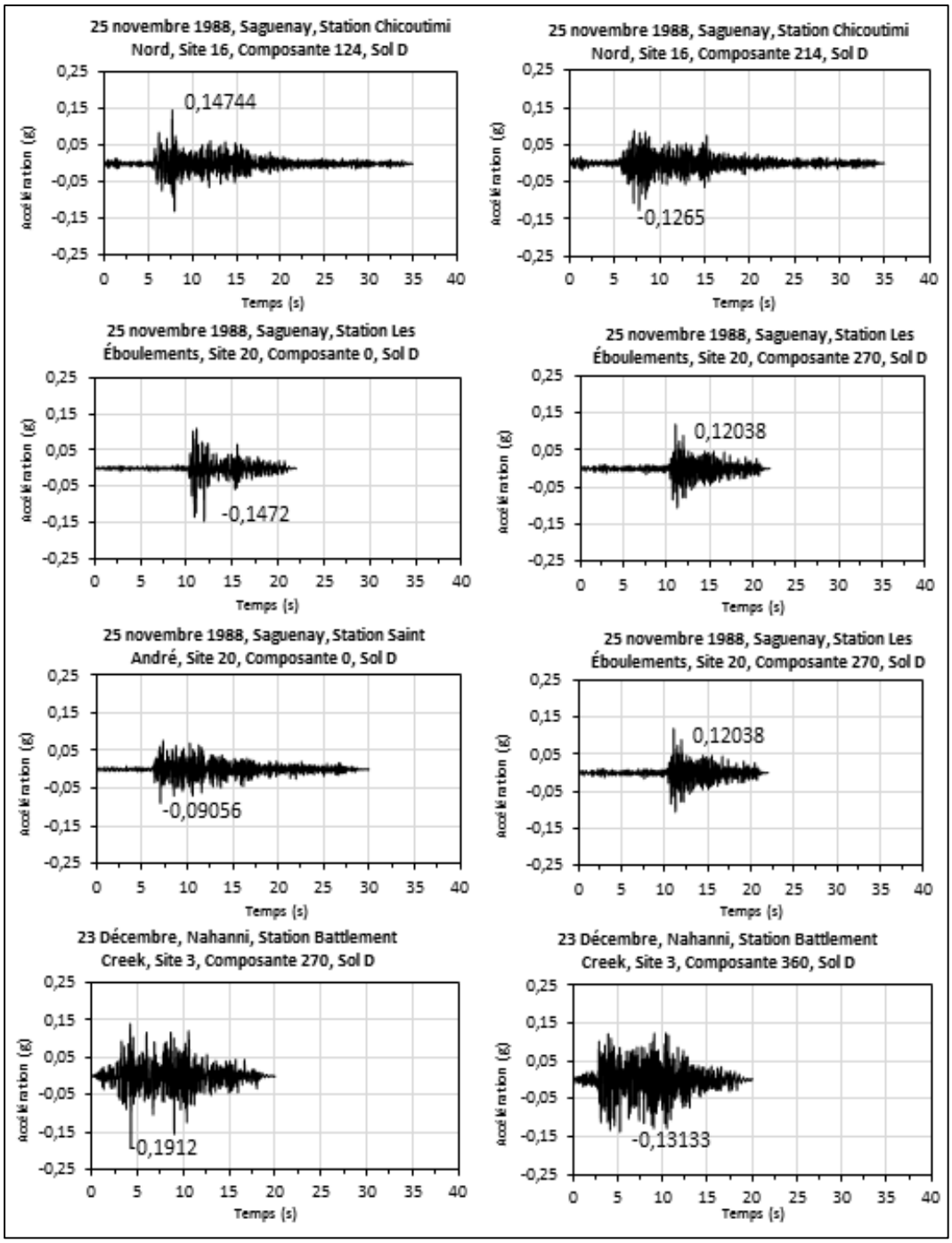


Figure-A III-7 Accélérogrammes avant calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et la station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985 pour un sol de classe D

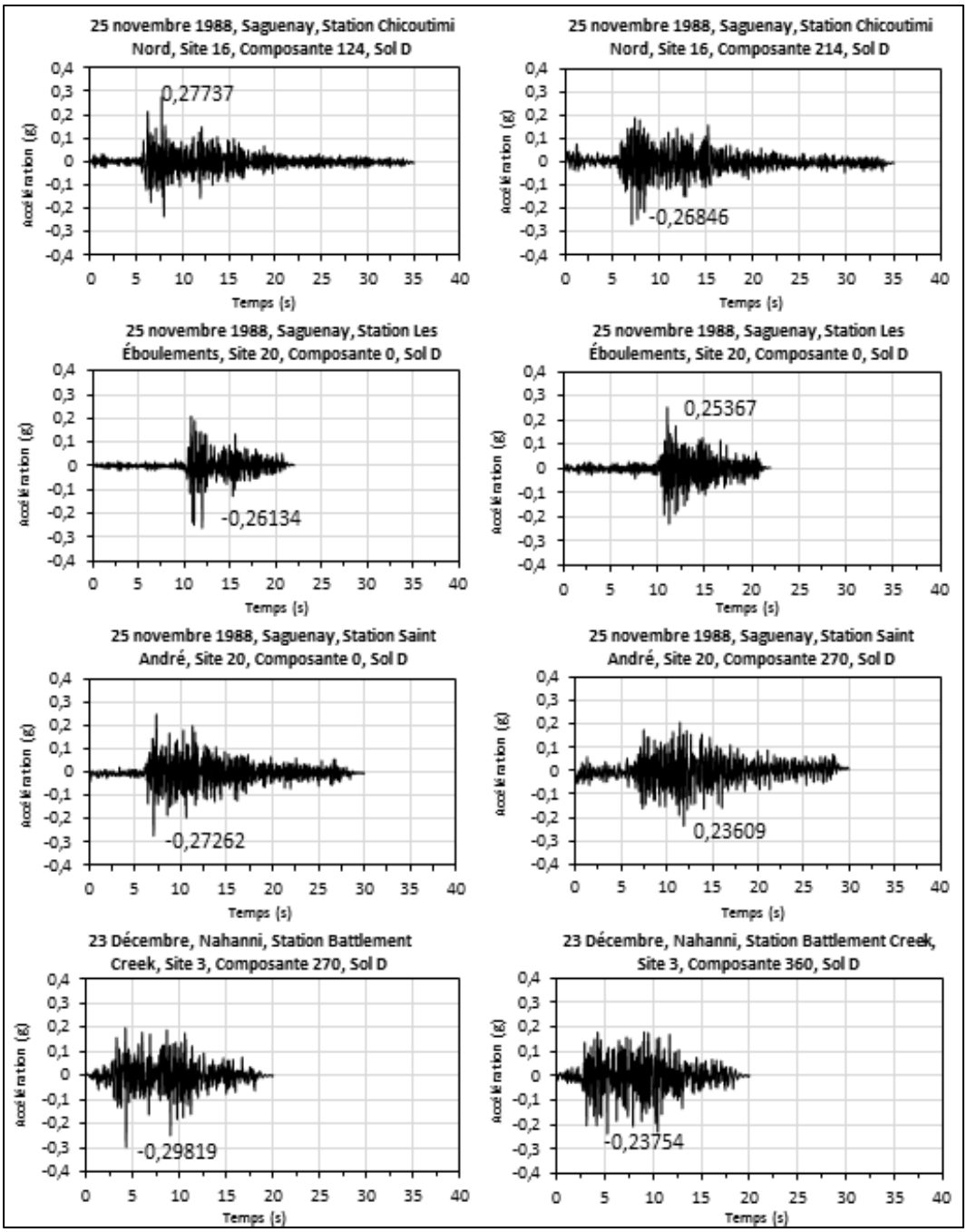


Figure-A III-8 Accélérogrammes après calibration pour les stations Chicoutimi Nord, Les Éboulements et Saint André pour le séisme de Saguenay, 1988, et la station Battlement Creek pour le séisme de Nahanni, 1985 pour un sol de classe D

ANNEXE IV

EXIGENCES RELATIVES AUX PONTS RÉGULIERS SELON LE CSA-S6

	Nombre de travées				
	2	3	4	5	6
Angle opposé maximal (pont courbe)	90°	90°	90°	90°	90°
Rapport de longueur maximale de travée, d'une travée à l'autre	3	2	2	1,5	1,5
Rapport de rigidité maximale de chevêtre sur pieux ou de pile, d'une travée à l'autre (culées non comprises)					
Ossature continue ou travées simples multiples avec éléments de retenue longitudinaux et entraves transversales à chaque appui ou dalle de tablier continue	—	4	4	3	2
Travées simples multiples sans éléments de retenue ni dalle de tablier continue	—	1,25	1,25	1,25	1,25

Note : Les rapports sont exprimés selon la valeur la plus petite.

ANNEXE V

DIMENSIONNEMENT DES ACIER AVEC SPCOL

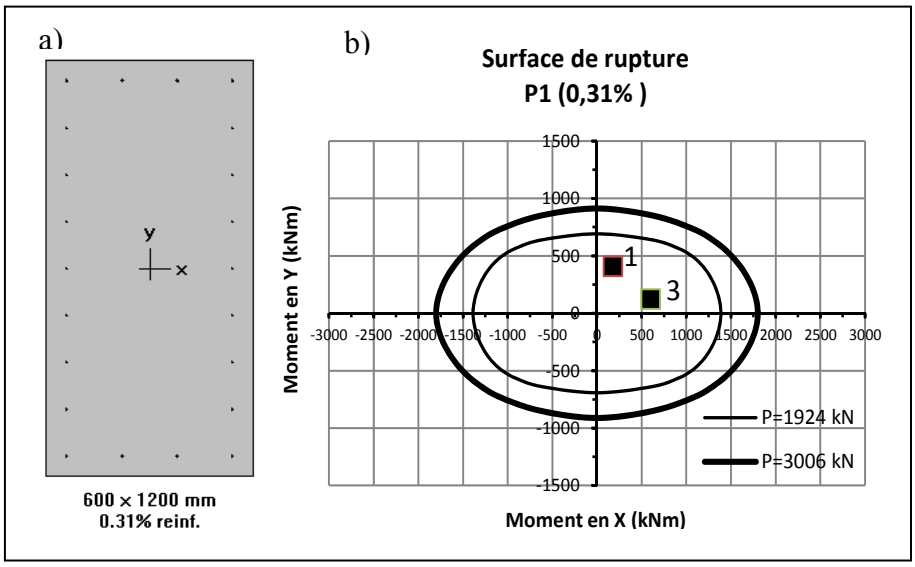


Figure-A V-1 Dimensionnement de P1 (0,31%) : (a) Section des aciers longitudinaux; (b) Diagramme d'interaction P-M_x-M_y

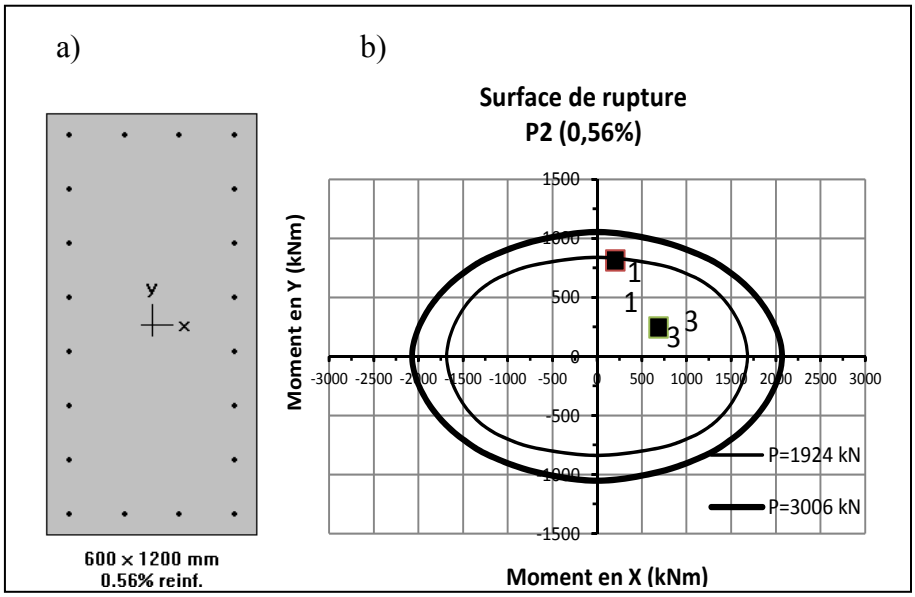


Figure-A V-2 Dimensionnement de P2 (0,56%) : (a) Section des aciers longitudinaux; (b) Diagramme d'interaction P- M_x-M_y

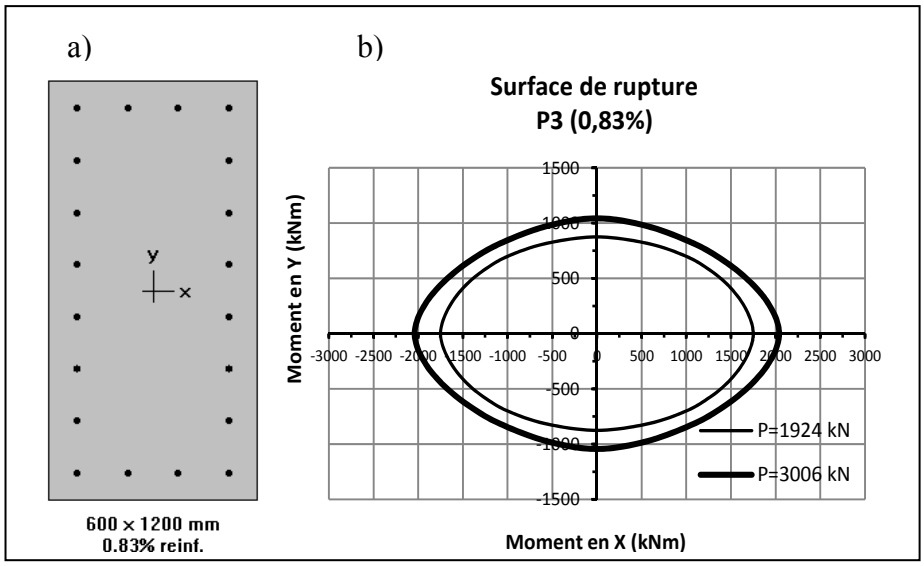


Figure-A V-3 Dimensionnement de P3 (0,83%) : (a) Section des aciers longitudinaux; (b) Diagramme d'interaction P- M_x-M_y

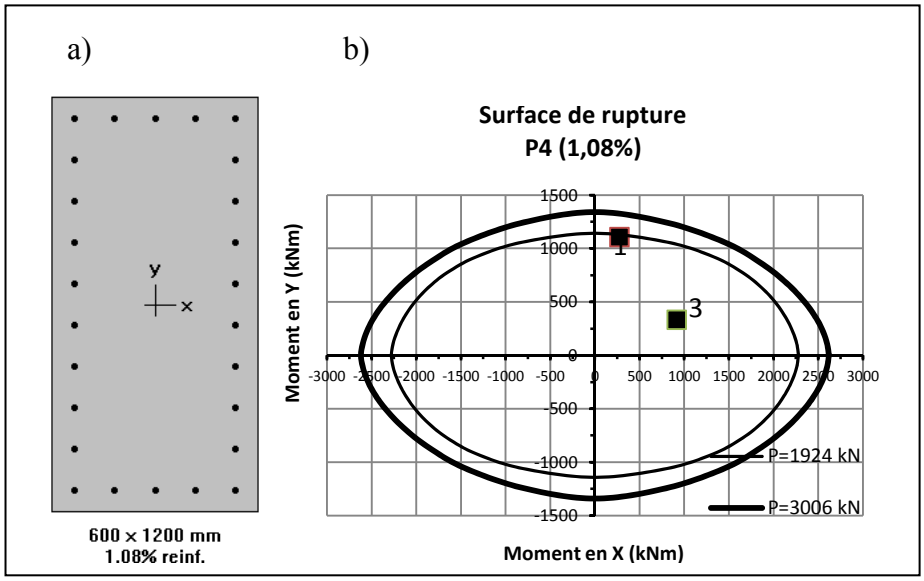


Figure-A V-4 Dimensionnement de P4 (1,08%) : (a) Section des aciers longitudinaux; (b) Diagramme d'interaction P- M_x-M_y

ANNEXE VI

DÉPLACEMENT EN TÊTE DE COLONNE

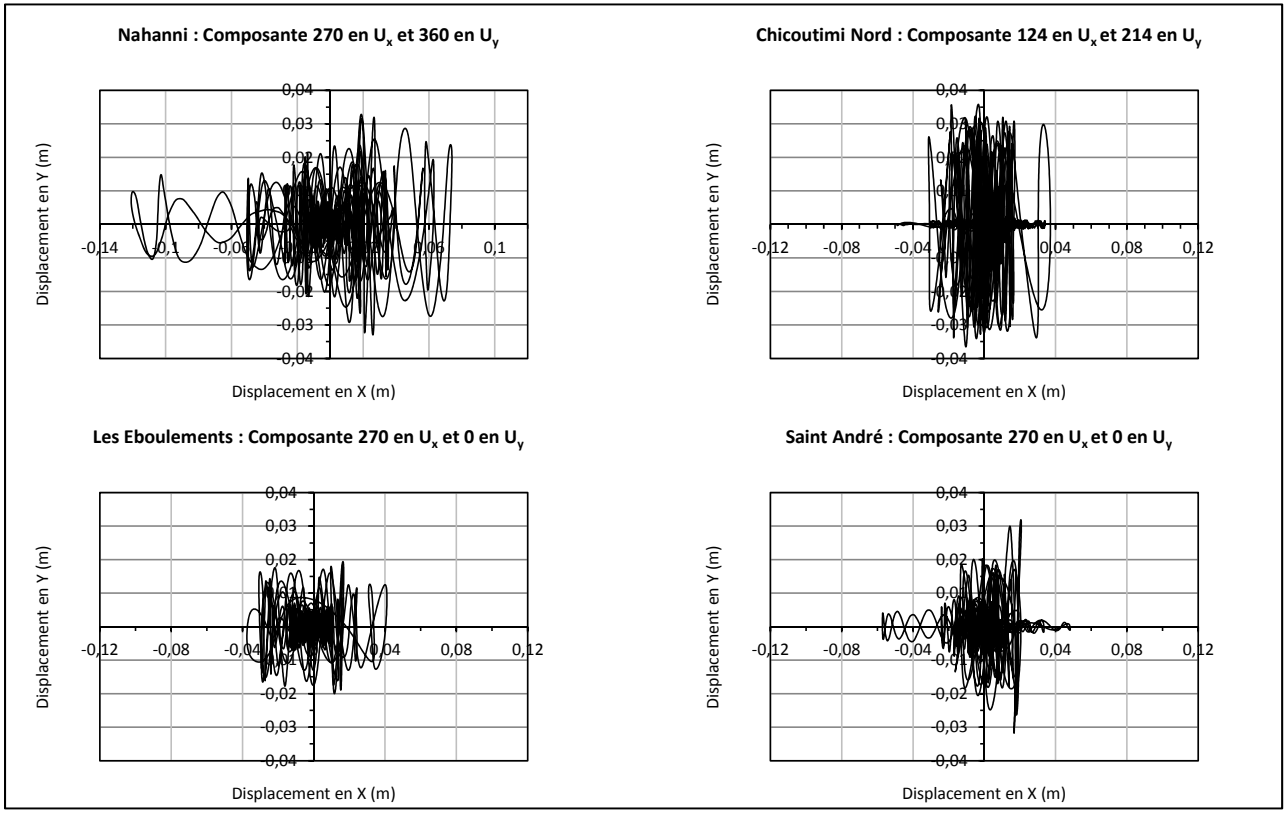


Figure-A VII-1 Déplacement en tête de colonne de la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe C

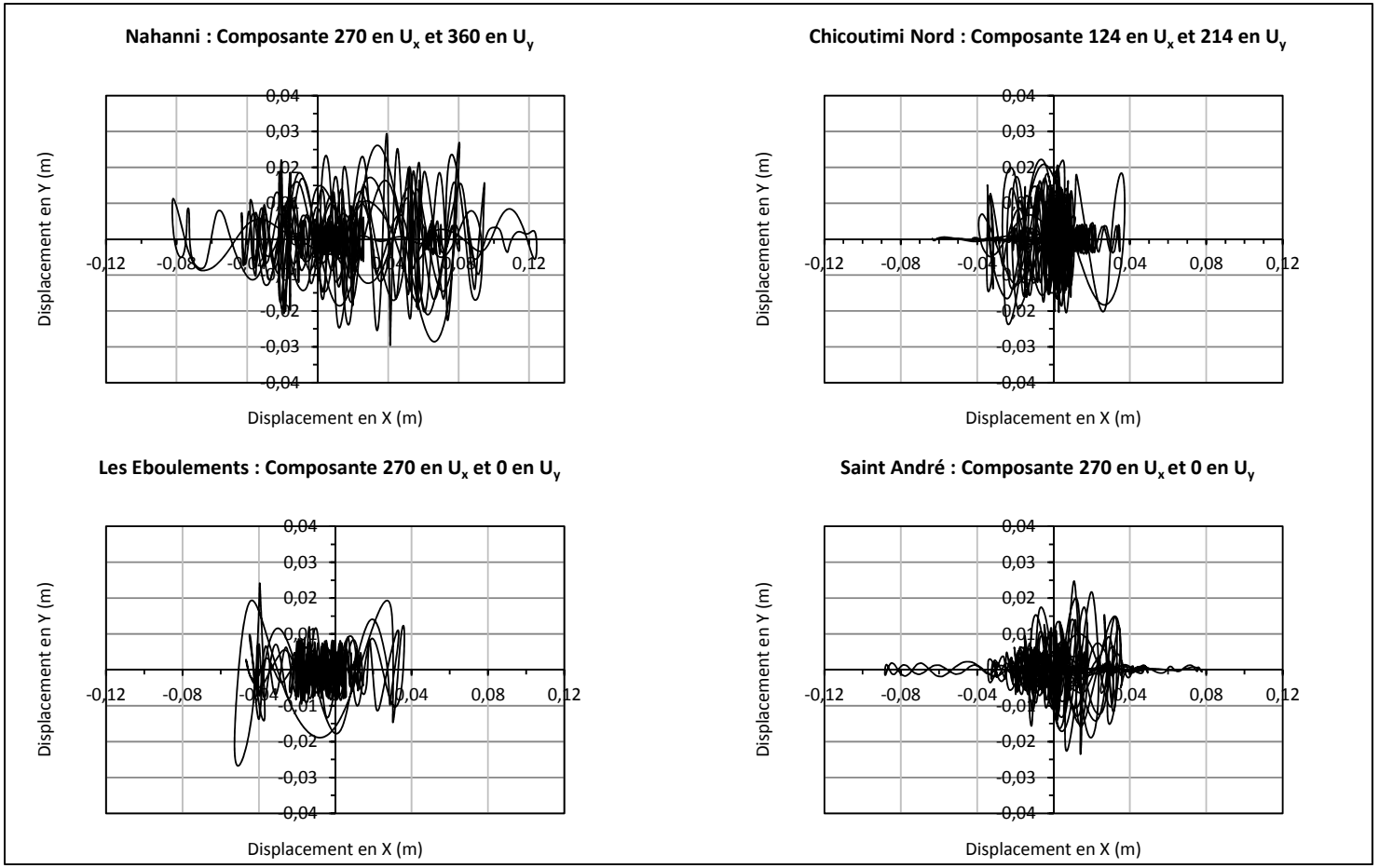


Figure-A VII-2 Déplacement en tête de colonne de la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe D

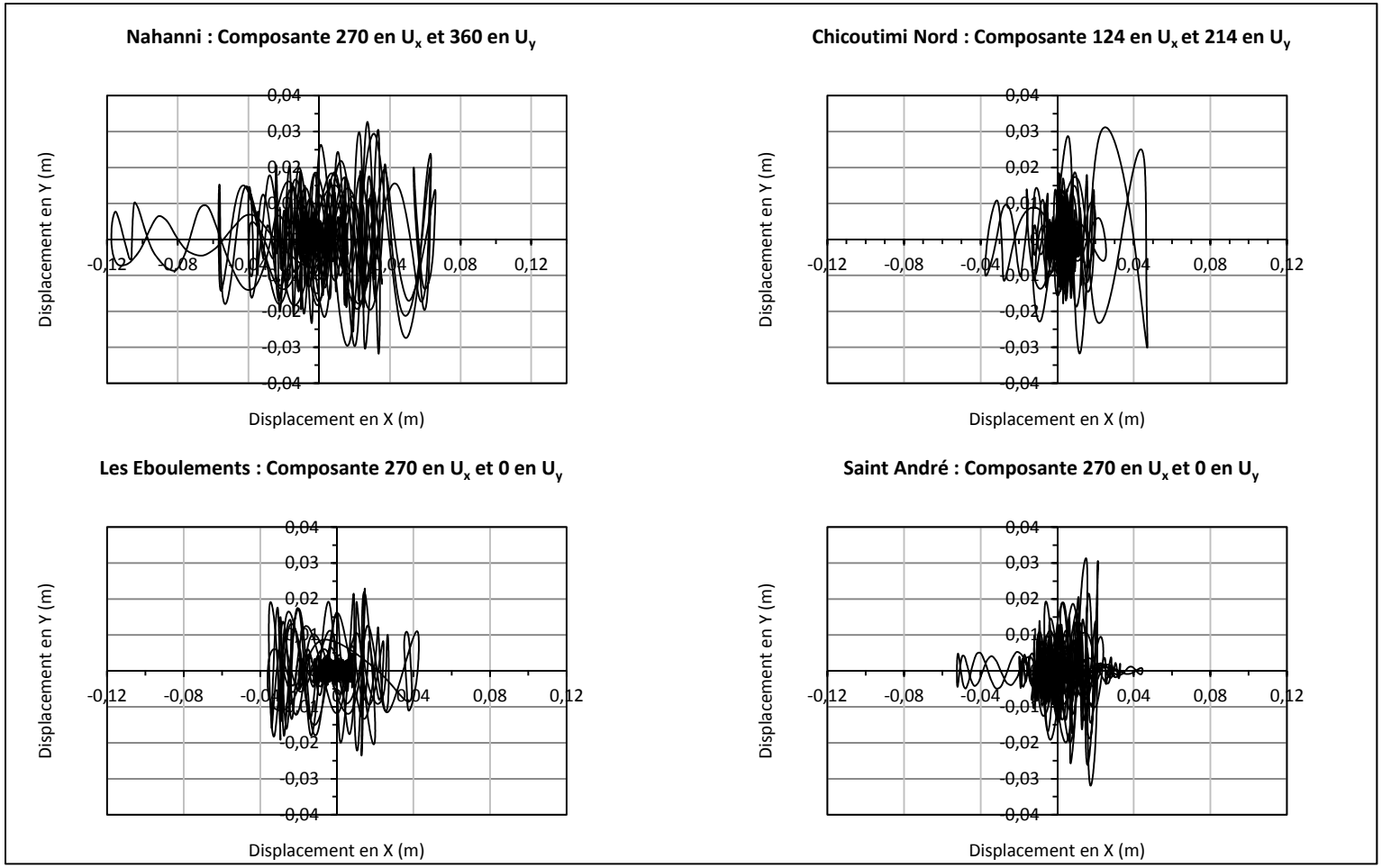


Figure-A VII-3 Déplacement en tête de colonne de la colonne armée à 0,56% pour un sol de classe C

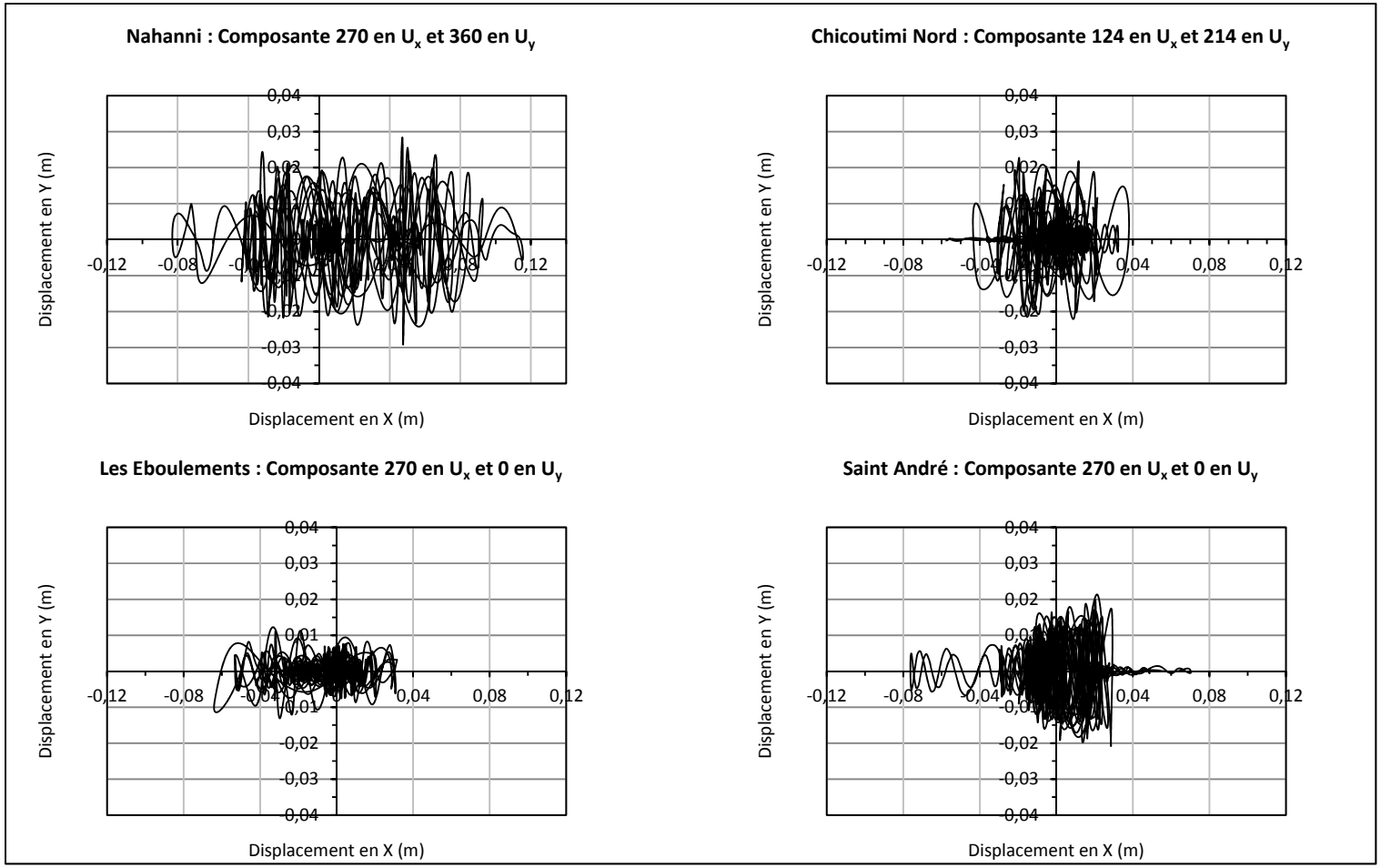


Figure-A VII-4 Déplacement en tête de colonne de la colonne armée à 0,56% pour un sol de classe D

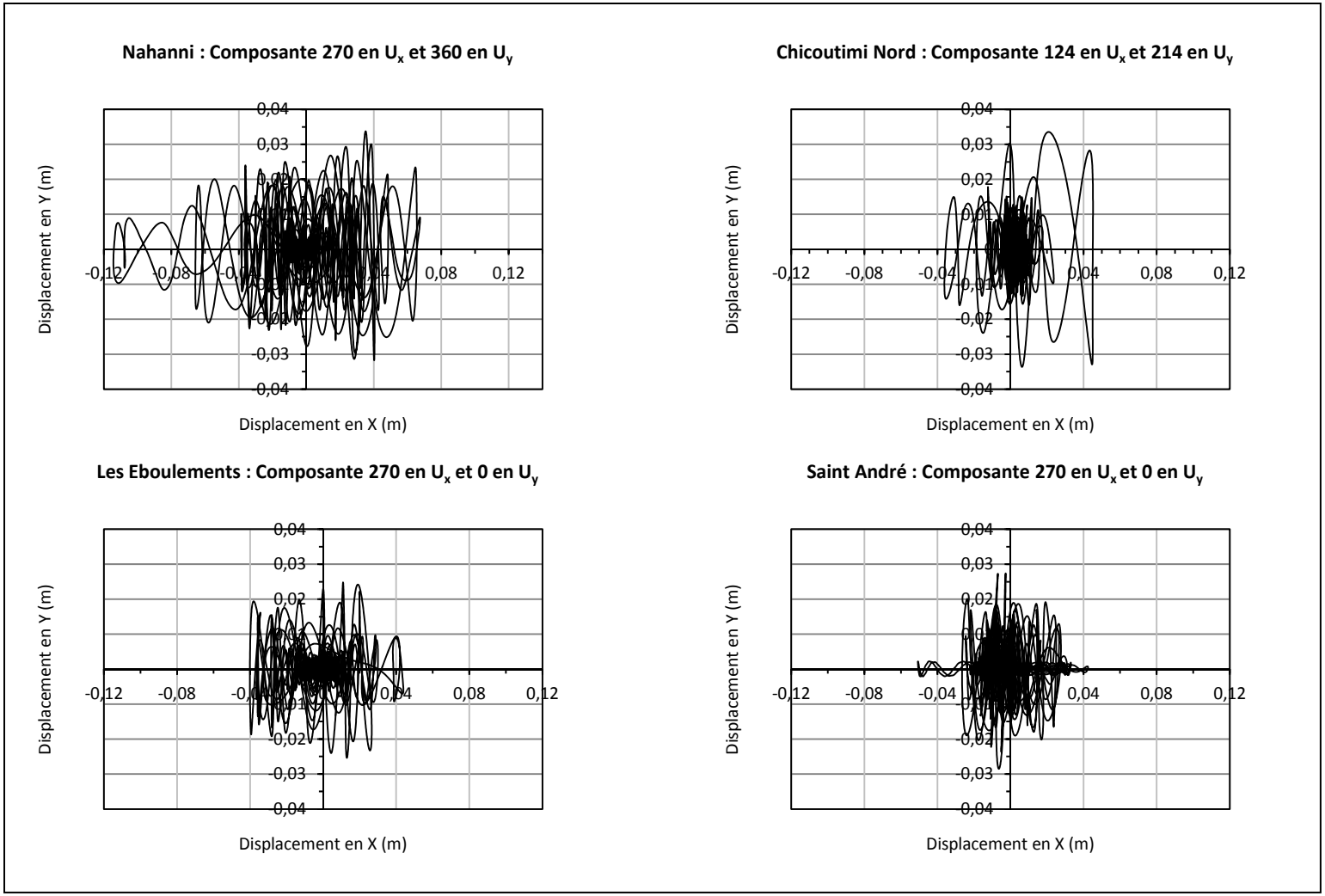


Figure-A VII-5 Déplacement en tête de colonne du modèle P3 armé à 0,83% pour une classe de classe C

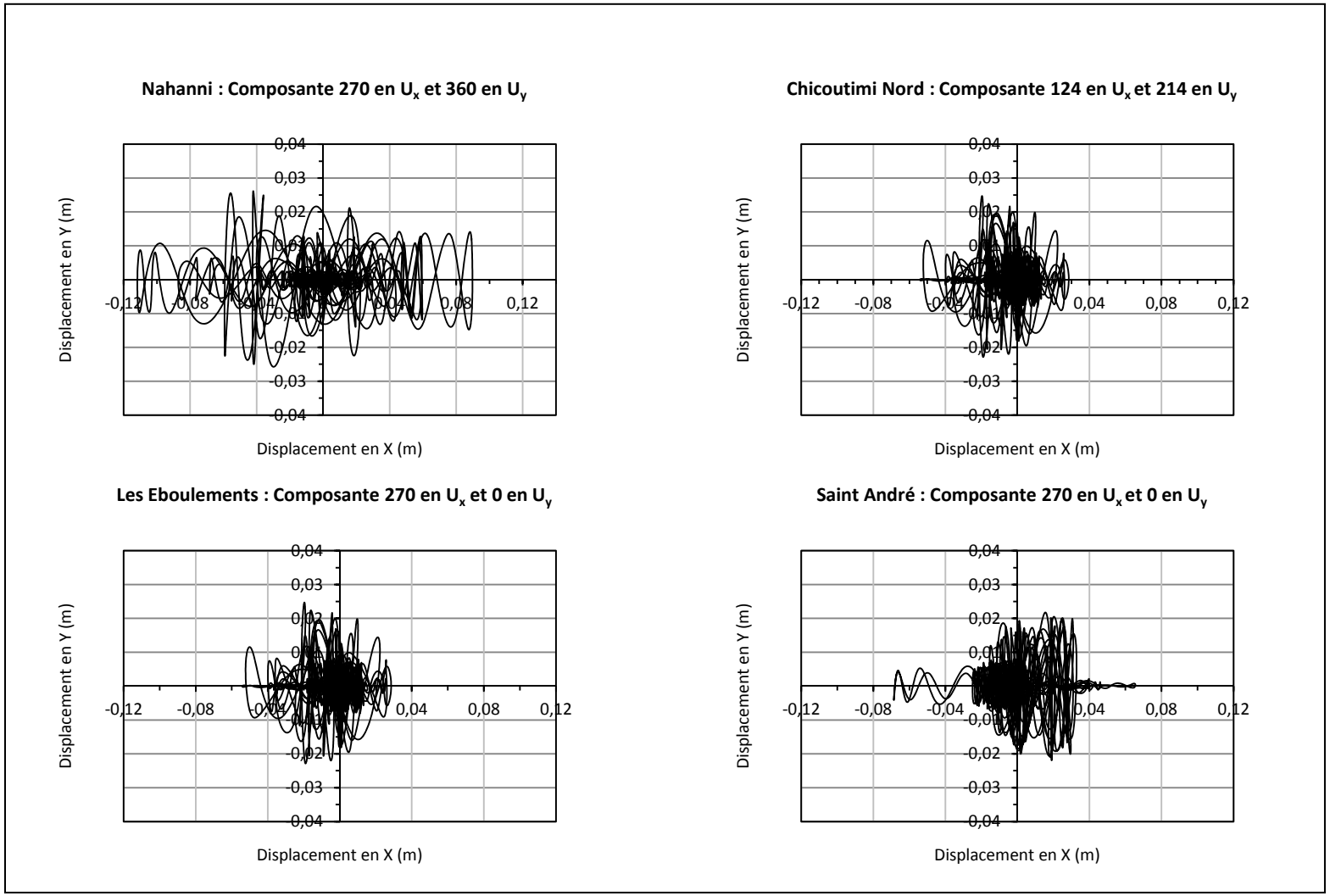


Figure-A VII-6 Déplacement en tête de colonne pour le modèle P3 armé à 0,83% pour un sol de classe D

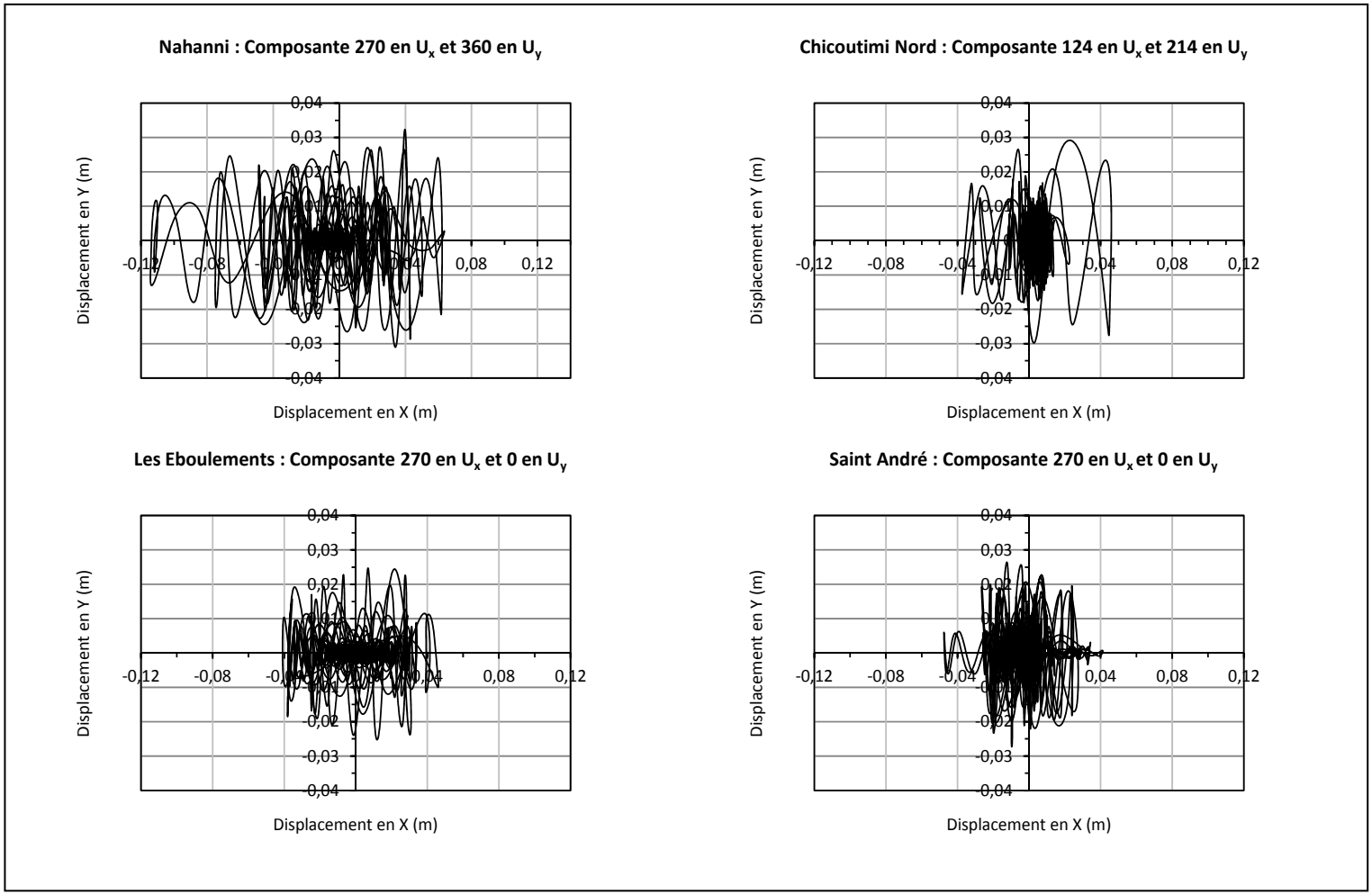


Figure-A VII-7 Déplacement en tête de colonne pour le modèle P4 armé à 1,08% et pour un sol de classe C

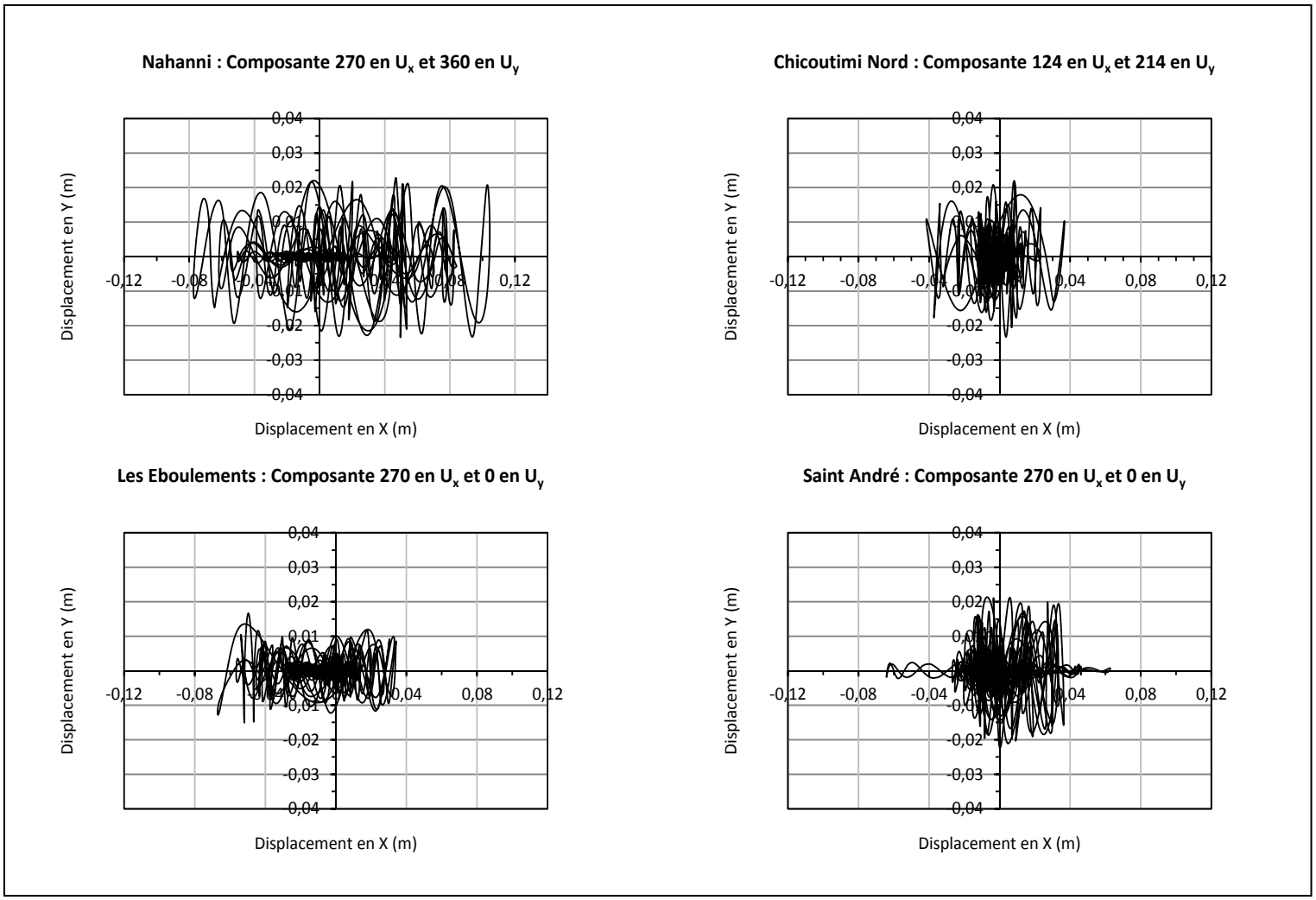


Figure-A VII-8 Déplacement en tête de colonne pour le modèle P4 armé à 1,08% et pour un sol de classe D

ANNEXE VII

SURFACE DE RUPTURE DES MOMENTS

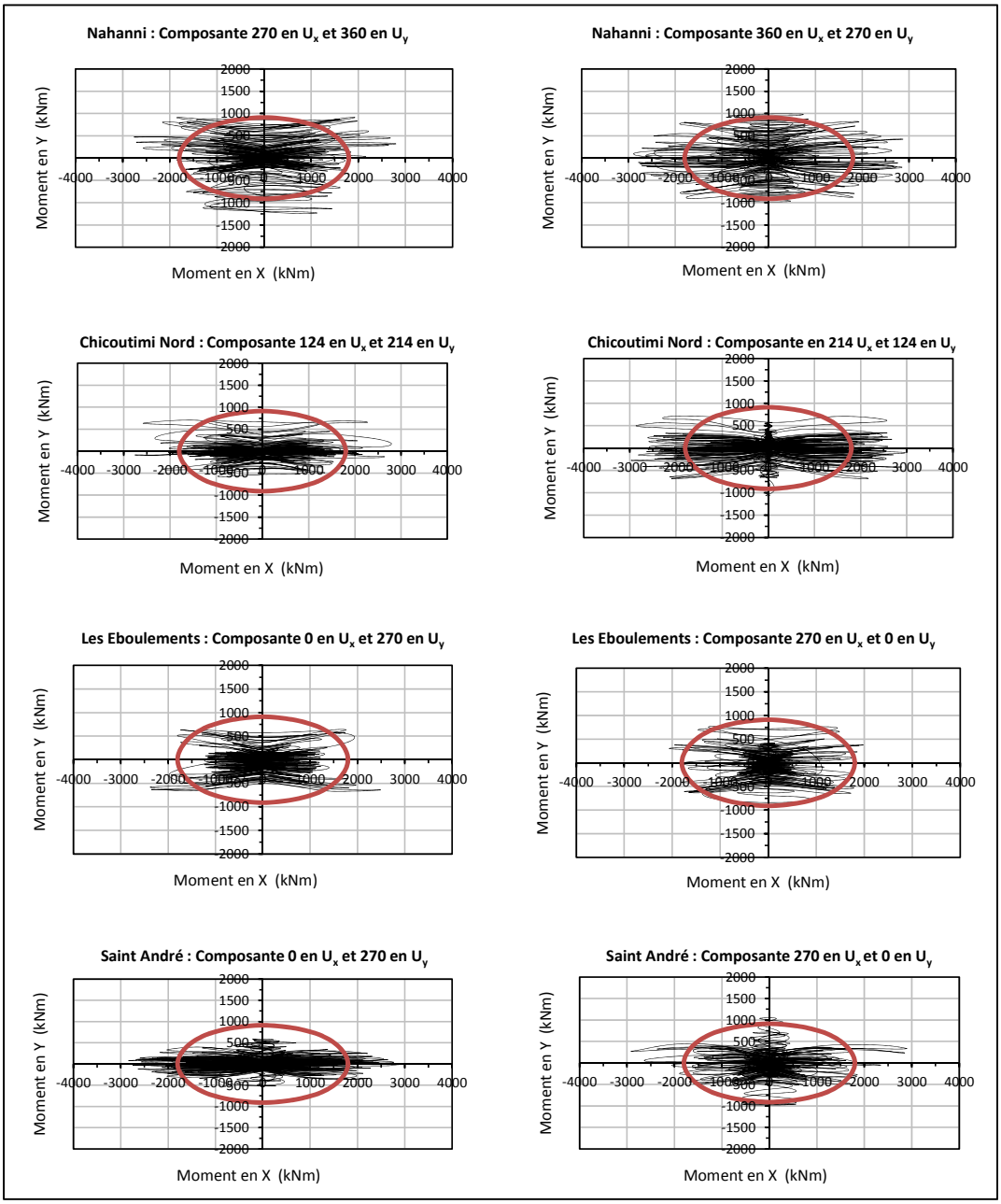


Figure-A VIII-1 Diagramme des moments et surface de rupture de la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe C

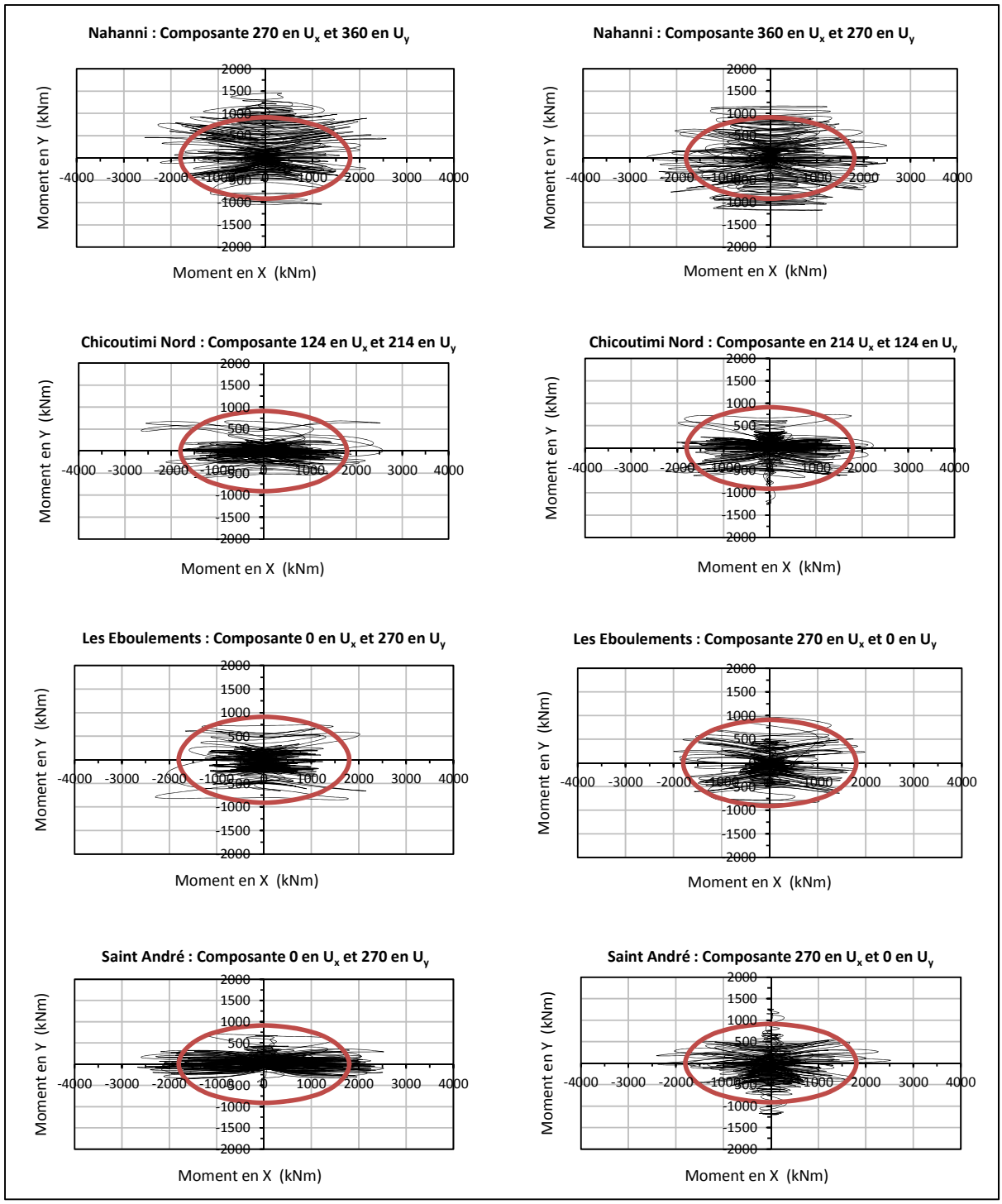


Figure-A VIII-2 Diagramme des moments et surface de rupture
de la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe D

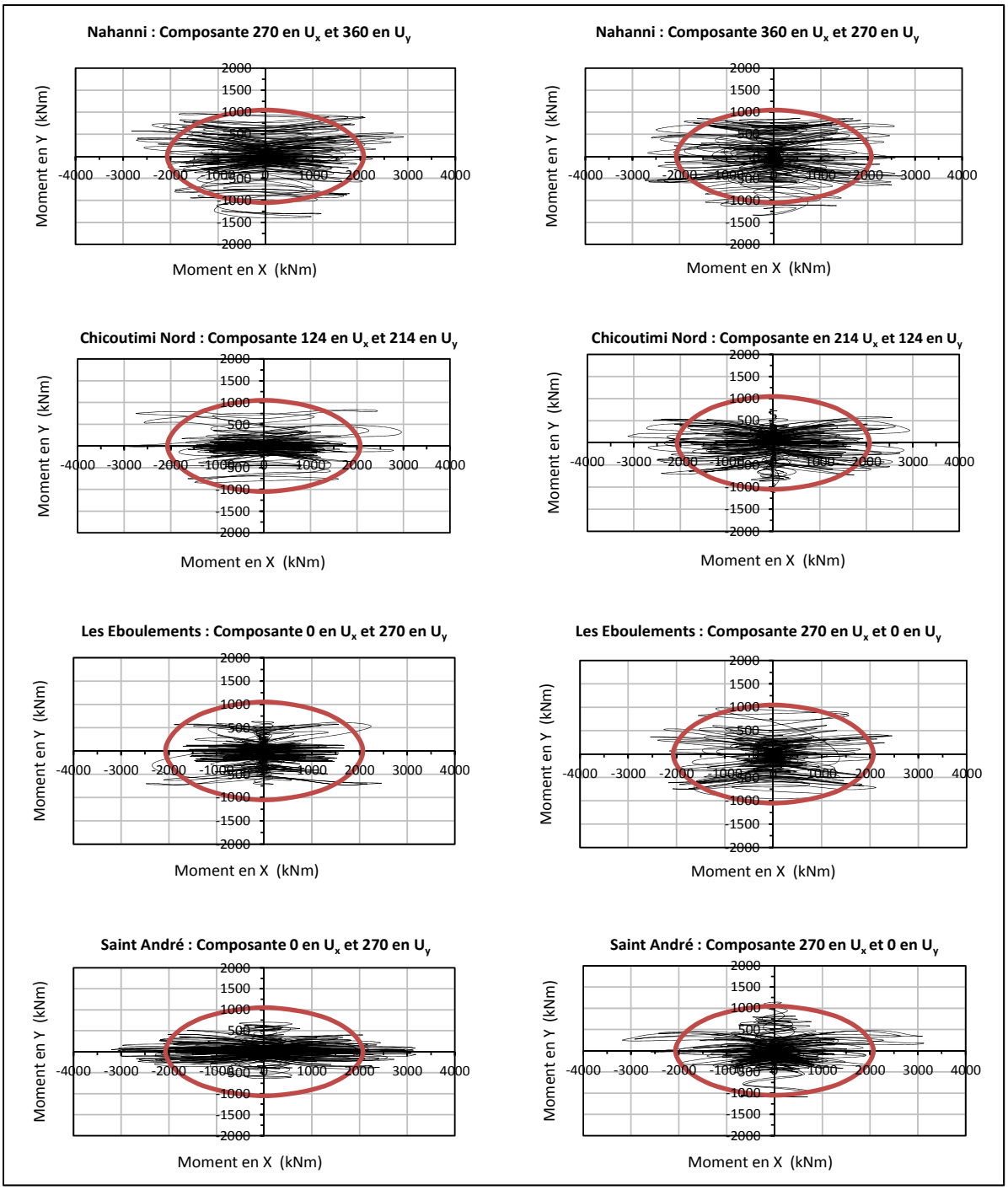


Figure-A VIII-3 Diagramme des moments et surface de rupture de la colonne armée à 0,56% pour un sol de classe C

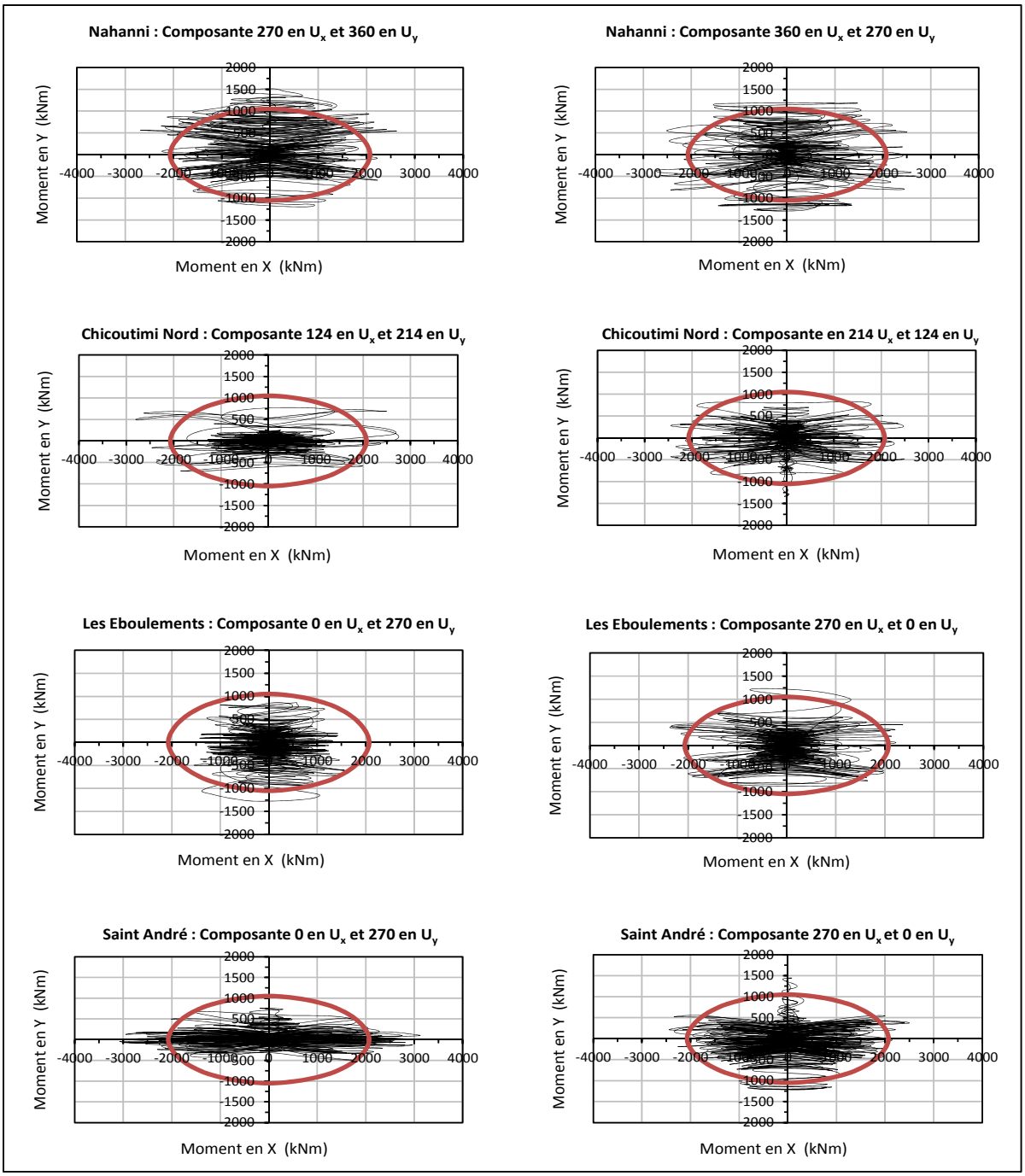


Figure-A VIII-4 Diagramme des moments et surface de rupture de la colonne armée à 0,56% pour un sol de classe D

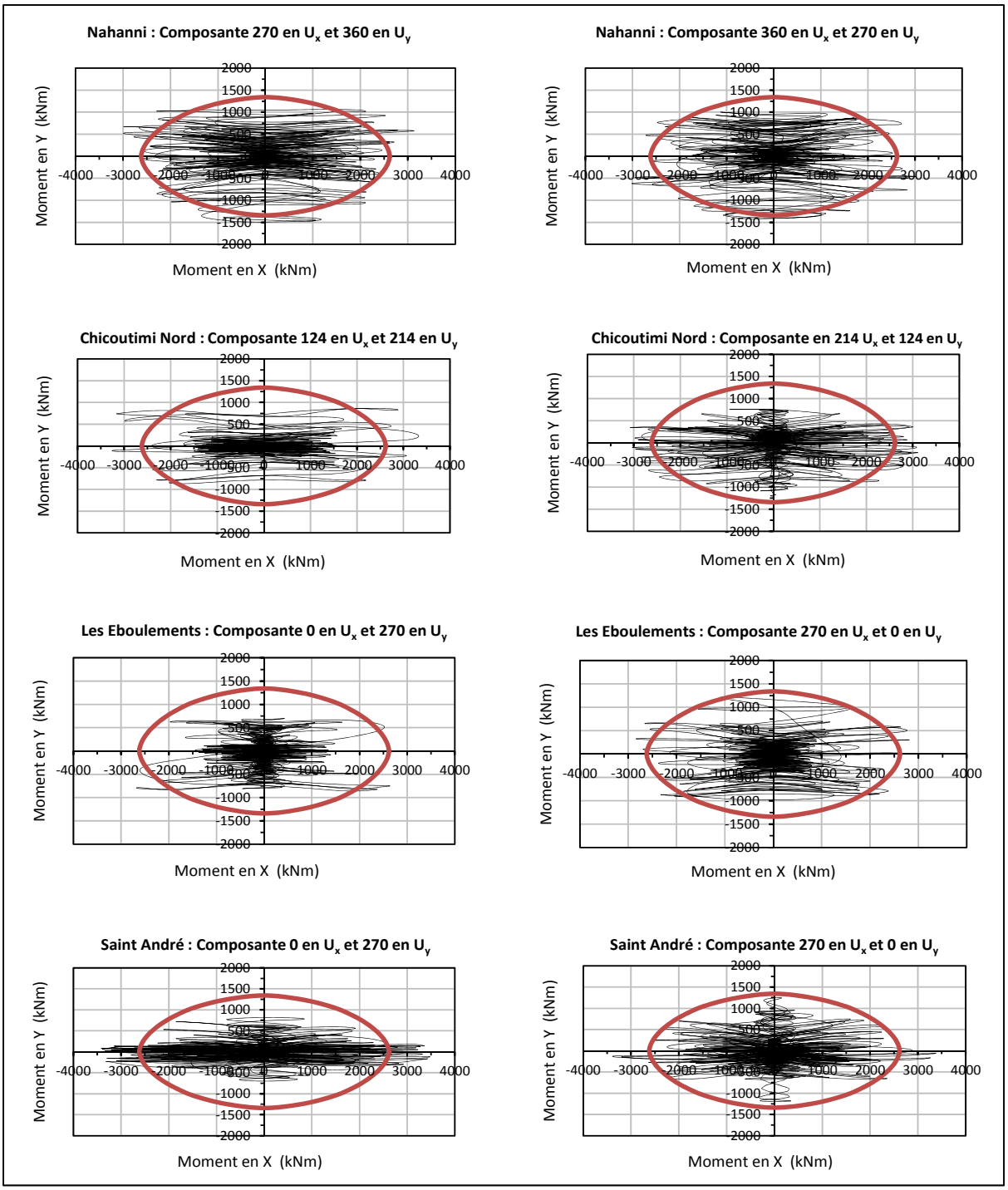


Figure-A VIII-5 Diagramme des moments et surface de rupture de la colonne armée à 0,83% pour un sol de classe C

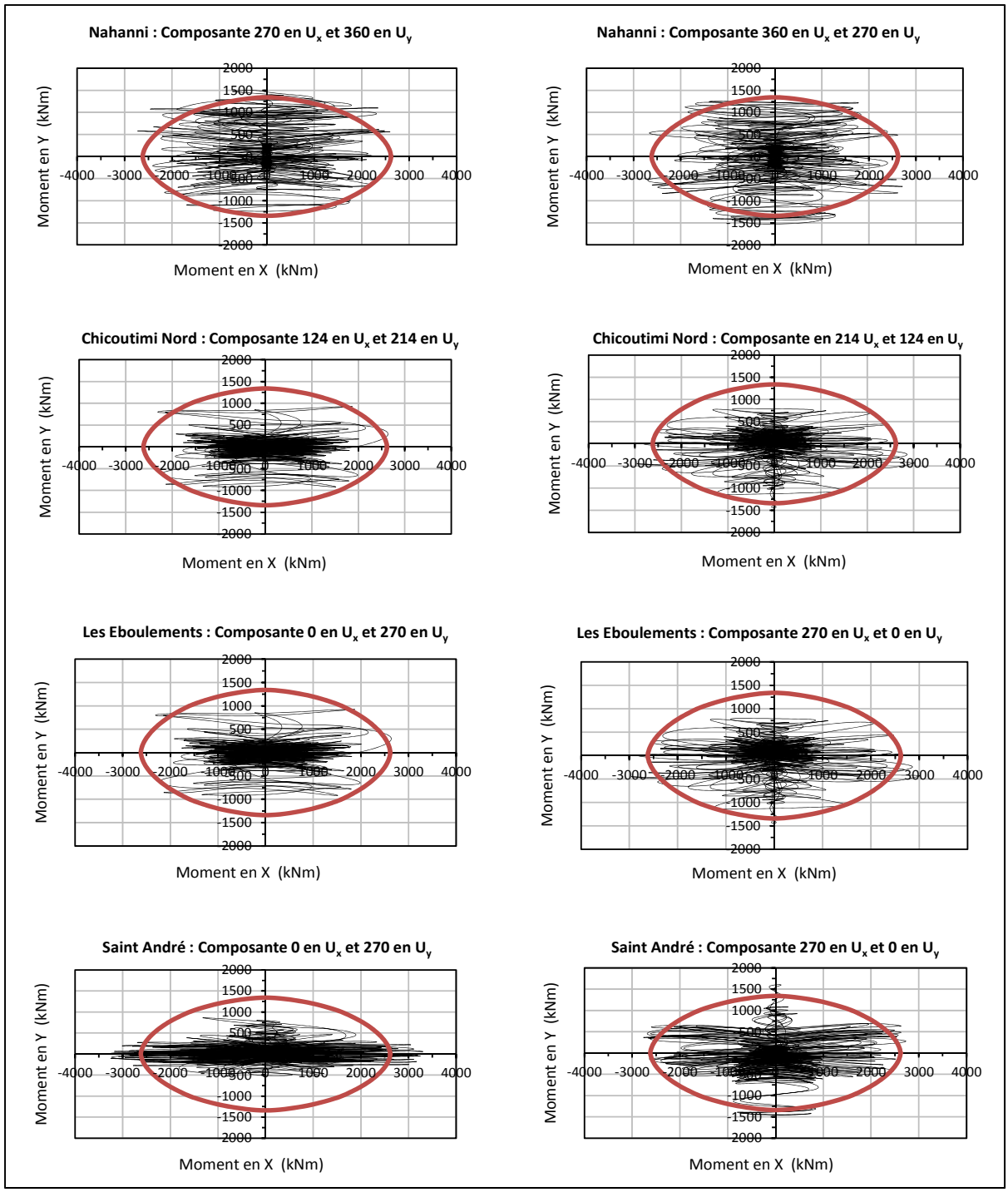


Figure-A VIII-6 Diagramme des moments et surface de rupture de la colonne armée à 0,83% pour un sol de classe D

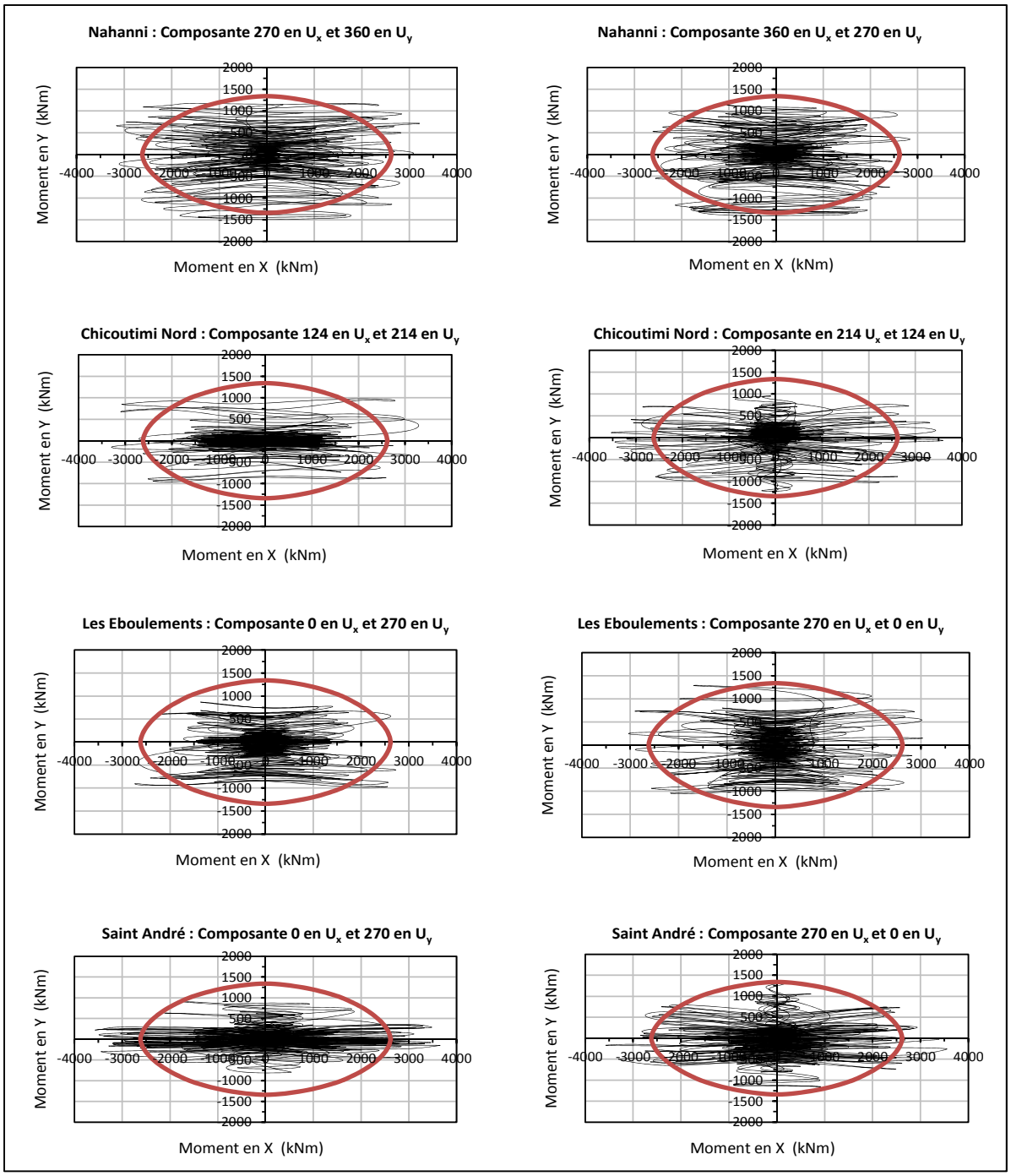


Figure-A VIII-7 Diagramme des moments et surface de rupture
de la colonne armée à 1,08% pour un sol de classe C

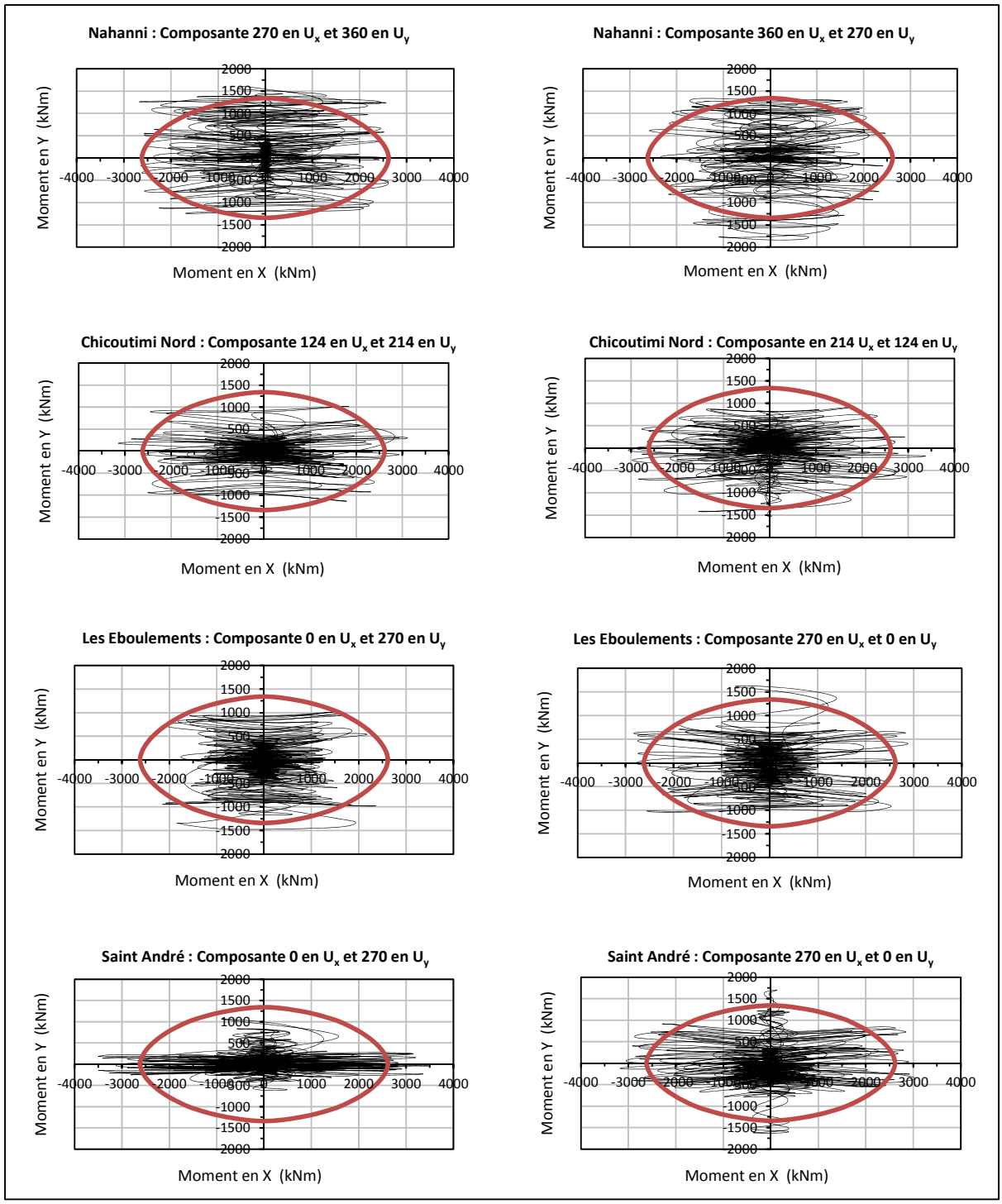
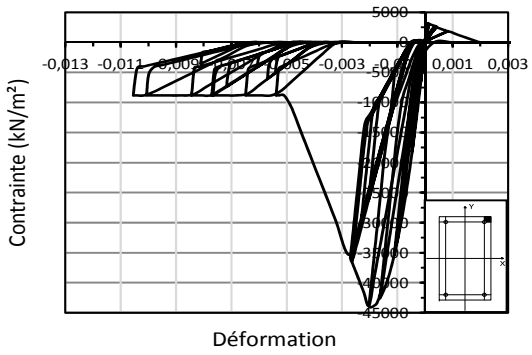


Figure-A VIII-8 Diagramme des moments et surface de rupture de la colonne armée à 1,08% pour un sol de classe D

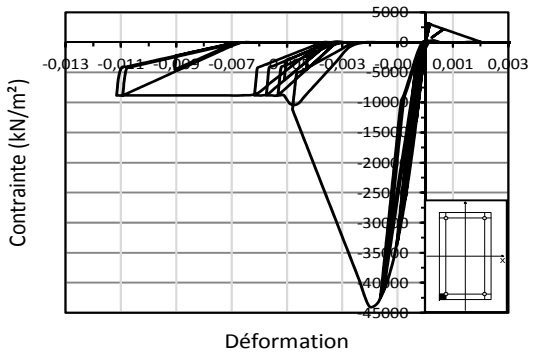
ANNEXE VIII

CONTRAINTE-DÉFORMATION DES FIBRES DU BÉTON NON CONFINÉ

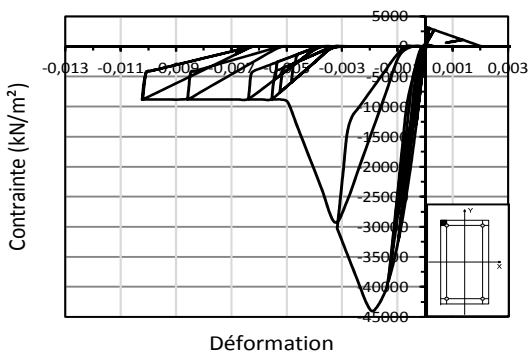
Fibre 1 du béton non confiné



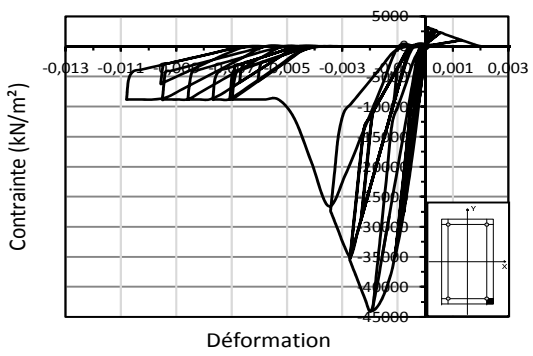
Fibre 2 du béton non confiné



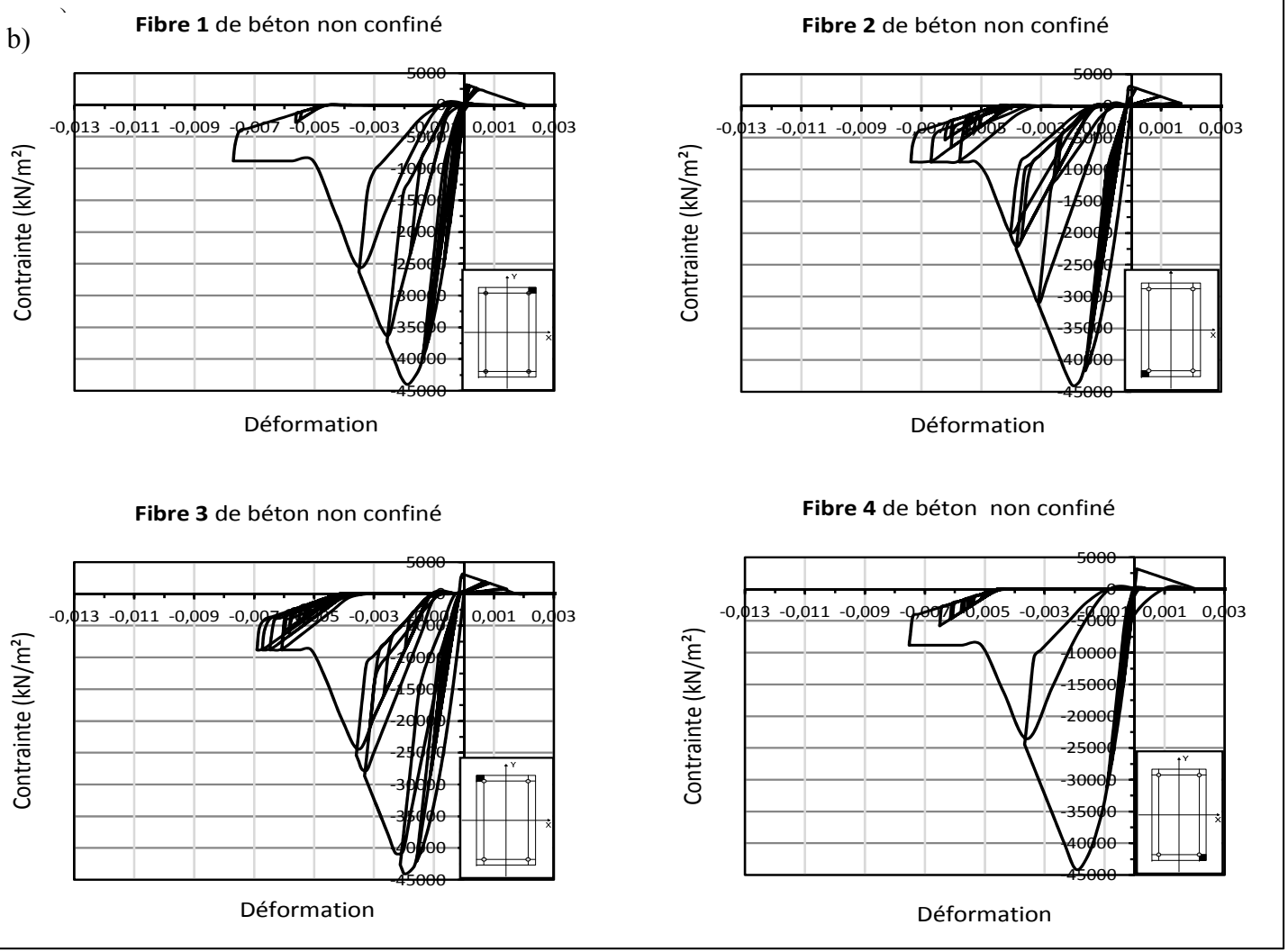
Fibre 3 du béton non confiné



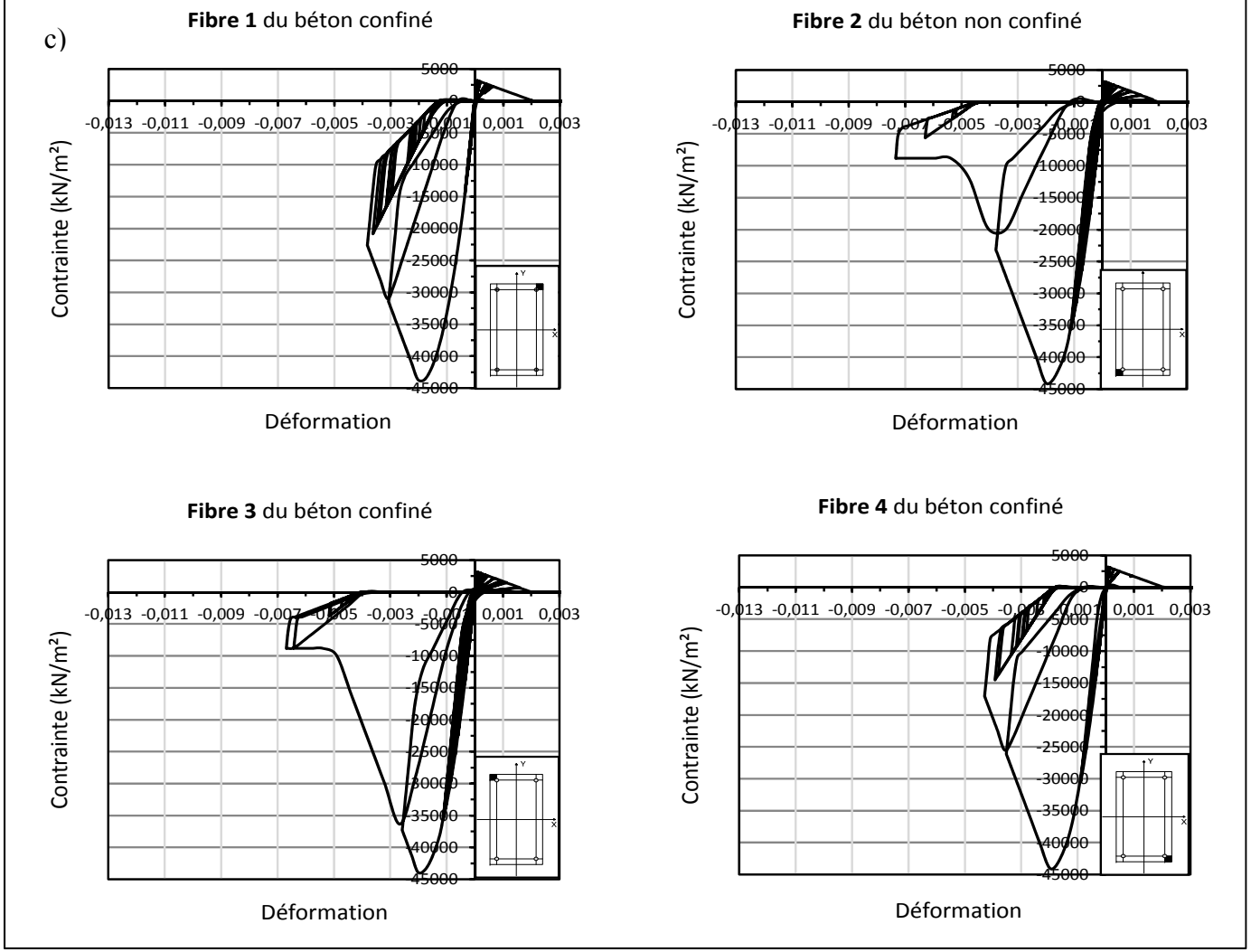
Fibre 4 du béton non confiné



b)


Fibre 1 de béton non confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
-0,013 -0,011 -0,009 -0,007 -0,005 -0,003 -0,001 0,001 0,003
5000
0
-5000
-10000
-15000
-20000
-25000
-30000
-35000
-40000
-45000
Fibre 2 de béton non confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
Fibre 3 de béton non confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
Fibre 4 de béton non confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation

c)


Fibre 1 du béton confiné
Fibre 2 du béton non confiné
Fibre 3 du béton confiné
Fibre 4 du béton confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
5000
0
-5000
-10000
-15000
-20000
-25000
-30000
-35000
-40000
-45000
-0,013 -0,011 -0,009 -0,007 -0,005 -0,003 -0,001 0,001 0,003

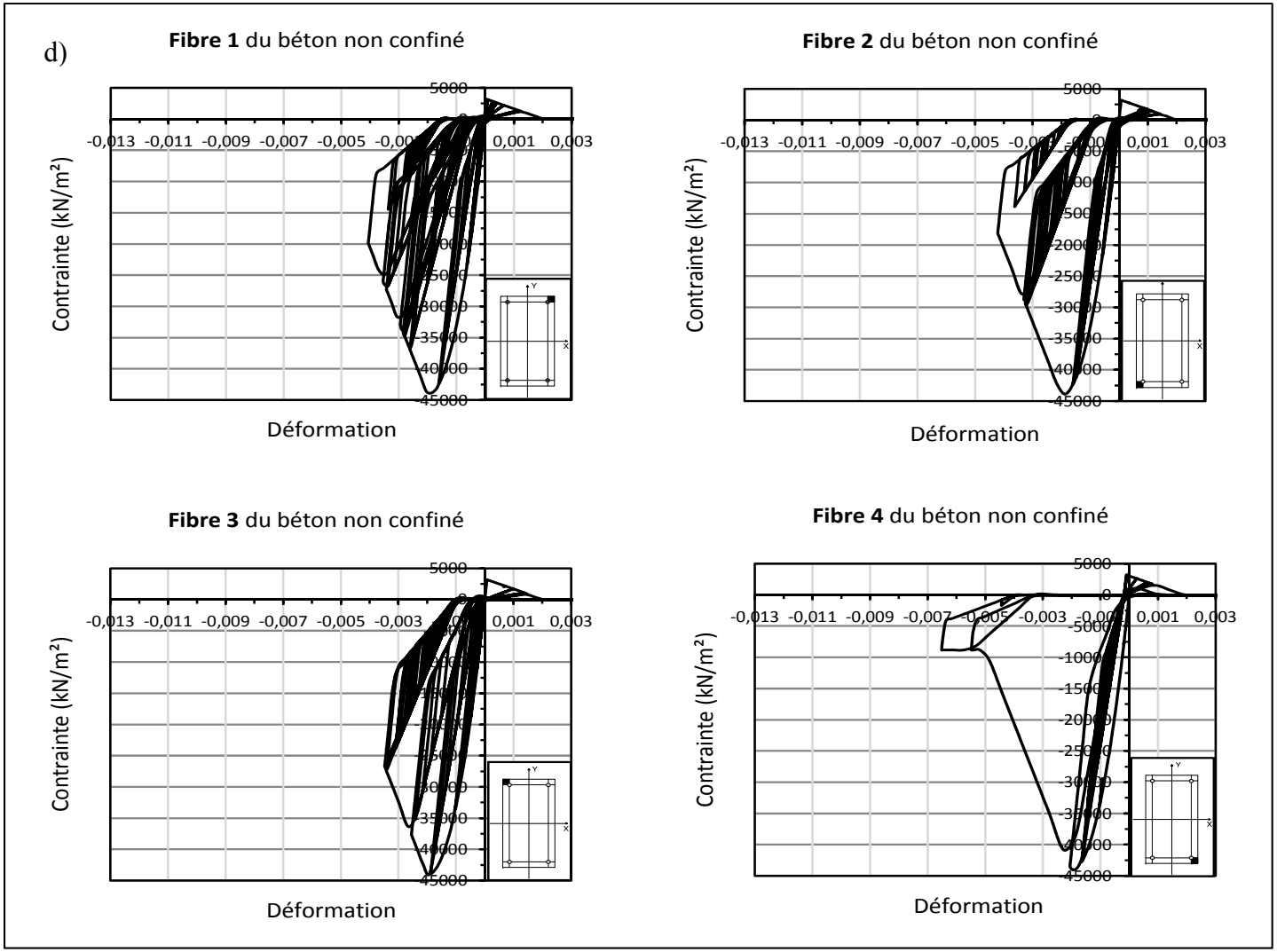
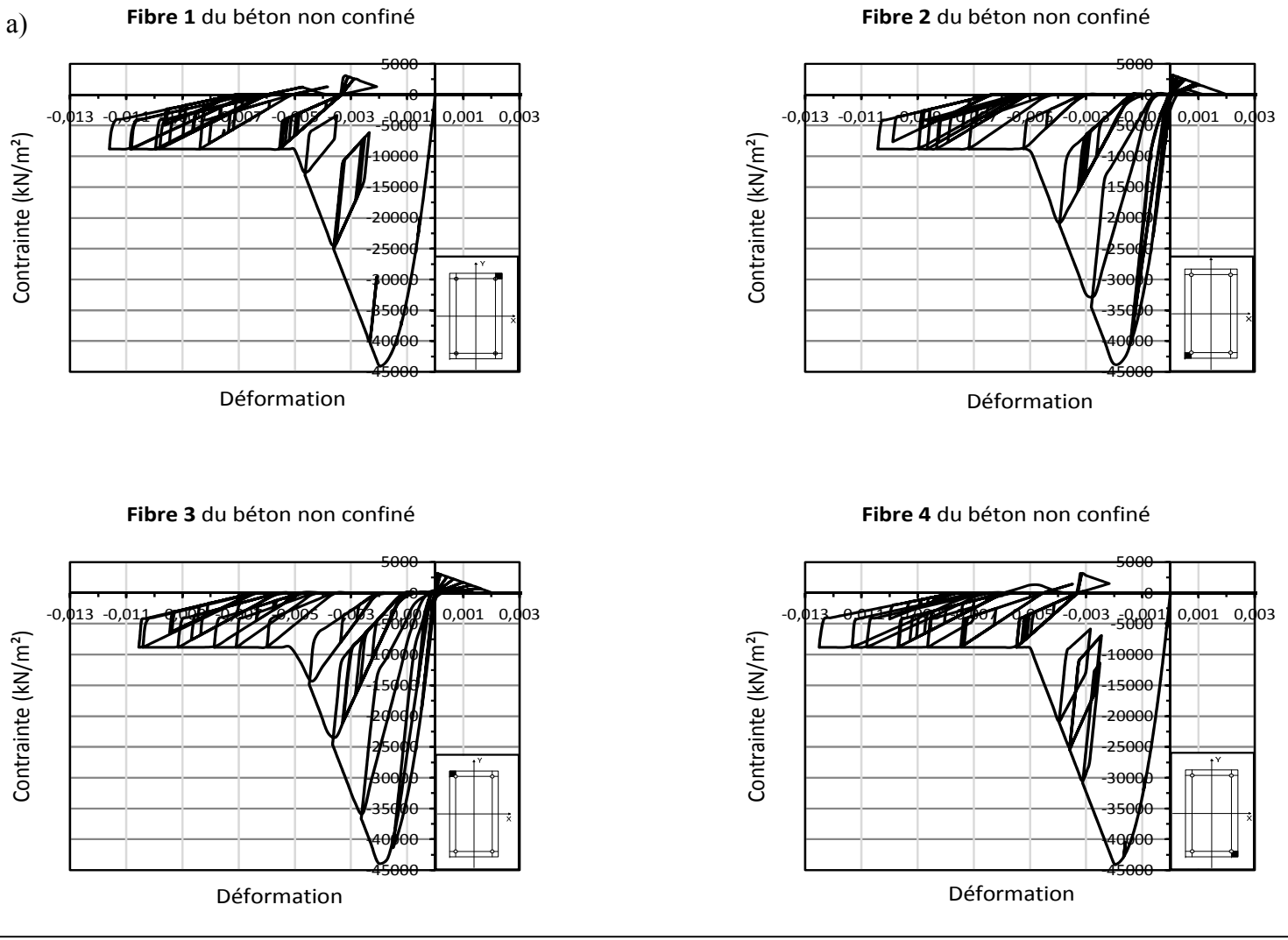


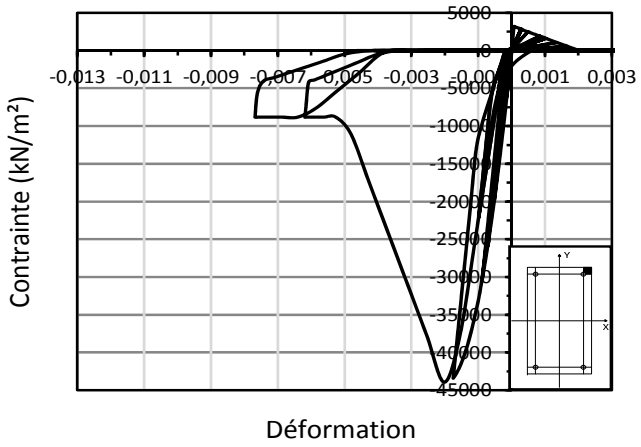
Figure-A VIII-1 Déformations des fibres de béton non confiné pour la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe C : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

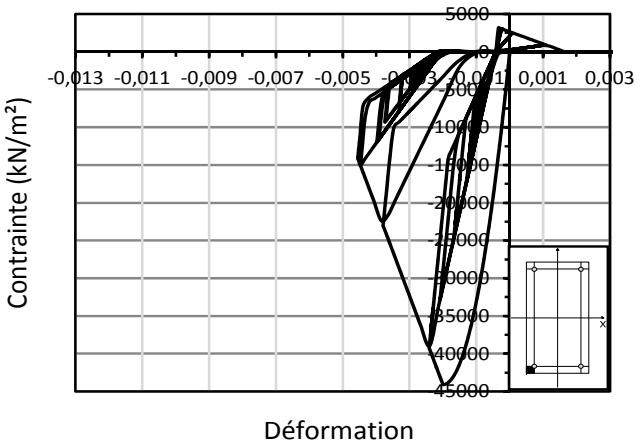

Fibre 1 du béton non confiné
Fibre 2 du béton non confiné
Fibre 3 du béton non confiné
Fibre 4 du béton non confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
5000
0
-5000
-10000
-15000
-20000
-25000
-30000
-35000
-40000
-45000
-0,013
-0,011
-0,009
-0,007
-0,005
-0,003
-0,001
0,001
0,003

b)

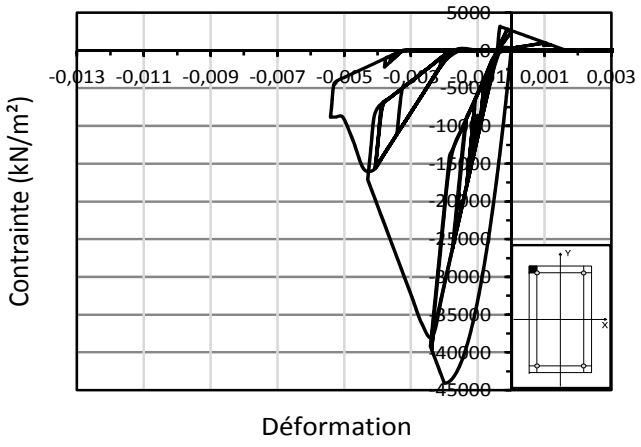
Fibre 1 de béton non confiné



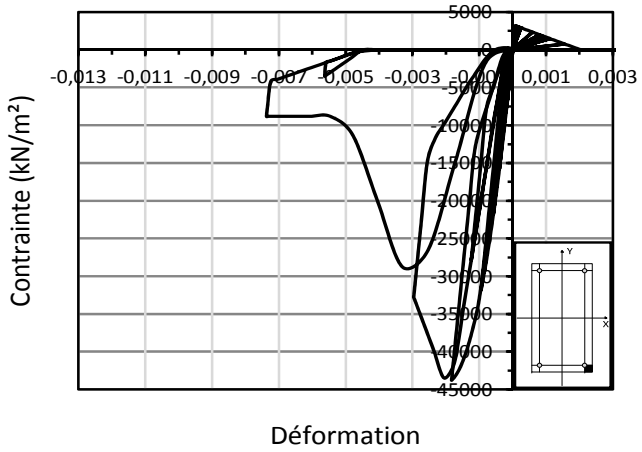
Fibre 2 de béton non confiné



Fibre 3 de béton non confiné

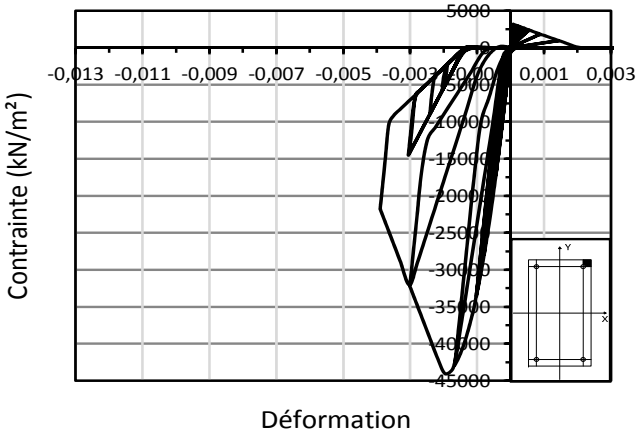


Fibre 4 de béton non confiné

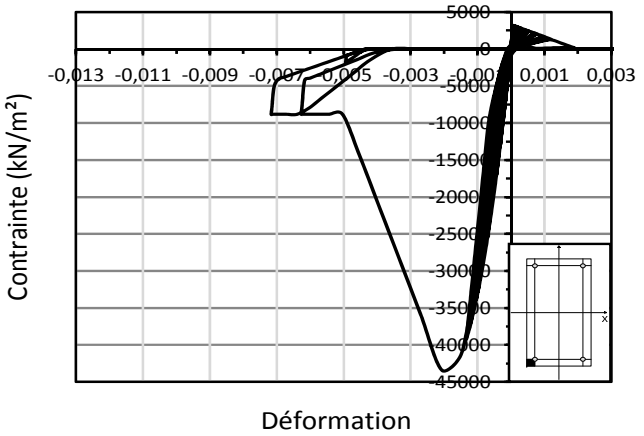


c)

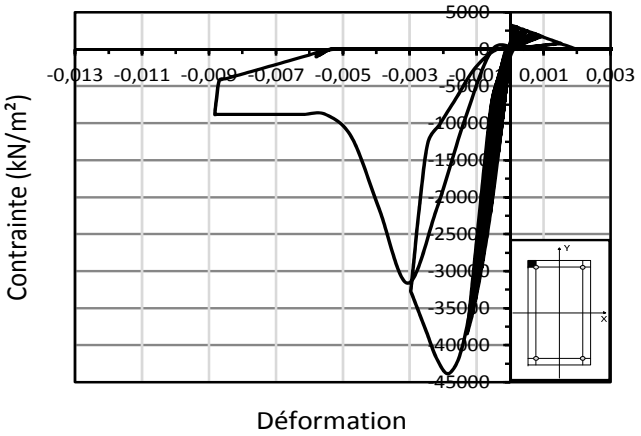
Fibre 1 du béton confiné



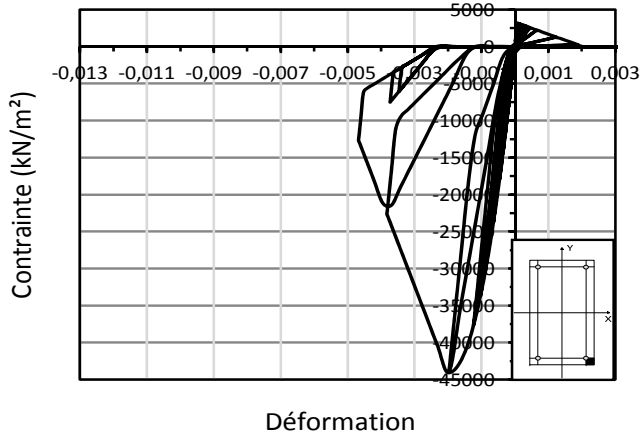
Fibre 2 du béton non confiné



Fibre 3 du béton confiné



Fibre 4 du béton confiné



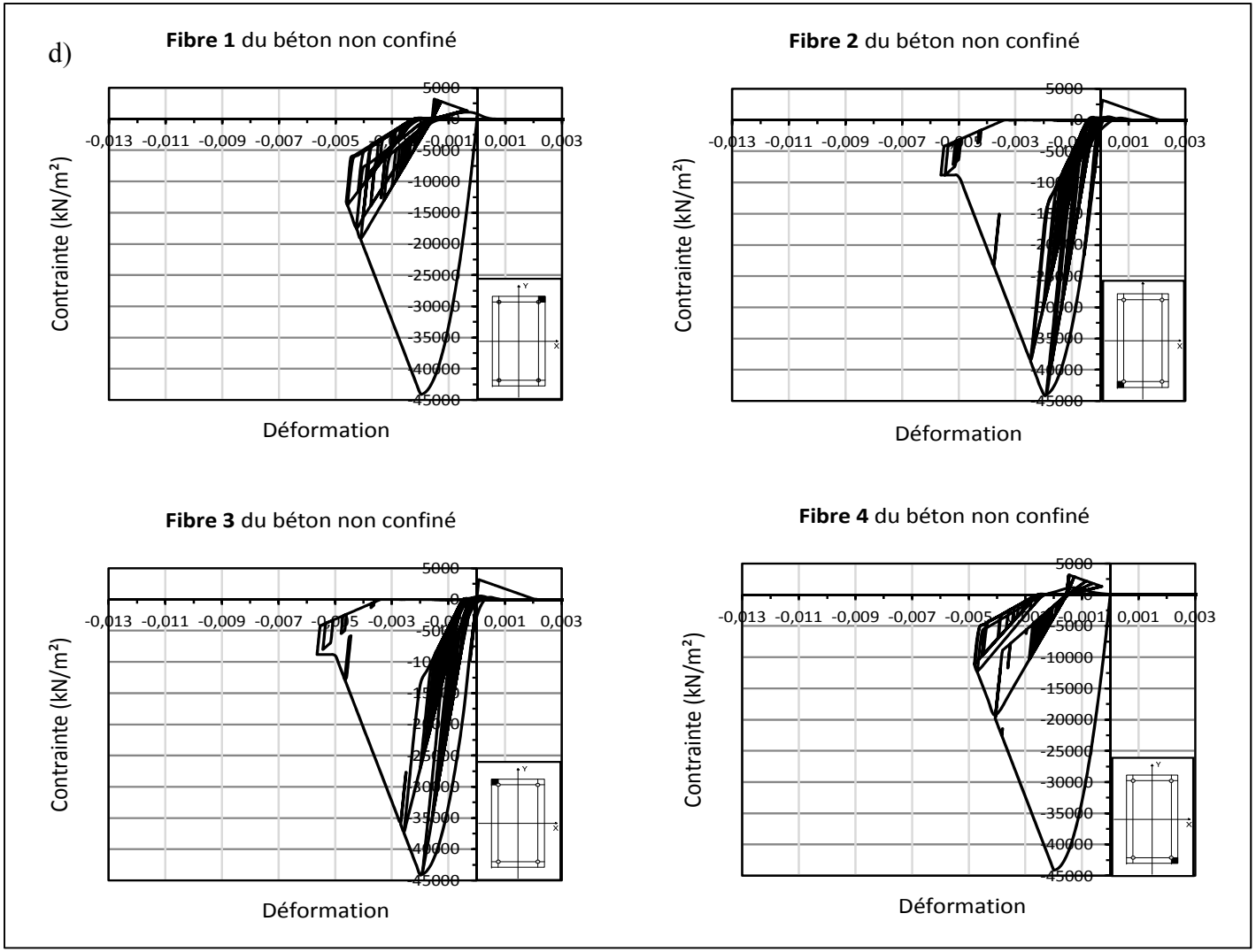
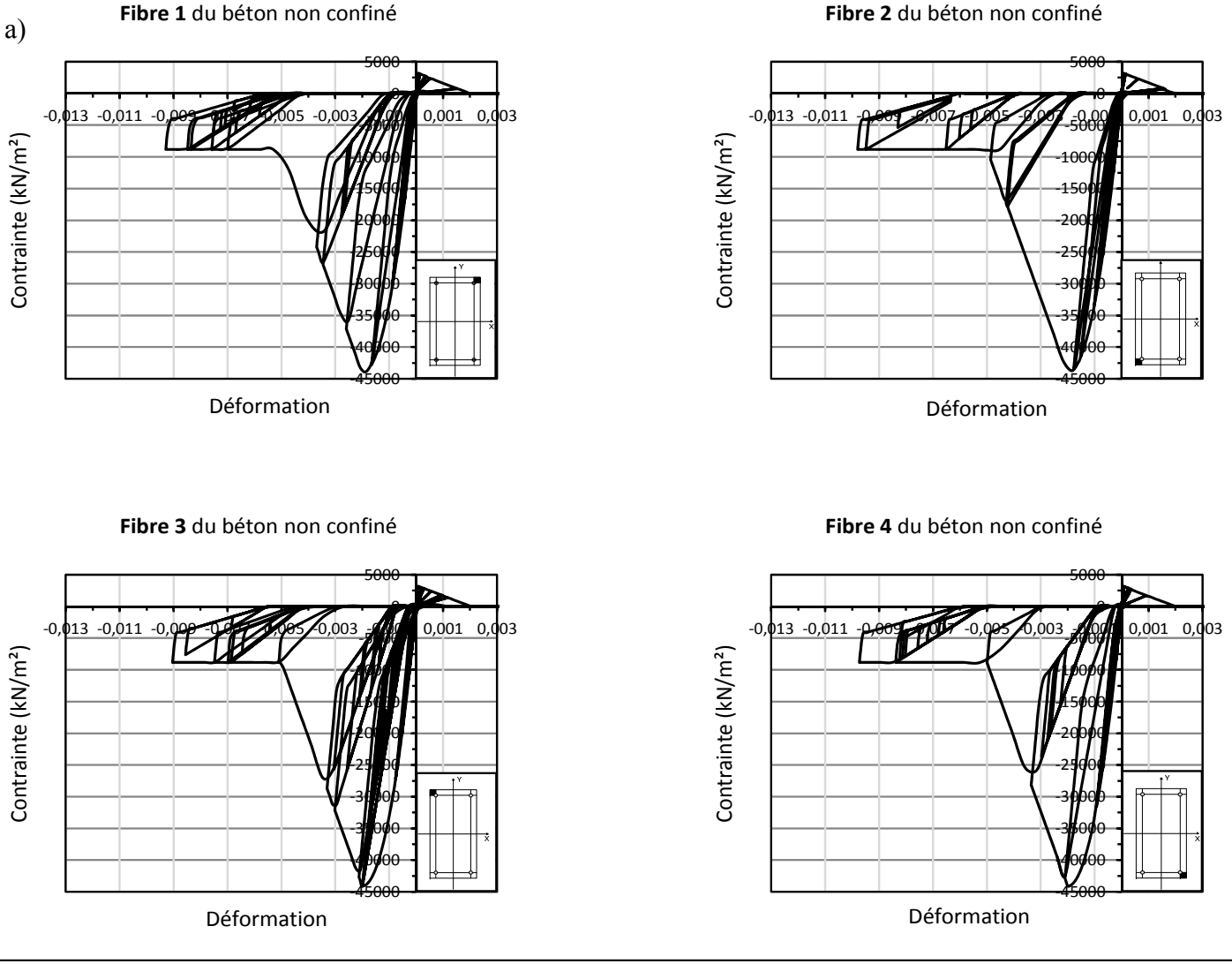
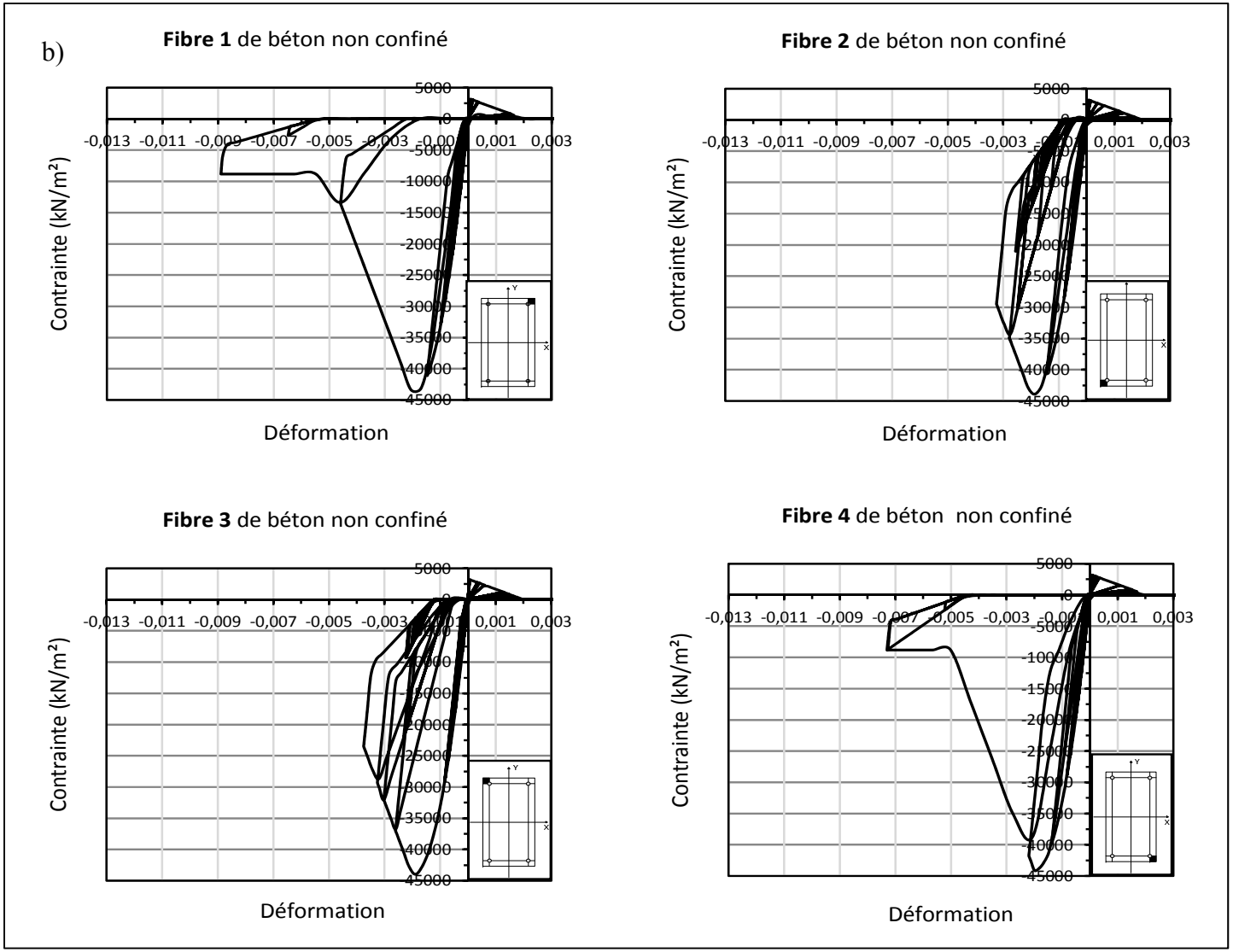


Figure-A VIII-2 Déformations des fibres de béton non confiné pour la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

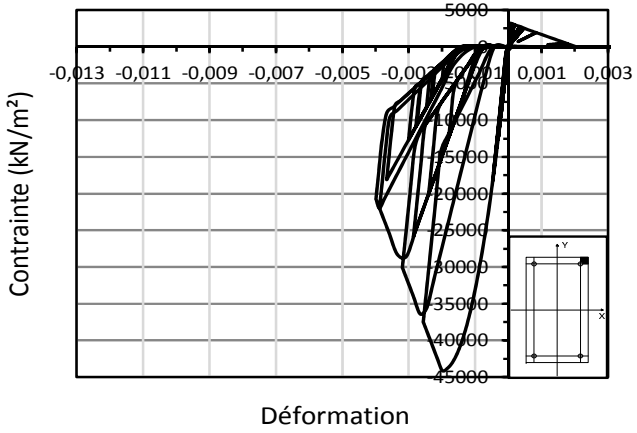

Fibre 1 du béton non confiné
Fibre 2 du béton non confiné
Fibre 3 du béton non confiné
Fibre 4 du béton non confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
5000
0
-5000
-10000
-15000
-20000
-25000
-30000
-35000
-40000
-45000
-0,013
-0,011
-0,009
-0,007
-0,005
-0,003
-0,001
0,001
0,003

b)

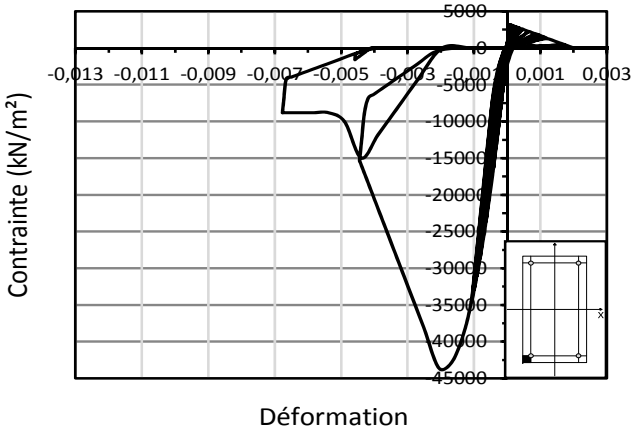

Fibre 1 de béton non confiné
Fibre 2 de béton non confiné
Fibre 3 de béton non confiné
Fibre 4 de béton non confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
5000
0
-5000
-10000
-15000
-20000
-25000
-30000
-35000
-40000
-45000
-0,013 -0,011 -0,009 -0,007 -0,005 -0,003 -0,001 0,001 0,003

c)

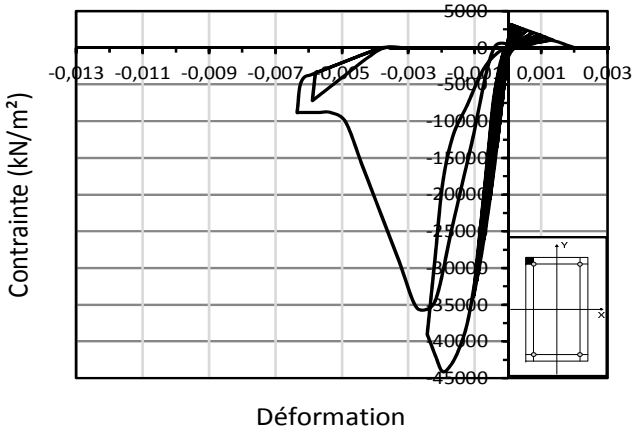
Fibre 1 du béton confiné



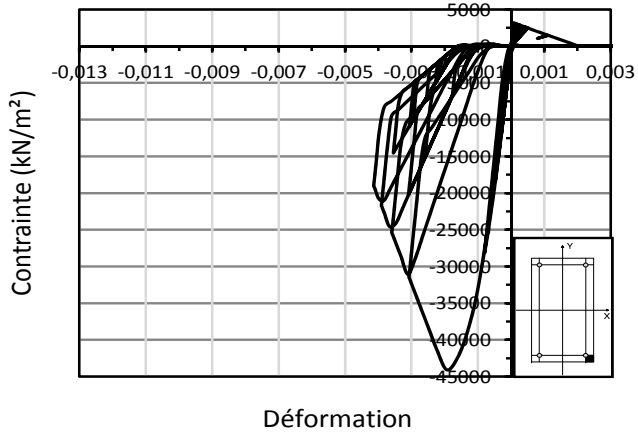
Fibre 2 du béton non confiné



Fibre 3 du béton confiné



Fibre 4 du béton confiné



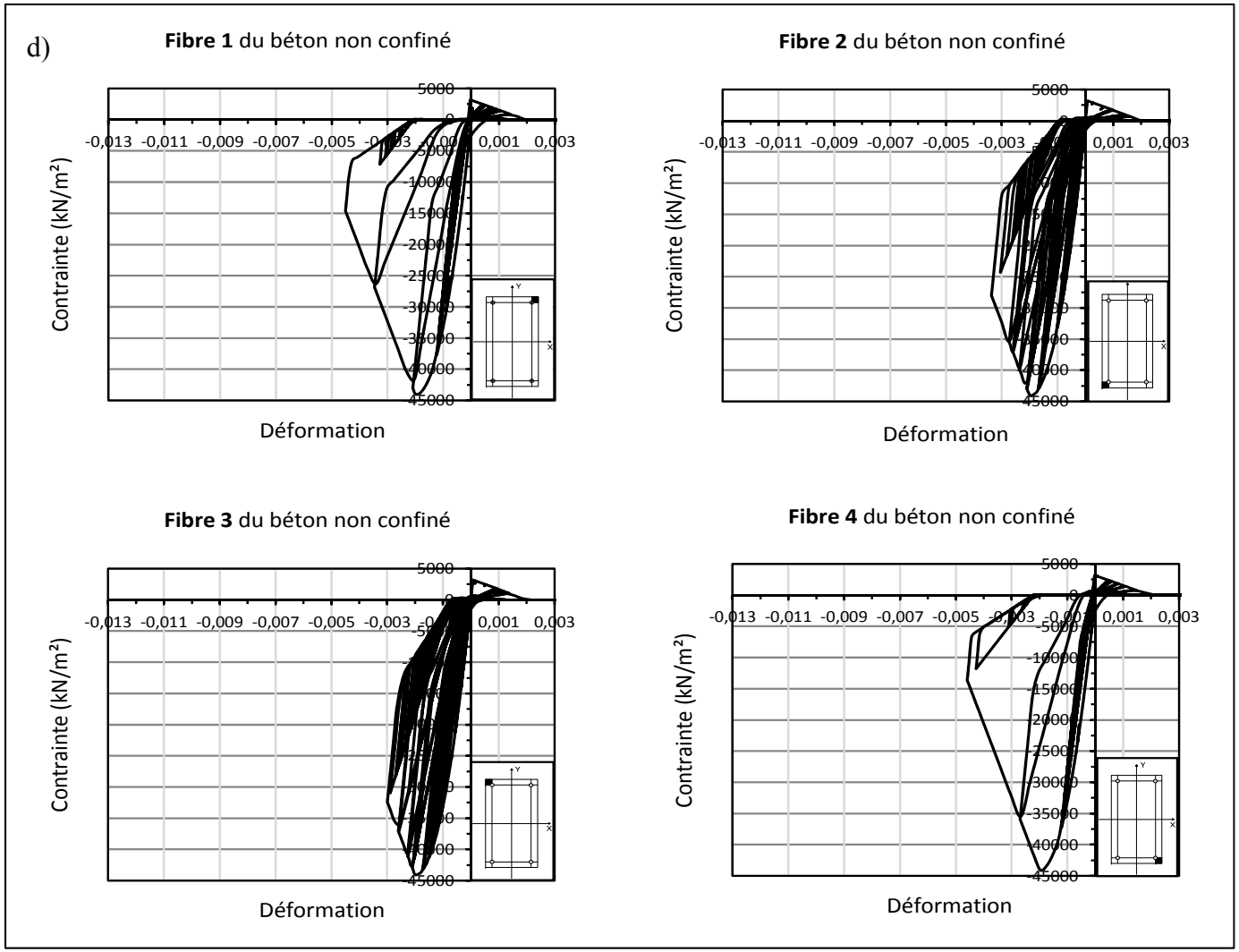
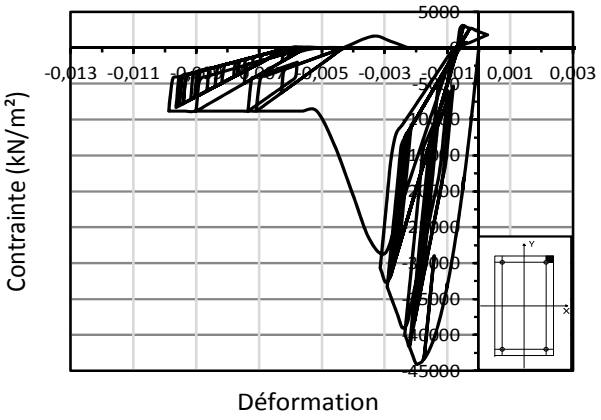


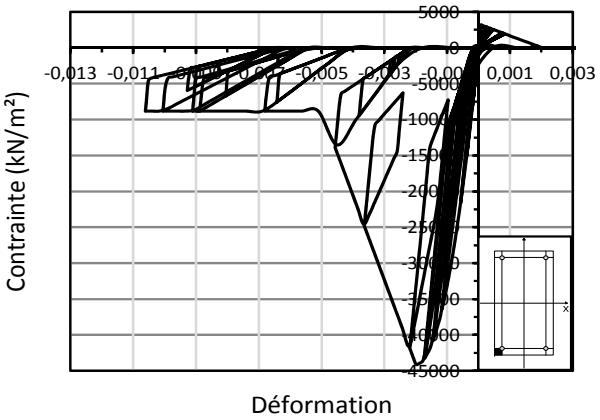
Figure-A VIII-3 Déformations des fibres de béton non confiné pour la colonne armée à 0,56% pour un sol de classe C : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

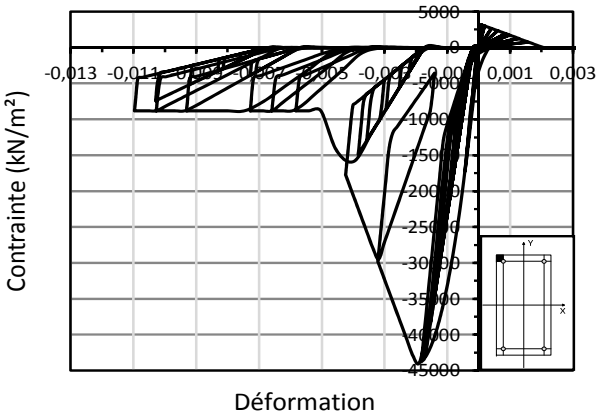
Fibre 1 du béton non confiné



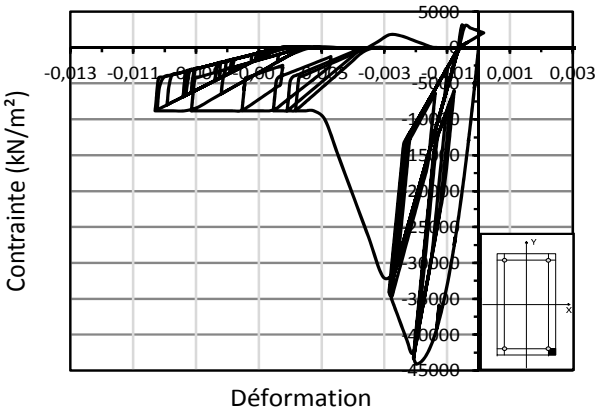
Fibre 2 du béton non confiné



Fibre 3 du béton non confiné

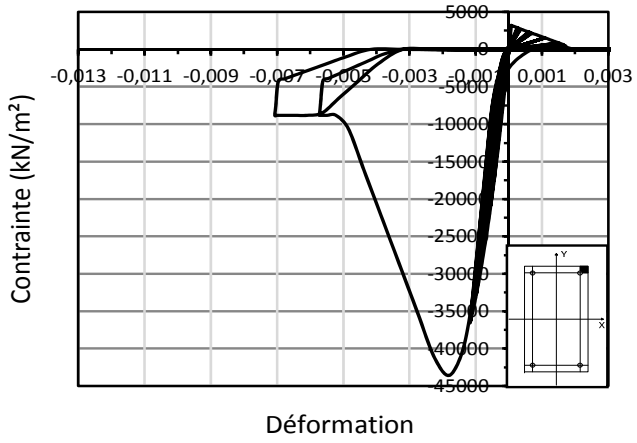


Fibre 4 du béton non confiné

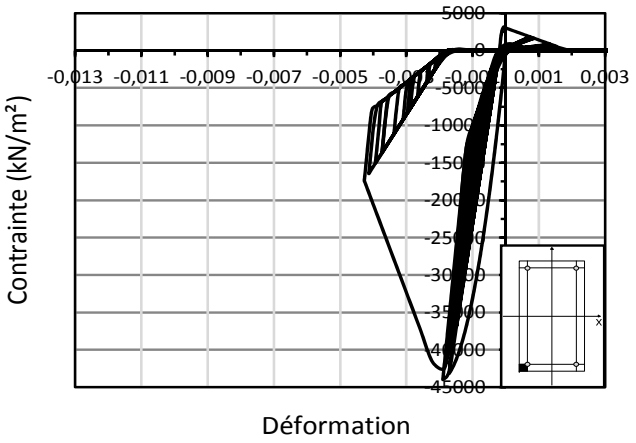


b)

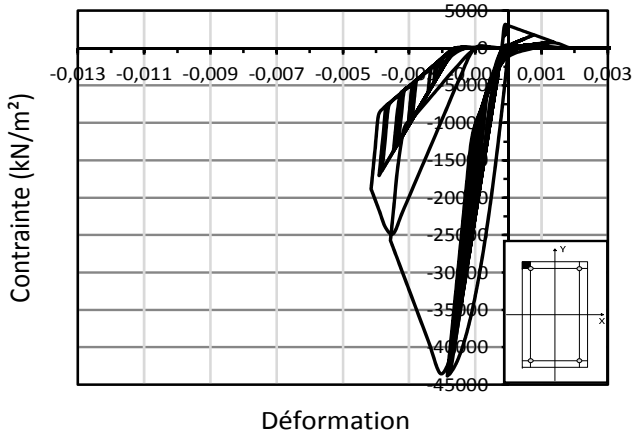
Fibre 1 de béton non confiné



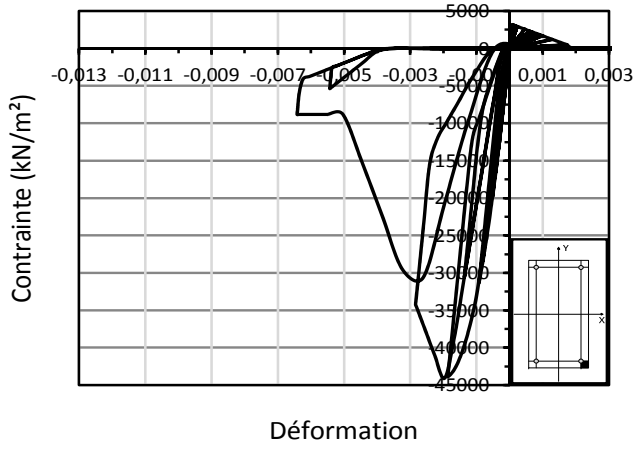
Fibre 2 de béton non confiné



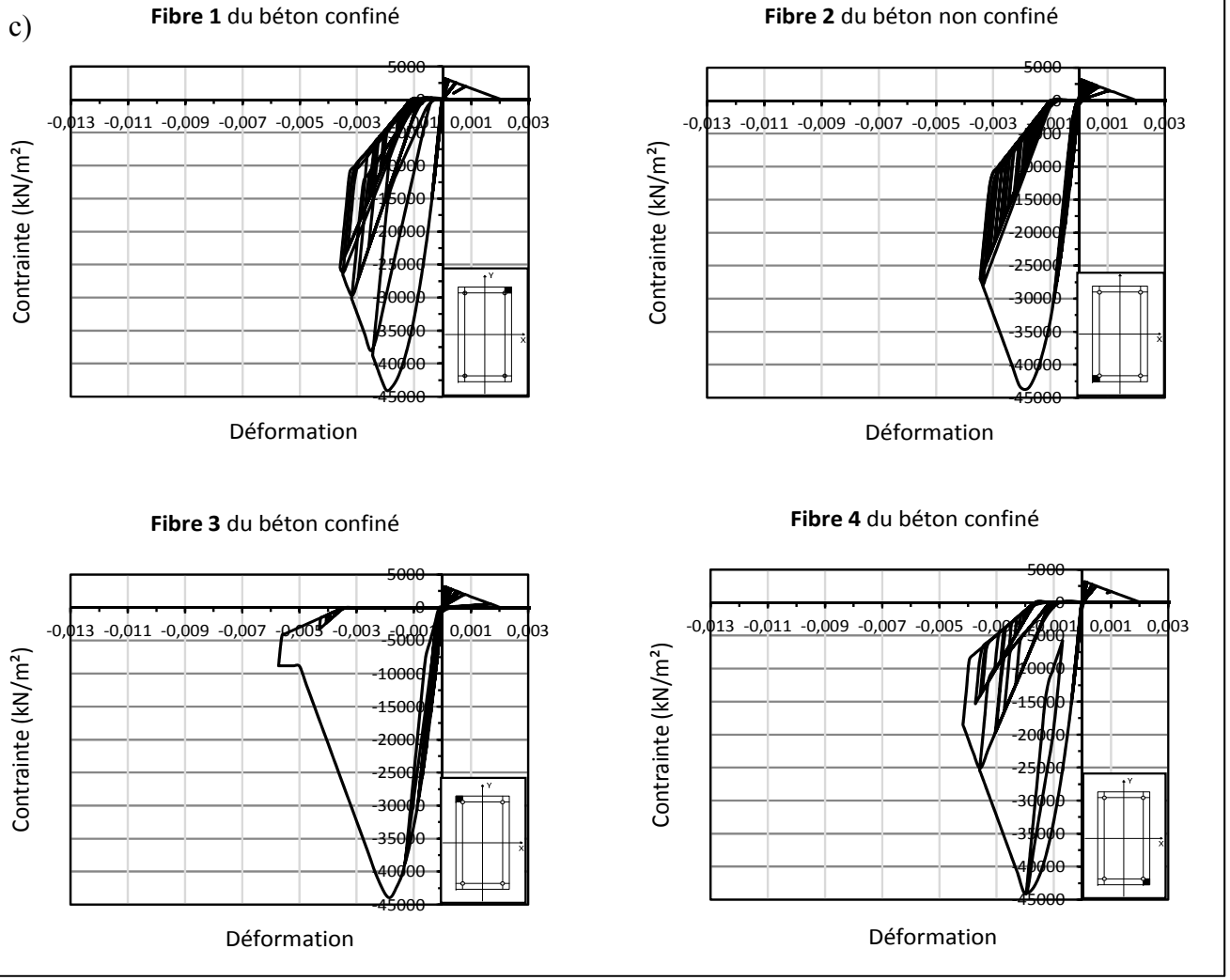
Fibre 3 de béton non confiné



Fibre 4 de béton non confiné



c)


Fibre 1 du béton confiné
Fibre 2 du béton non confiné
Fibre 3 du béton confiné
Fibre 4 du béton confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
-0,013 -0,011 -0,009 -0,007 -0,005 -0,003 -0,001 0,001 0,003
5000
0
-5000
-10000
-15000
-20000
-25000
-30000
-35000
-40000
-45000

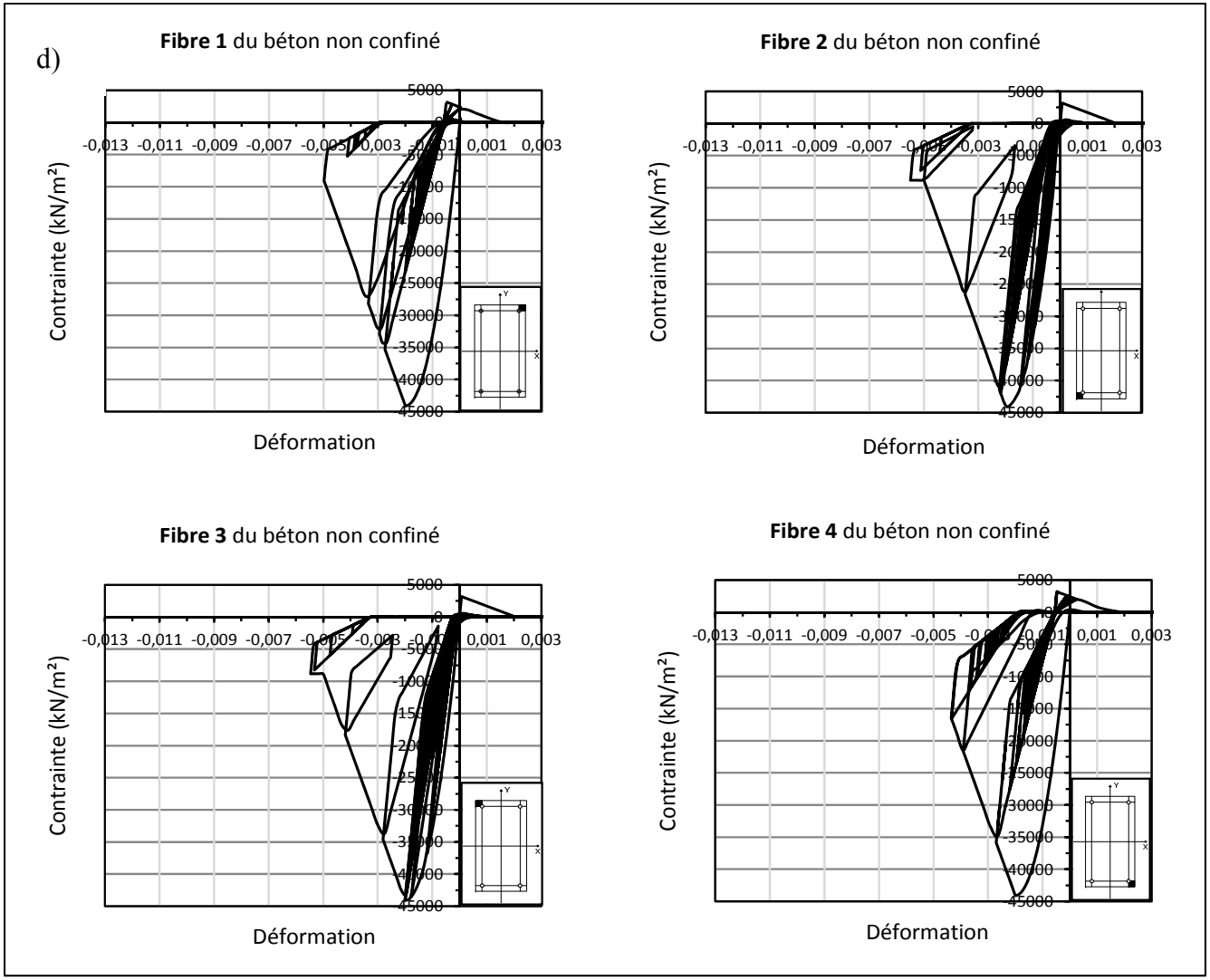
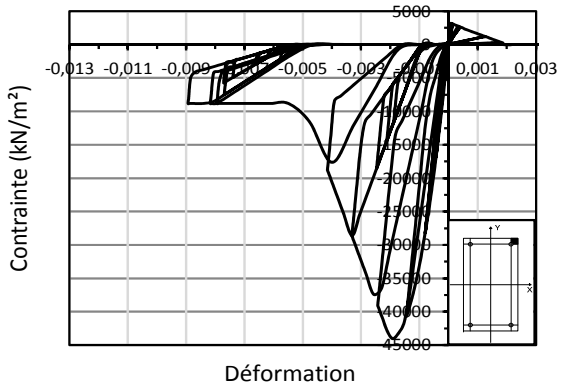
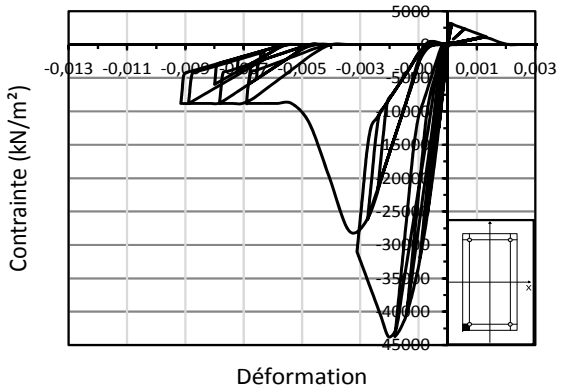
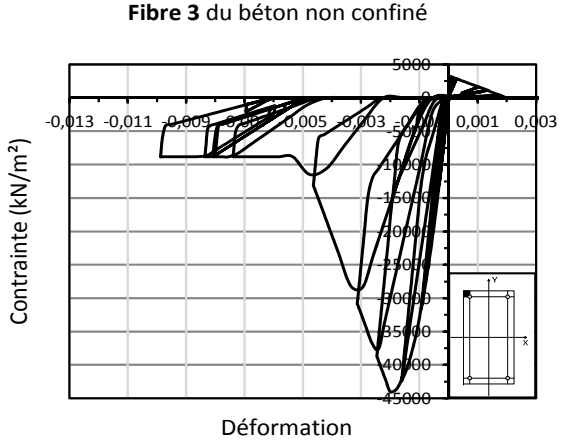


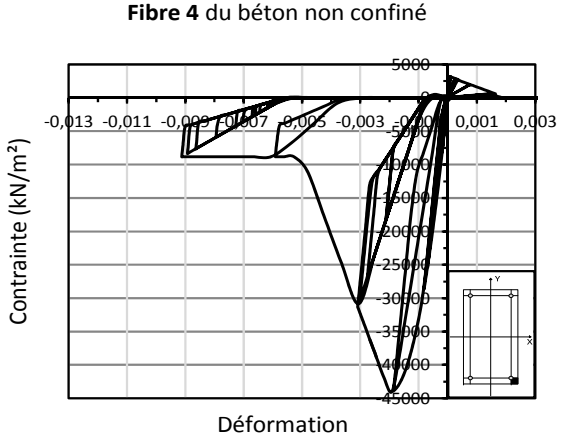
Figure-A VIII-4 Déformations des fibres de béton non confiné pour la colonne armée à 0,56% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)


Fibre 1 du béton non confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
-0,013 -0,011 -0,009 -0,007 -0,005 -0,003 -0,001 0,001 0,003
5000
0
-5000
-10000
-15000
-20000
-25000
-30000
-35000
-40000
-45000

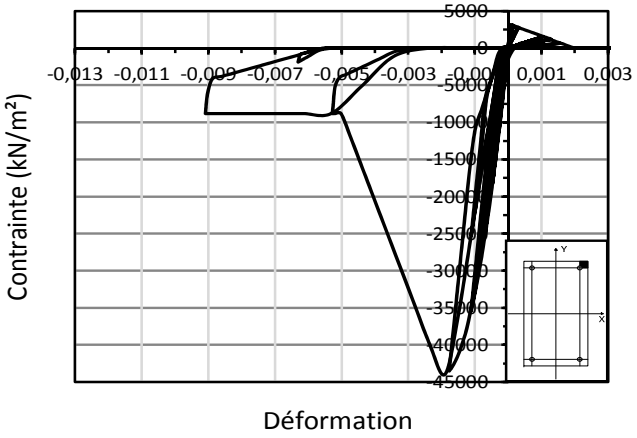

Fibre 2 du béton non confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
-0,013 -0,011 -0,009 -0,007 -0,005 -0,003 -0,001 0,001 0,003
5000
0
-5000
-10000
-15000
-20000
-25000
-30000
-35000
-40000
-45000


Fibre 3 du béton non confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
-0,013 -0,011 -0,009 -0,007 -0,005 -0,003 -0,001 0,001 0,003
5000
0
-5000
-10000
-15000
-20000
-25000
-30000
-35000
-40000
-45000

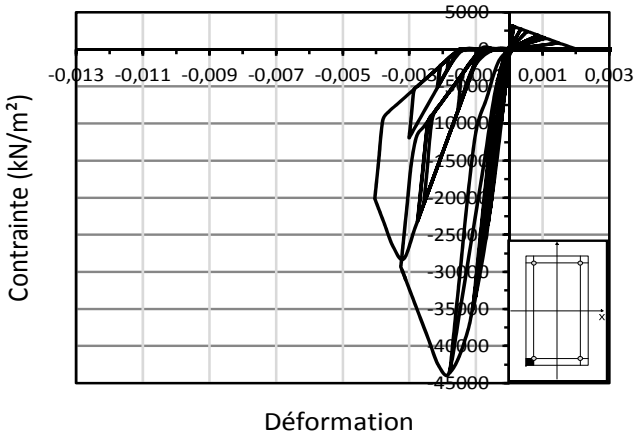

Fibre 4 du béton non confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
-0,013 -0,011 -0,009 -0,007 -0,005 -0,003 -0,001 0,001 0,003
5000
0
-5000
-10000
-15000
-20000
-25000
-30000
-35000
-40000
-45000

b)

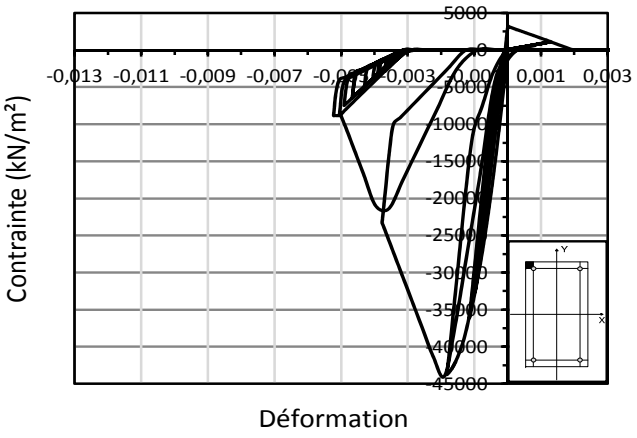
Fibre 1 de béton non confiné



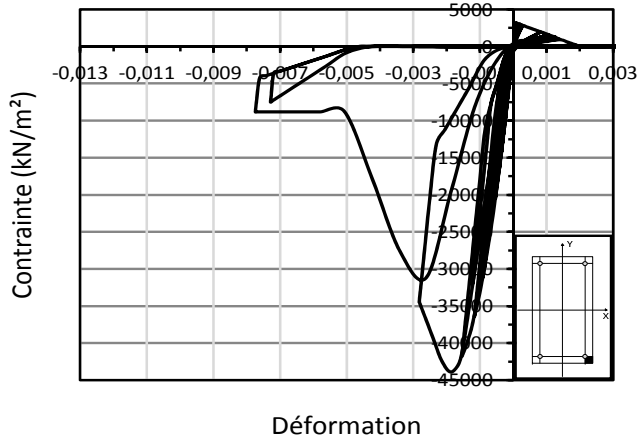
Fibre 2 de béton non confiné



Fibre 3 de béton non confiné

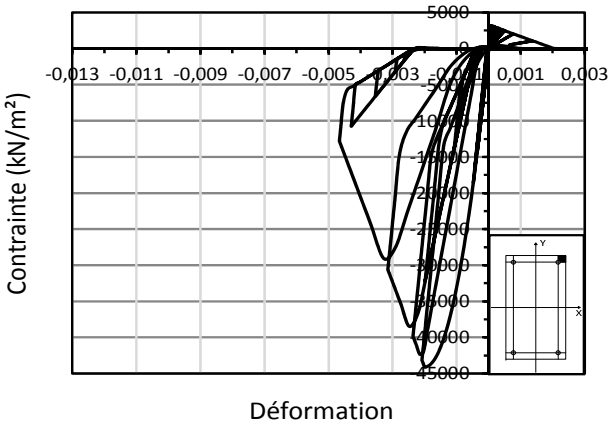


Fibre 4 de béton non confiné

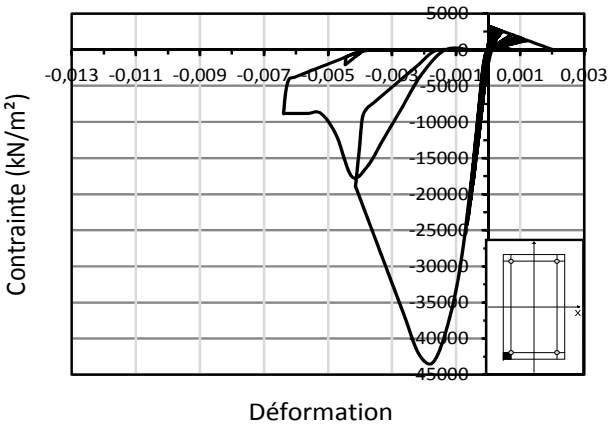


c)

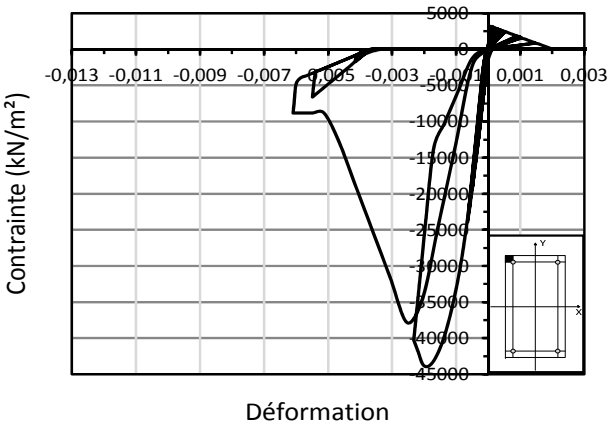
Fibre 1 du béton confiné



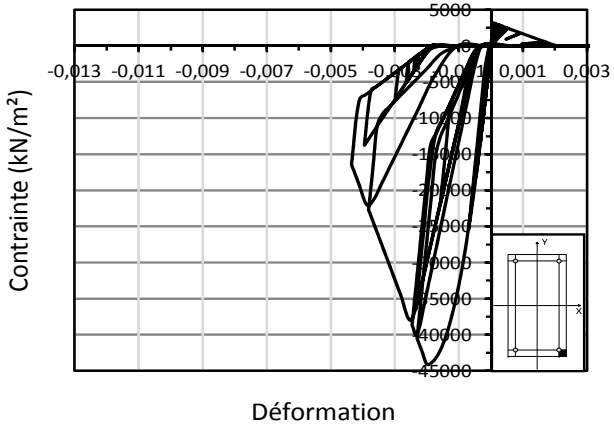
Fibre 2 du béton non confiné



Fibre 3 du béton confiné



Fibre 4 du béton confiné



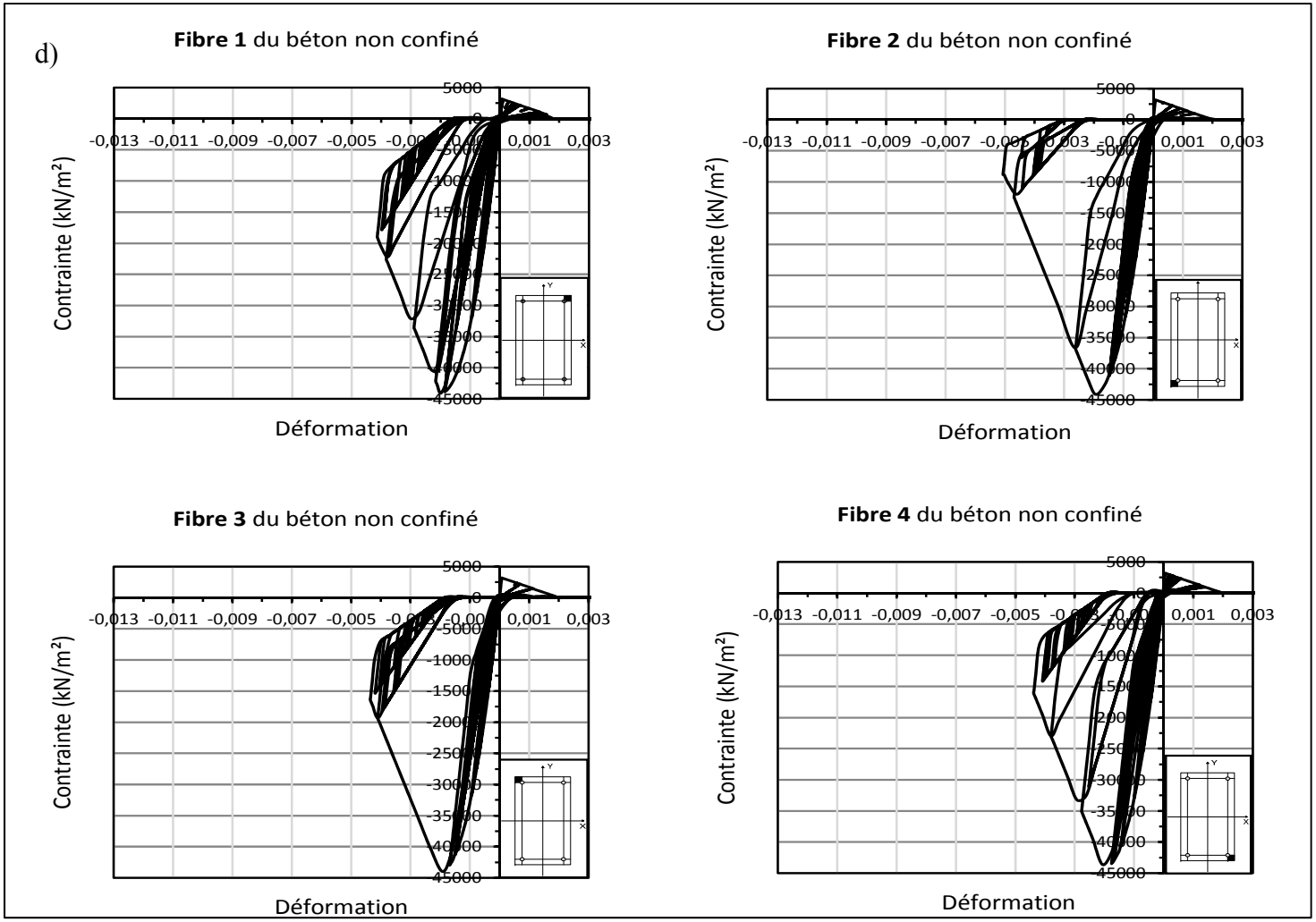
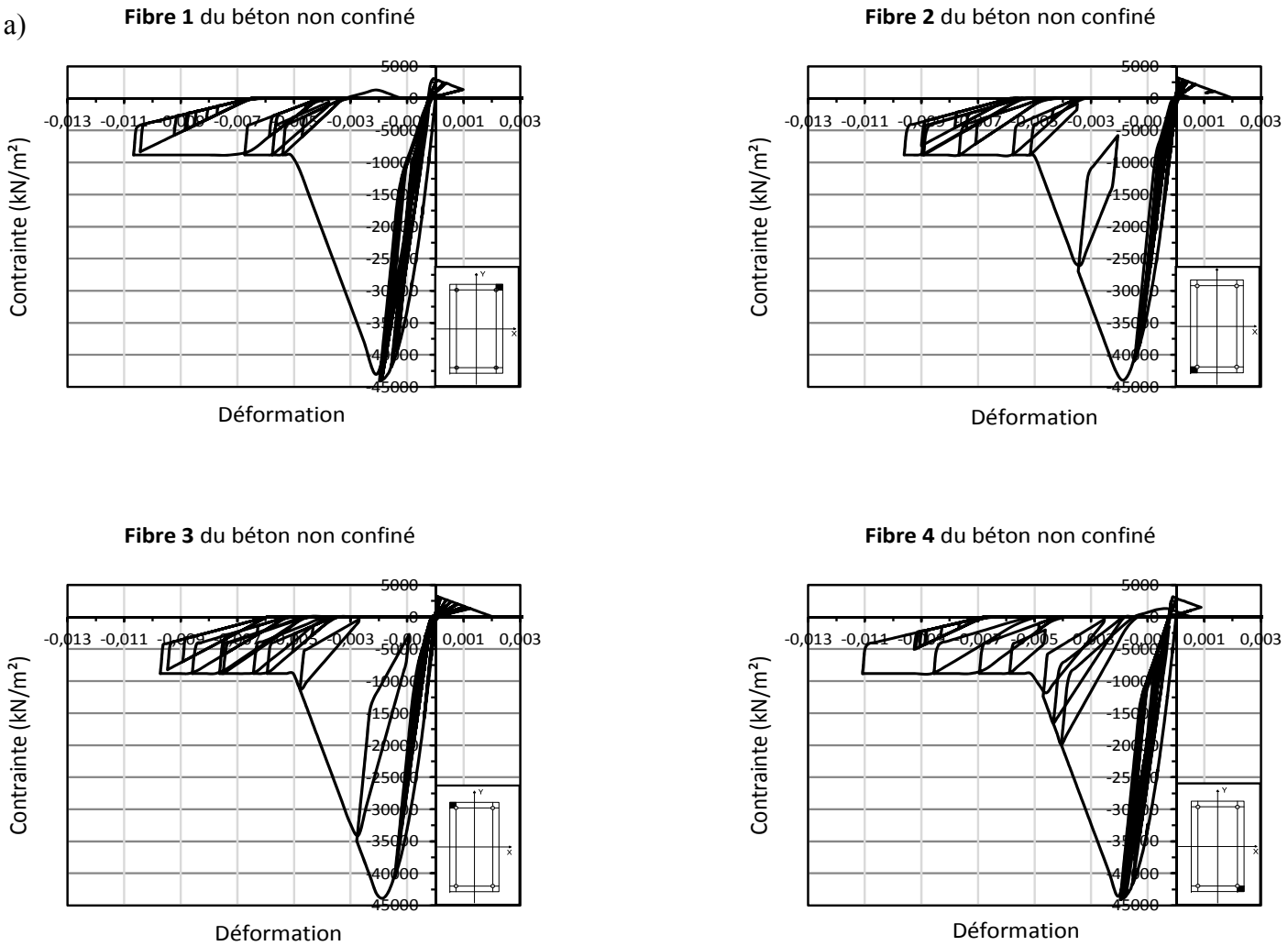


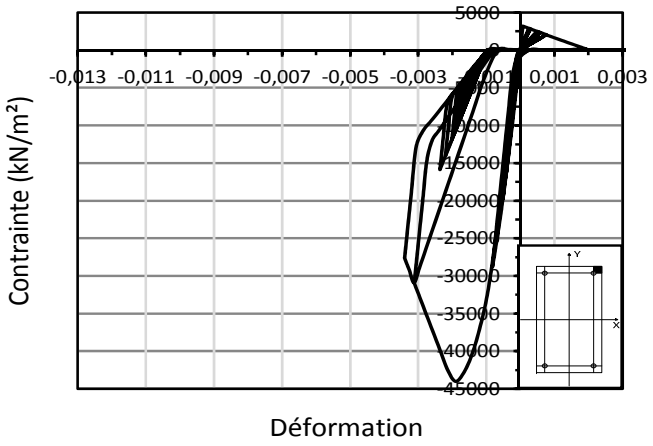
Figure-A VIII-5 Déformations des fibres de béton non confiné pour la colonne armée à 0,83% pour un sol de classe C : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

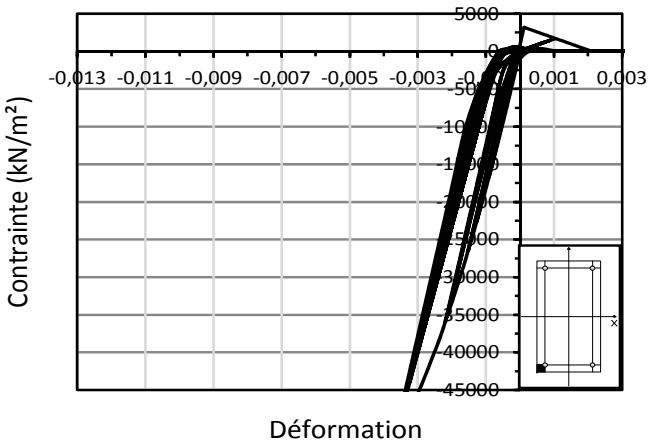

Fibre 1 du béton non confiné
Fibre 2 du béton non confiné
Fibre 3 du béton non confiné
Fibre 4 du béton non confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
5000
0
-5000
-10000
-15000
-20000
-25000
-30000
-35000
-40000
-45000
-0,013
-0,011
-0,009
-0,007
-0,005
-0,003
-0,001
0,001
0,003

b)

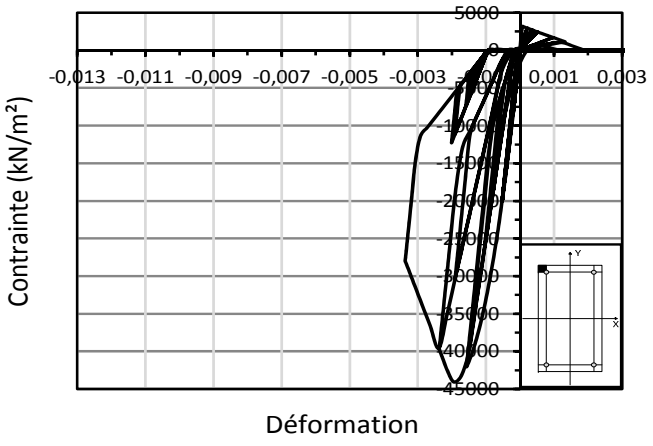
Fibre 1 de béton non confiné



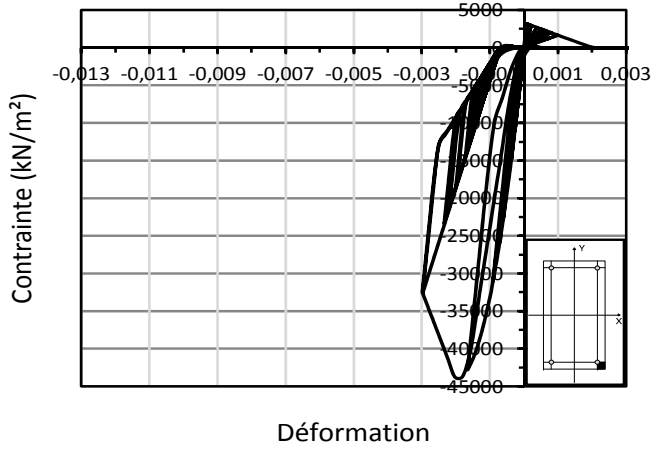
Fibre 2 de béton non confiné



Fibre 3 de béton non confiné

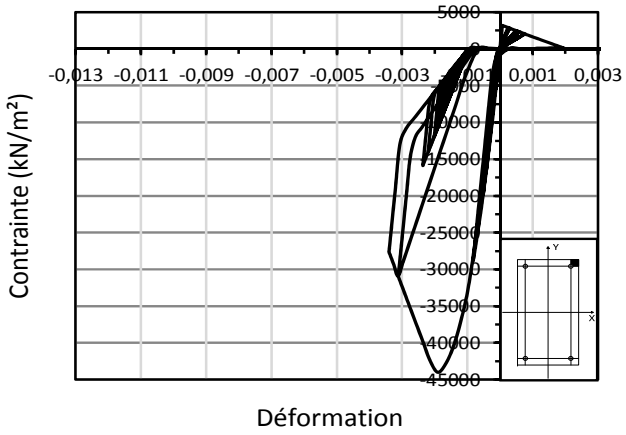


Fibre 4 de béton non confiné

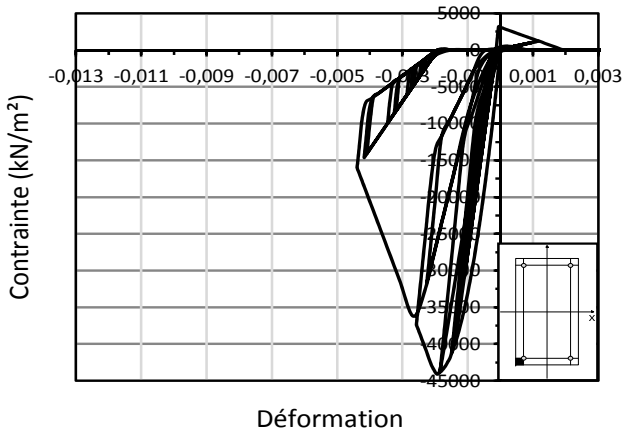


c)

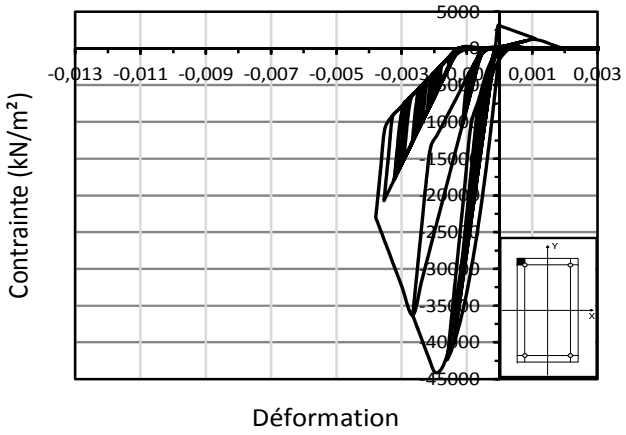
Fibre 1 du béton confiné



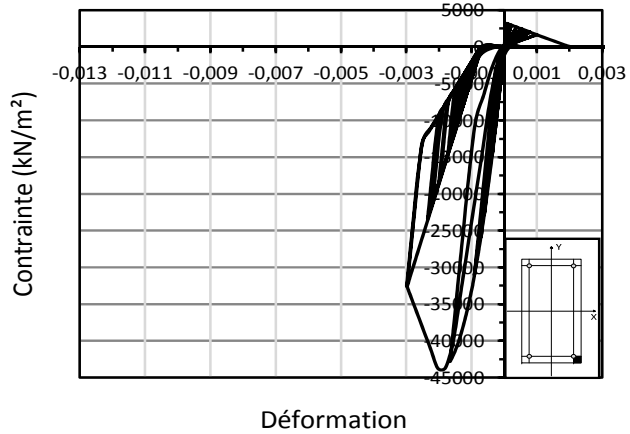
Fibre 2 du béton non confiné



Fibre 3 du béton confiné



Fibre 4 du béton confiné



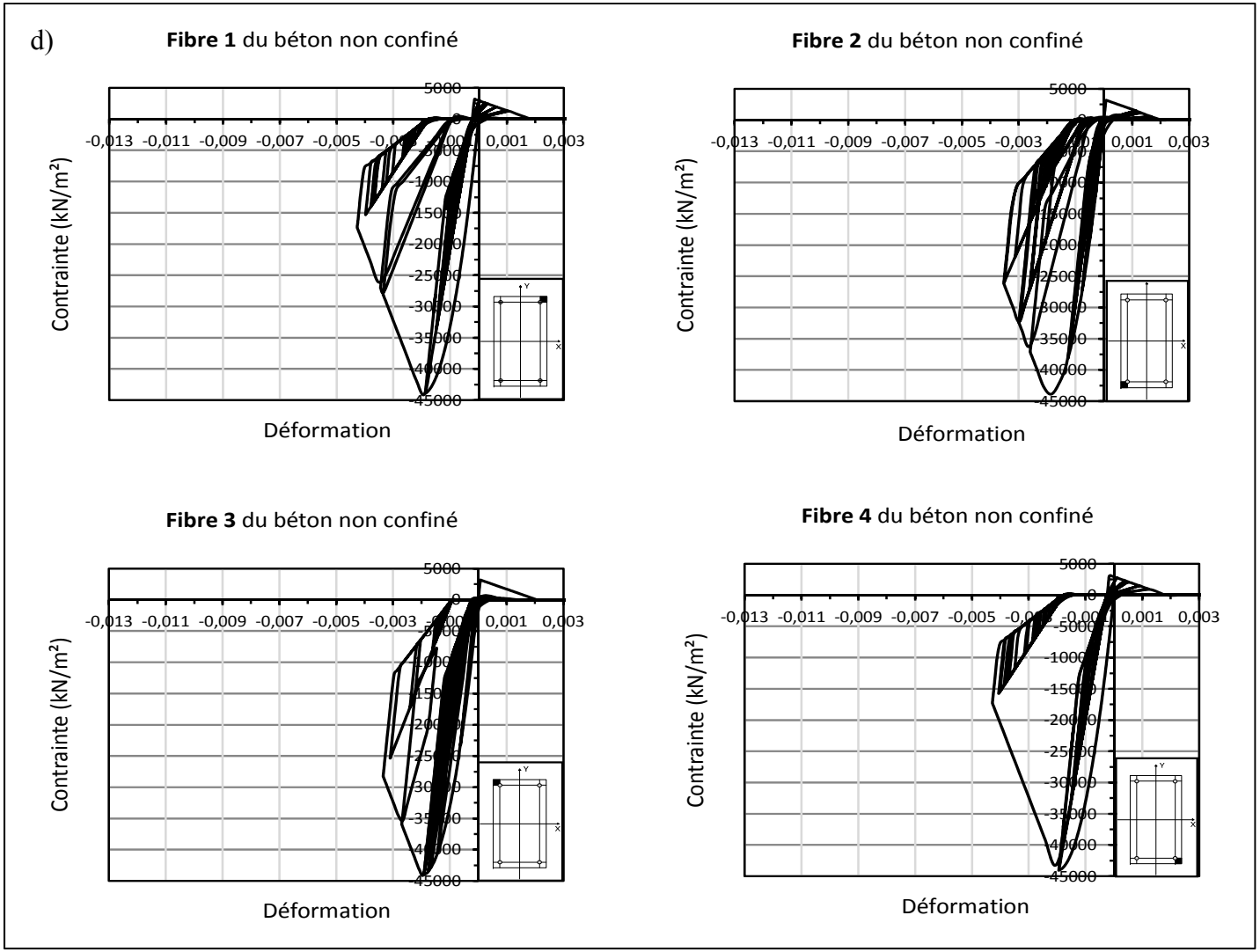
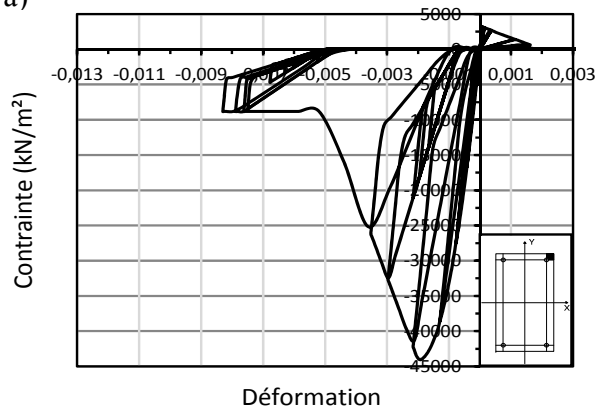


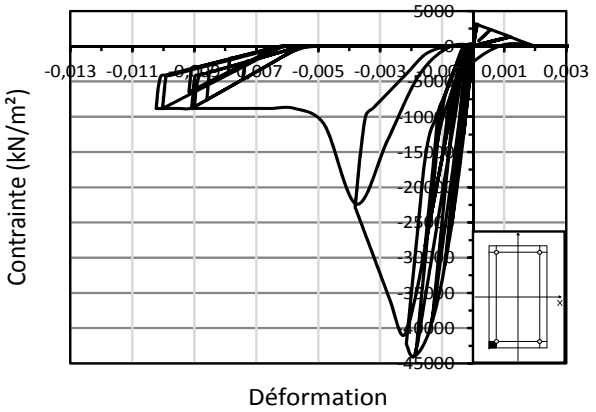
Figure-A VIII-6 Déformations des fibres de béton non confiné pour la colonne armée à 0,83% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

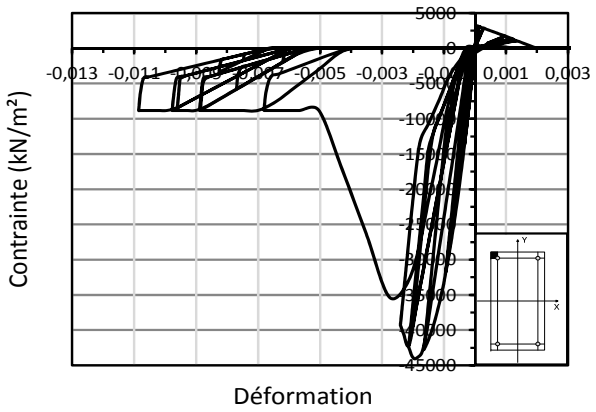
Fibre 1 du béton non confiné



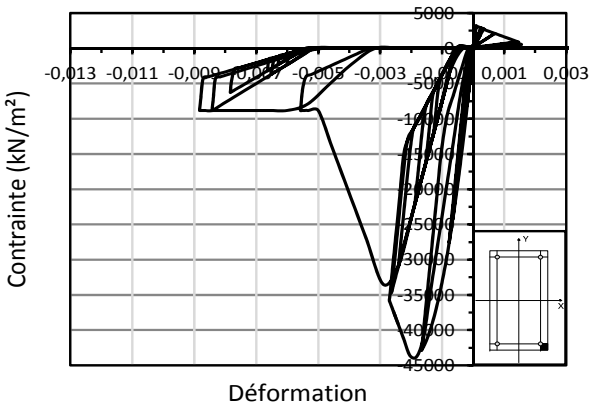
Fibre 2 du béton non confiné



Fibre 3 du béton non confiné

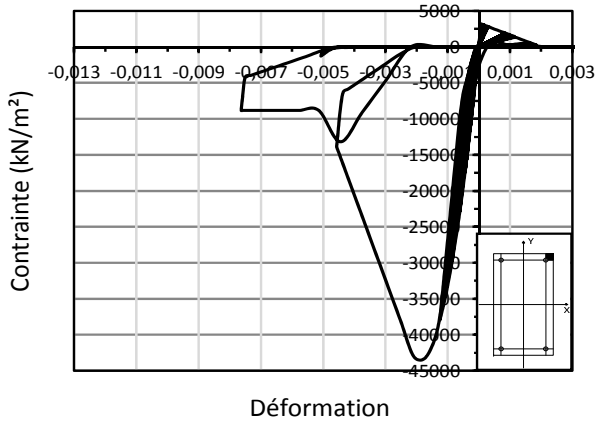


Fibre 4 du béton non confiné

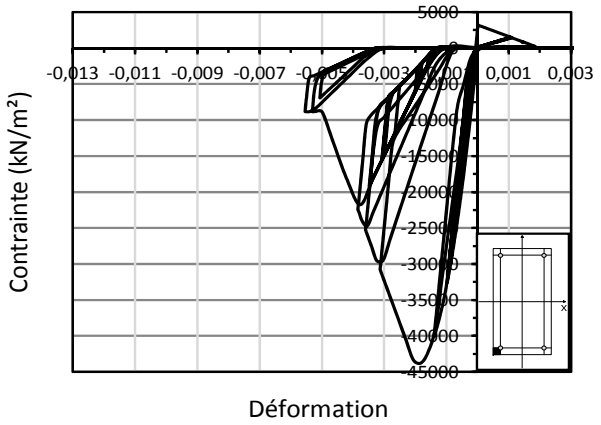


b)

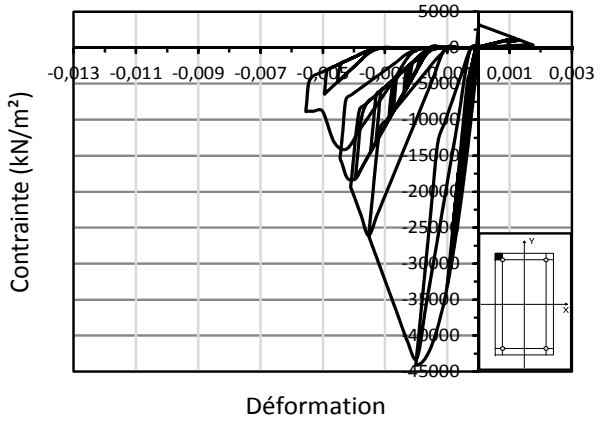
Fibre 1 de béton non confiné



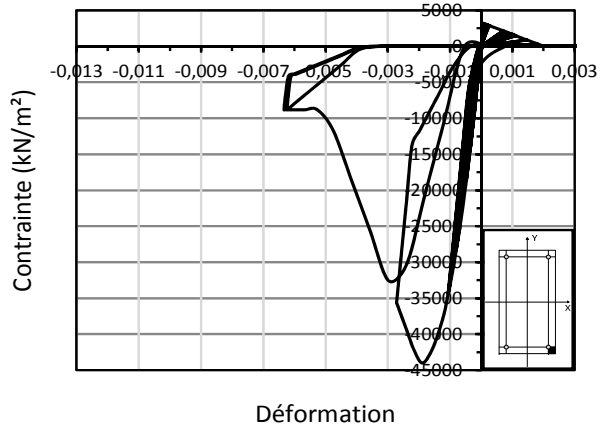
Fibre 2 de béton non confiné



Fibre 3 de béton non confiné

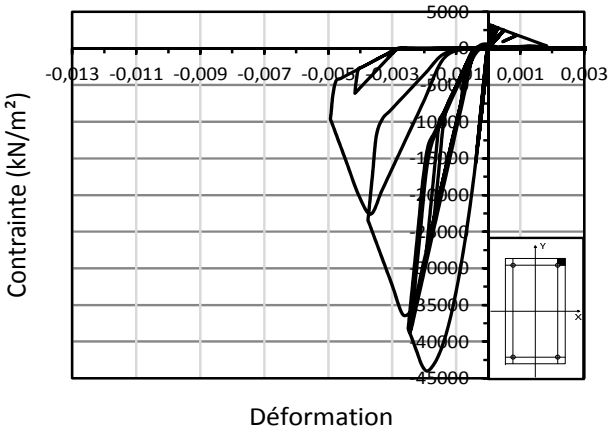


Fibre 4 de béton non confiné

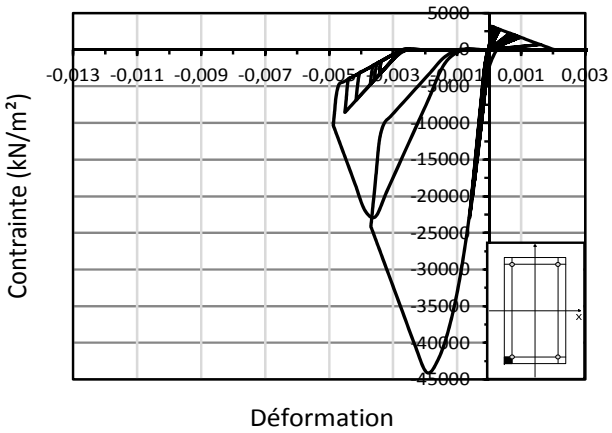


c)

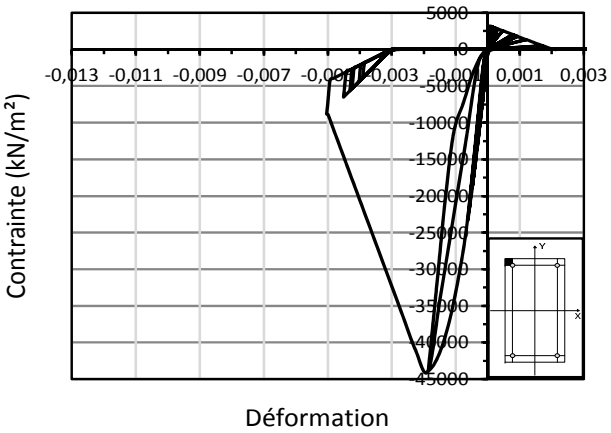
Fibre 1 du béton confiné



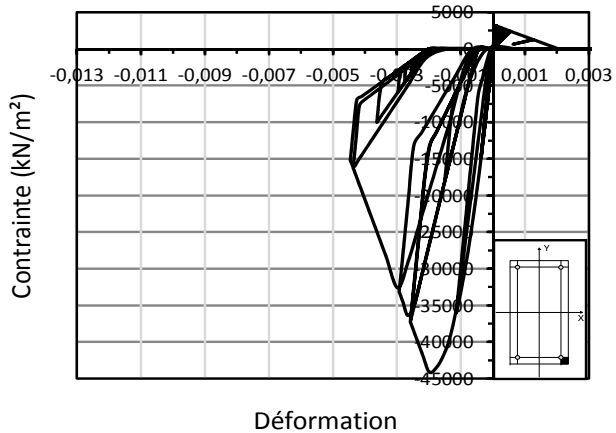
Fibre 2 du béton non confiné



Fibre 3 du béton confiné



Fibre 4 du béton confiné



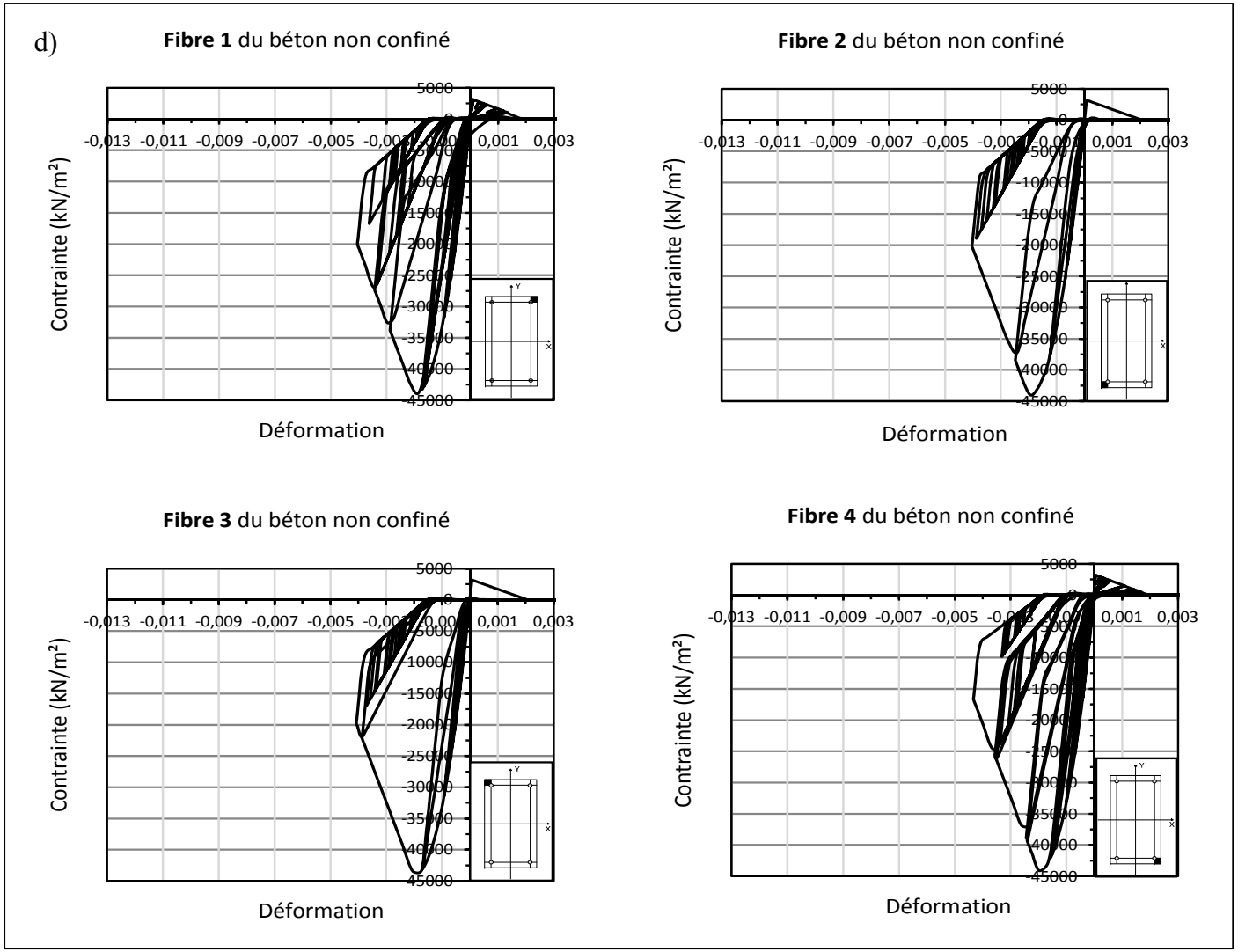
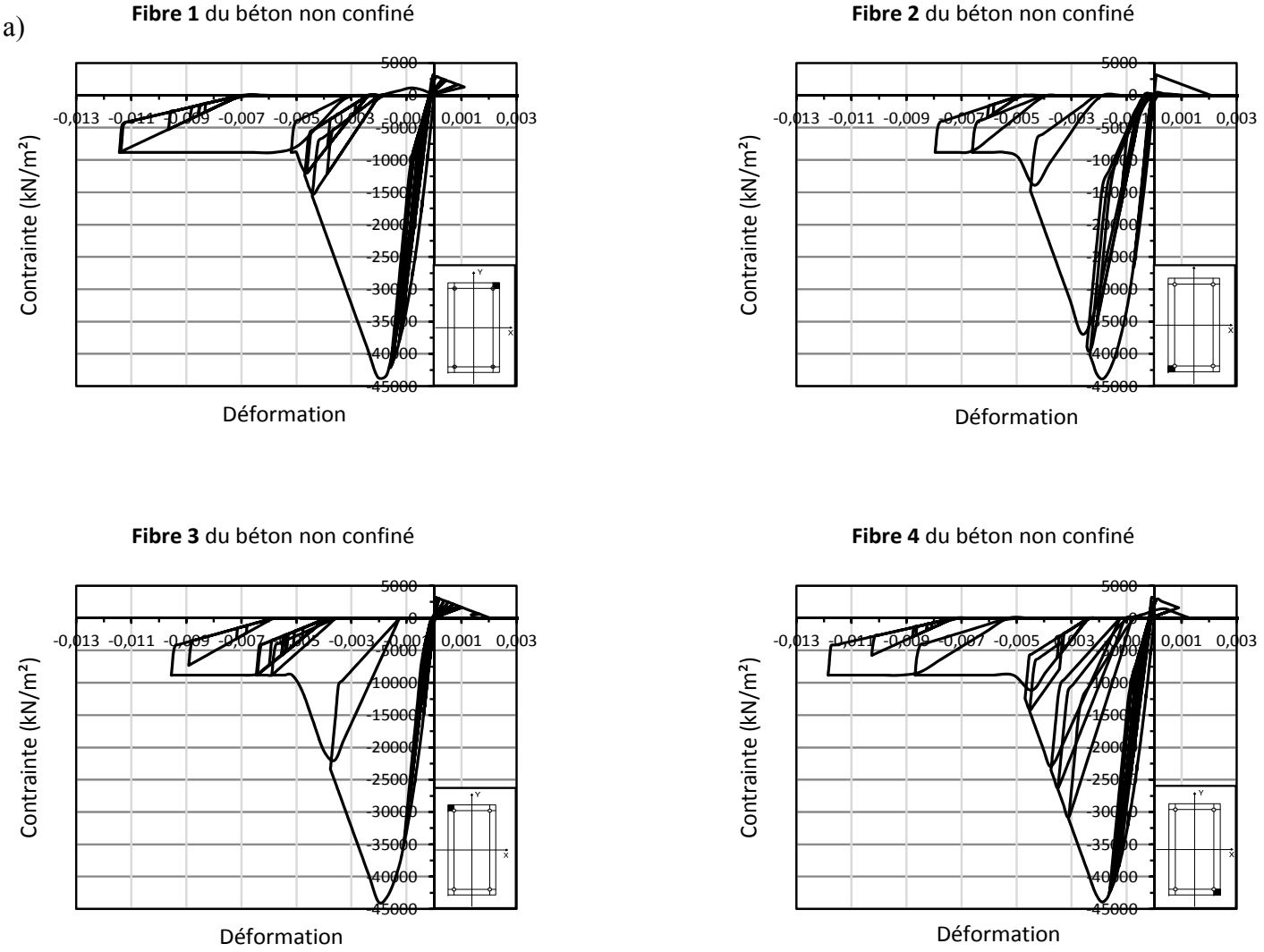


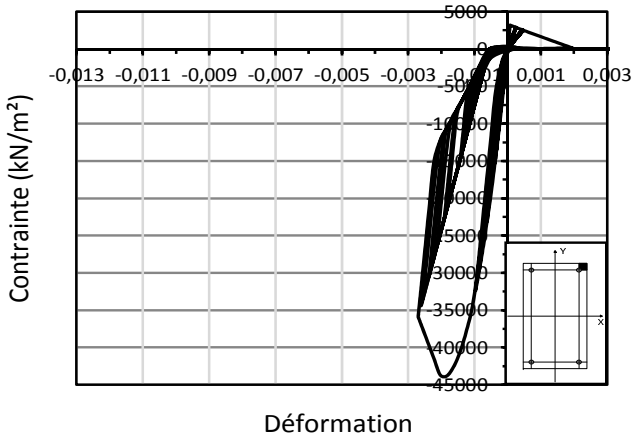
Figure-A VIII-7 Déformations des fibres de béton non confiné pour la colonne armée à 1,08% pour un sol de classe C : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

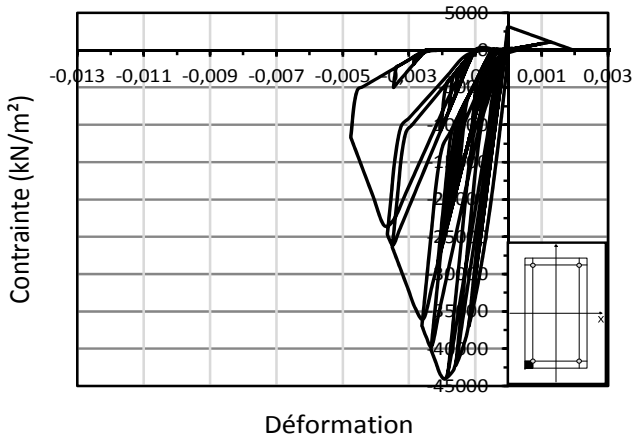

Fibre 1 du béton non confiné
Fibre 2 du béton non confiné
Fibre 3 du béton non confiné
Fibre 4 du béton non confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
5000
0
-5000
-10000
-15000
-20000
-25000
-30000
-35000
-40000
-45000
-0,013
-0,011
-0,009
-0,007
-0,005
-0,003
-0,001
0,001
0,003

b)

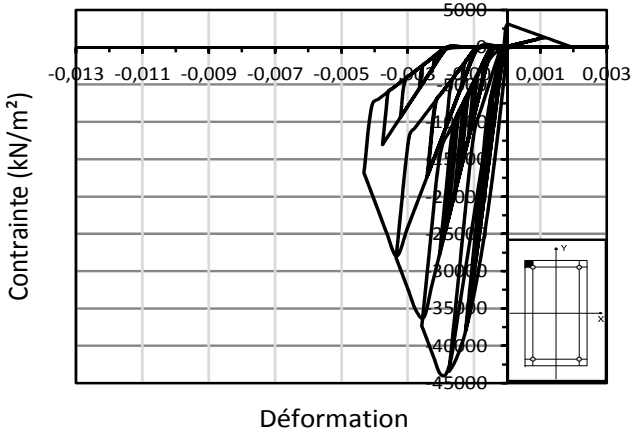
Fibre 1 de béton non confiné



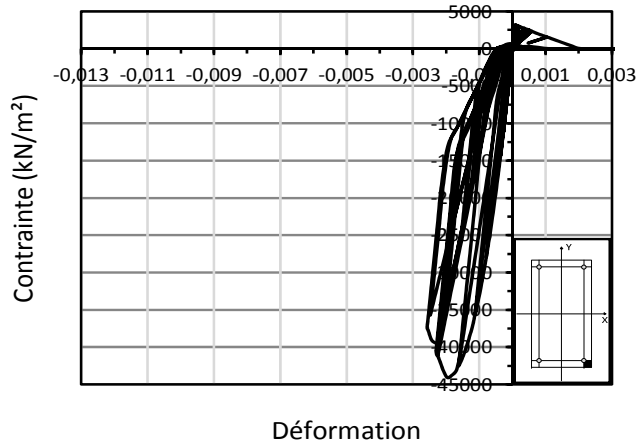
Fibre 2 de béton non confiné



Fibre 3 de béton non confiné

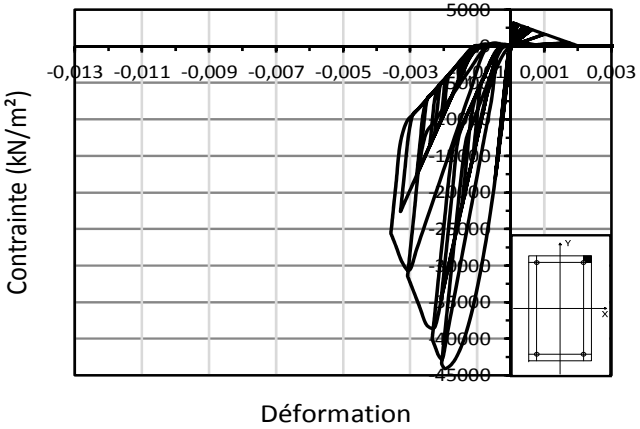


Fibre 4 de béton non confiné

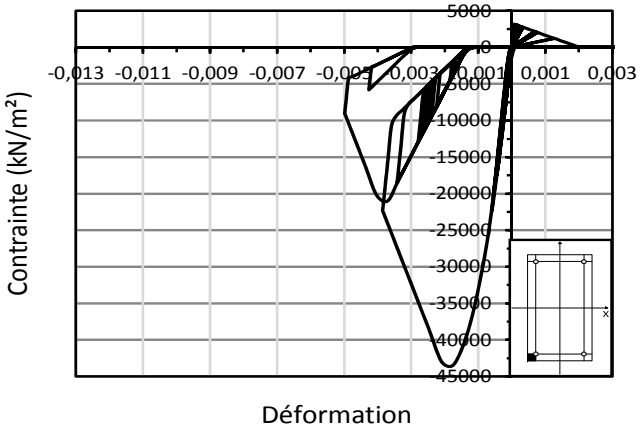


c)

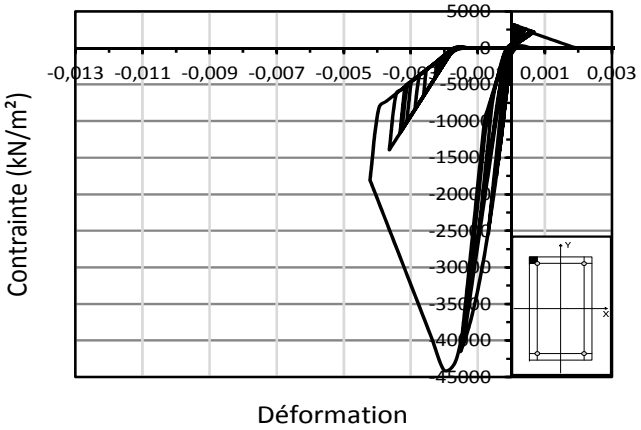
Fibre 1 du béton confiné



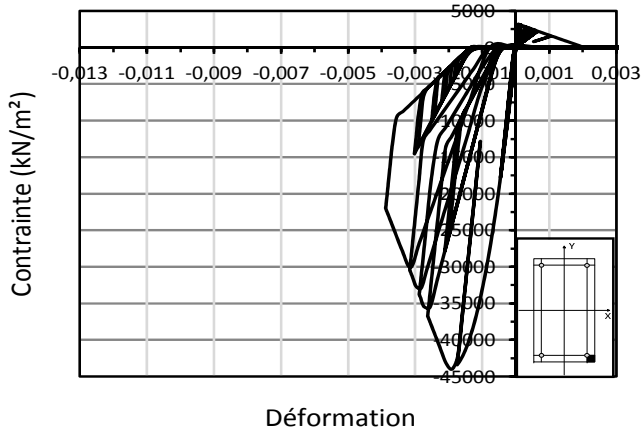
Fibre 2 du béton non confiné



Fibre 3 du béton confiné



Fibre 4 du béton confiné



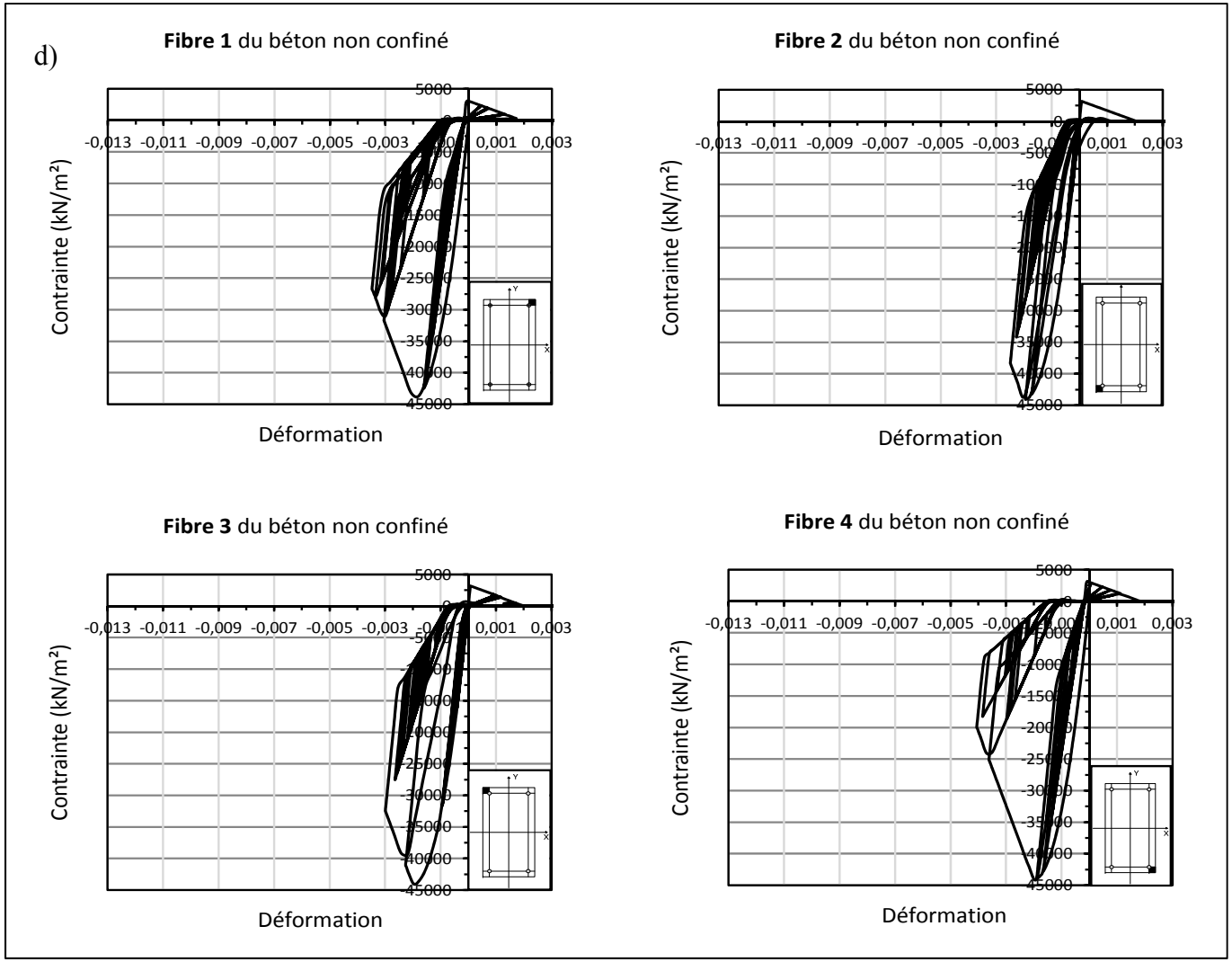


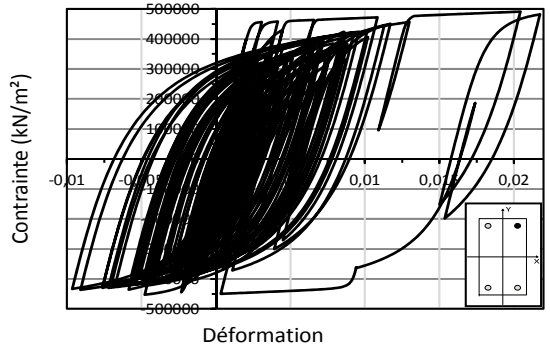
Figure-A VIII-8 Déformations des fibres de béton non confiné pour la colonne armée à 1,08% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

ANNEXE IX

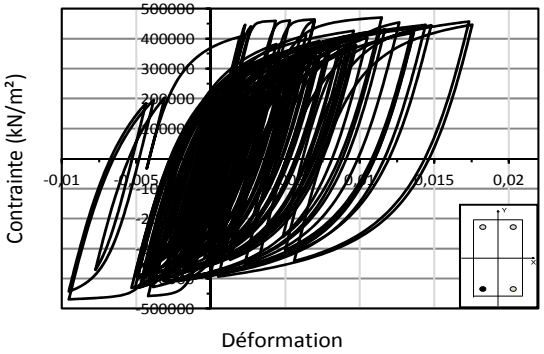
COURBE CONTRAINT DÉFORMATION DES FIBRES D'ACIER

a)

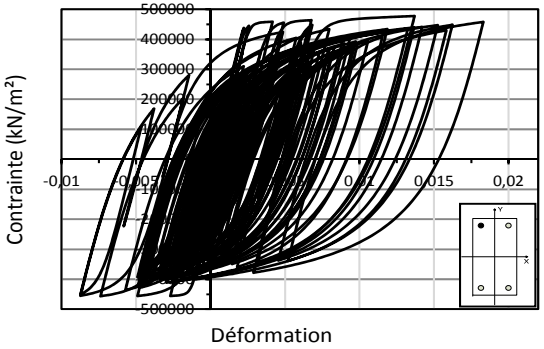
Fibre 1 des armatures



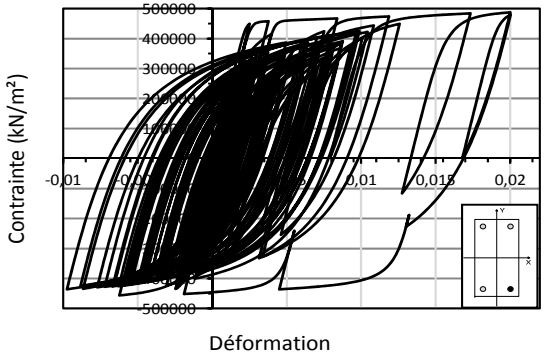
Fibre 2 des armatures



Fibre 3 des armatures

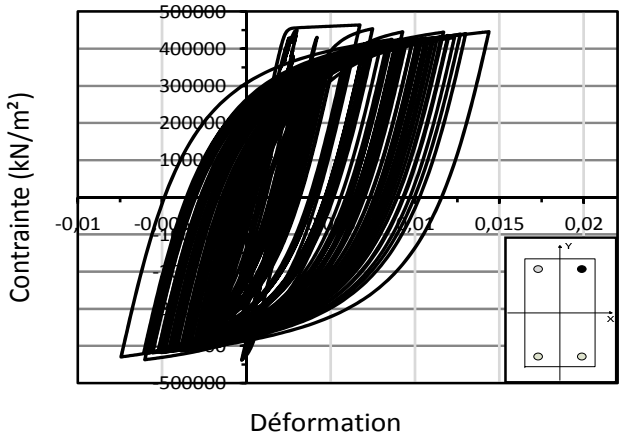


Fibre 4 des armatures

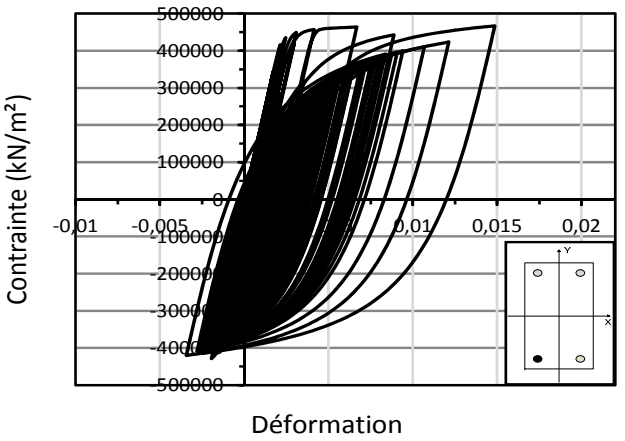


b)

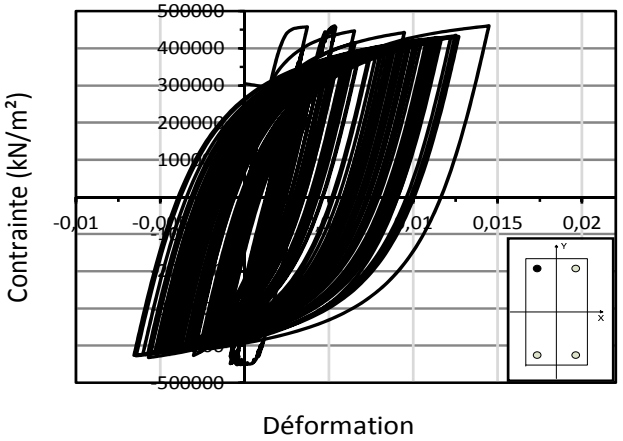
Fibre 1 des armatures



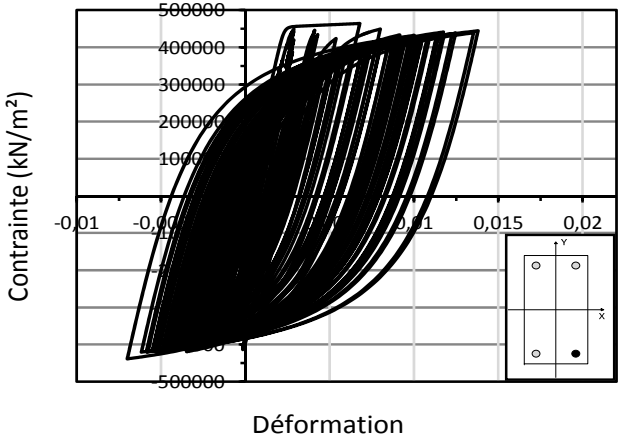
Fibre 2 des armatures



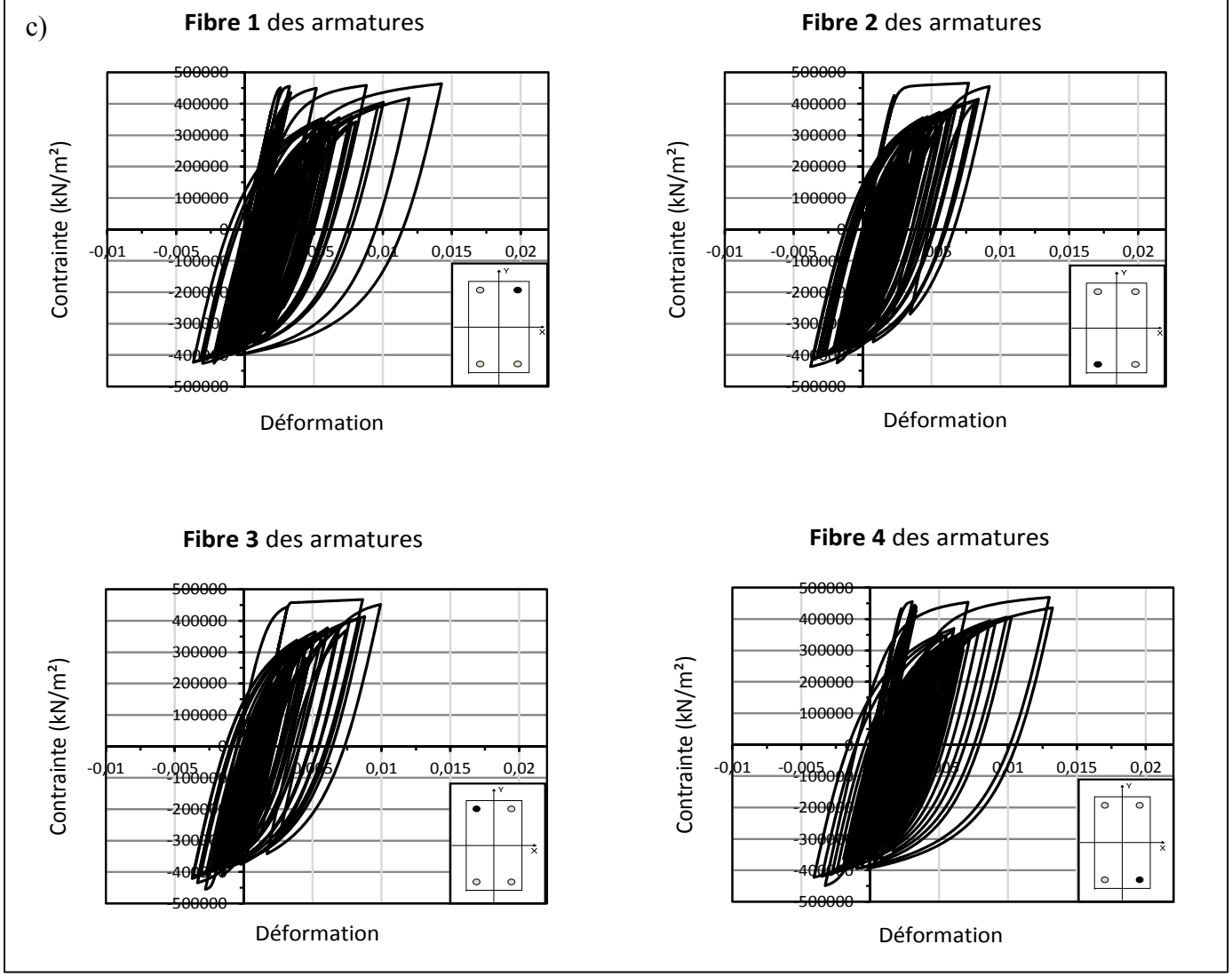
Fibre 3 des armatures



Fibre 4 des armatures



c)


Fibre 1 des armatures
Fibre 2 des armatures
Fibre 3 des armatures
Fibre 4 des armatures
Contrainte (kN/m²)
Déformation
500000
400000
300000
200000
100000
0
-100000
-200000
-300000
-400000
-500000
-0,01
-0,005
0,005
0,01
0,015
0,02
Y
X

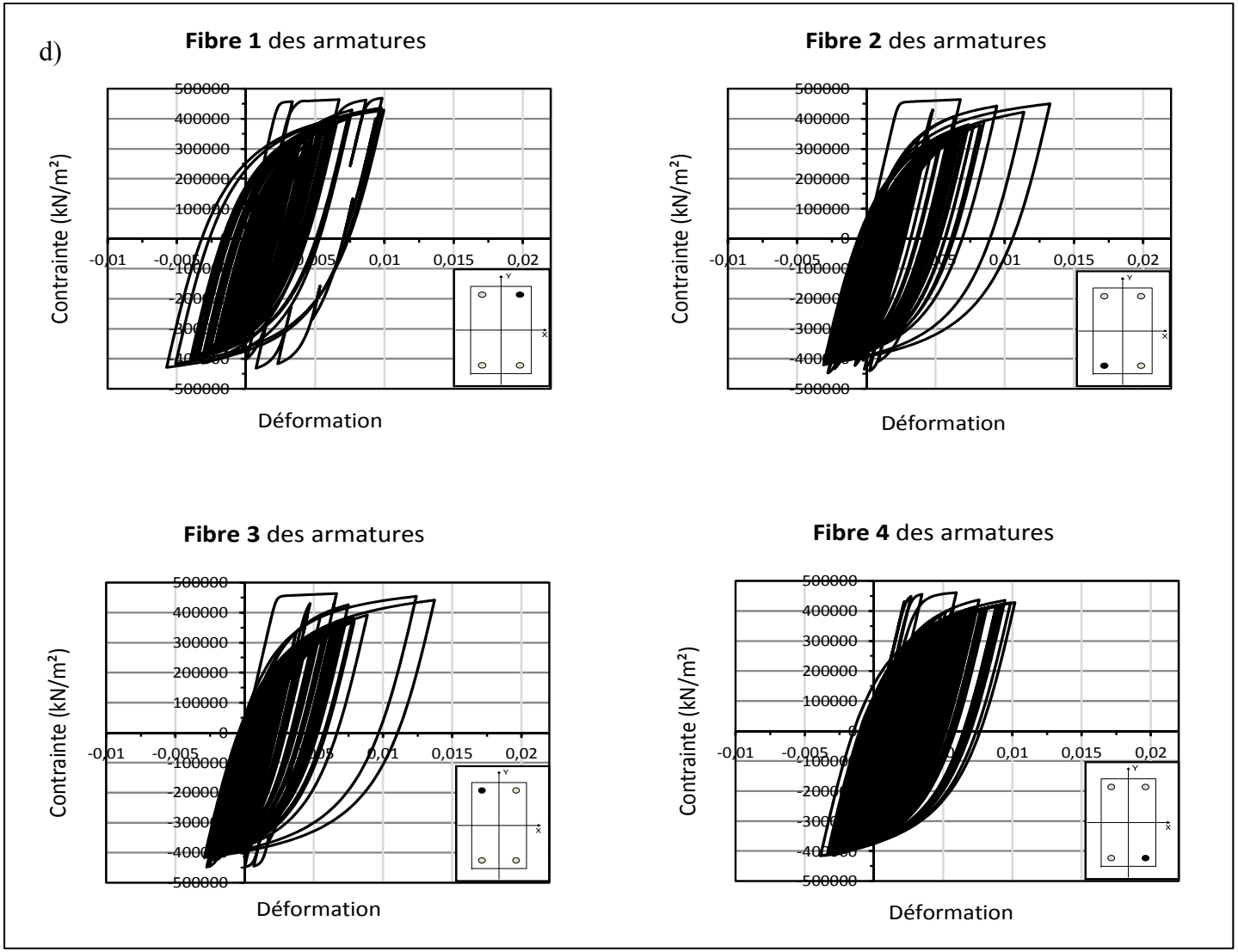
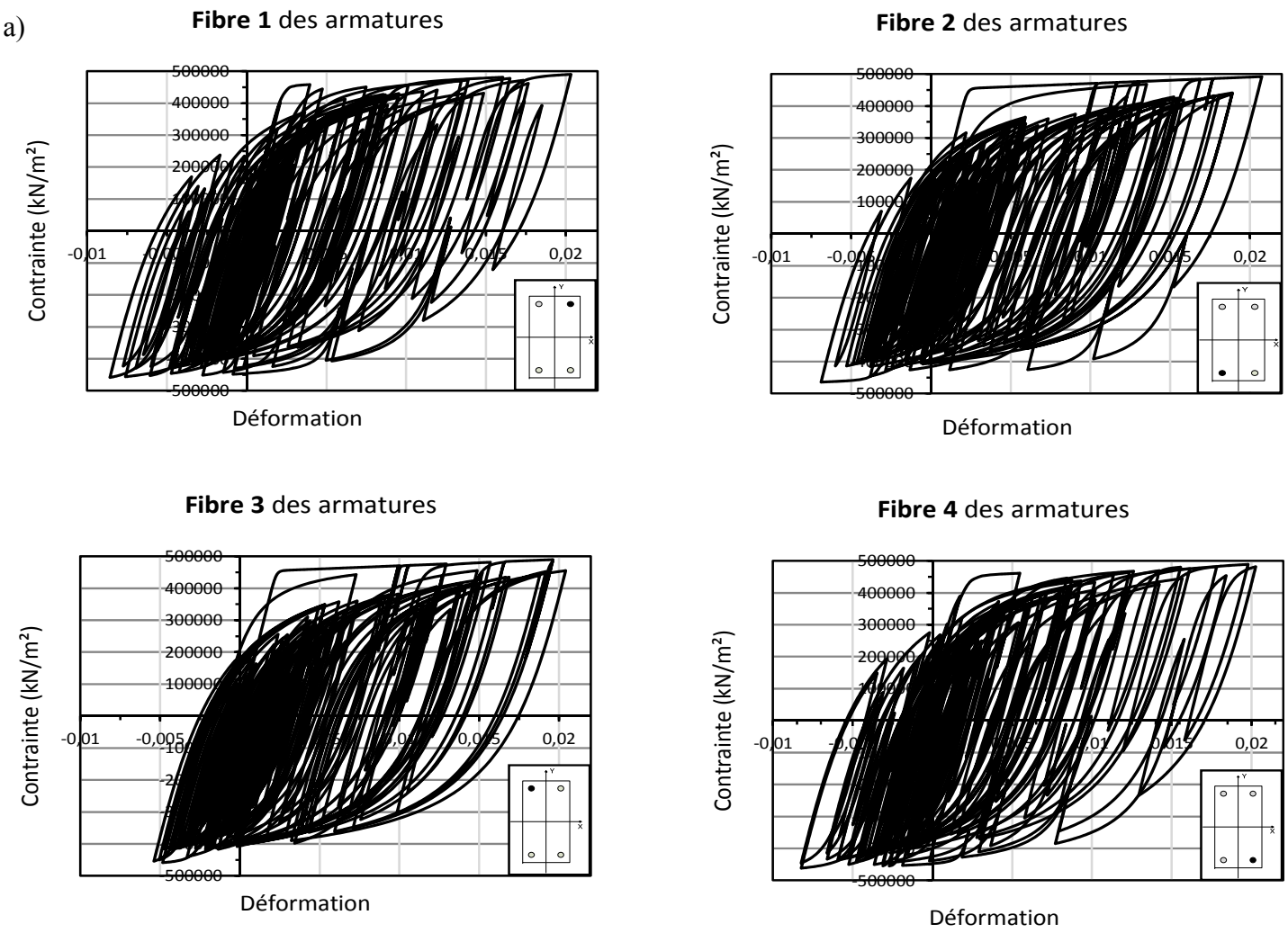


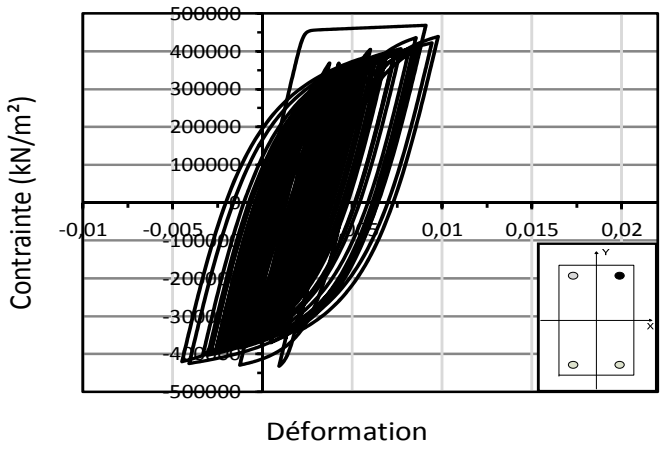
Figure-A IX-1 Déformations des fibres des aciers pour la colonne armée © 0,31% pour un sol de classe C : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

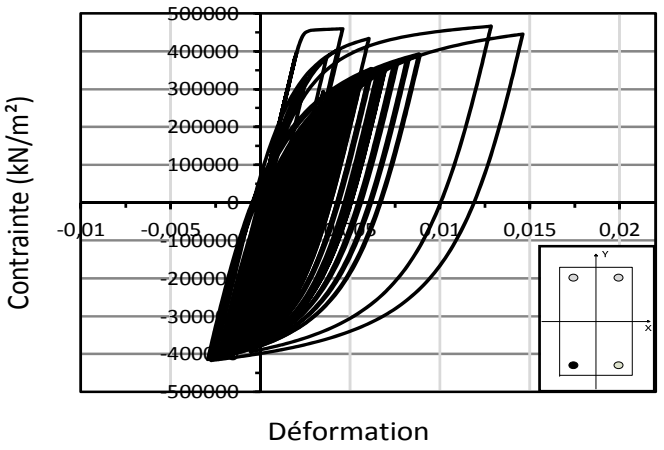

Fibre 1 des armatures
Fibre 2 des armatures
Fibre 3 des armatures
Fibre 4 des armatures
Contrainte (kN/m²)
Déformation
500000
400000
300000
200000
100000
-500000
-0,01
-0,005
0,005
0,01
0,015
0,02

b)

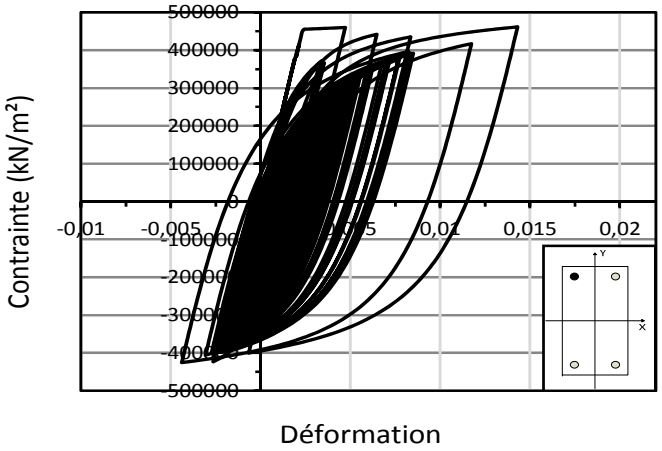
Fibre 1 des armatures



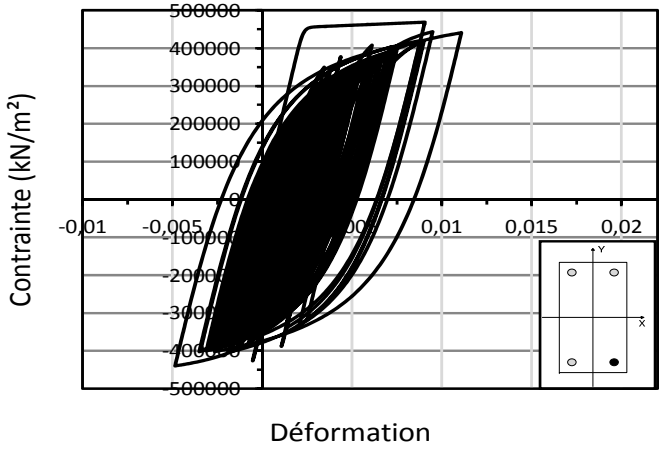
Fibre 2 des armatures



Fibre 3 des armatures

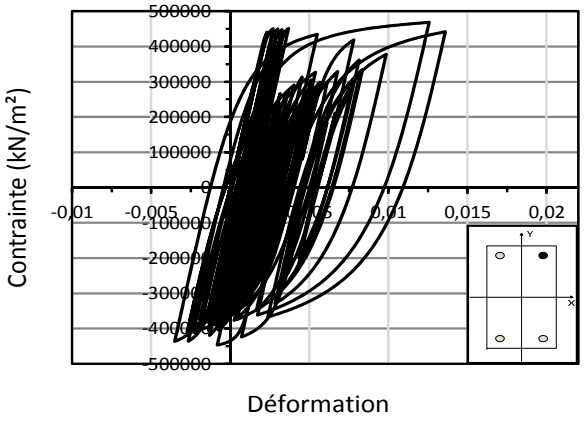


Fibre 4 des armatures

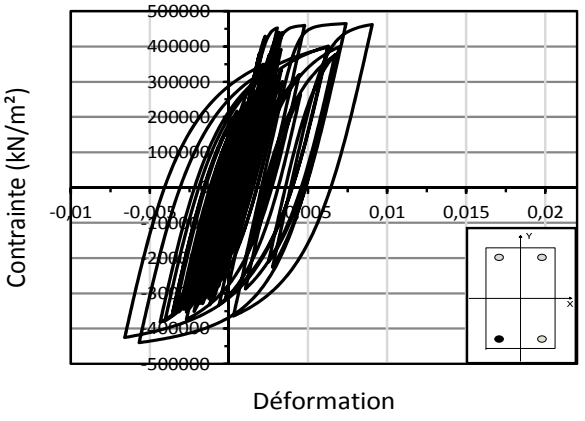


c)

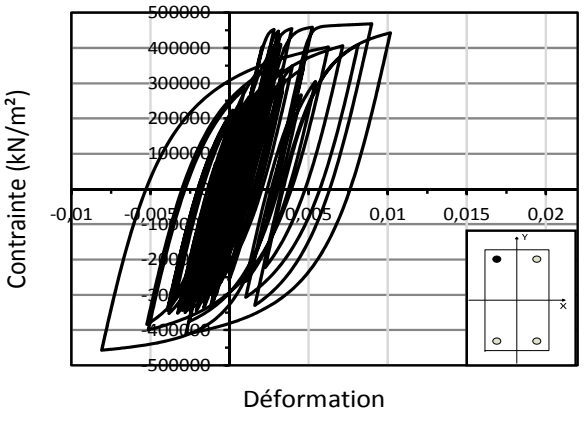
Fibre 1 des armatures



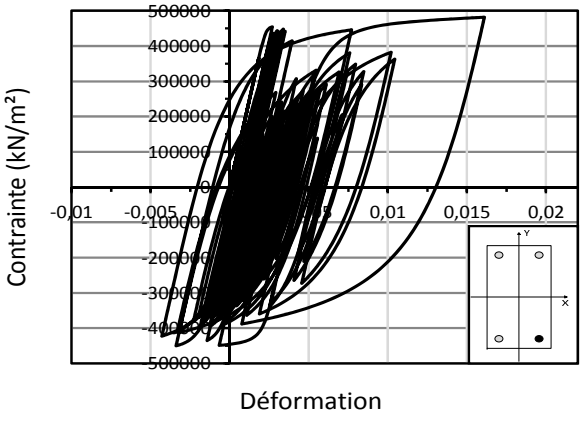
Fibre 2 des armatures



Fibre 3 des armatures



Fibre 4 des armatures



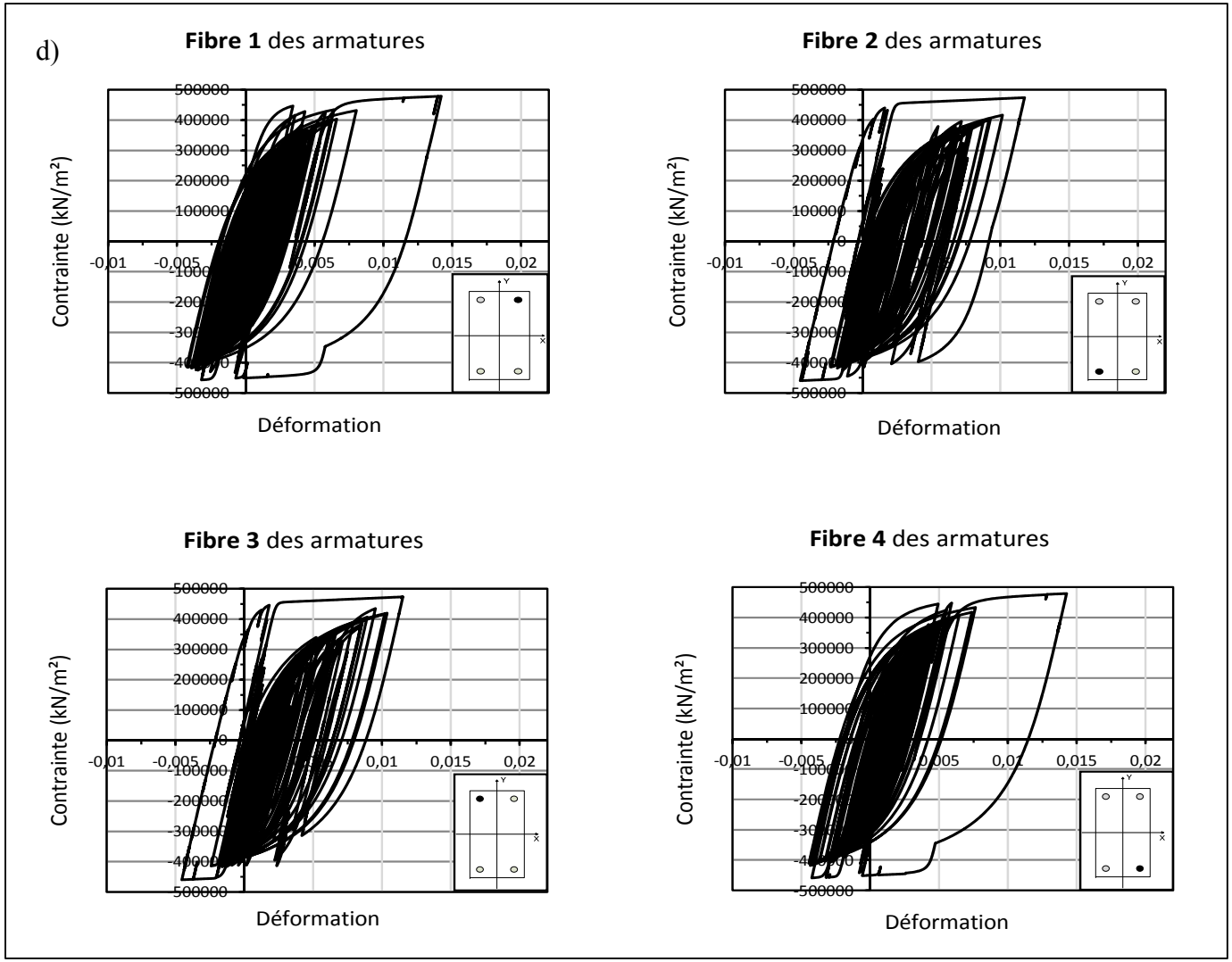
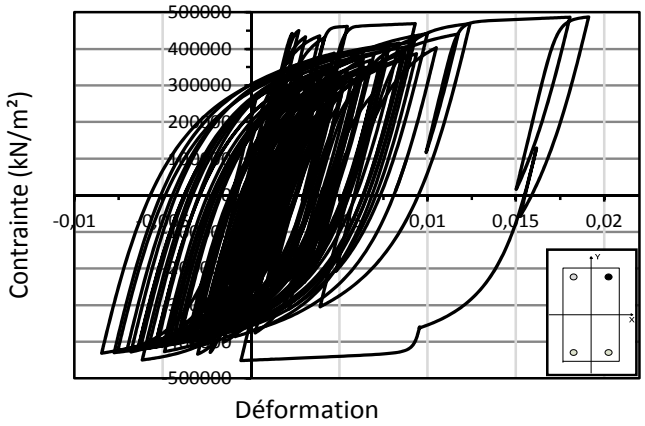


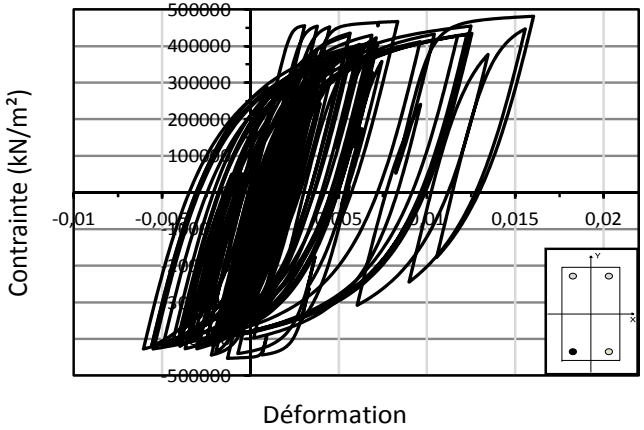
Figure-A IX-2 Déformations des fibres des aciers pour la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

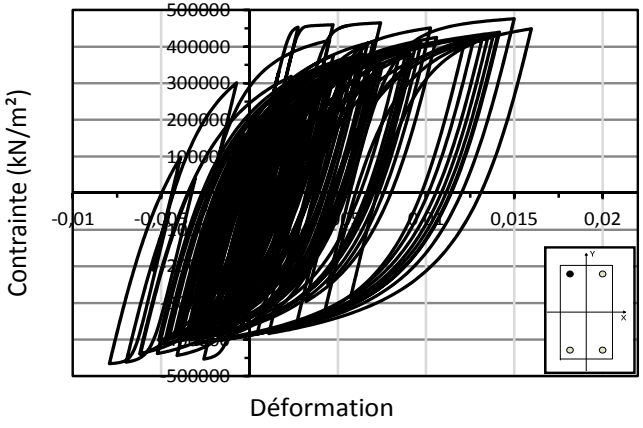
Fibre 1 des armatures



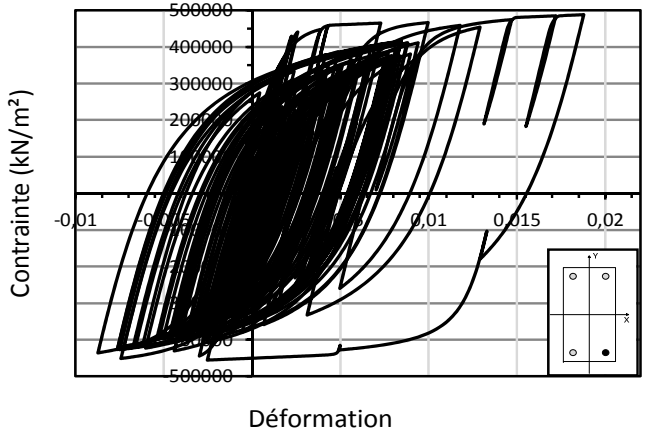
Fibre 2 des armatures



Fibre 3 des armatures

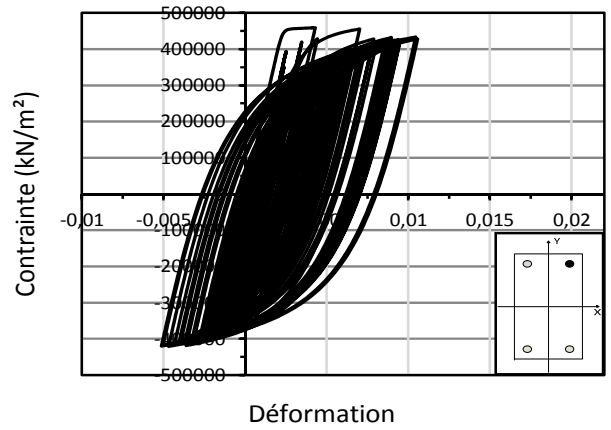


Fibre 4 des armatures

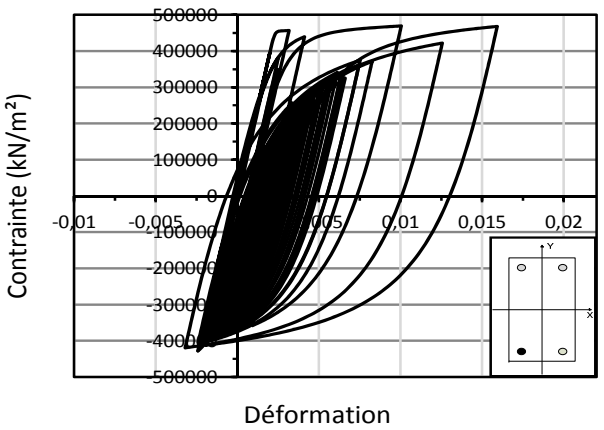


b)

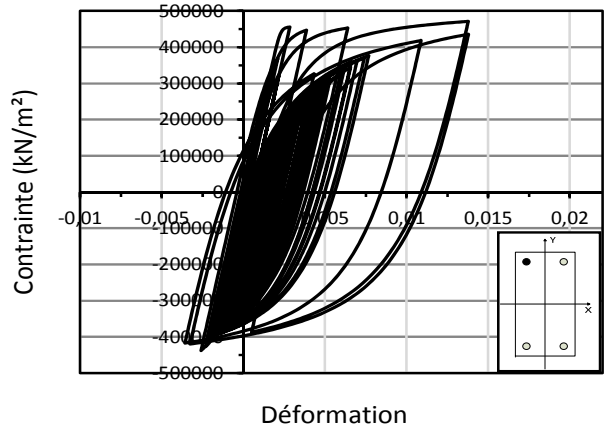
Fibre 1 des armatures



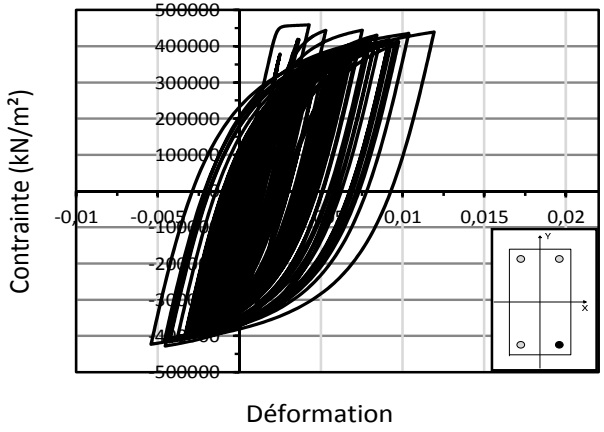
Fibre 2 des armatures



Fibre 3 des armatures

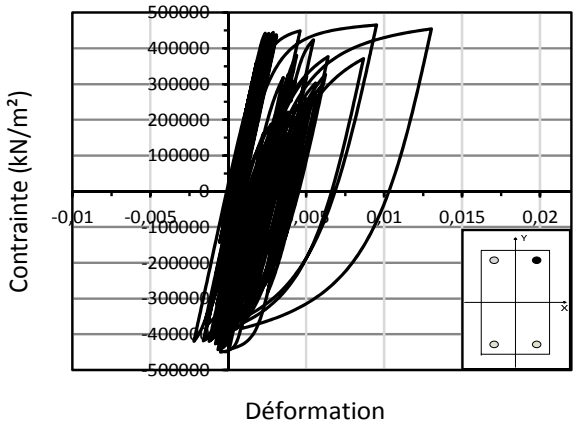


Fibre 4 des armatures

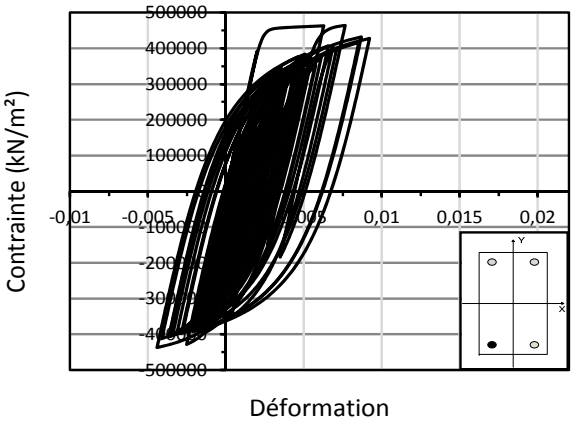


c)

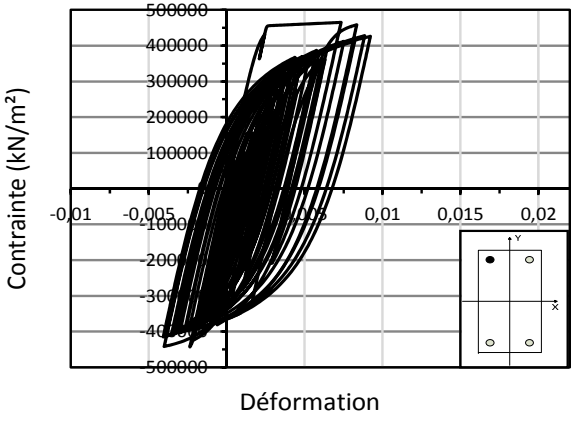
Fibre 1 des armatures



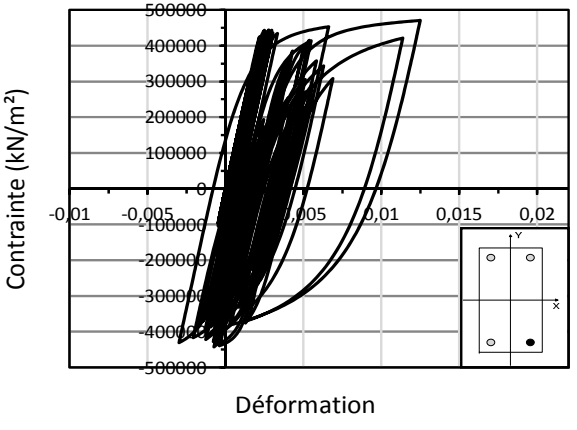
Fibre 2 des armatures



Fibre 3 des armatures



Fibre 4 des armatures



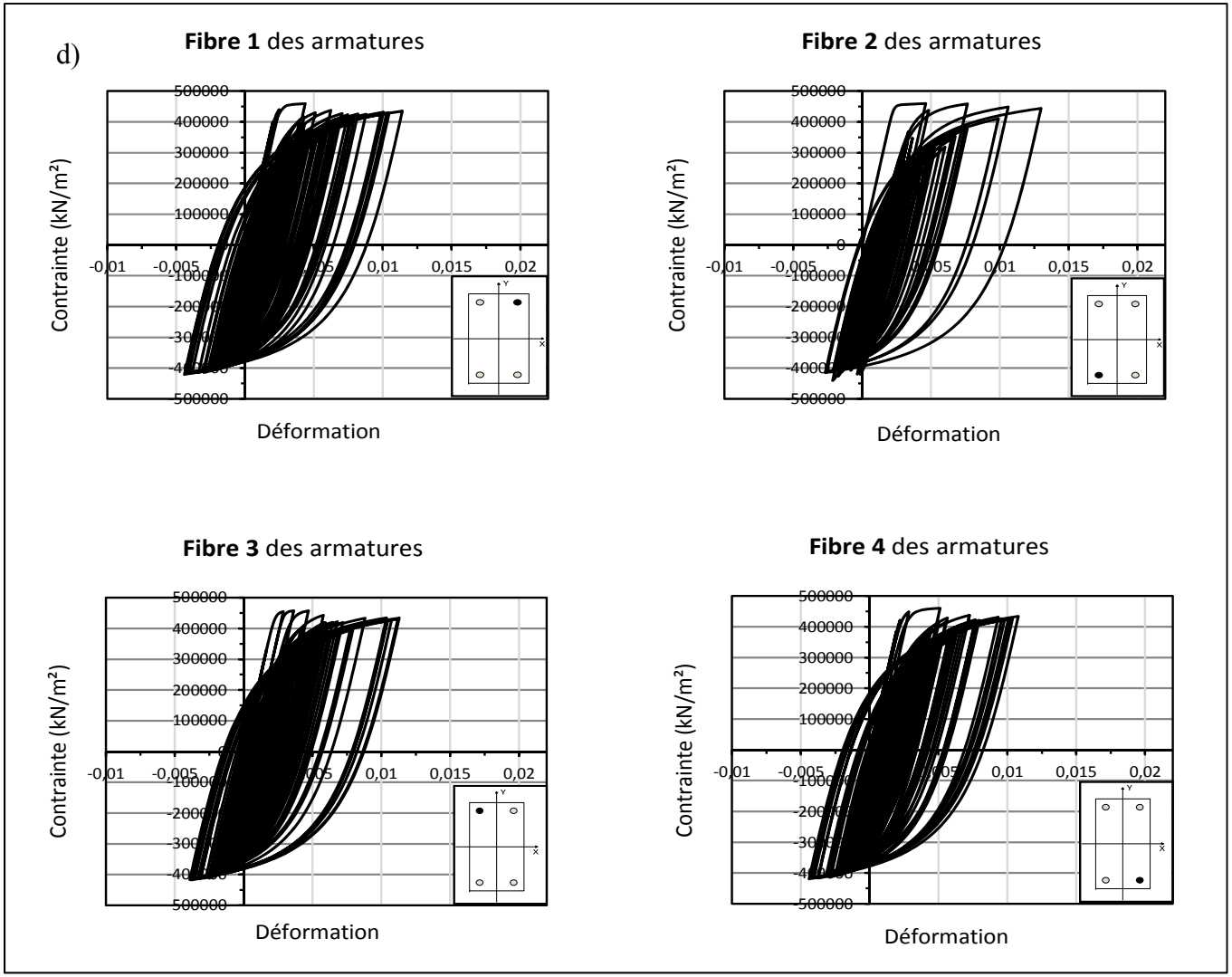
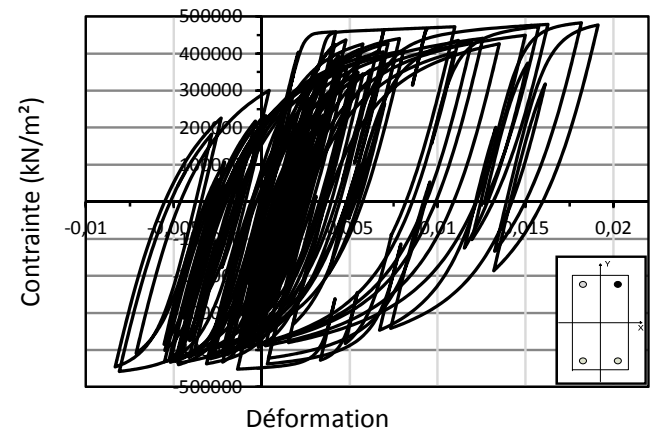
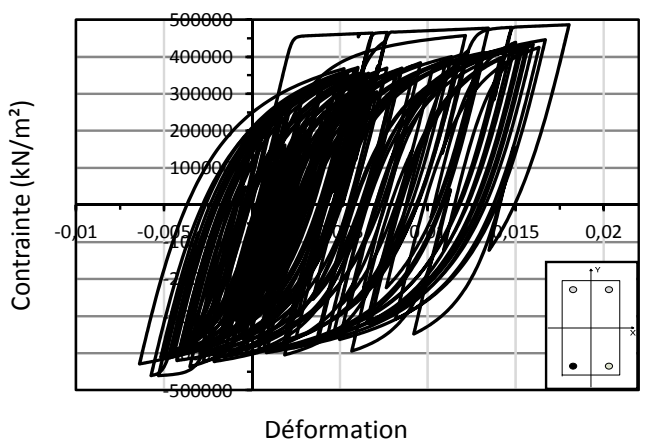
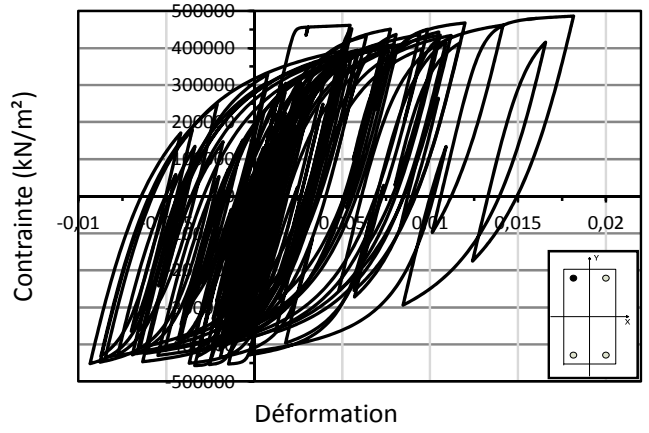


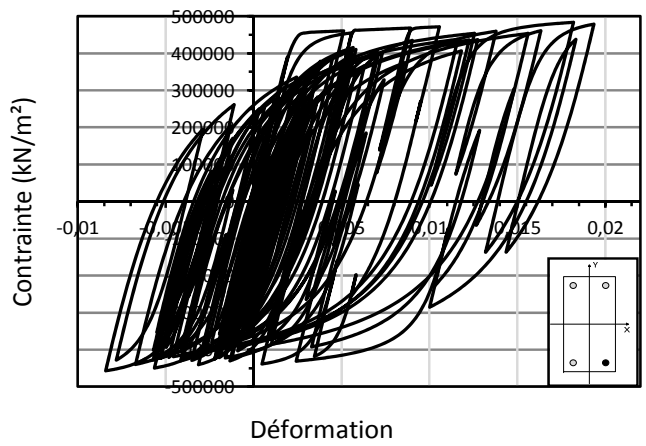
Figure-A IX-3 Déformations des fibres des aciers pour la colonne armée à 0,56% pour un sol de classe C : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)


Fibre 1 des armatures
Contrainte (kN/m²)
500000
400000
300000
200000
-0,01
0,02
Déformation

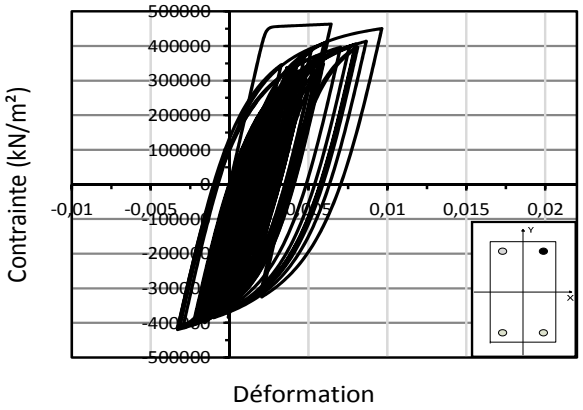

Fibre 2 des armatures
Contrainte (kN/m²)
500000
400000
300000
200000
10000
-0,01
-0,005
0,015
0,02
-500000
Déformation


Fibre 3 des armatures
Contrainte (kN/m²)
500000
400000
300000
-0,01
0,015
0,02
-500000
Déformation

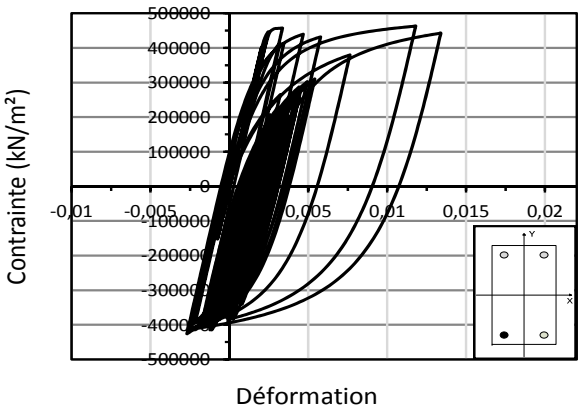

Fibre 4 des armatures
Contrainte (kN/m²)
500000
400000
300000
200000
-0,01
0,015
0,02
-500000
Déformation

b)

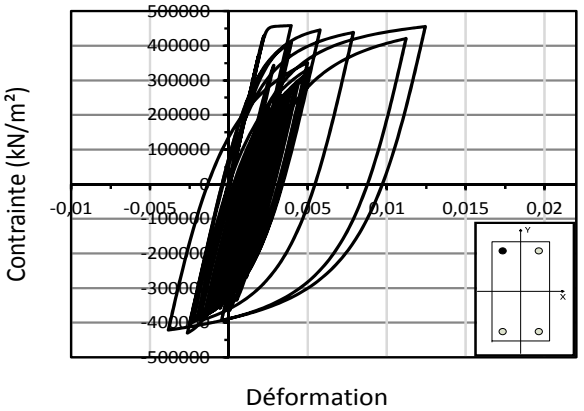
Fibre 1 des armatures



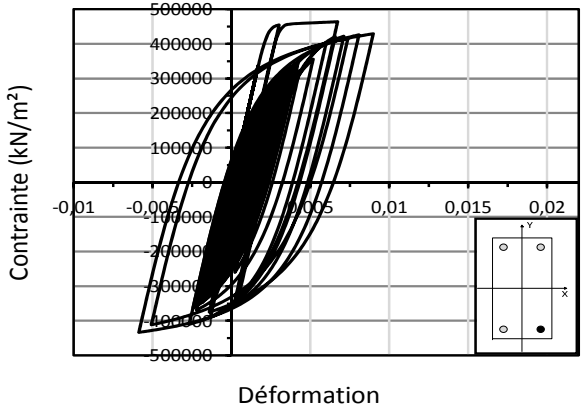
Fibre 2 des armatures



Fibre 3 des armatures

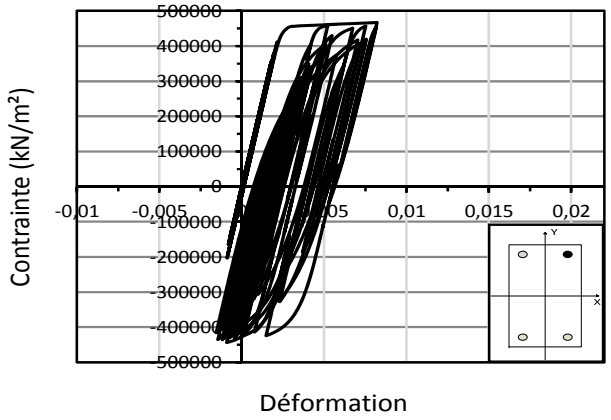


Fibre 4 des armatures

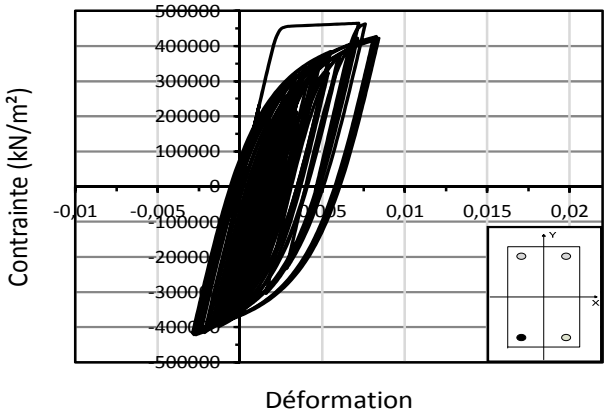


c)

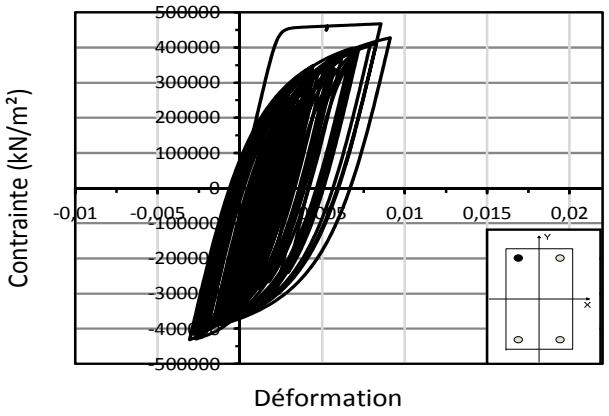
Fibre 1 des armatures



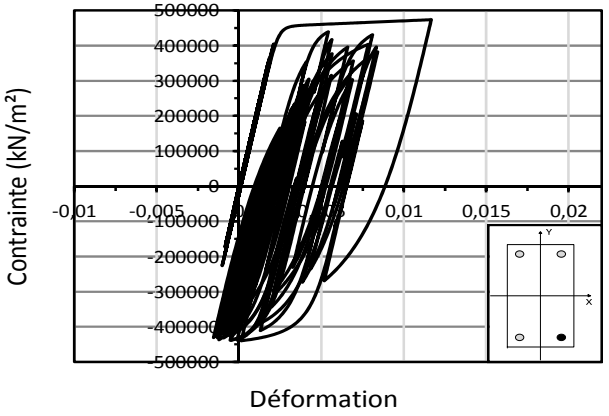
Fibre 2 des armatures



Fibre 3 des armatures



Fibre 4 des armatures



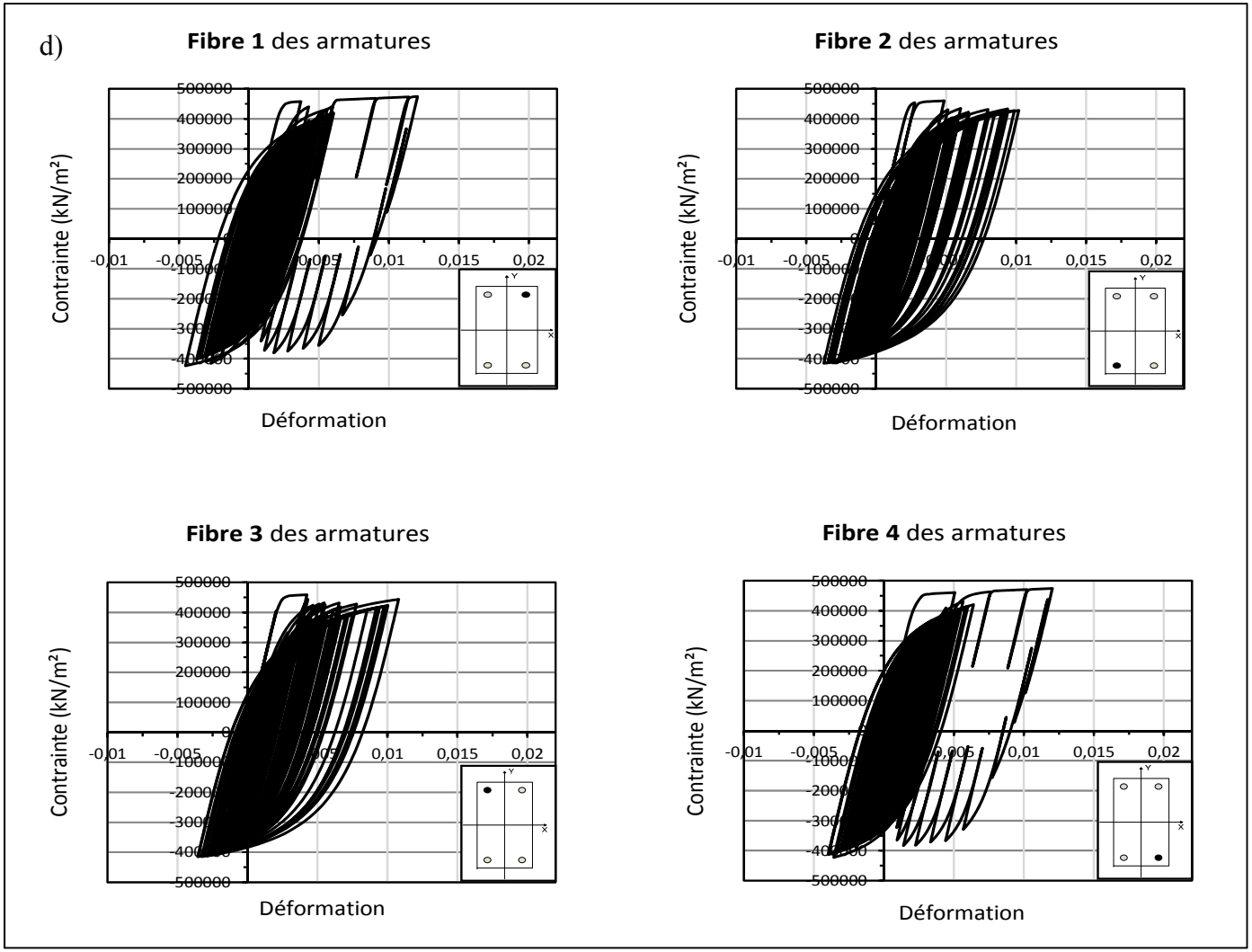
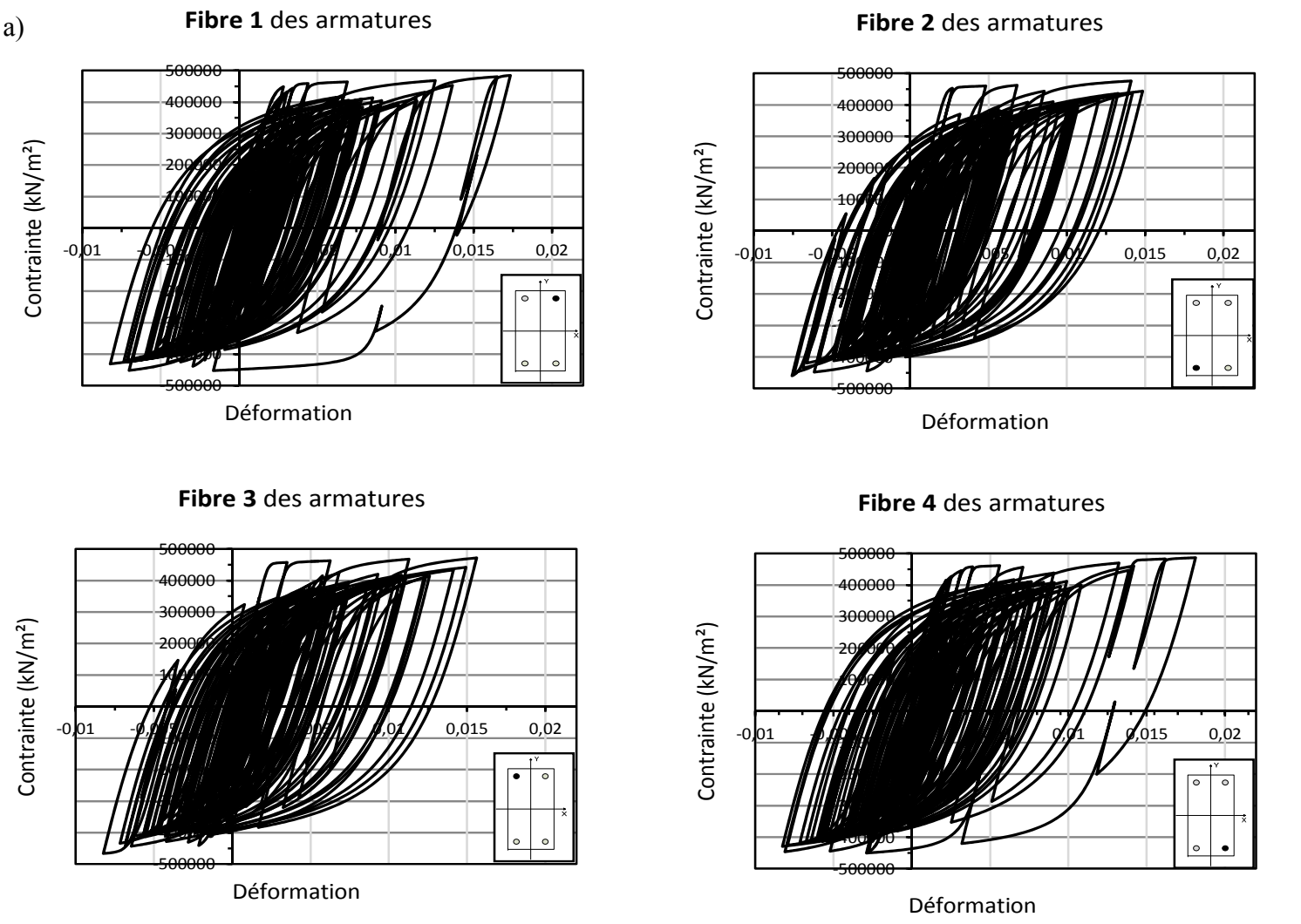
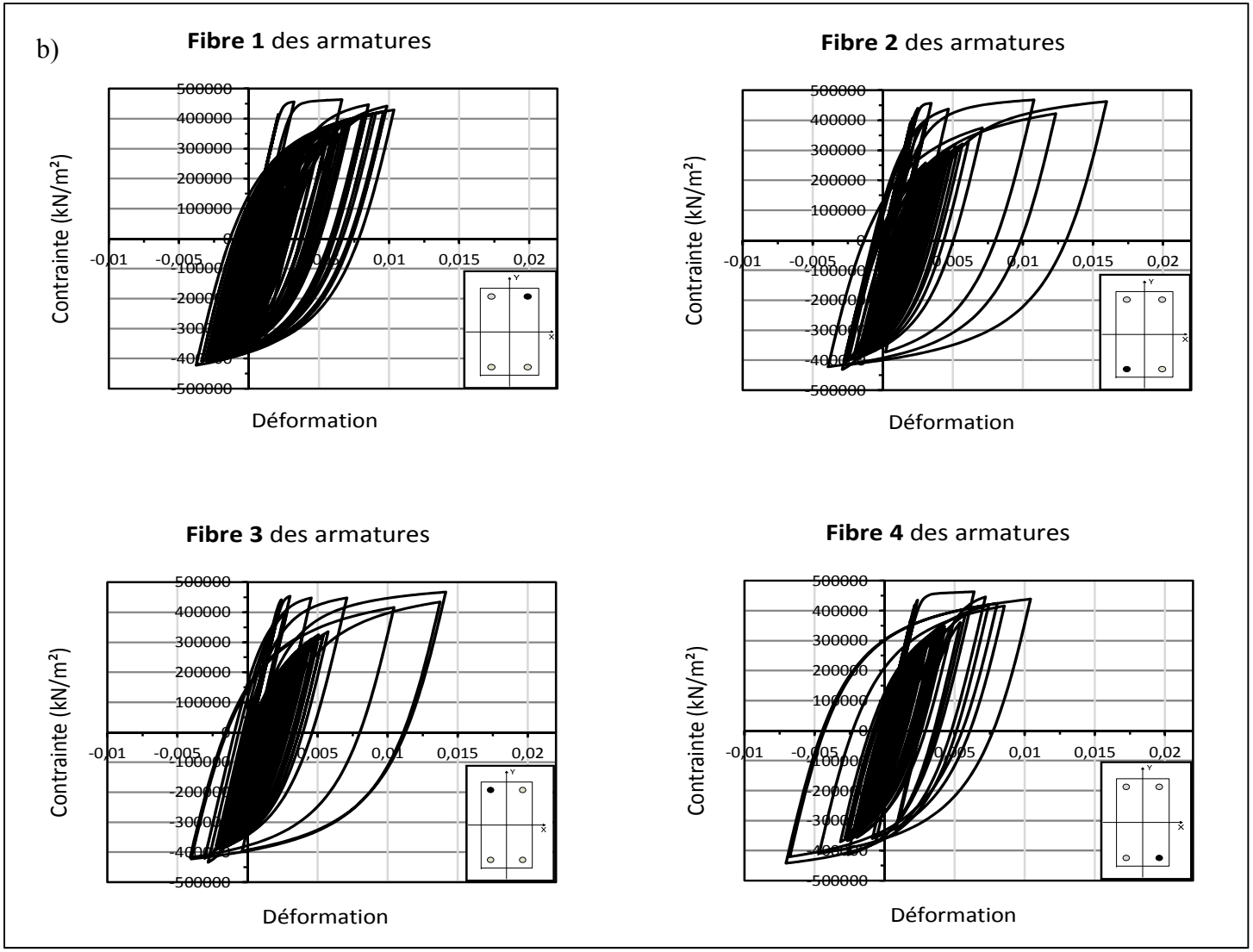


Figure-A IX-4 Déformations des fibres des aciers pour la colonne armée à 0,56% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

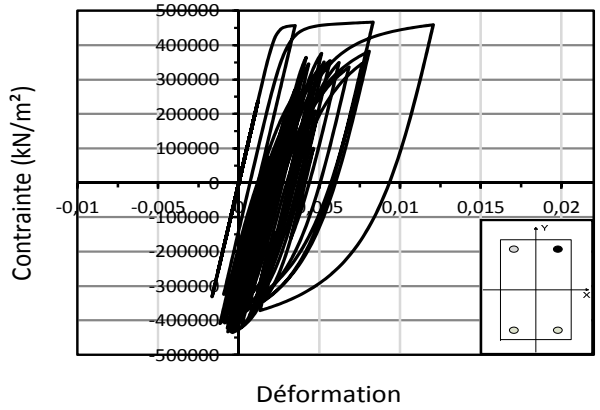
a)

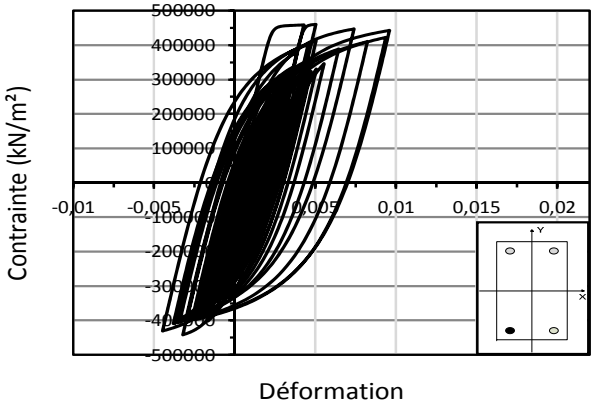

Fibre 1 des armatures
Fibre 2 des armatures
Fibre 3 des armatures
Fibre 4 des armatures
Contrainte (kN/m²)
Déformation
500000
400000
300000
200000
100000
-500000
-0,01
0,01
0,015
0,02

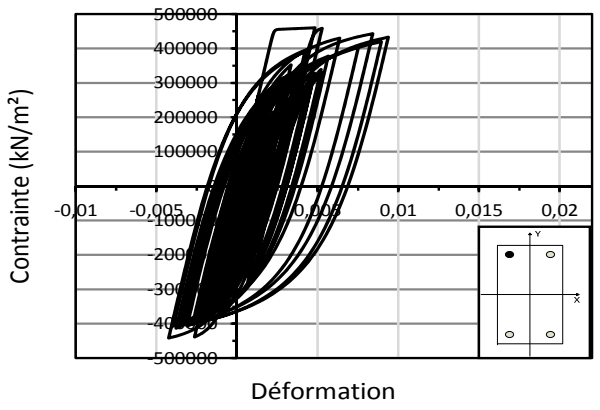
b)

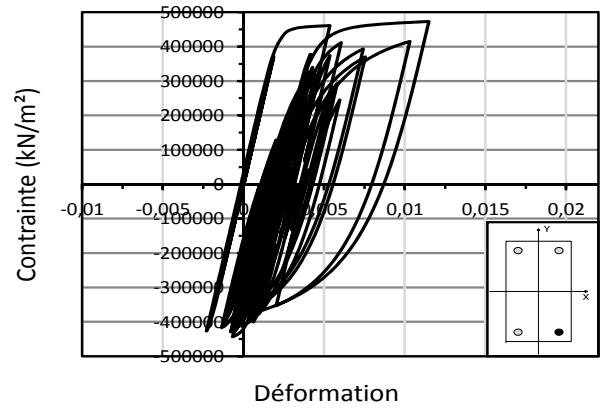

Fibre 1 des armatures
Fibre 2 des armatures
Fibre 3 des armatures
Fibre 4 des armatures
Contrainte (kN/m²)
Déformation
500000
400000
300000
200000
100000
0
-100000
-200000
-300000
-400000
-500000
-0,01
-0,005
0,005
0,01
0,015
0,02
Y
X

c)


Fibre 1 des armatures
Contrainte (kN/m²)
Déformation


Fibre 2 des armatures
Contrainte (kN/m²)
Déformation


Fibre 3 des armatures
Contrainte (kN/m²)
Déformation


Fibre 4 des armatures
Contrainte (kN/m²)
Déformation

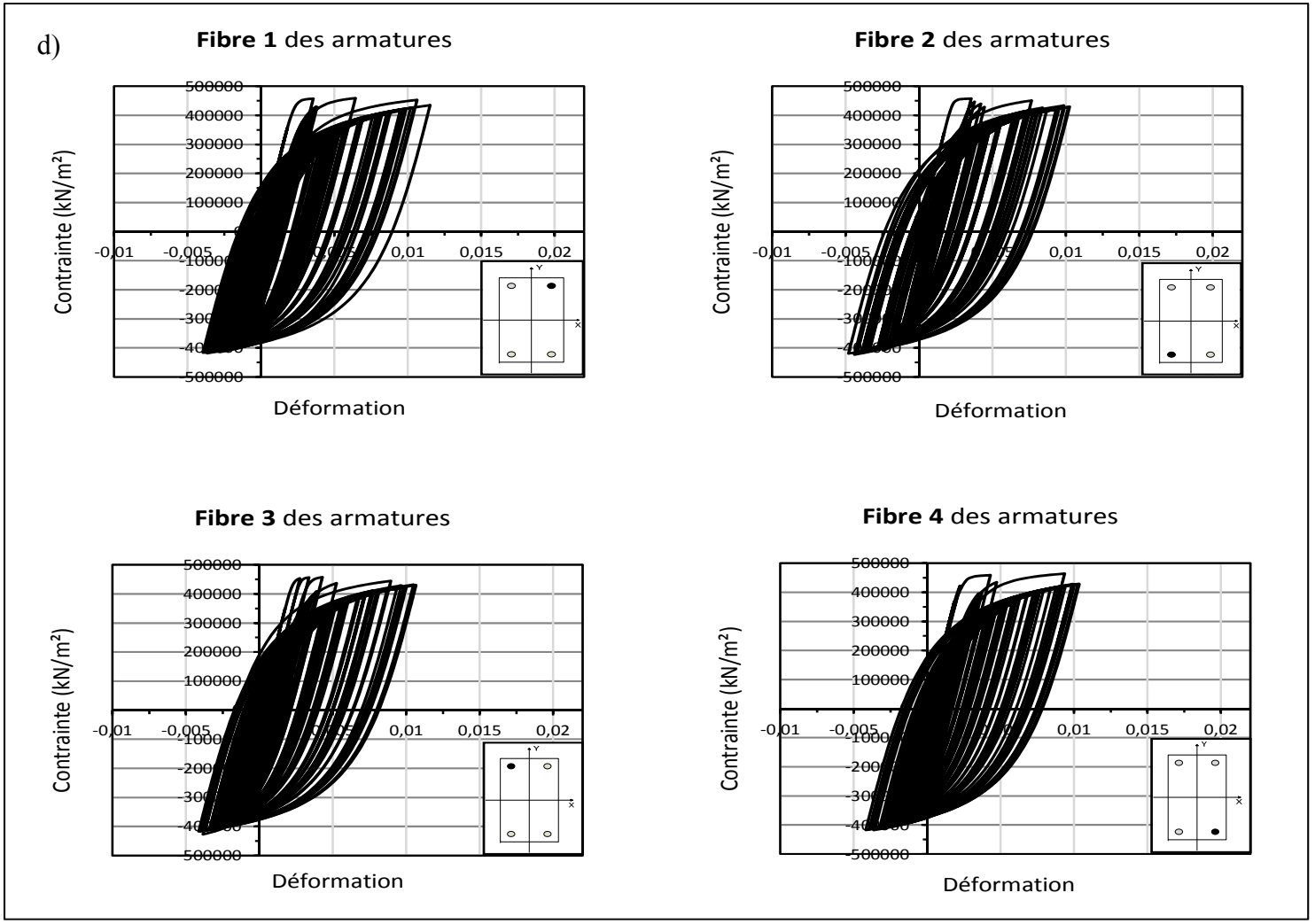
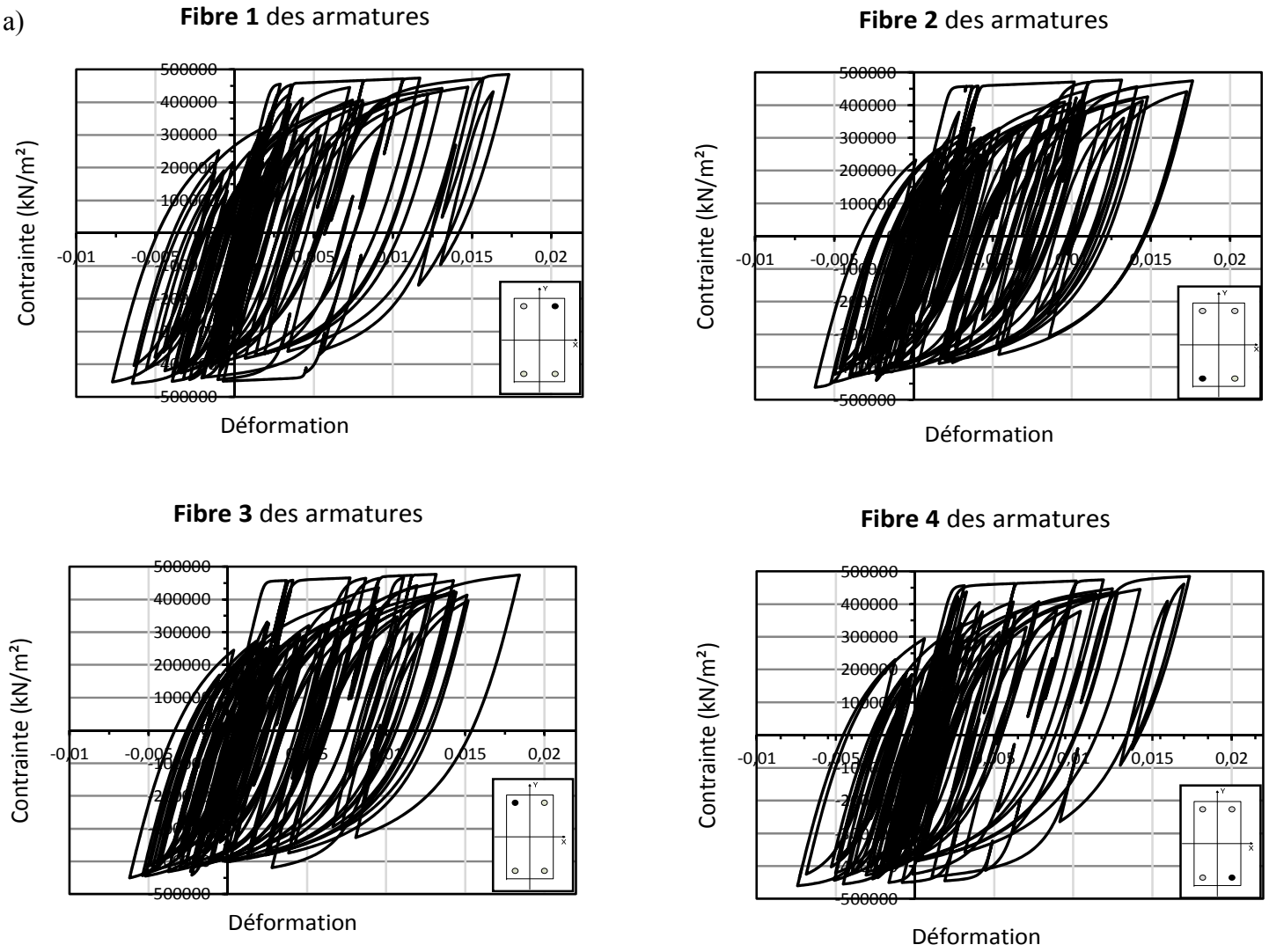
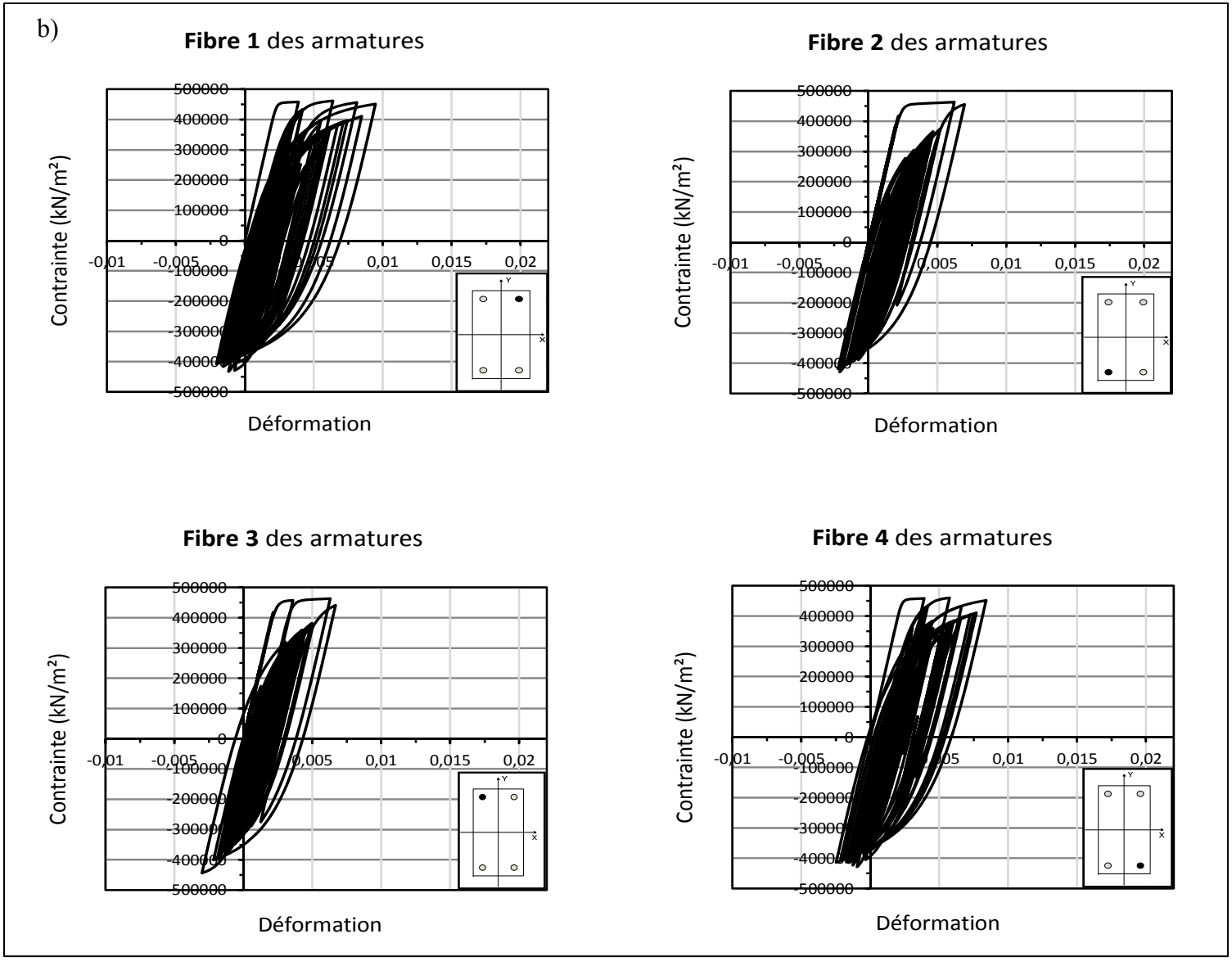


Figure-A IX-5 Déformations des fibres des aciers pour la colonne armée à 0,83% pour un sol de classe C : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

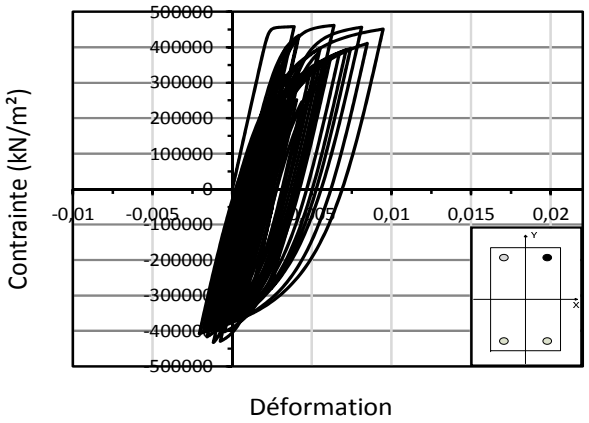

Fibre 1 des armatures
Fibre 2 des armatures
Fibre 3 des armatures
Fibre 4 des armatures
Contrainte (kN/m²)
Déformation
500000
400000
300000
200000
100000
-500000
-0,01
-0,005
0,005
0,01
0,015
0,02

b)

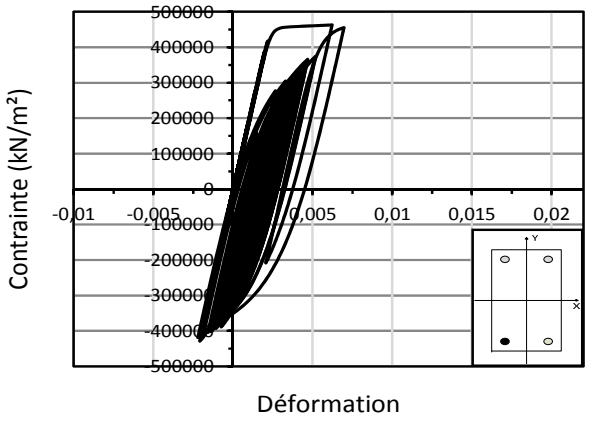

Fibre 1 des armatures
Fibre 2 des armatures
Fibre 3 des armatures
Fibre 4 des armatures
Contrainte (kN/m²)
Déformation
500000
400000
300000
200000
100000
0
-100000
-200000
-300000
-400000
-500000
-0,01
-0,005
0,005
0,01
0,015
0,02
Y
X

c)

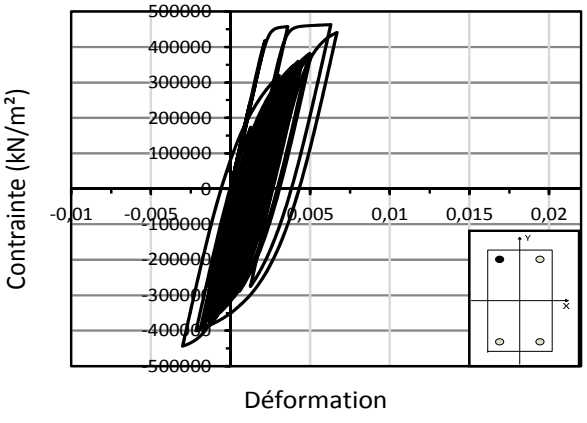
Fibre 1 des armatures



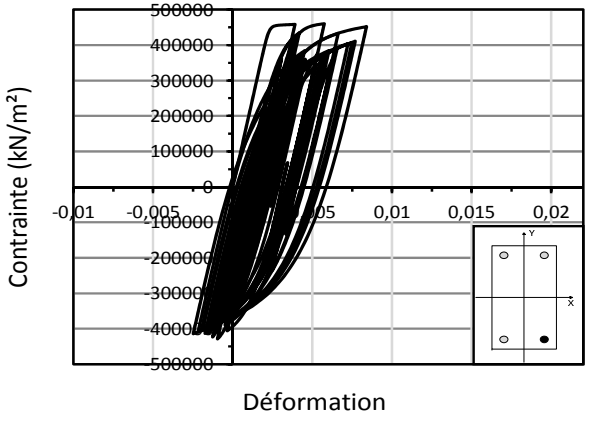
Fibre 2 des armatures



Fibre 3 des armatures



Fibre 4 des armatures



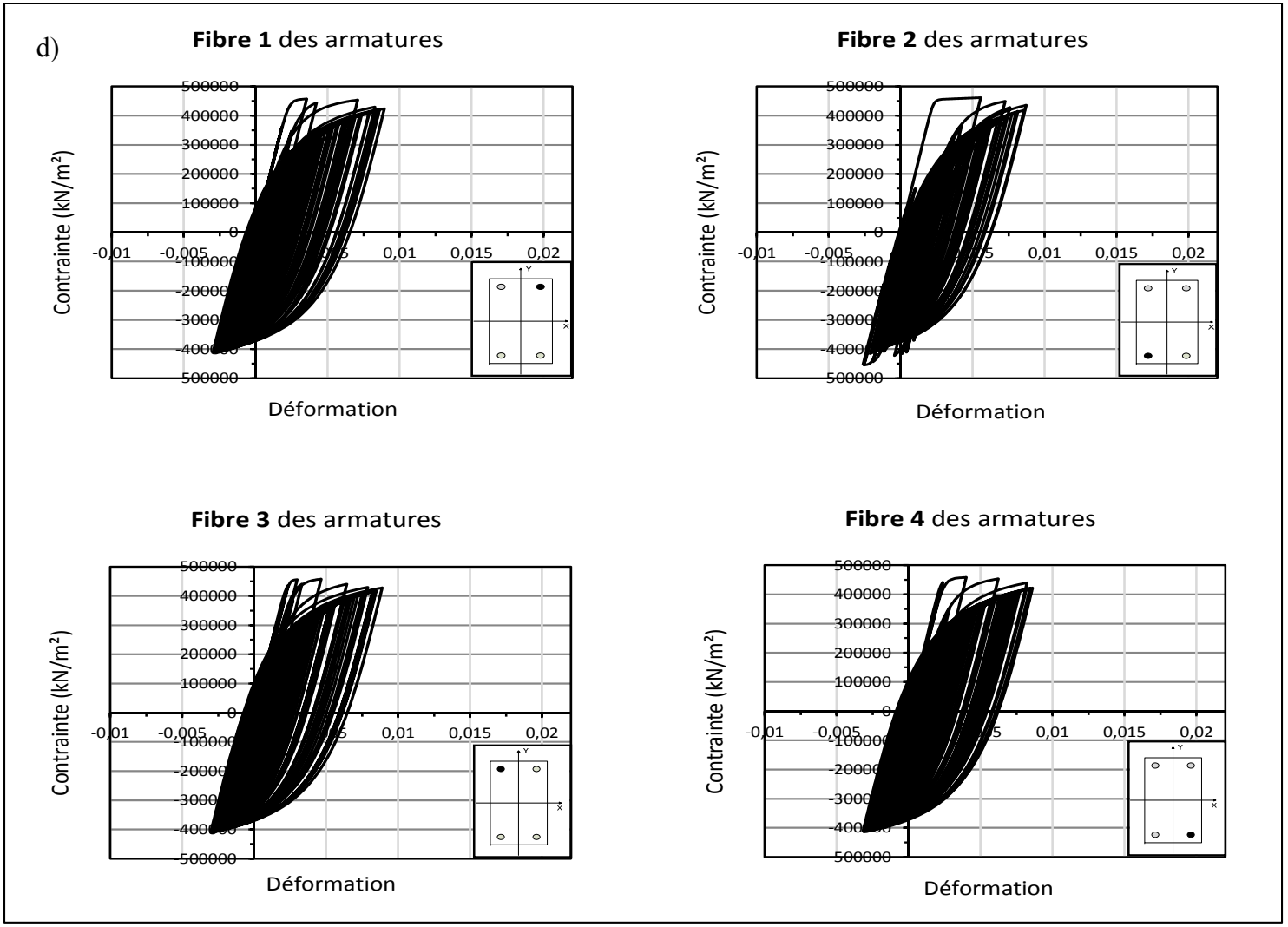
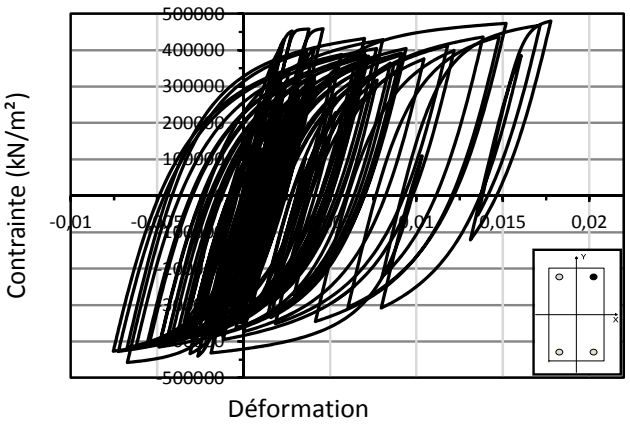


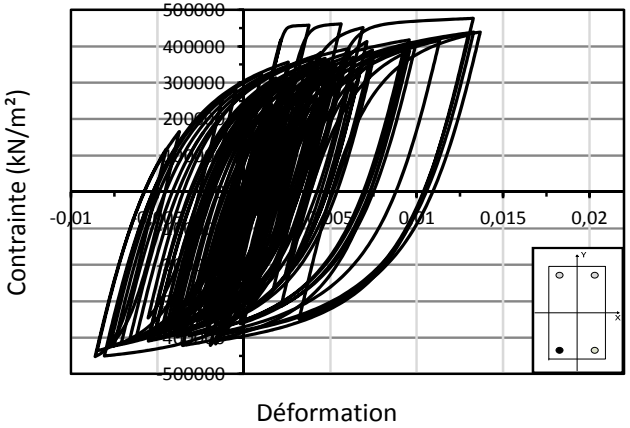
Figure-A IX-6 Déformations des fibres des aciers pour la colonne armée à 0,83% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

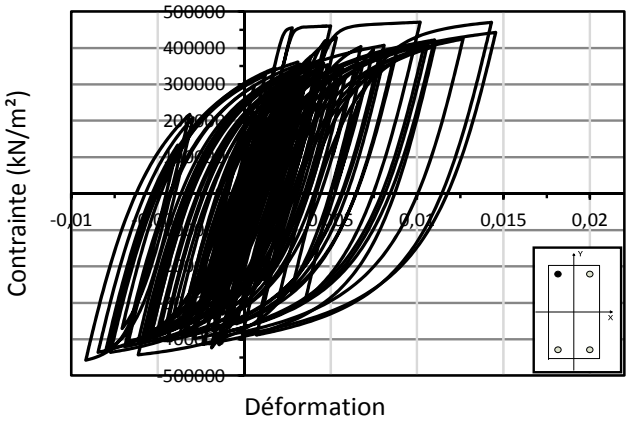
Fibre 1 des armatures



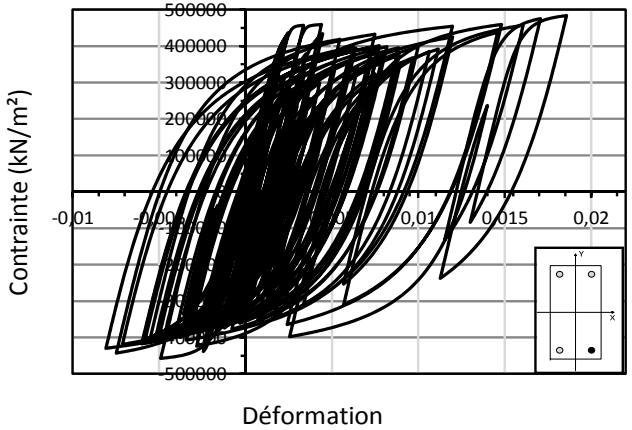
Fibre 2 des armatures



Fibre 3 des armatures

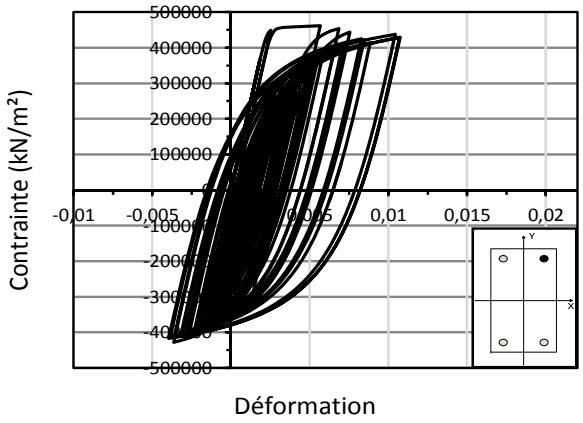


Fibre 4 des armatures

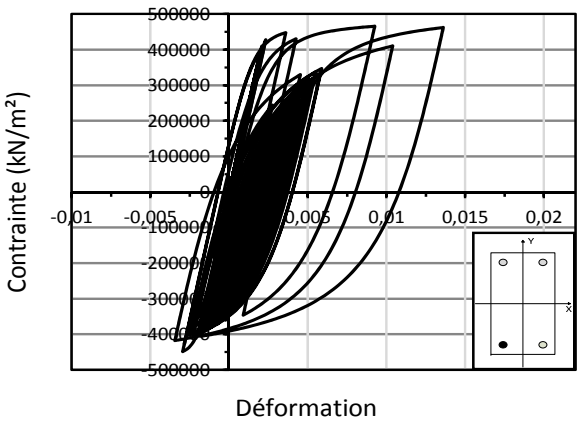


b)

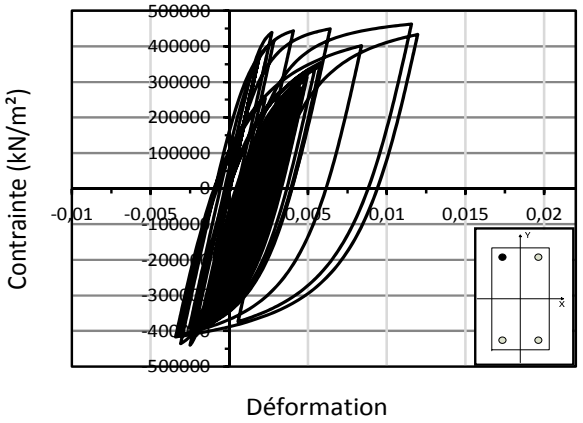
Fibre 1 des armatures



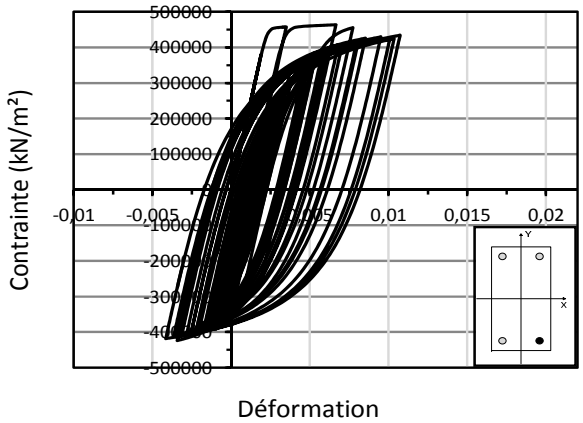
Fibre 2 des armatures



Fibre 3 des armatures

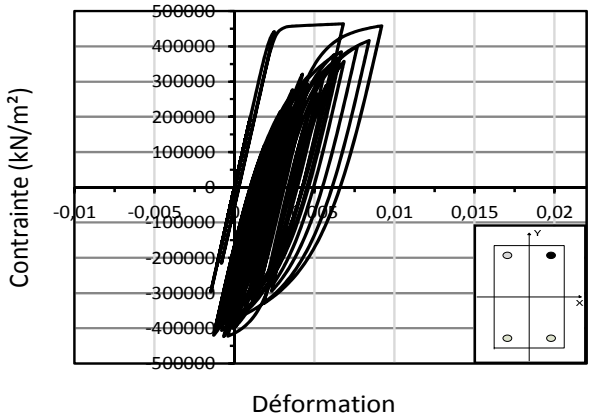


Fibre 4 des armatures

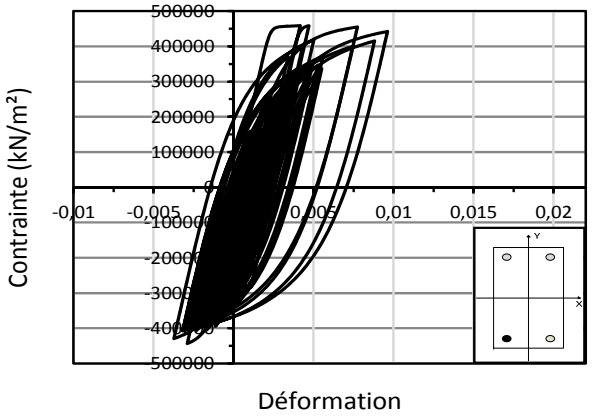


c)

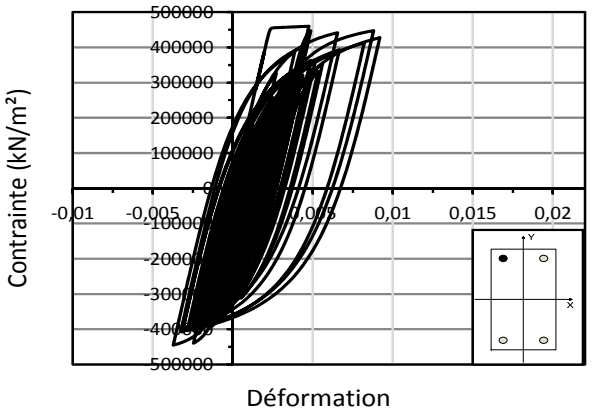
Fibre 1 des armatures



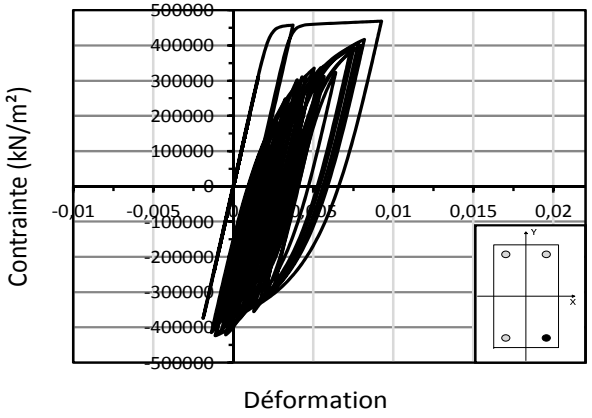
Fibre 2 des armatures



Fibre 3 des armatures



Fibre 4 des armatures



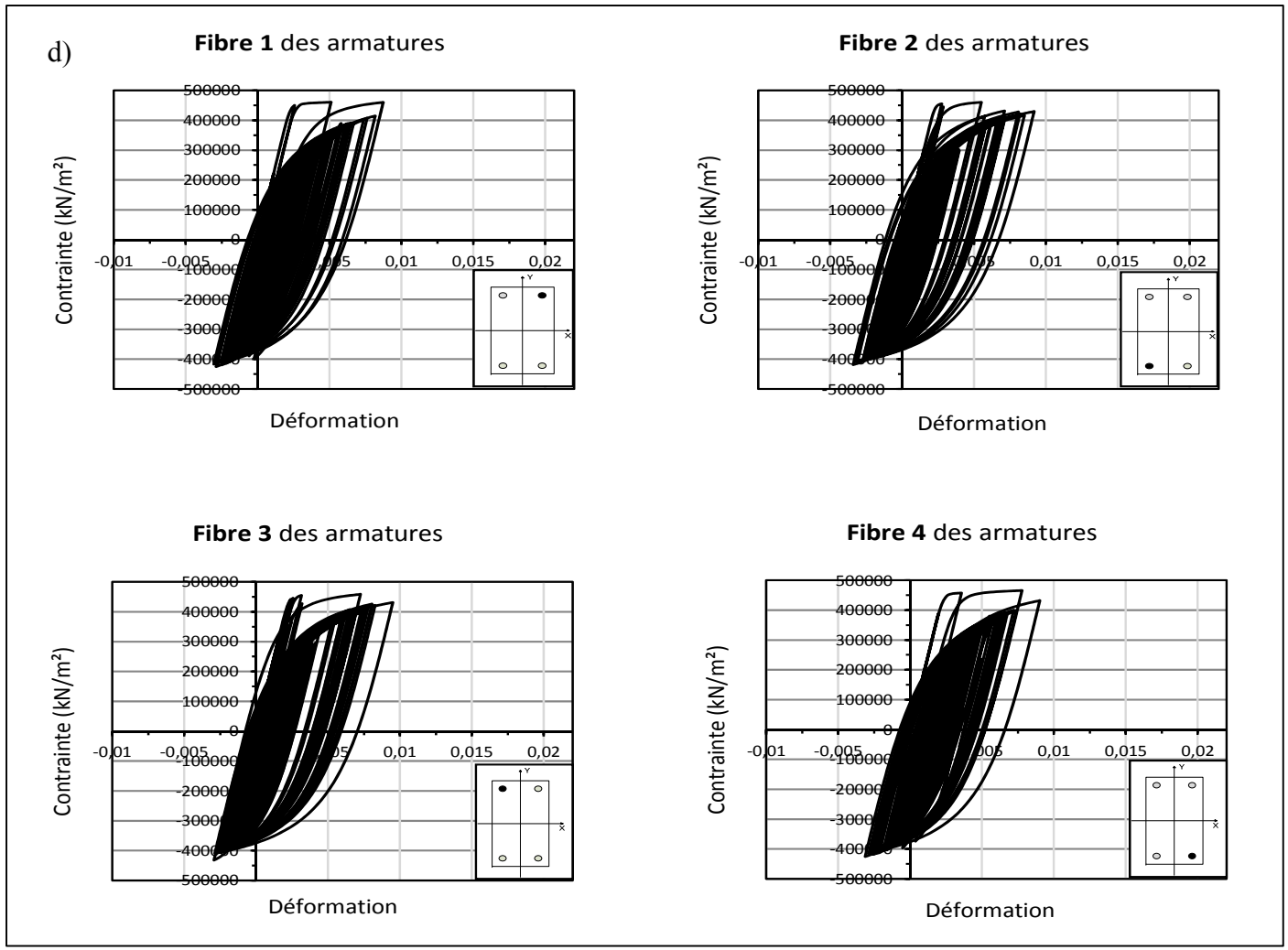
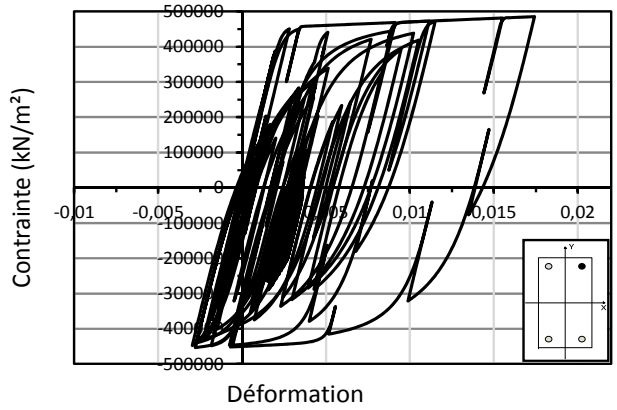
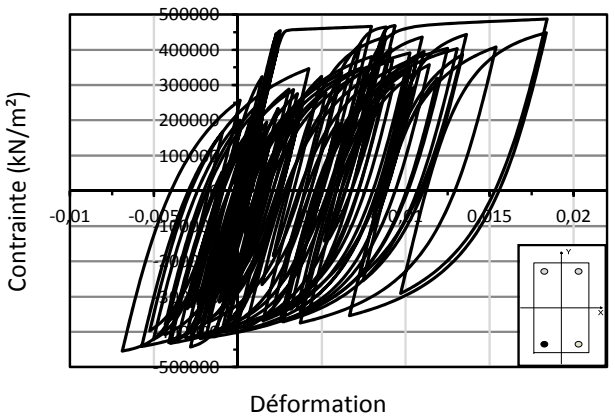
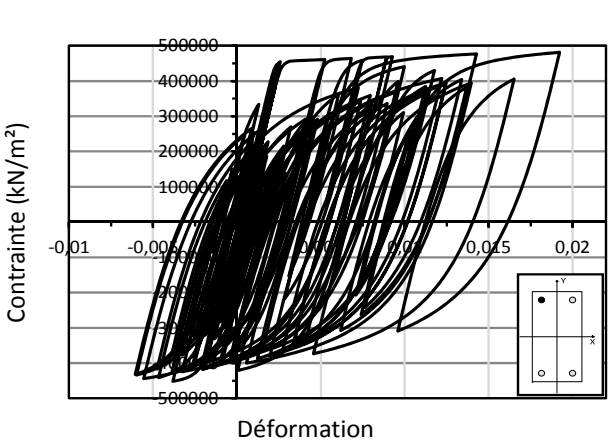


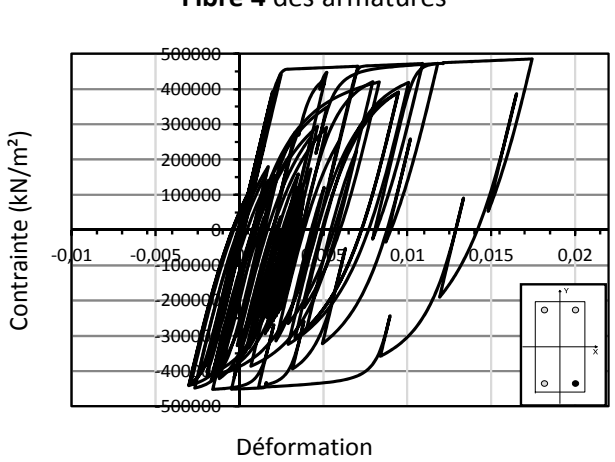
Figure-A IX-7 Déformations des fibres des aciers pour la colonne armée à 1,08% pour un sol de classe C : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)


Fibre 1 des armatures
Contrainte (kN/m²)
Déformation

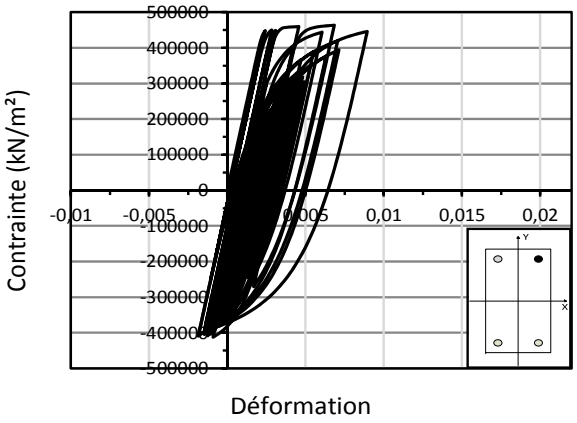

Fibre 2 des armatures
Contrainte (kN/m²)
Déformation


Fibre 3 des armatures
Contrainte (kN/m²)
Déformation

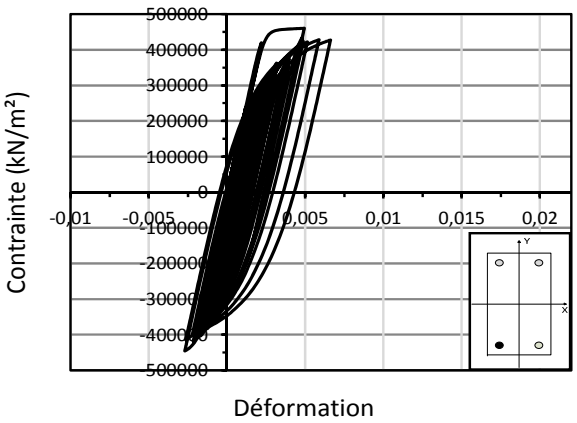

Fibre 4 des armatures
Contrainte (kN/m²)
Déformation

b)

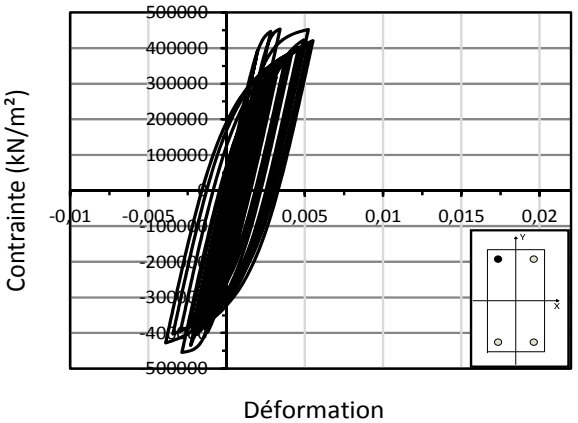
Fibre 1 des armatures



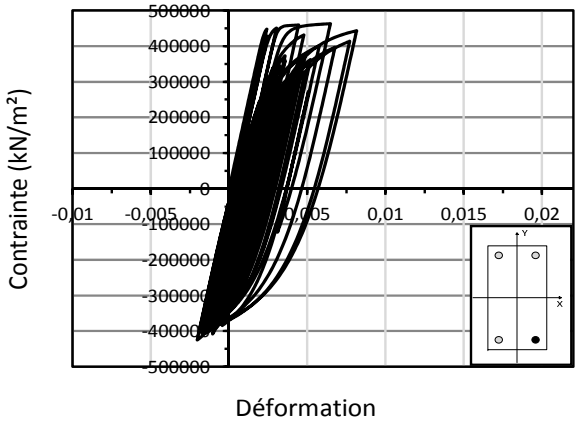
Fibre 2 des armatures



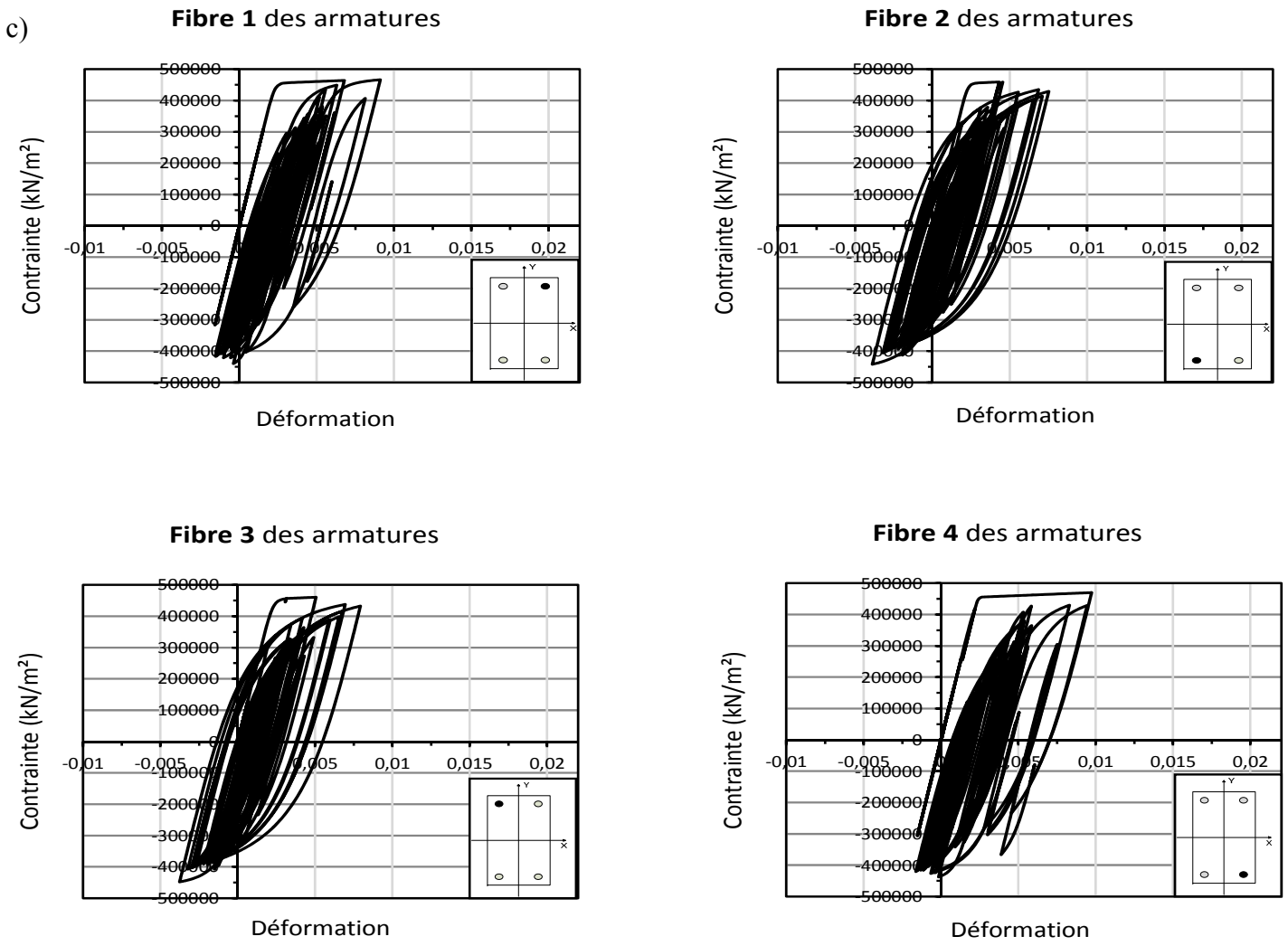
Fibre 3 des armatures



Fibre 4 des armatures



c)


Fibre 1 des armatures
Fibre 2 des armatures
Fibre 3 des armatures
Fibre 4 des armatures
Contrainte (kN/m²)
Déformation
500000
400000
300000
200000
100000
0
-100000
-200000
-300000
-400000
-500000
-0,01
-0,005
0,005
0,01
0,015
0,02
Y
X

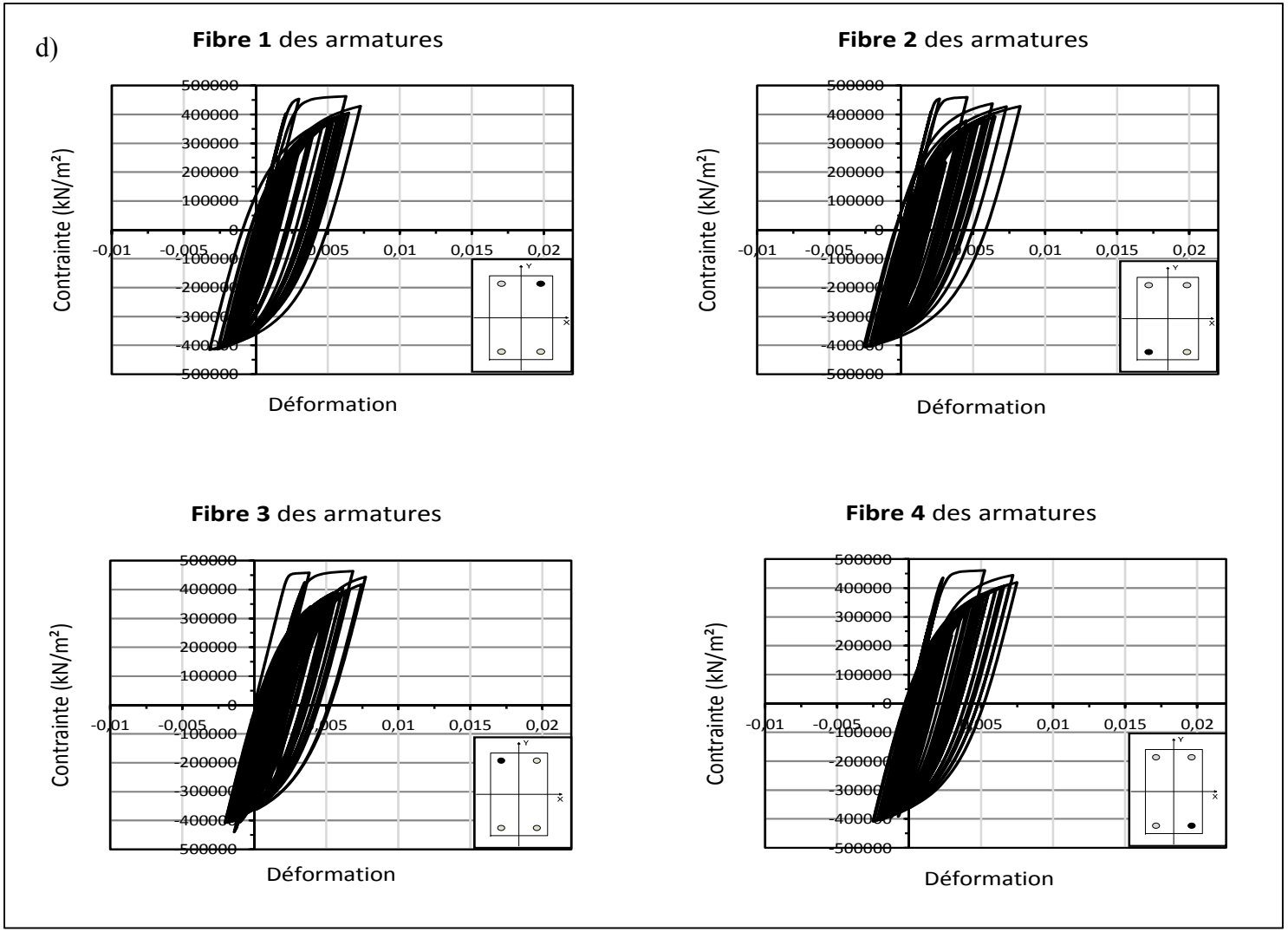


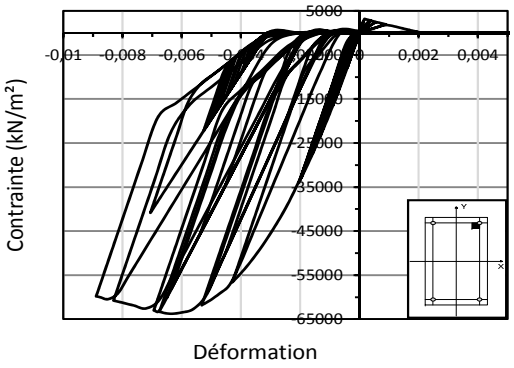
Figure-A IX-8 Déformations des fibres des aciers pour la colonne armée à 1,08% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

ANNEXE X

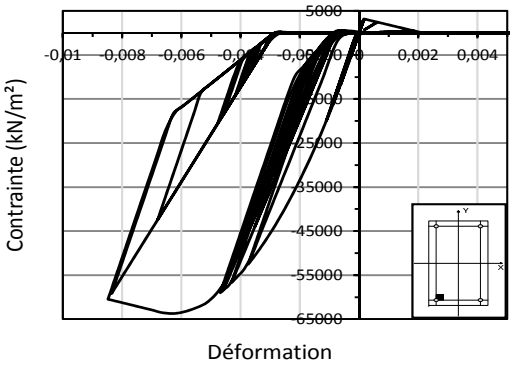
COURBE CONTRAINTE-DÉFORMATION DES FIBRES DE BÉTON CONFINÉ

a)

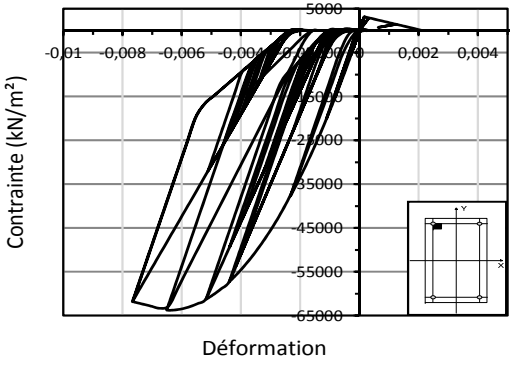
Fibre 1 de béton confiné



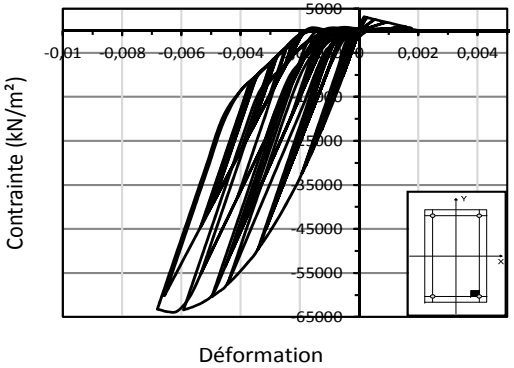
Fibre 2 de béton confiné



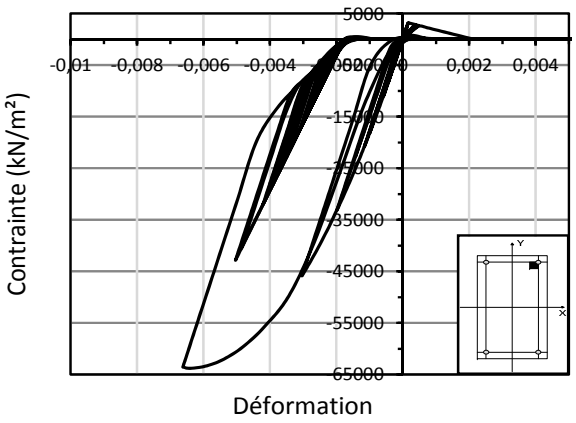
Fibre 3 de béton confiné



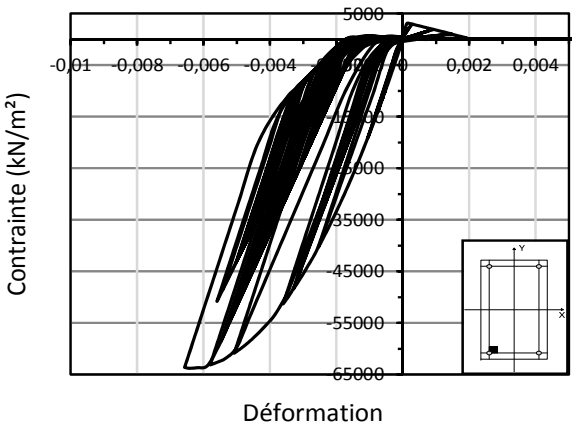
Fibre 4 de béton confiné



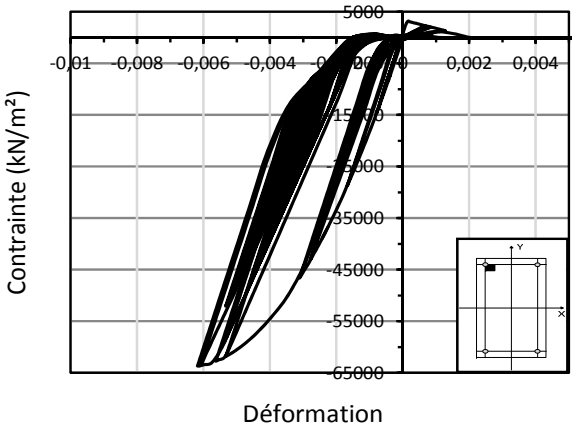
b) **Fibre 1** de béton confiné



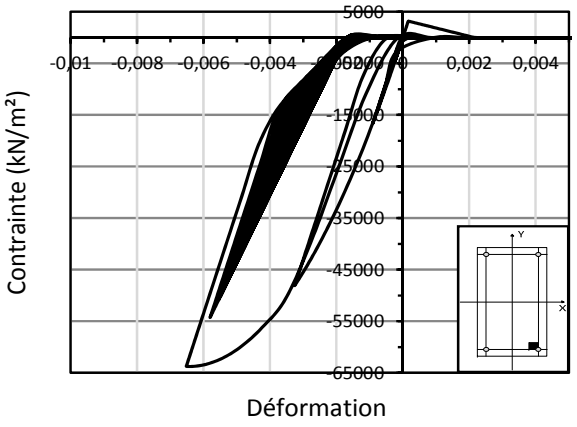
Fibre 2 de béton confiné



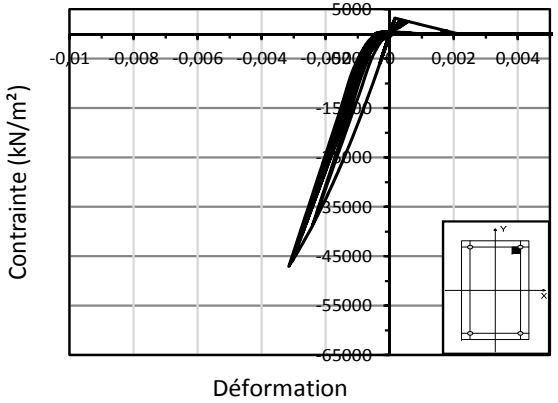
Fibre 3 de béton confiné



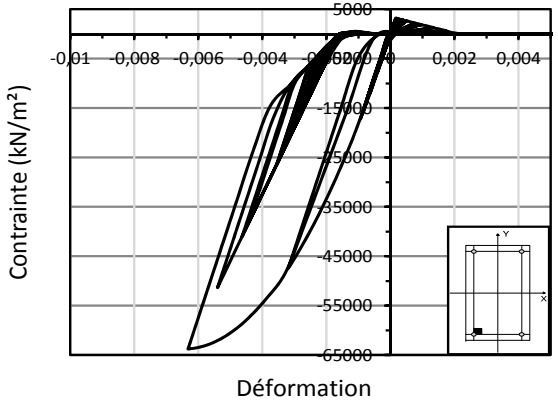
Fibre 4 de béton confiné



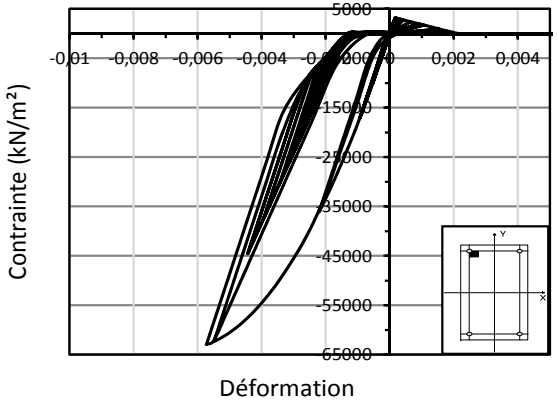
c) **Fibre 1** de béton confiné



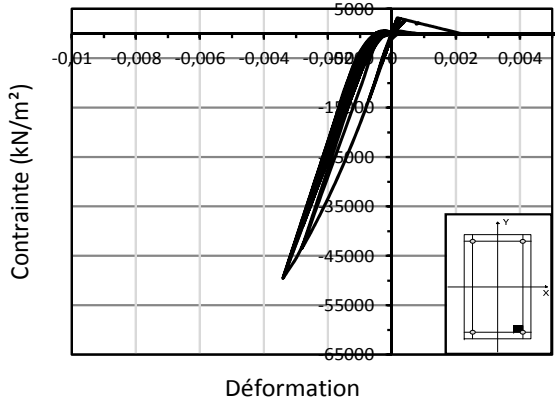
Fibre 2 de béton confiné



Fibre 3 de béton confiné



Fibre 4 de béton confiné



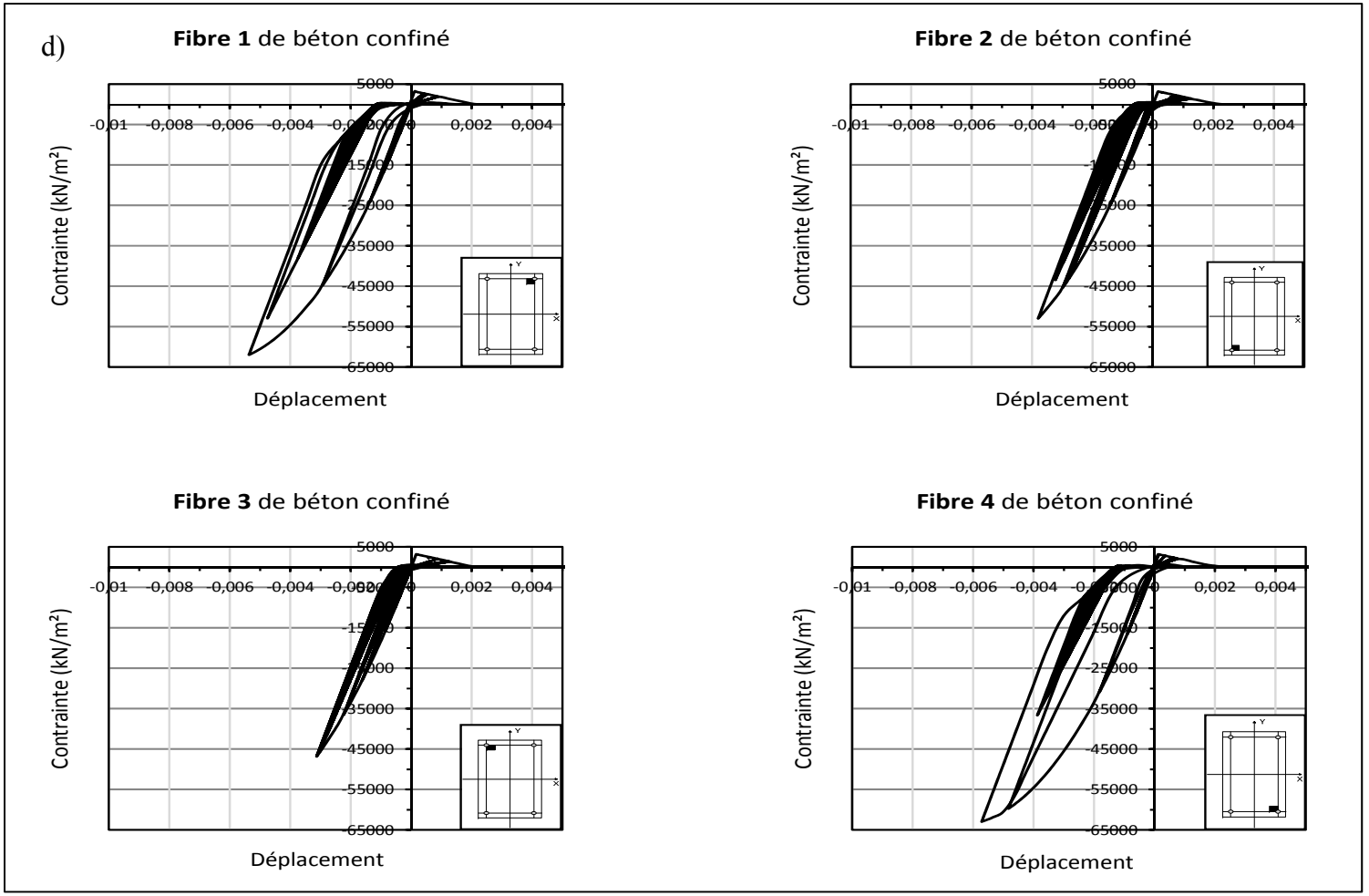
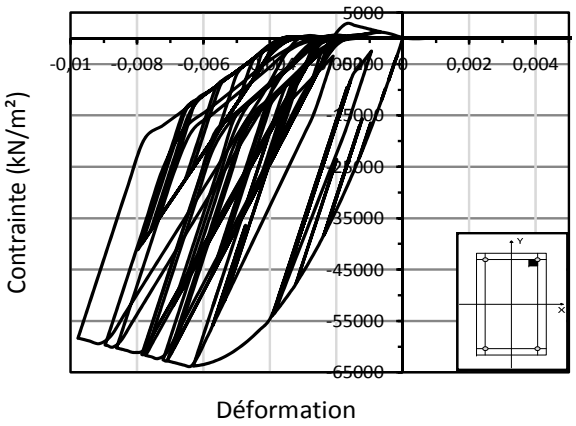


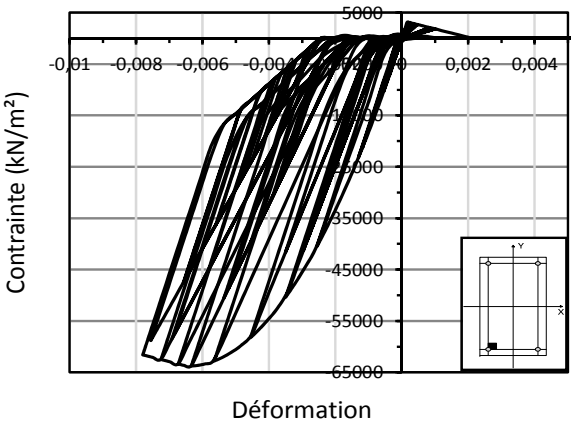
Figure-A X-1 Déformations des fibres de béton confiné pour la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe C : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

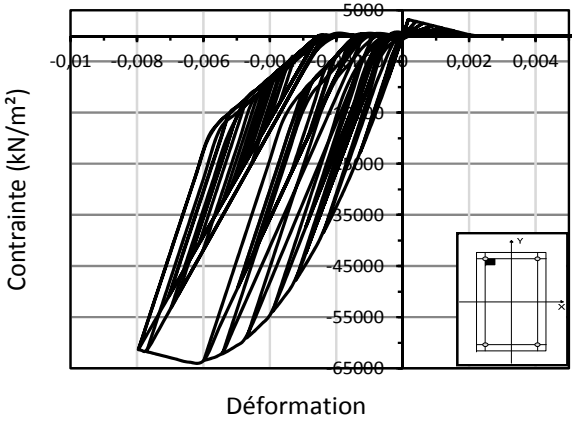
Fibre 1 de béton confiné



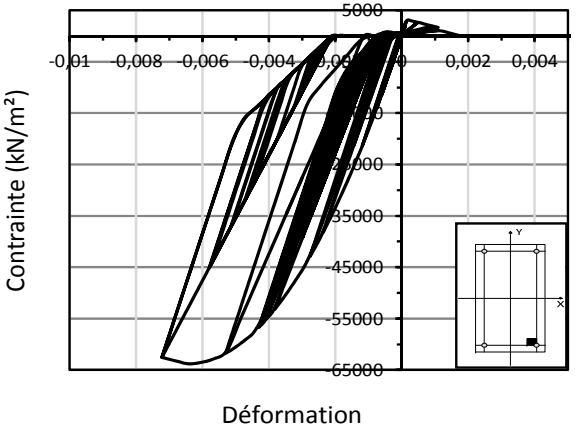
Fibre 2 de béton confiné



Fibre 3 de béton confiné

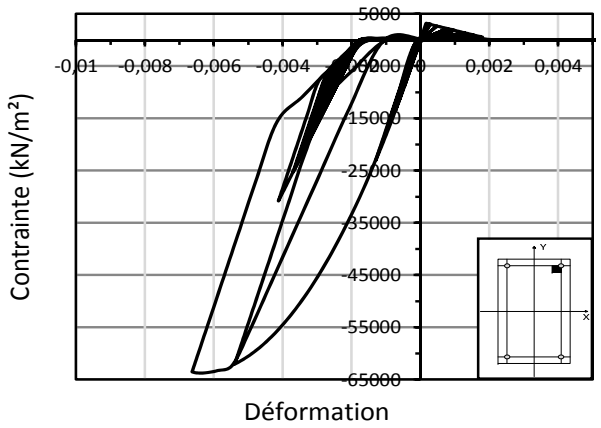


Fibre 4 de béton confiné

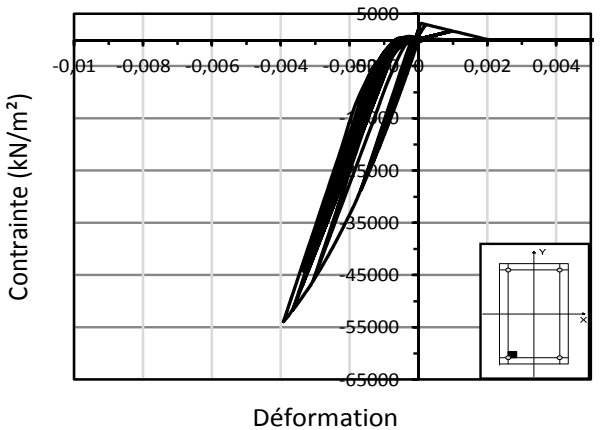


b)

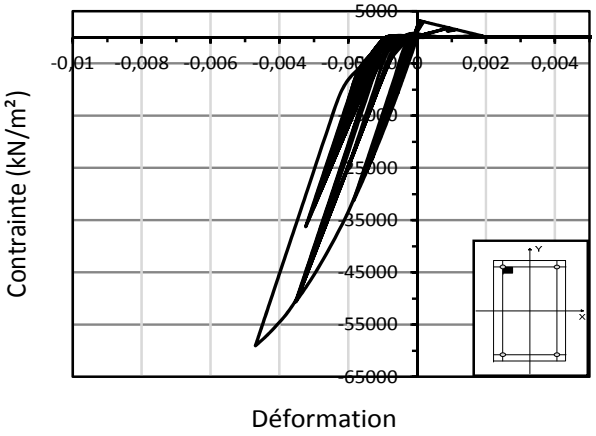
Fibre 1 de béton confiné



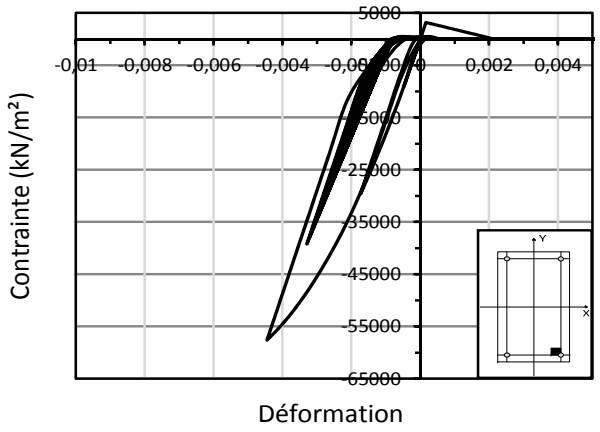
Fibre 2 de béton confiné



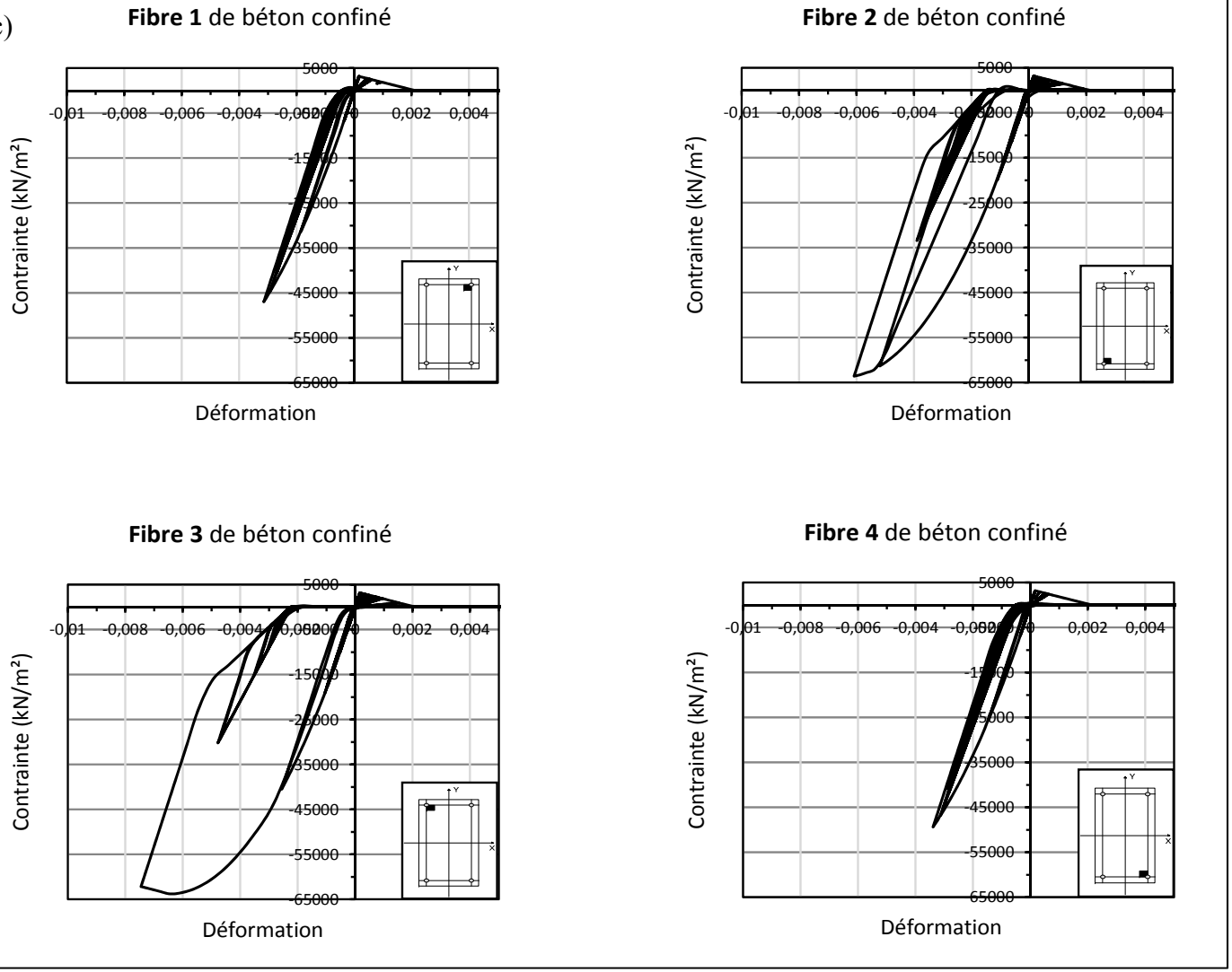
Fibre 3 de béton confiné



Fibre 4 de béton confiné



c)


Fibre 1 de béton confiné
Fibre 2 de béton confiné
Fibre 3 de béton confiné
Fibre 4 de béton confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
5000
-15000
-25000
-35000
-45000
-55000
-65000
-0,01
-0,008
-0,006
-0,004
0,002
0,004

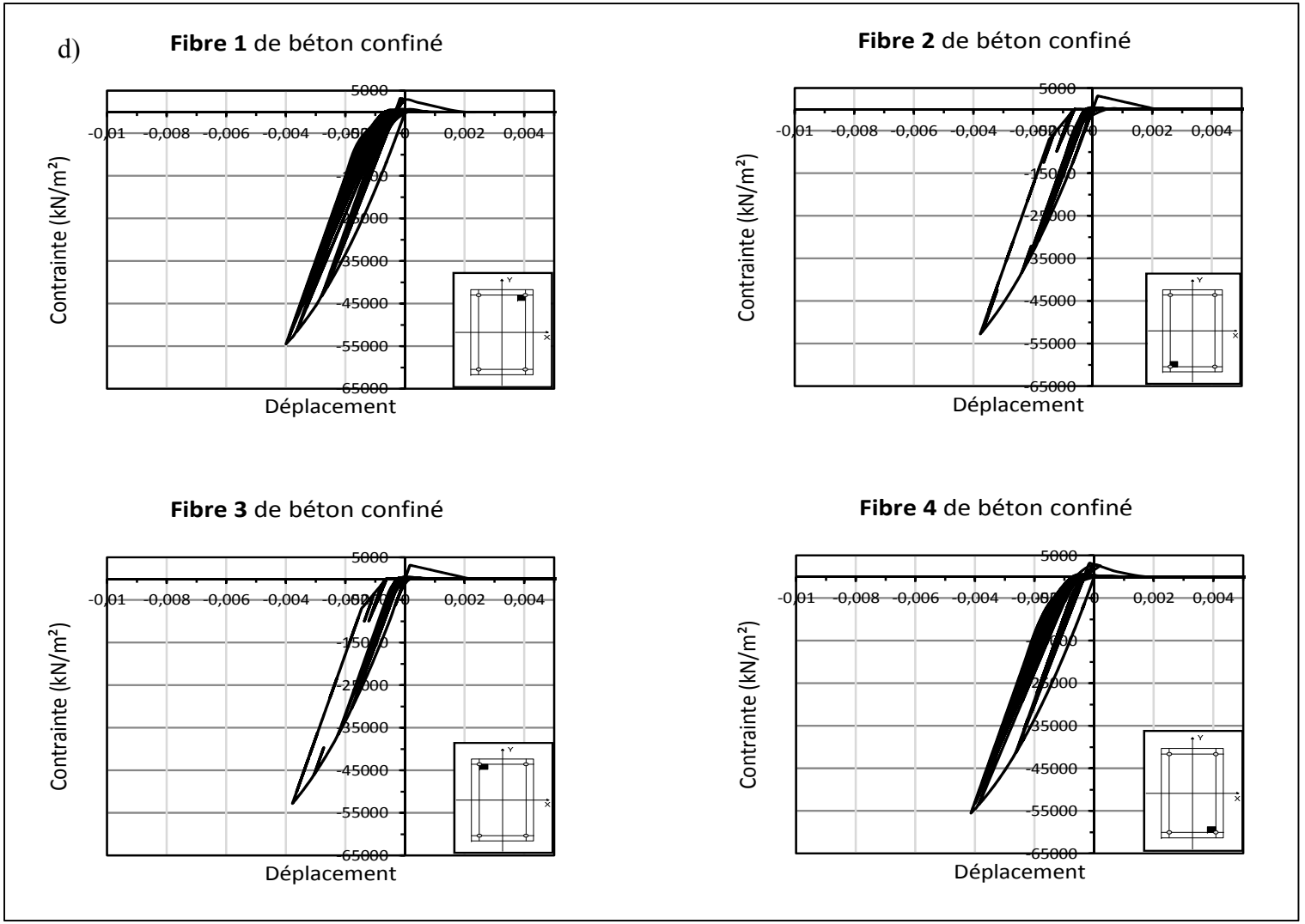
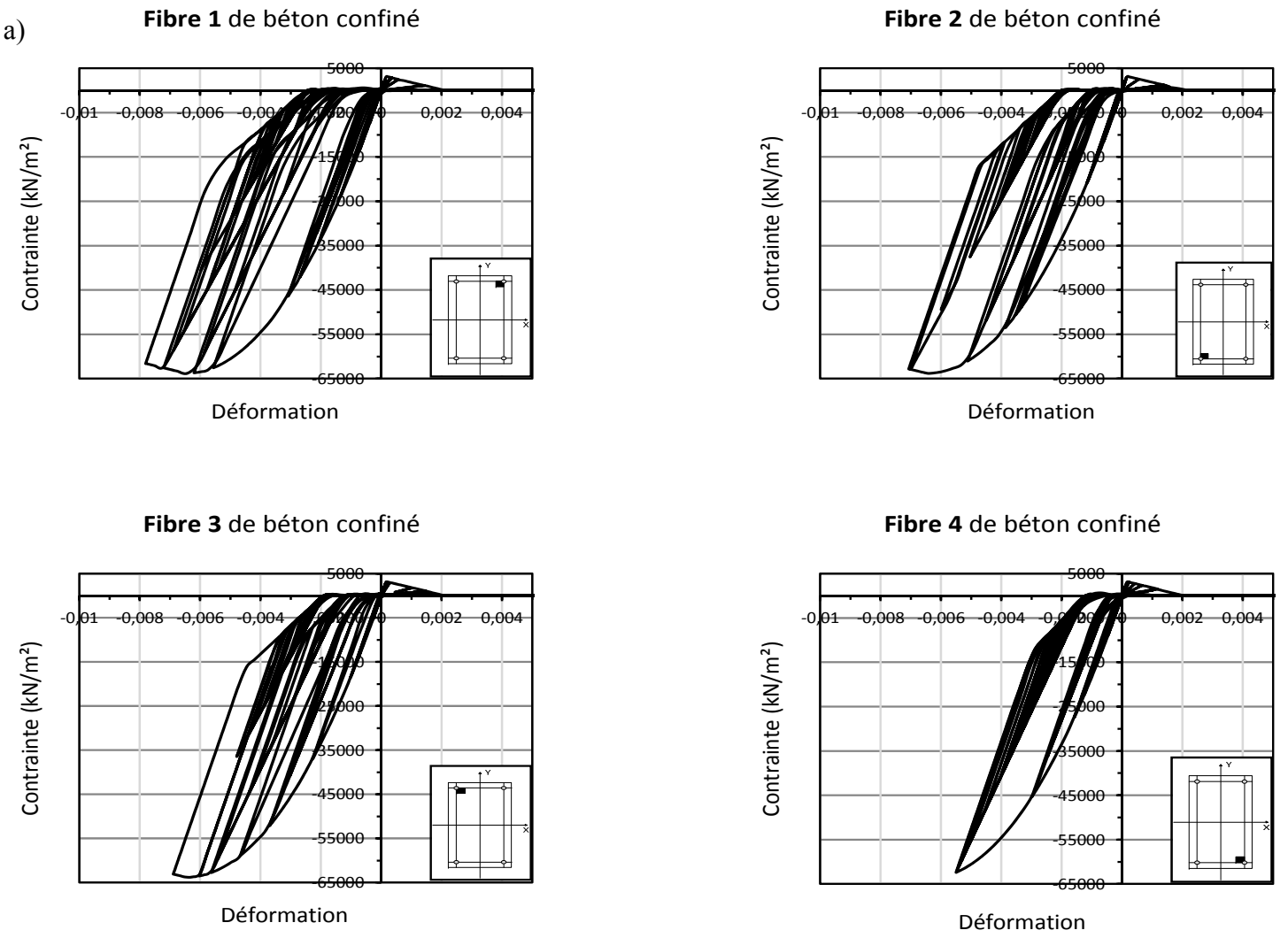


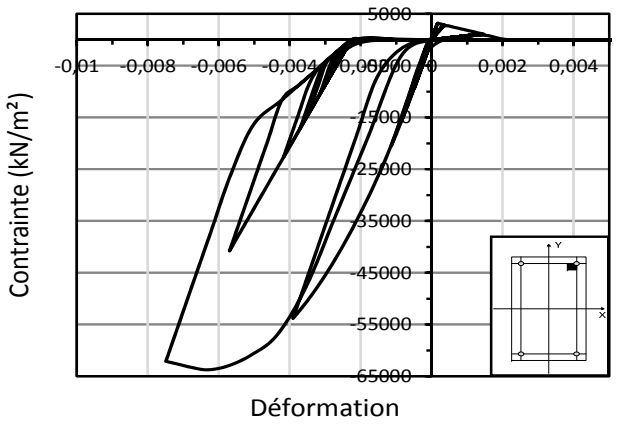
Figure-A X-2 Déformations des fibres de béton confiné pour la colonne armée à 0,31% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

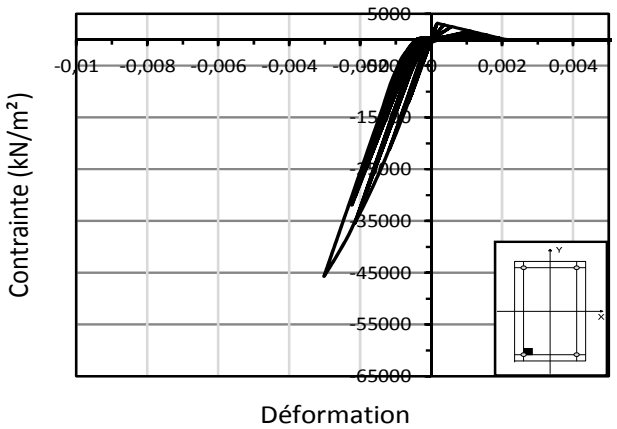

Fibre 1 de béton confiné
Fibre 2 de béton confiné
Fibre 3 de béton confiné
Fibre 4 de béton confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
5000
-0,01
-0,008
-0,006
-0,004
0,002
0,004
-35000
-45000
-55000
-65000

b)

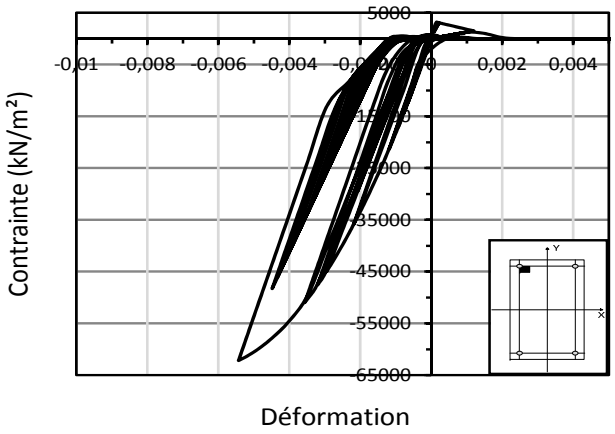
Fibre 1 de béton confiné



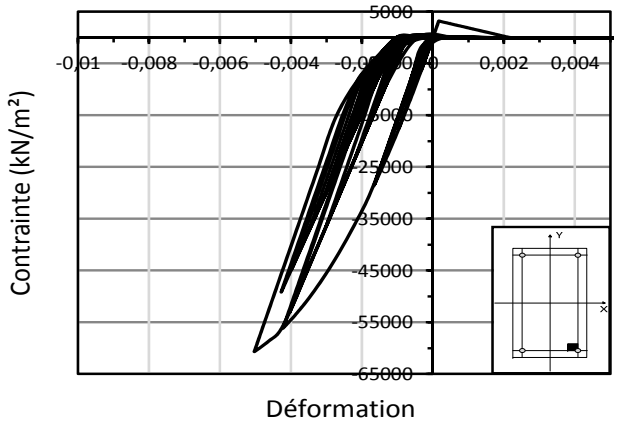
Fibre 2 de béton confiné



Fibre 3 de béton confiné

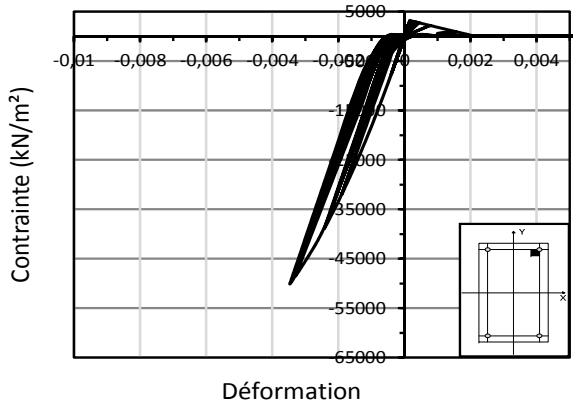


Fibre 4 de béton confiné

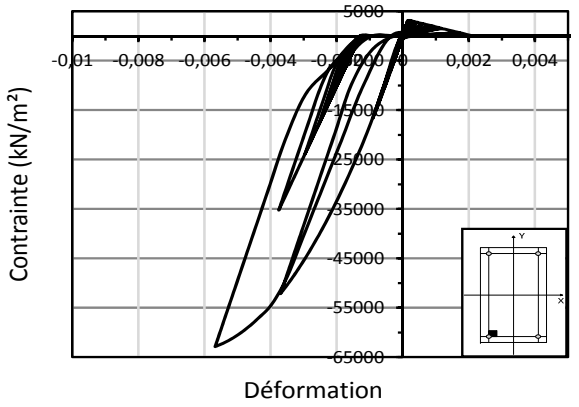


c)

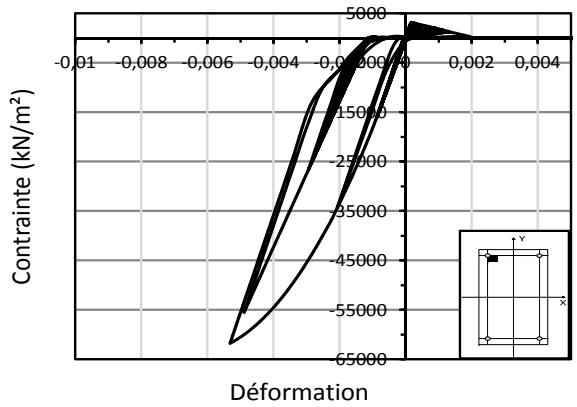
Fibre 1 de béton confiné



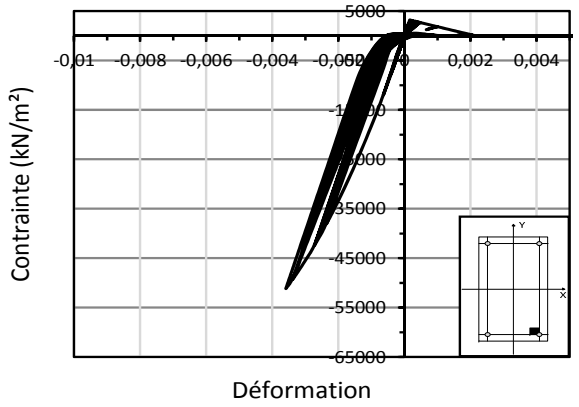
Fibre 2 de béton confiné



Fibre 3 de béton confiné



Fibre 4 de béton confiné



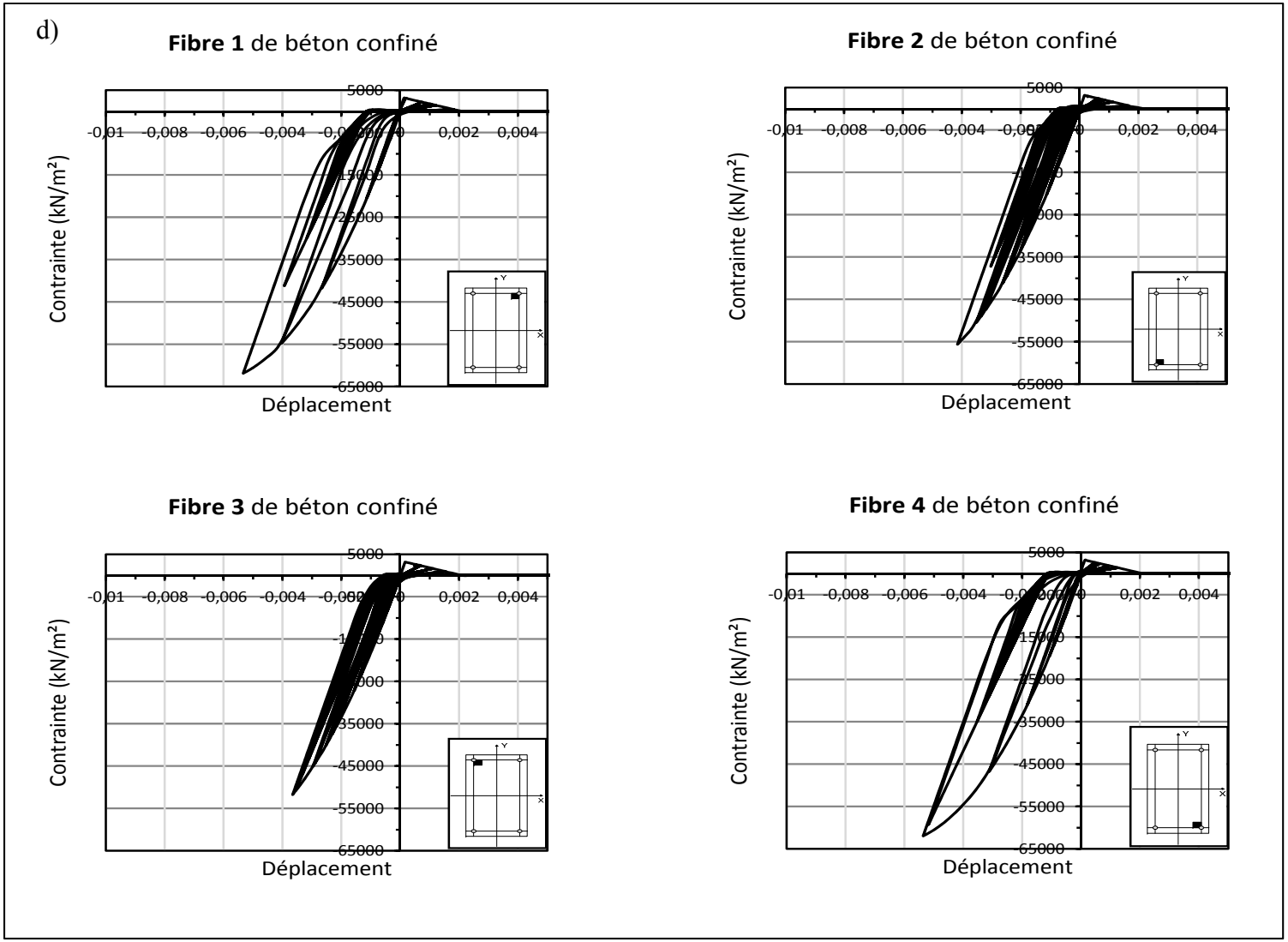
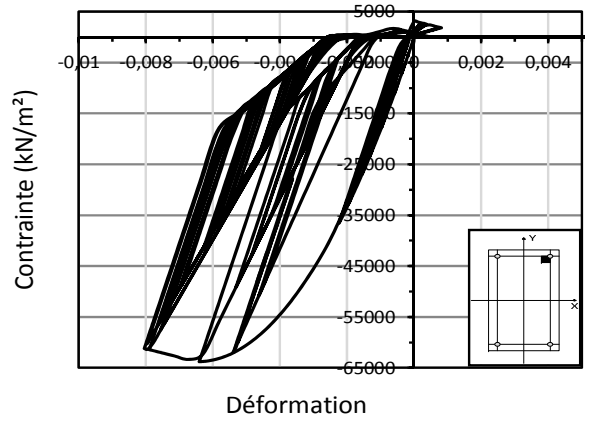


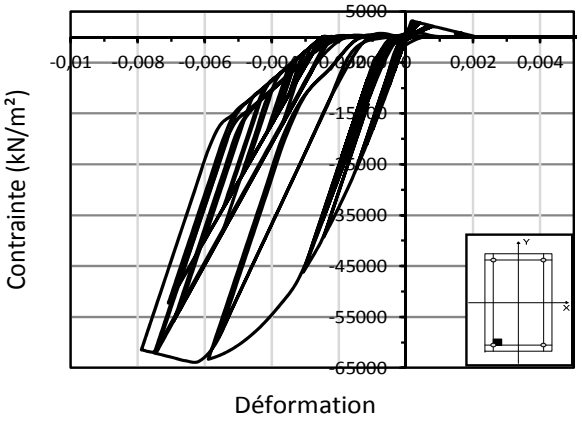
Figure-A X-3 Déformations des fibres de béton confiné pour la colonne armée à 0,56% pour un sol de classe C : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

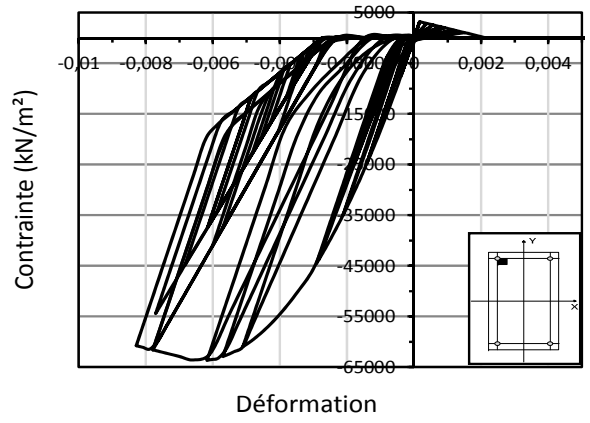
Fibre 1 de béton confiné



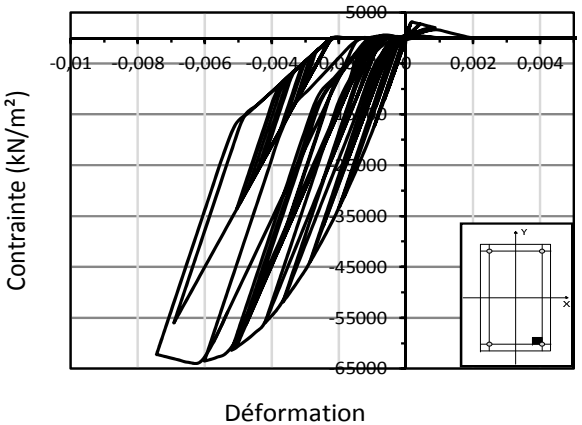
Fibre 2 de béton confiné



Fibre 3 de béton confiné

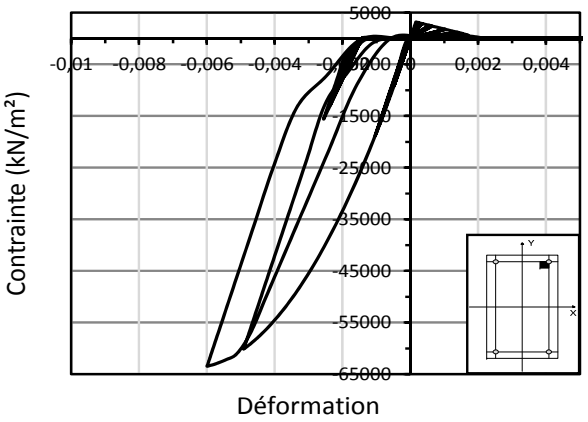


Fibre 4 de béton confiné

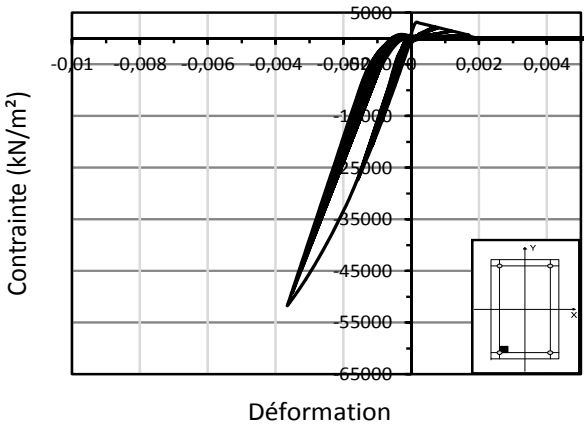


b)

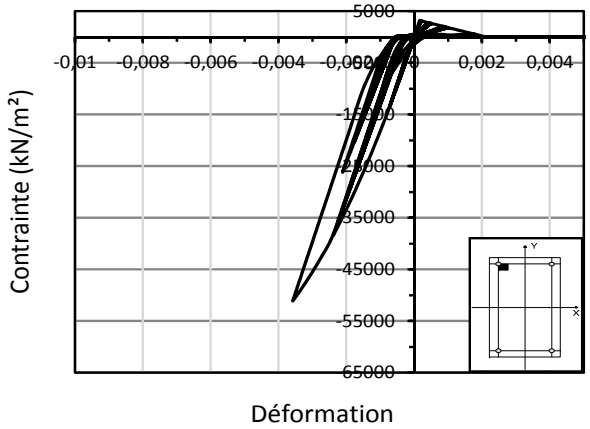
Fibre 1 de béton confiné



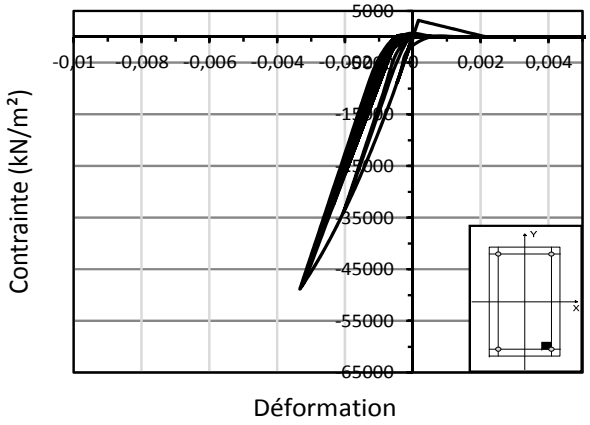
Fibre 2 de béton confiné



Fibre 3 de béton confiné

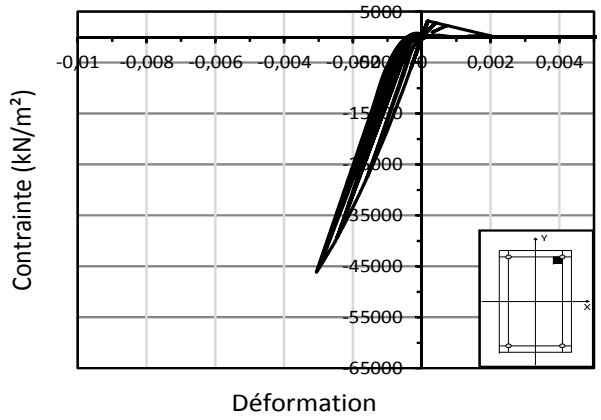


Fibre 4 de béton confiné

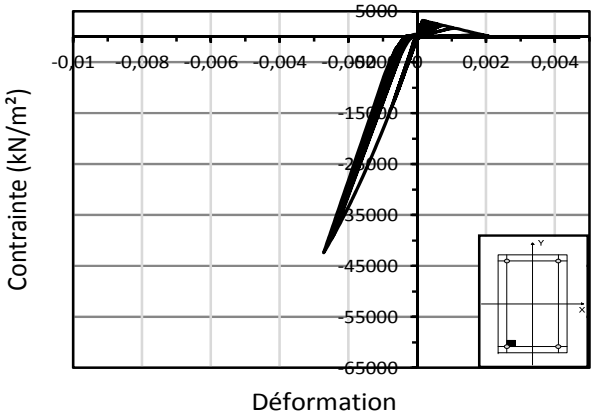


c)

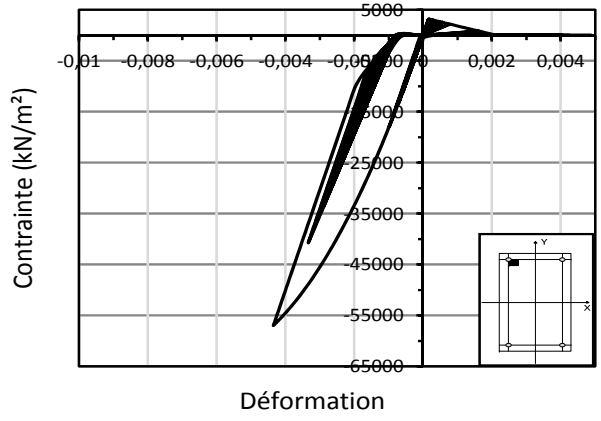
Fibre 1 de béton confiné



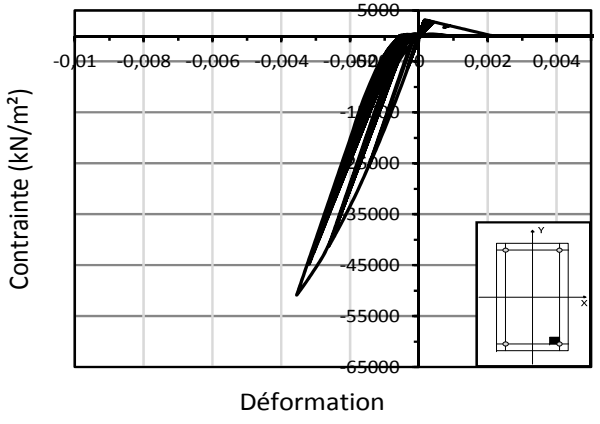
Fibre 2 de béton confiné



Fibre 3 de béton confiné



Fibre 4 de béton confiné



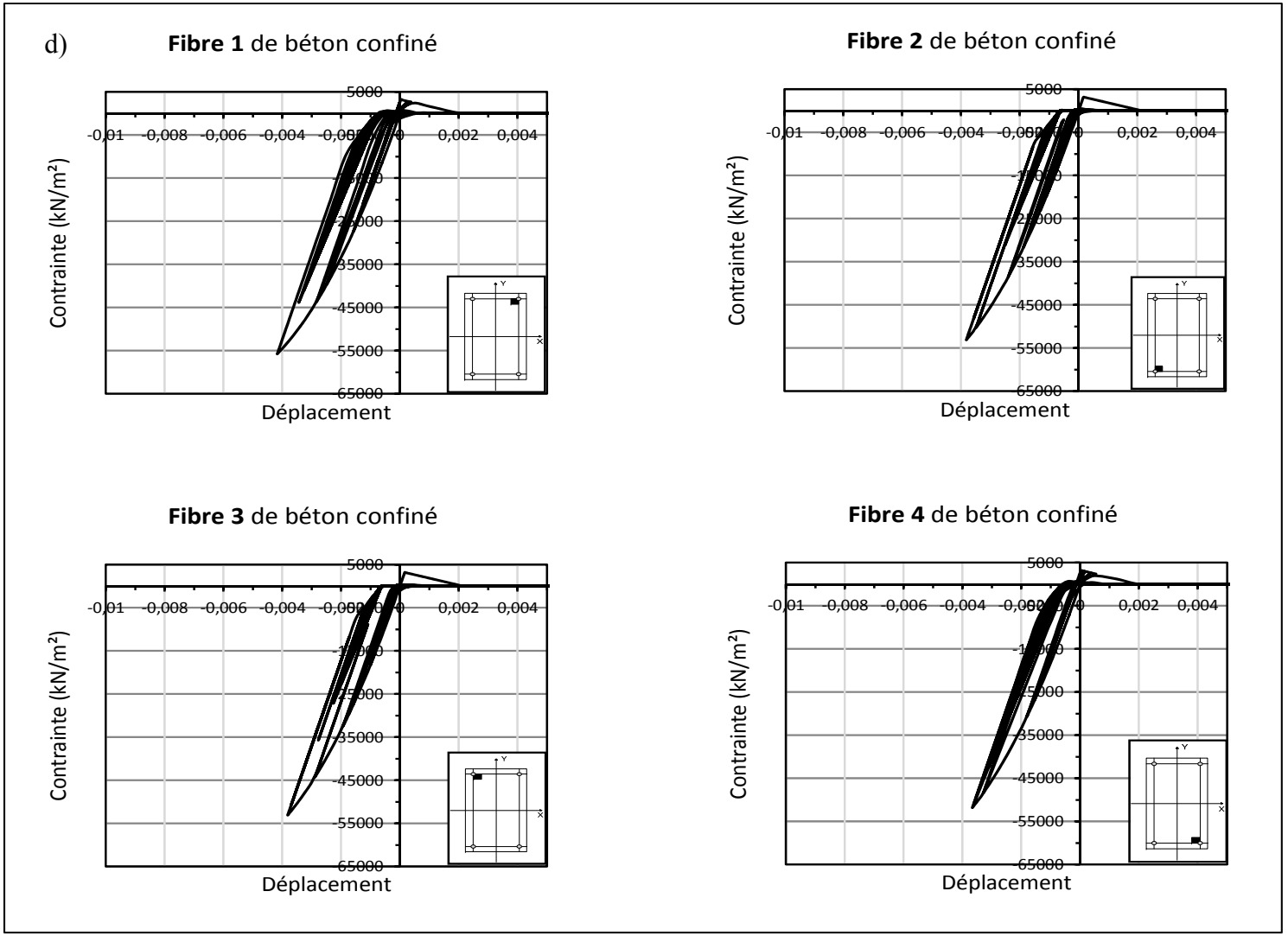
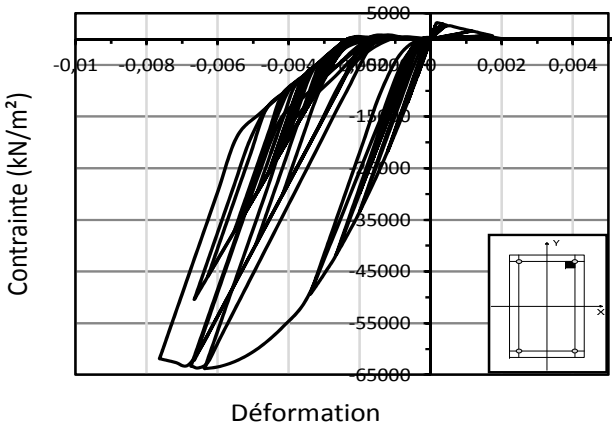


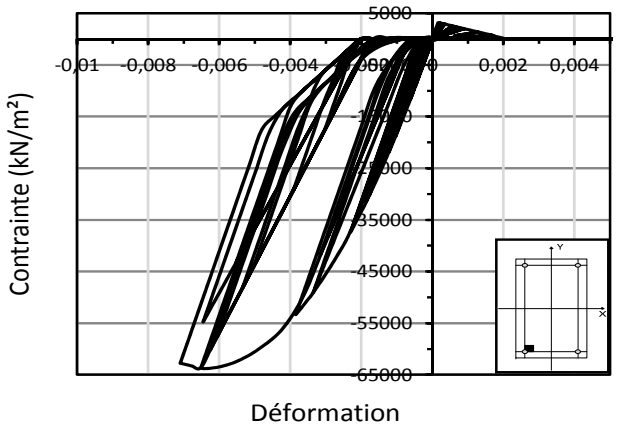
Figure-A X-4 Déformations des fibres de béton confiné pour la colonne armée à 0,56% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

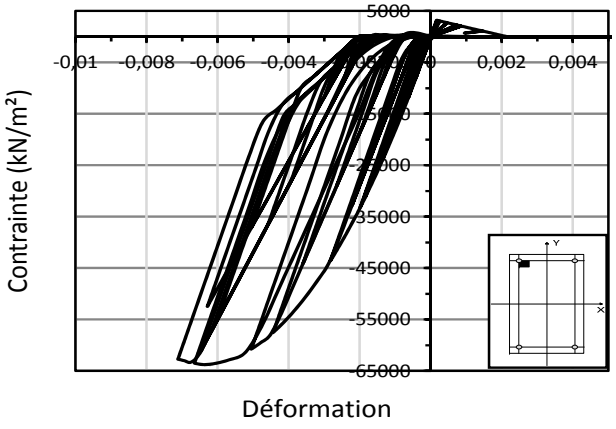
Fibre 1 de béton confiné



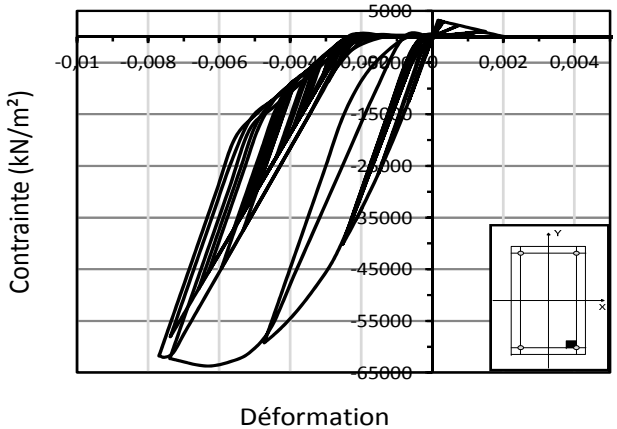
Fibre 2 de béton confiné



Fibre 3 de béton confiné

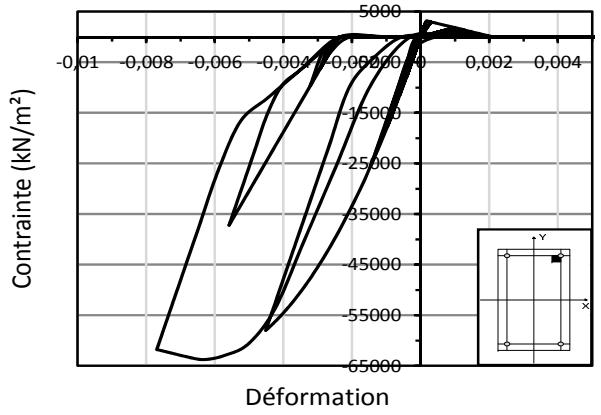


Fibre 4 de béton confiné

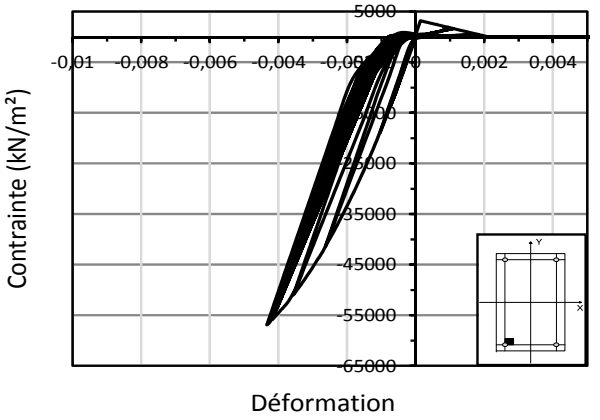


b)

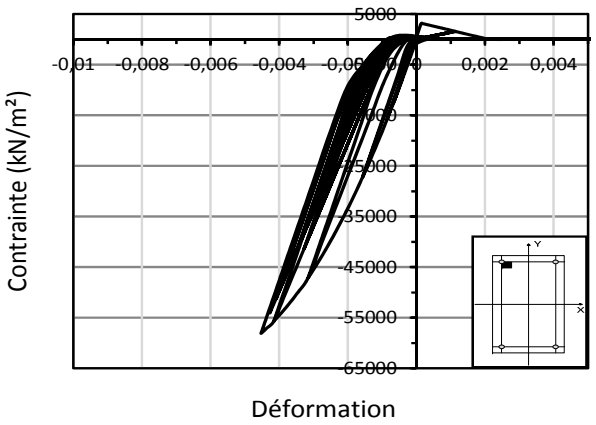
Fibre 1 de béton confiné



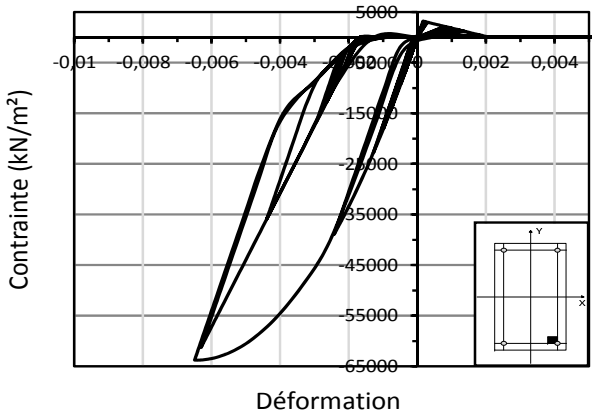
Fibre 2 de béton confiné



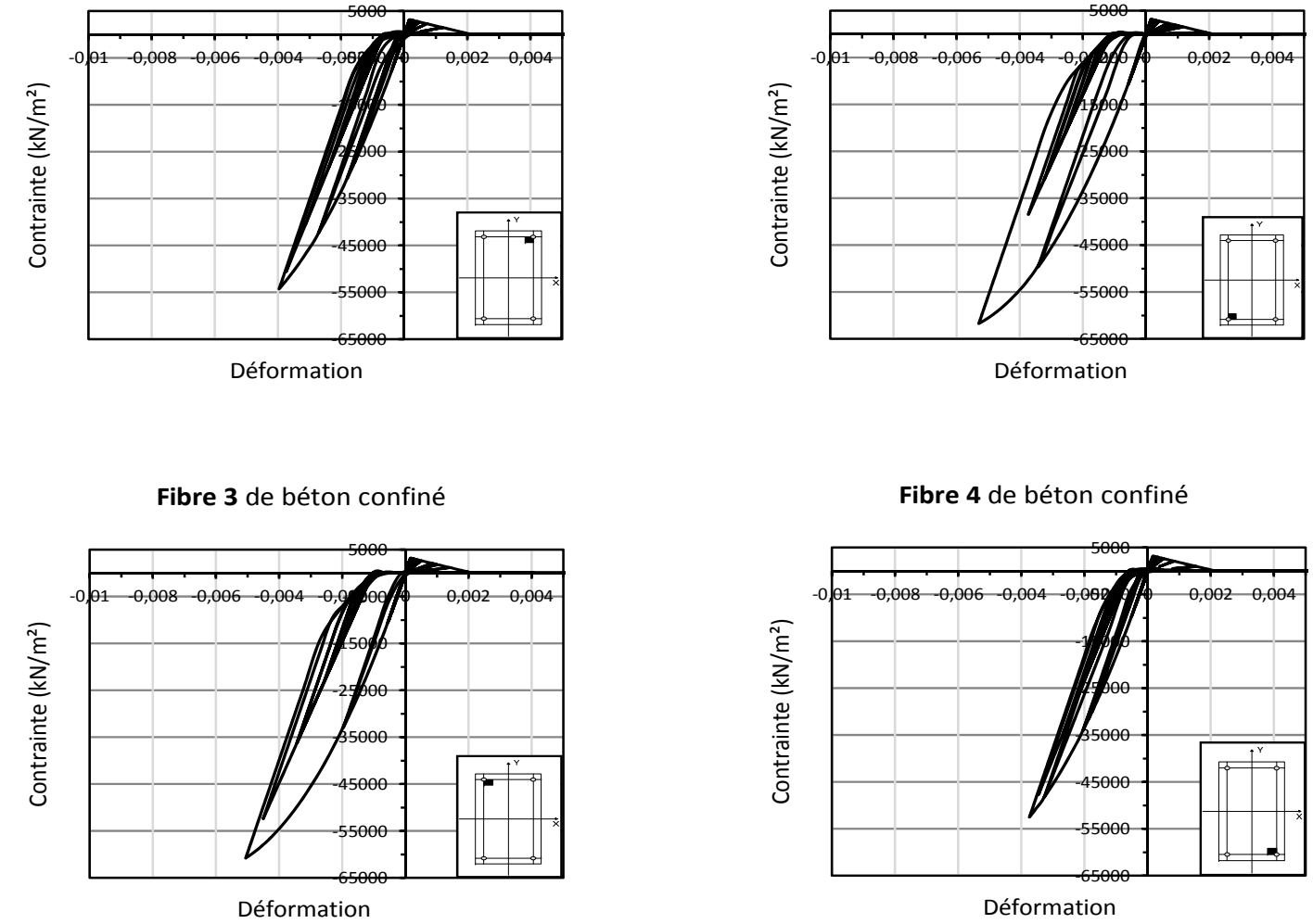
Fibre 3 de béton confiné



Fibre 4 de béton confiné



c)


Fibre 1 de béton confiné
Fibre 2 de béton confiné
Fibre 3 de béton confiné
Fibre 4 de béton confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
5000
-0,01
-0,008
-0,006
-0,004
0,002
0,004
-45000
-55000
-65000

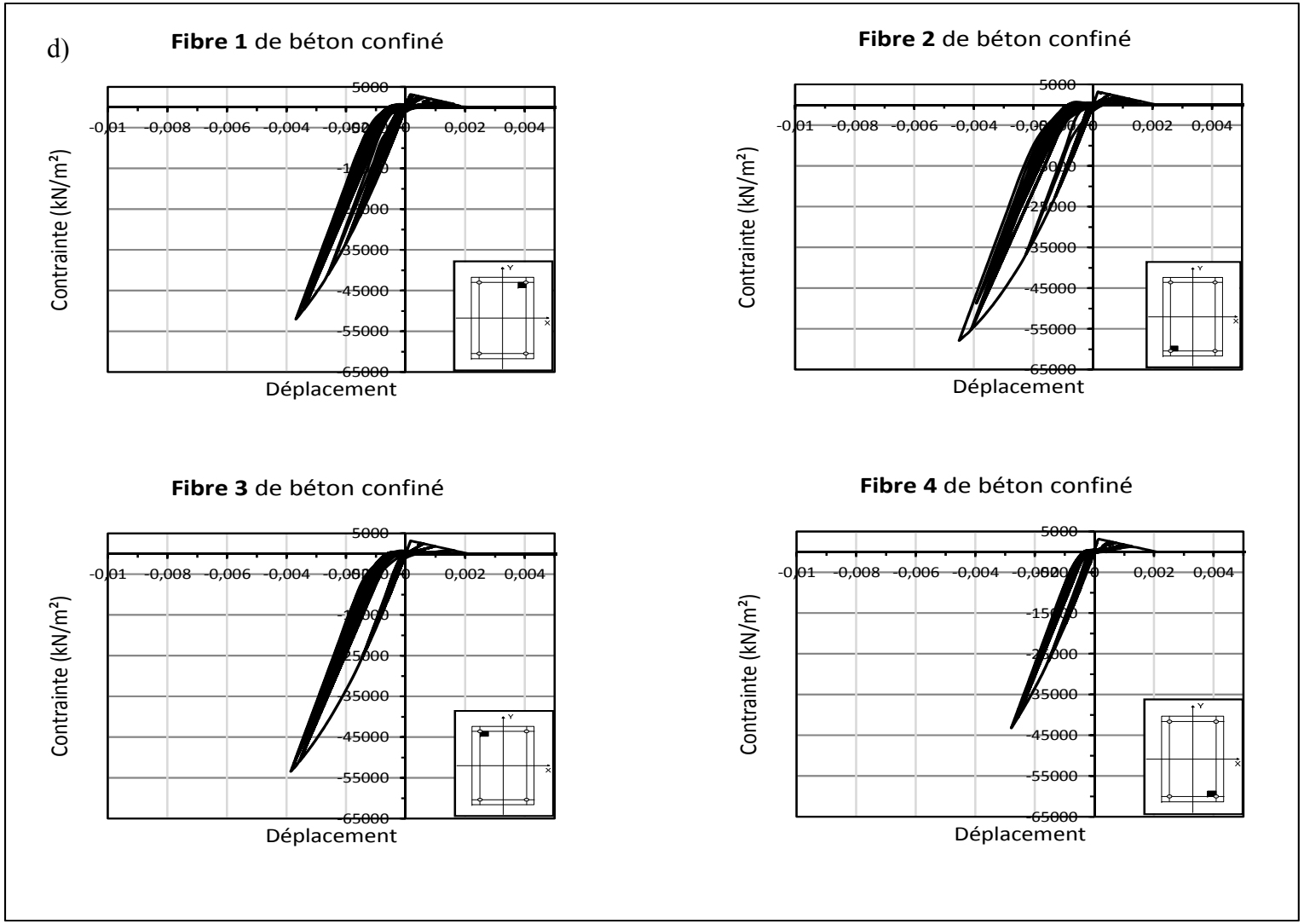
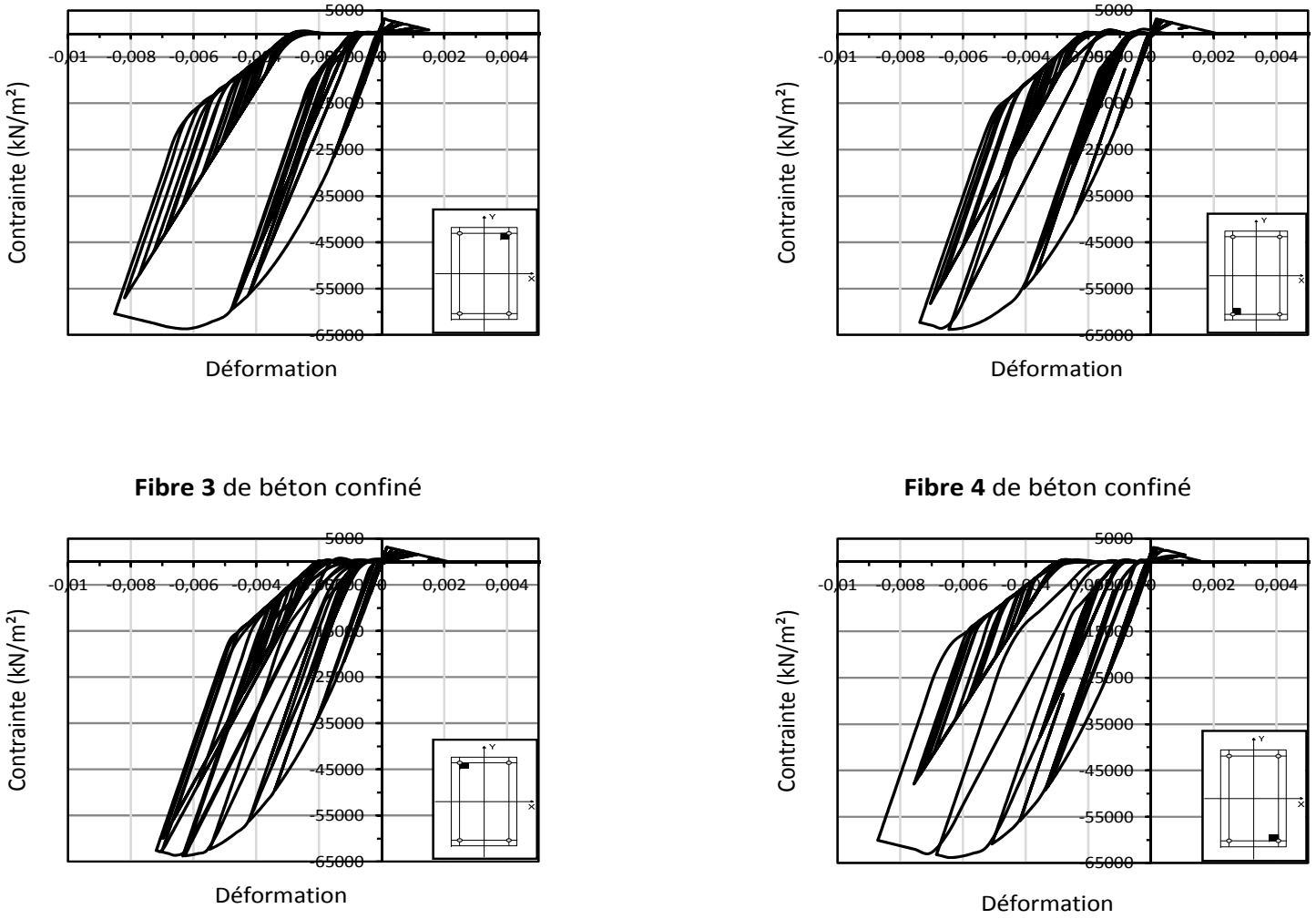


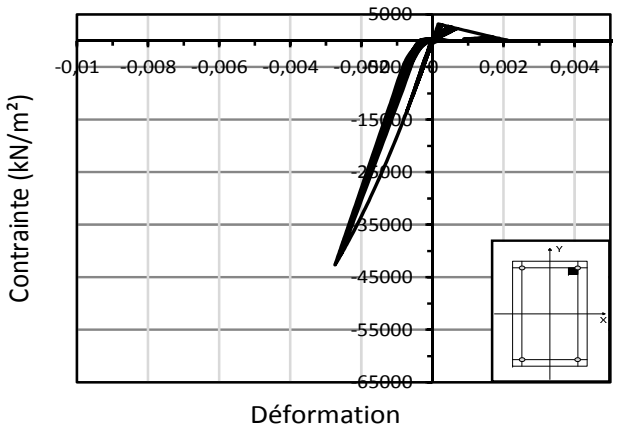
Figure-A X-5 Déformations des fibres de béton confiné pour la colonne armée à 0,83% pour un sol de classe C : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

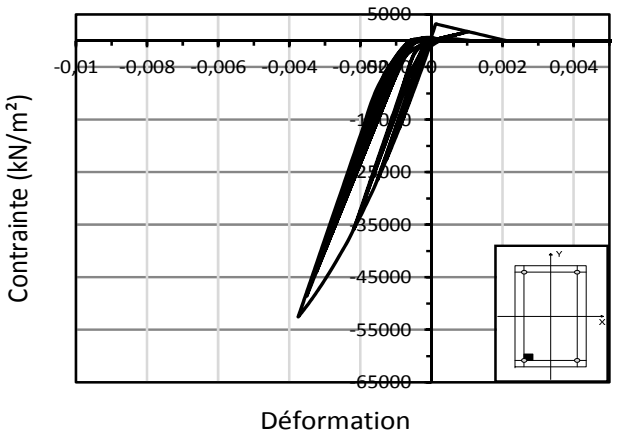

Fibre 1 de béton confiné
Fibre 2 de béton confiné
Fibre 3 de béton confiné
Fibre 4 de béton confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
5000
-0,01
-0,008
-0,006
-0,004
0,002
0,004
-25000
-35000
-45000
-55000
-65000
65000
Y
X

b)

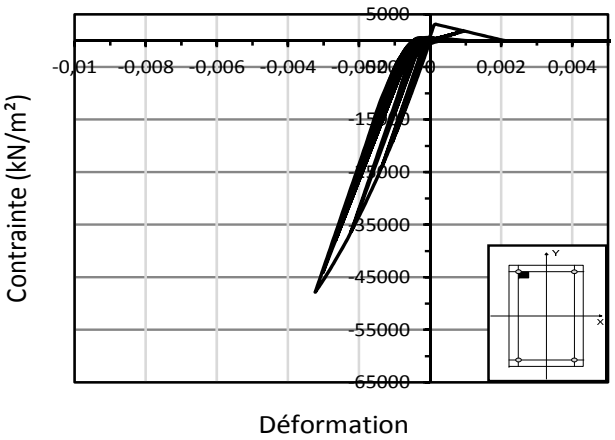
Fibre 1 de béton confiné



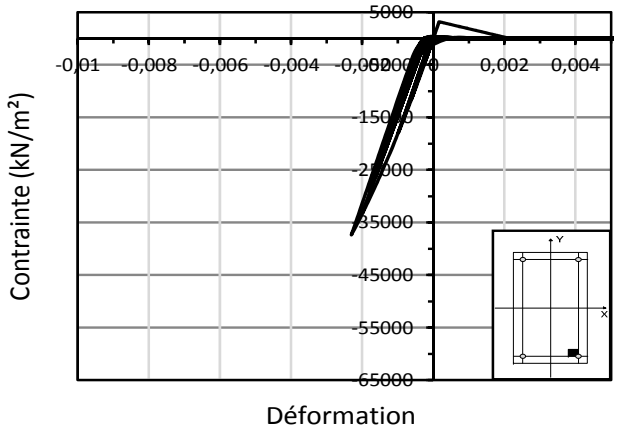
Fibre 2 de béton confiné



Fibre 3 de béton confiné

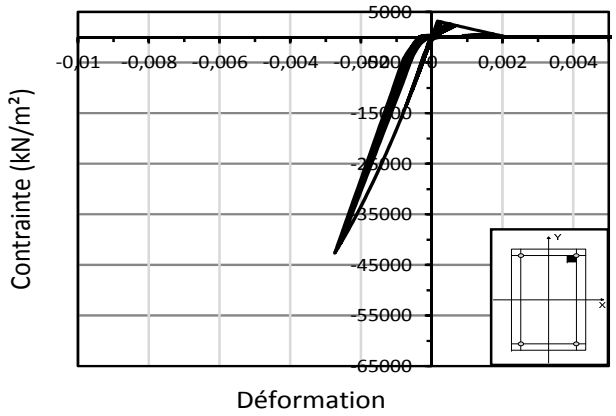


Fibre 4 de béton confiné

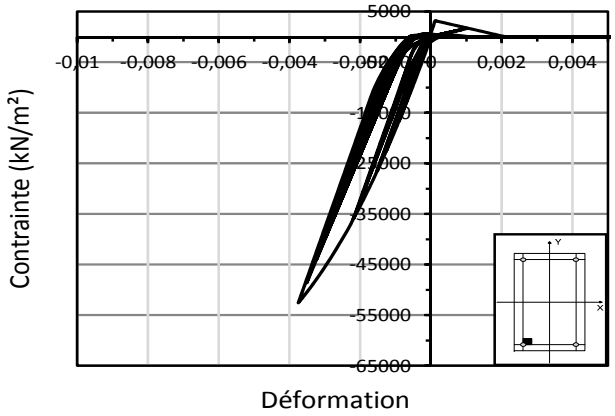


c)

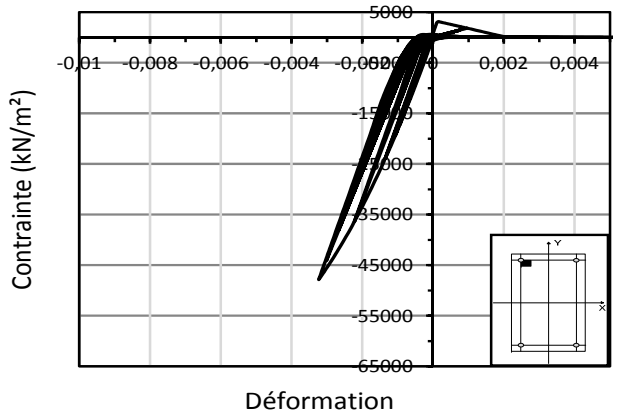
Fibre 1 de béton confiné



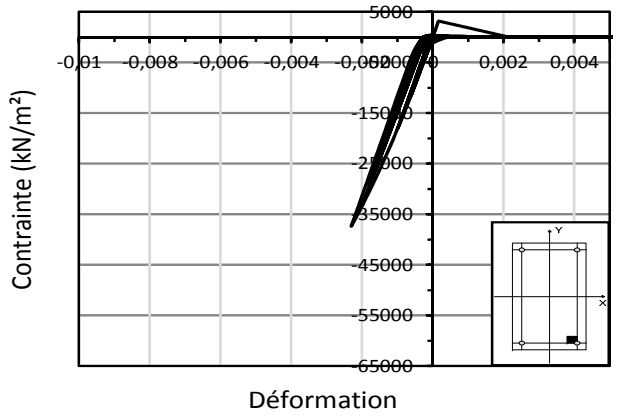
Fibre 2 de béton confiné



Fibre 3 de béton confiné



Fibre 4 de béton confiné



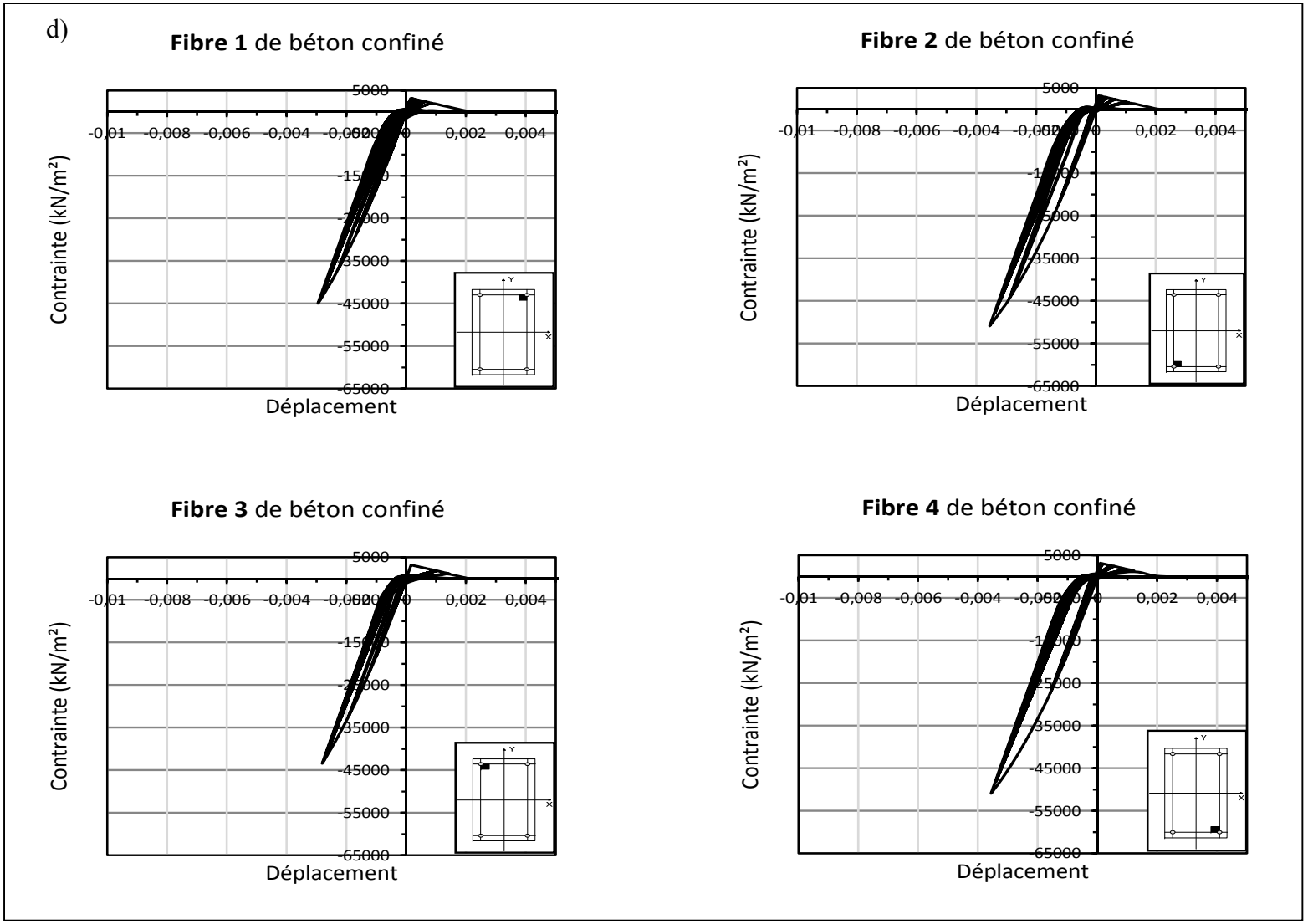
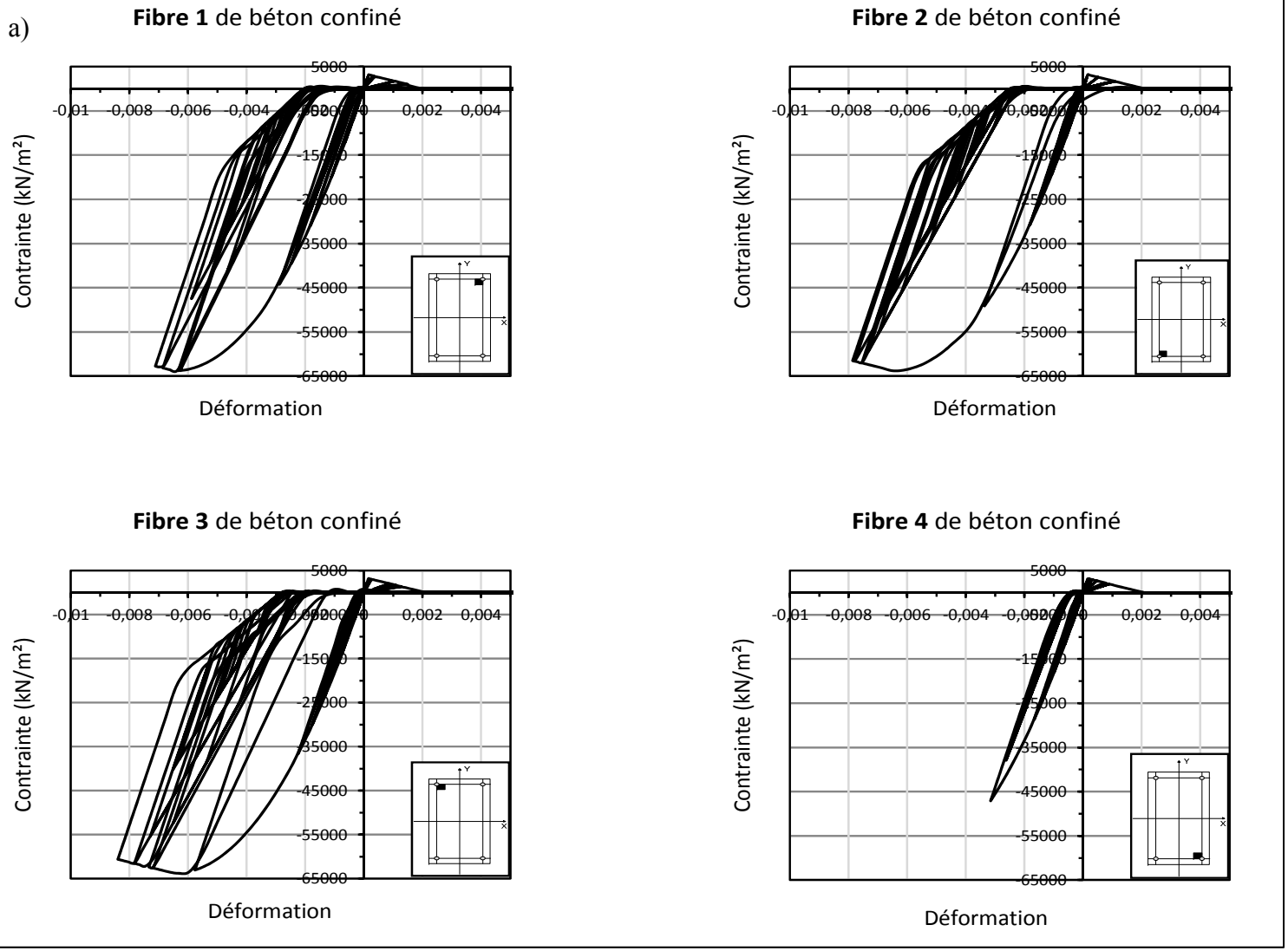


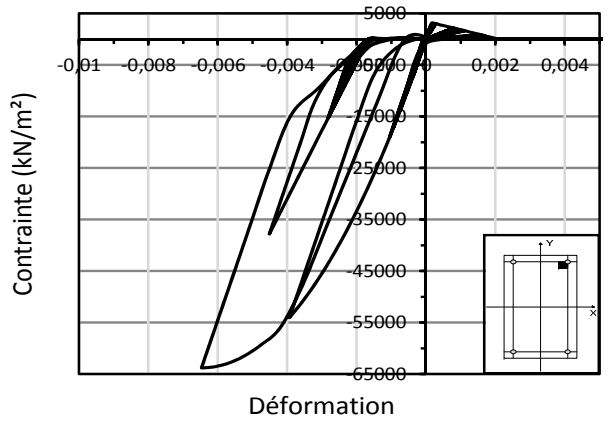
Figure-A X-6 Déformations des fibres de béton confiné pour la colonne armée à 0,83% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

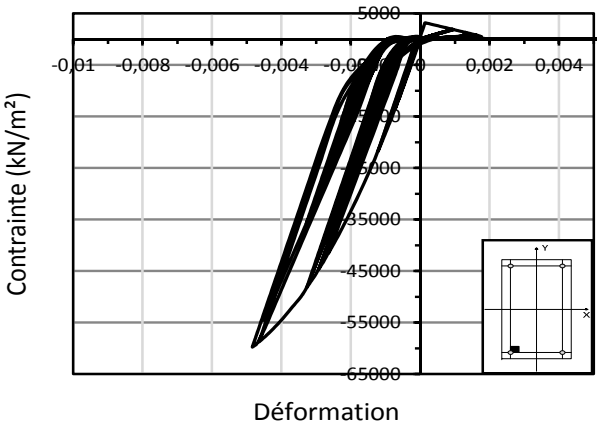

Fibre 1 de béton confiné
Fibre 2 de béton confiné
Fibre 3 de béton confiné
Fibre 4 de béton confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
5000
-0,01
-0,008
-0,006
-0,004
0,002
0,004
-45000
-55000
-65000
Y
X

b)

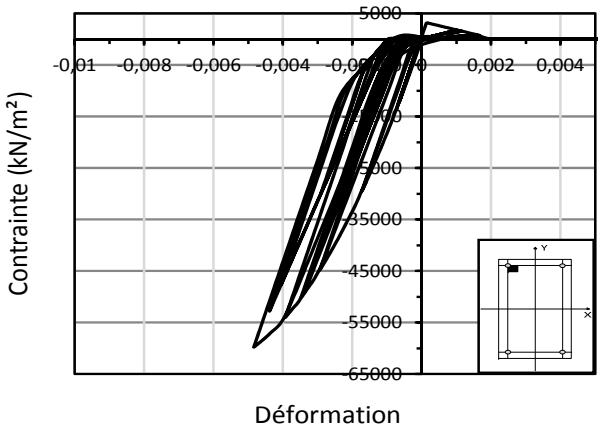
Fibre 1 de béton confiné



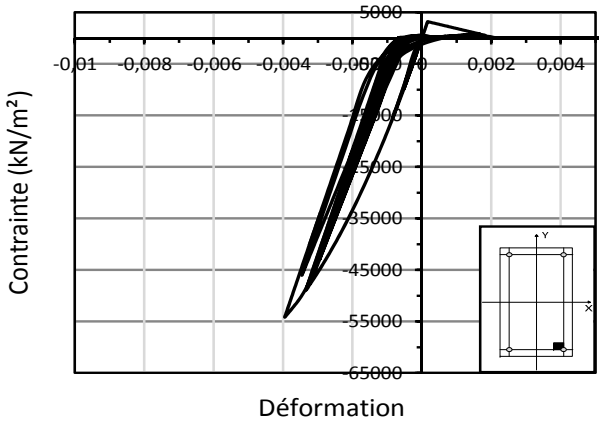
Fibre 2 de béton confiné



Fibre 3 de béton confiné

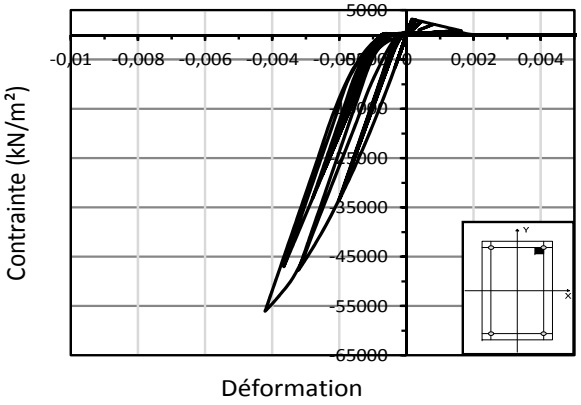


Fibre 4 de béton confiné

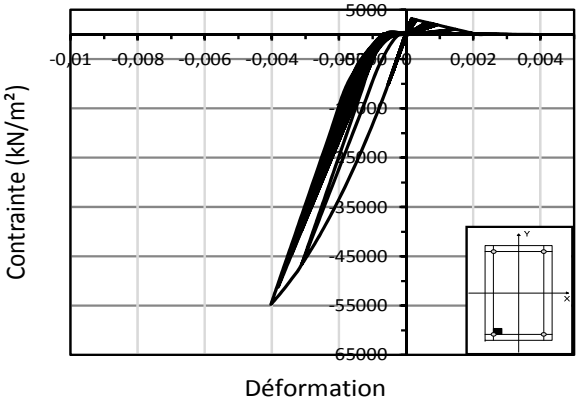


c)

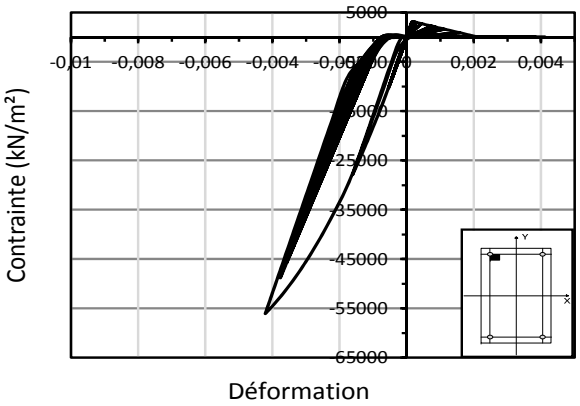
Fibre 1 de béton confiné



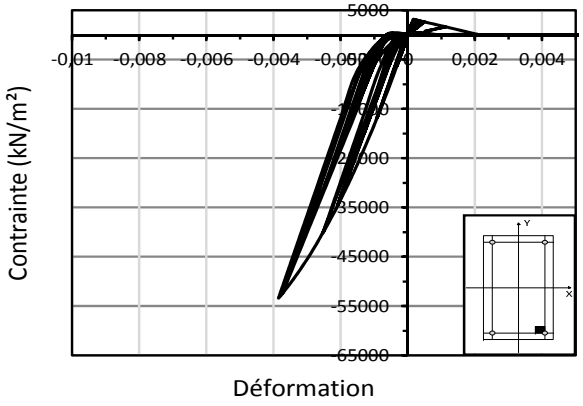
Fibre 2 de béton confiné



Fibre 3 de béton confiné



Fibre 4 de béton confiné



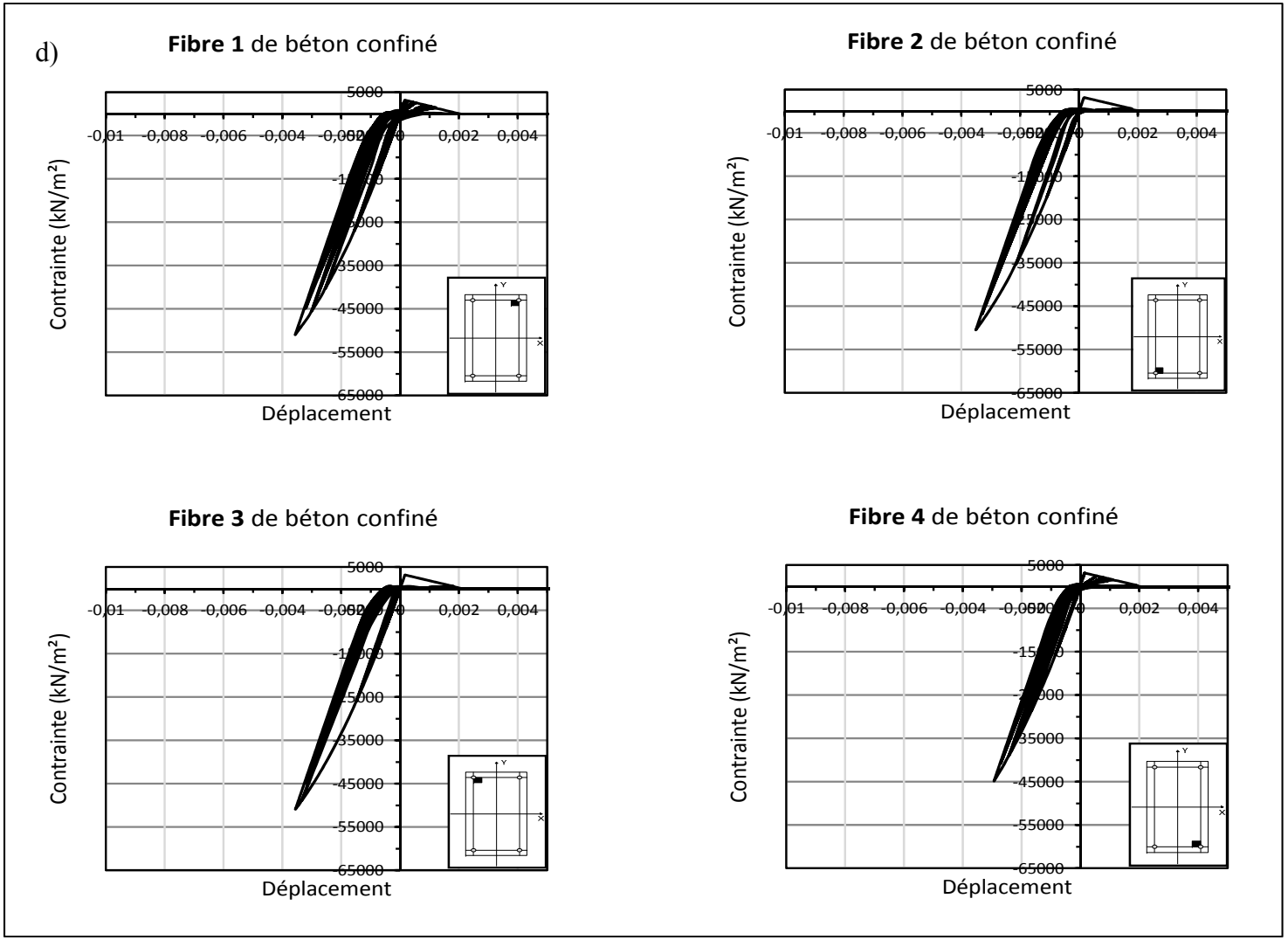
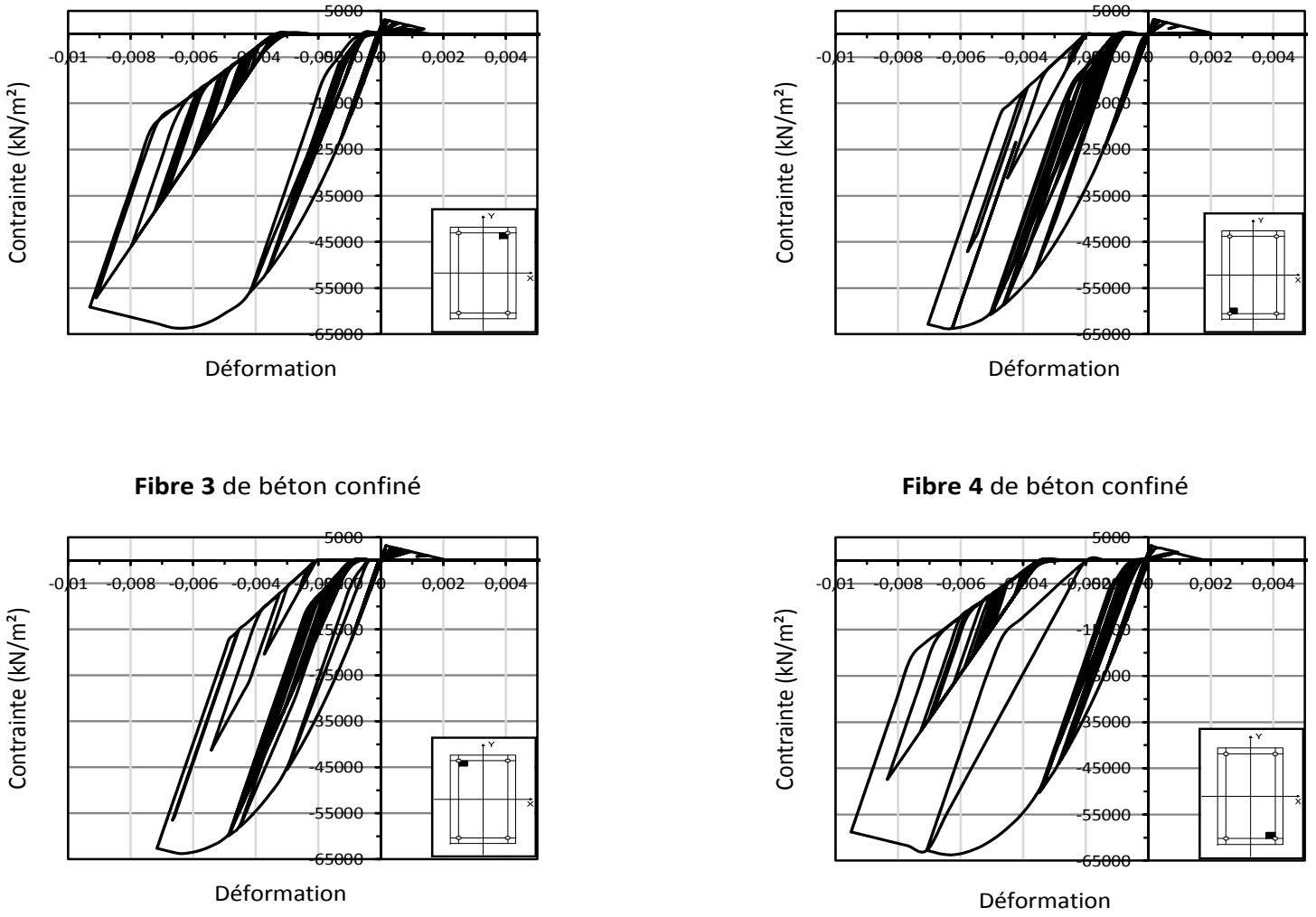


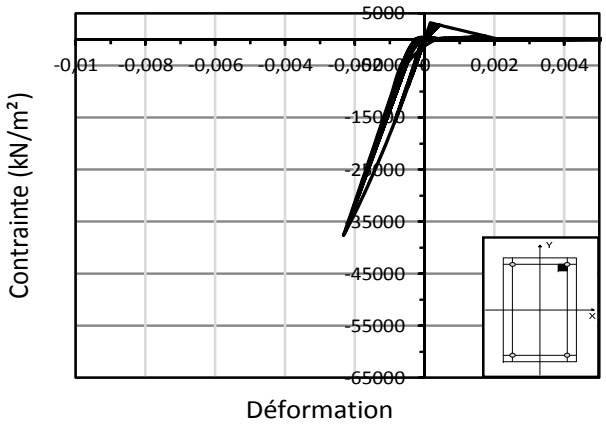
Figure-A X-7 Déformations des fibres de béton confiné pour la colonne armée à 1,08% pour un sol de classe C : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

a)

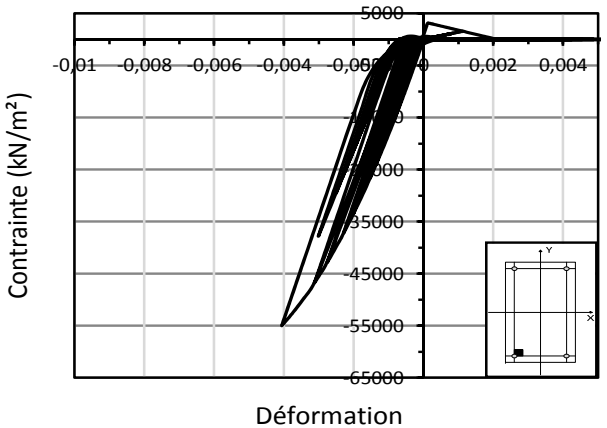

Fibre 1 de béton confiné
Fibre 2 de béton confiné
Fibre 3 de béton confiné
Fibre 4 de béton confiné
Contrainte (kN/m²)
Déformation
5000
-0,01
-0,008
-0,006
-0,004
0,002
0,004
-45000
-55000
-65000

b)

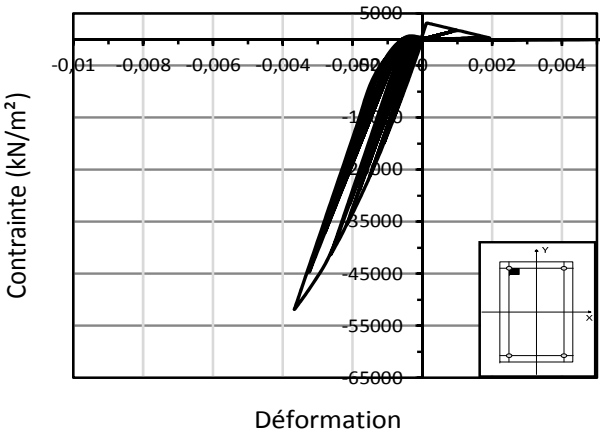
Fibre 1 de béton confiné



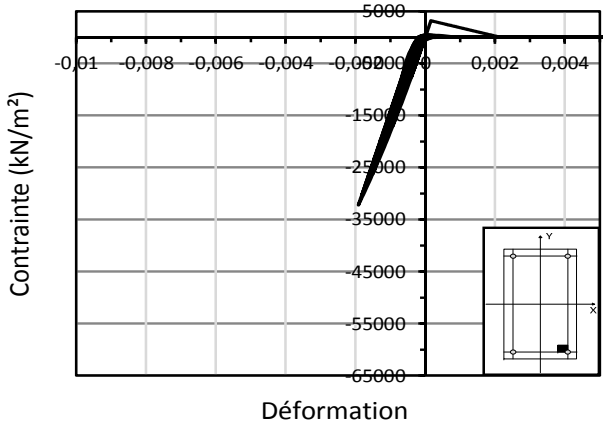
Fibre 2 de béton confiné



Fibre 3 de béton confiné

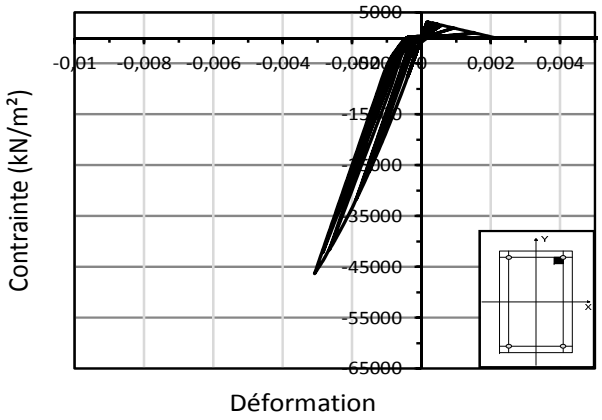


Fibre 4 de béton confiné

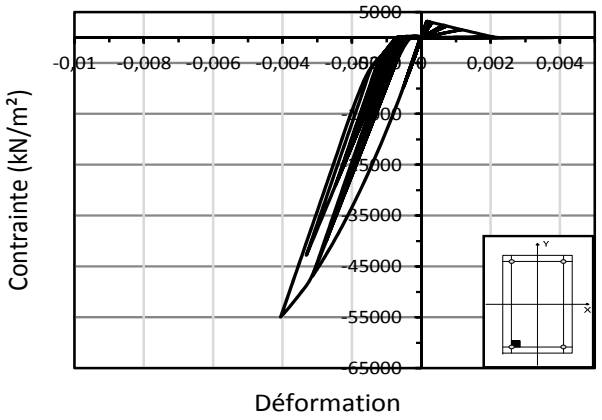


c)

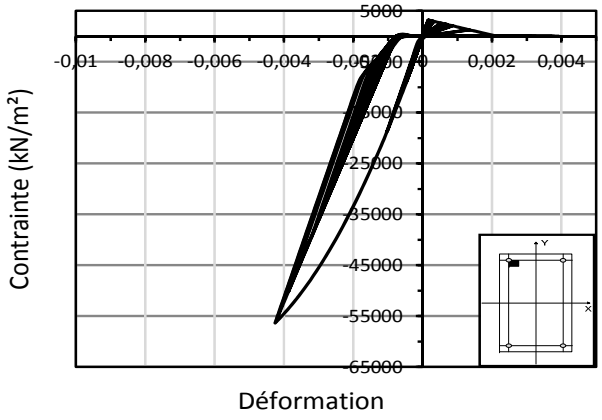
Fibre 1 de béton confiné



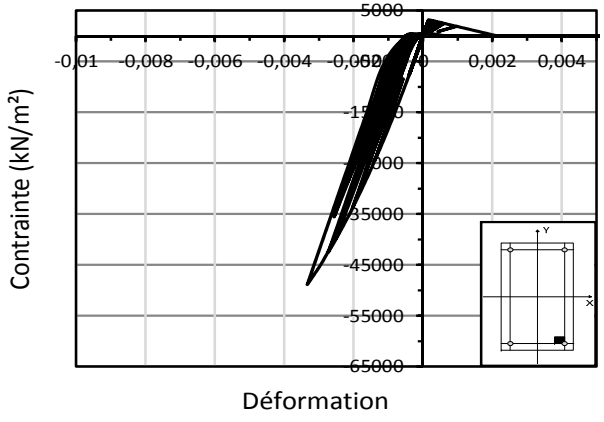
Fibre 2 de béton confiné



Fibre 3 de béton confiné



Fibre 4 de béton confiné



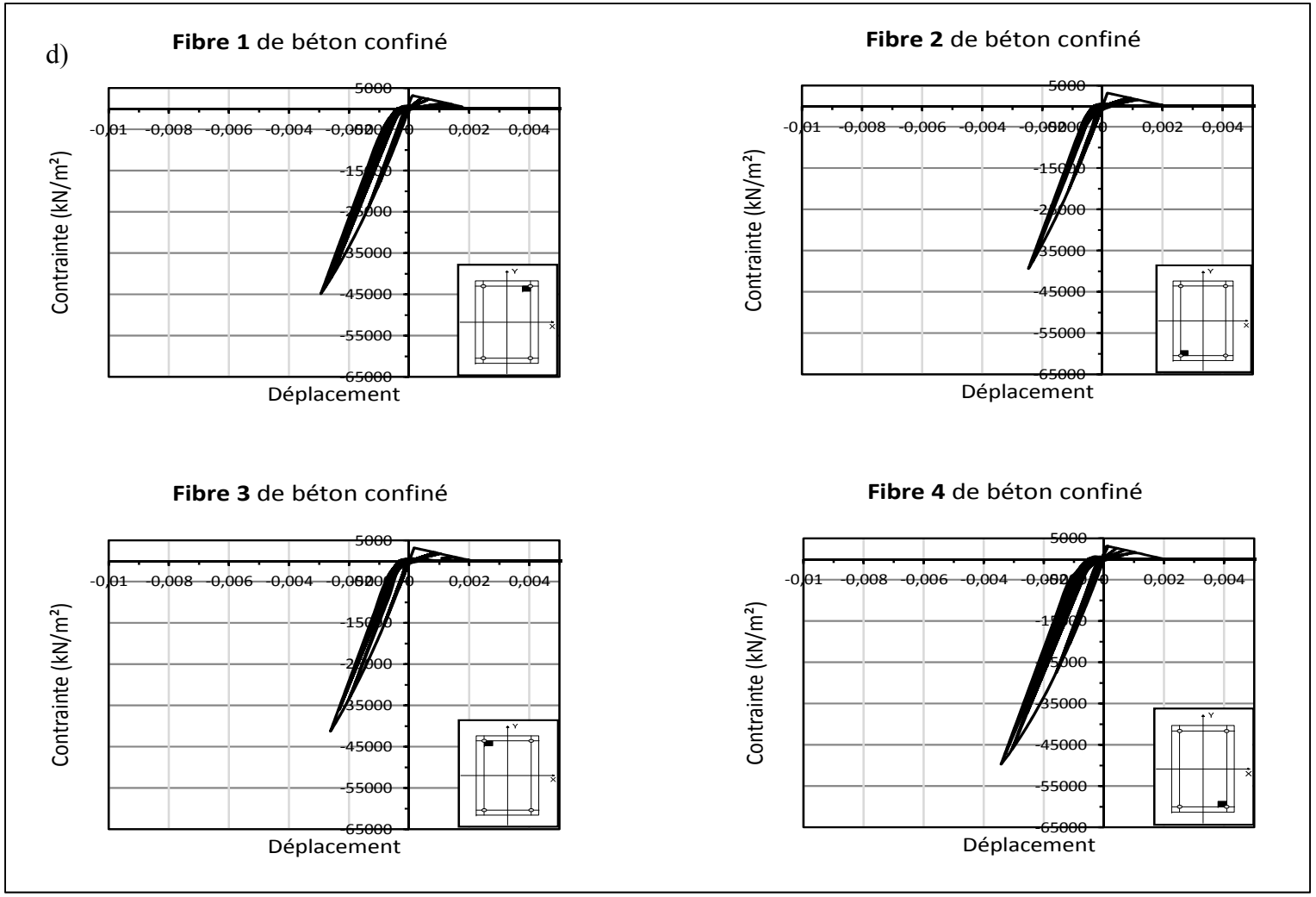


Figure-A X-8 Déformations des fibres de béton confiné pour la colonne armée à 1,08% pour un sol de classe D : (a) Nahanni ; (b) Chicoutimi-Nord; (c) St-André et (d) Les Éboulements

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officiel. 2006. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges*. Washington D.C. Highway Subcommittee on Bridge and Structures, 197 p.

AASTHO : American Association of State Highway and Transportation Officials. 2009. *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*, 1st Edition, Washington D.C. Highway Subcommittee on Bridge and Structures, 1672 p.

ACI : American Concrete Institute. 2008. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. ACI Committes 318, 430 p.

Adams, John, et Gail Atkinson. 2003. *Development of seismic hazard maps for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada*. Canadian journal of civil engineering, vol. 30, p. 255-271. En ligne. <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/Development_of_seismic_hazard_maps.pdf>. Consulté le 21 mars 2012.

Anderson, Donald L, Denis Mitchell et Rene G. Tinawi. 1996. Performance of concrete bridges during the Hyogo-ken Nanbu (Kobe) earthquake on January 17, 1995. *Canadian journal of civil engineering,* vol. 23, n° 3, p. 714.

Arias, Arturo. 1970. *A measure of earthquake intensity in seismic design for nuclear power plants*. R. Hansen éd. Cambridge, Massachussetts Institute of Technology : Press, p. 438-483.

AS 5100. 2005. *Australian Standard Bridge Code*. Standards Australia AS-5100 Part 5. SAI Global, Sydney, 158 p.

ATC 12-49. 2003. *Recommanded LFRD Guidelines for Seisnic Design of Highway Bridges.* Applied Technology Council. ATC-49 Redwood City, CA : Design Specifications (Seismic Provisions).

Atkinson, Gail et Igor A. Bersesnev. 1998. *Comptatible ground-motion time histories for new national seismic hazard maps*. Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 25, p 305-318. En ligne. <http://nrcresearchpress.com/doi/pdf/10.1139/l97-094>. Consulté le 21 mars 2012.

Aviram, Ady, Kevin R. Mackie et Božidar Stojadinović. 2008. *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California.* Pacific Earthquake Engineering Research Center. College of Engineering. University of California, Berkeley, 209 p.

Bentz, Evan et Michael P. Collins. 2001. *Response 2000,* version 1.1. Logiciel. Université de Toronto

Caltrans, 2004. *Seismic design criteria* : SDC Version 1.3 California Department of Transportation, Sacremento, California : Caltrans Bridge Design Specification, 101 p.

CNBC. 2005. *Code National du Bâtiment du Canada,* 12 éd. Comité associé du Code national du bâtiment, CNBC-05. Ottawa, Ontario: Conseil National de Recherche du Canada, 1321 p.

CSA. 1974. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers,* 2e éd. Norme nationale du Canada, CAN/CSA-S6-06-74. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Rexdale, Ont. : Association canadienne de normalisation, 231 p.

CSA. 2000. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers, 9*e éd. Norme nationale du Canada, CAN/CSA-S6-06-00. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Mississauga, Ont. : Association canadienne de normalisation, 772 p.

CSA. 2006. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers, 10*e éd. Norme nationale du Canada, CAN/CSA-S6-06-06. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Mississauga, Ont. : Association canadienne de normalisation, 768 p.

CSI. 2005. *SAP 2000 : Integrated software for structural analysis and design*, version 14. Logiciel. Computerc and Structures, Berkeley, California.

Das, Braja M. 2009. *Shallow foundations Bearing Capacity and Settlement*, 2e éd. . CRC Press, 334 p.

Davidovici, Victor. 1999. *La construction en zone sismique : approche réglementaire, modèles d'analyse des structures, diagnostic des bâtiments existants, exemples de calculs*. Coll. Moniteur référence technique. Paris : Le Moniteur, 330 p.

Drysdale, Janet, et Mary Cajka. 1996. « Intensity Report of the November 25, 1988 Saguenay, Québec, Earthquake ». Geological Survey of Canada. En ligne. <http://earthquakescanada.nrcan.gc.ca/histor/20th-eme/saguenay88/sagintens-eng.php>. Consulté le 21 mars 2012.

Duan, Lian et Wai-Fah Chen. 1999. *Seismic design methodologies and performance-based criteria*. In Proceedings of the International Workshop on Mitigation of Seismic Effects on Transportation Structures, National Center for Resources on Earthquake Engineering, Tapei, Taiwan.

Duan, Lian, et Wai-Fah Chen. 2000. *Bridge Design Handbook.* CRC Press. 2020 p.

EERI, 1991. *Costa Rica earthquake.* Reconnaissance report. Earthquake Spectra. Special Supplement to Volume 7. Earthquake Engineering Research Institute, 127 p.

Eurocode 2. 1992. *Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales pour les bâtiments.* Comité Européén de Normalisation (CEN). Bruxelles, Belgique.

Eurocode 8, 2003. *Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.* European Committee for Standardization (ECS). Brussels, Belgium, 2004 p.

Feldman, Bernard J. 2004. « The Nimitz Freeway Collapse ». *The Physics Teacher,* vol. 42, p. 400-402. En ligne. <http://www.umsl.edu/~feldmanb/pdfs/Nimitz_Freeway.pdf>. Consulté le 21 mars 2012.

Filiatrault, André. 1996. *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal, Québec : Éditions de l'École Polytechnique de Montréal, 478 p.

Gouin, Pierre. 2001. *Tremblements de terre historiques au Québec : de 1534 à mars 1925, identifiés et interprétés à partir des textes originaux contemporains* (2001), Guérin book, 1491 p.

Hamada, Masanori. 2000. *Performances of Foundations Against Liquefaction-Induced Permanent Ground Displacements*. Proceedings the 12th World Conference Earthquake. 8 p. En ligne. <http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/1754.pdf> Consulté le 21 mars 2012.

Horner, Robert B., Maurice Lamontagne et Robert J. Wetmiller. 1987. « Rock and Roll dans les territoires du Nord-Ouest : les tremblements de terre survenus en 1985 dans la région de la Nahanni ». En Ligne. <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/histor/20th-eme/nahanni/nahanni85-fra.php>. Consulté le 21 mars 2012.

Housner, George W. 1994. *The continuing Challenge : The Northridge Earthquake of january 17, 1994.* Report to the Director, California Department of Transportation by the Seismic Advisory Board. Caltrans. Sacremento, California. 88p. En ligne. <http://www.caltrans.ca.gov/hq/esc/earthquake_engineering/continuing_challenge.pdf> Consulté le 21 mars 2012.

Kawashima, Kazuhiko. 2000. « Seismic design and retrofit of bridges ». *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering,* vol. 33, n° 3, p. 265-285.

Khaled Amar, 2010. « Comportement des piles rectangulaires de ponts sous l'effet des mouvements sismiques multidirectionnels ». Thèse de doctorat en génie civil, géologique et des mines, Montréal, École Polytechnique, 283 p.

Lamontagne, Maurice. 2008. *Les dommages dus aux tremblements de terre dans la région de Québec entre 1608 et 2007*. Coll. « Commission géologique du Canada », Dossier public 5547. Ressources Naturelles du Canada, 22 p.

Leclerc, Martin. 2006. *Spectre,* version 1.0. Logiciel. GRS, École Polytechnique Montréal.

Lin, Chien-Hung et Richard W. Furlong. 1995. *Longitudinal Steel Limits for Concrete Column*. American Concrete Institute. ACI structural journal, vol. 92, n° 3. En ligne. <http://www.concrete.org/tempComDocs/-62171/92-S26.pdf>. Consulté le 21 mars.

Mander, John B., M.J. Nigel Priestley et Robert Park. 1988. *Theoritical stress-strain model for confined concrete*. ASCE Journal of Structural Engineering, vol. 114, n°8, 23p.

Mazzoni, Silvia, Franck Mc Kenna, Michael H. Scott, Gregory L. Fenves *et al.*. 2006. *OpenSees Command Language Manual*. Open System for Earthquake Engineering Simulation. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkley. Available on <http://opensees.berkley.edu>. 451p.

Ministère du Transport du Québec. 2010. « Bilan de l'état des structures du réseau routier supérieur Québécois 2010 ». Ministère du Transport du Québec. En ligne. <http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/bpm/bilan_structure_2010.pdf>. Consulté le 21 mars 2010.

Mitchell, Denis, Rene Tinawi et Tim Law. 1990. « Damage caused by the November 25, 1988, Saguenay earthquake ». Canadian Journal of Civil Engineering. Vol. 17, n°3. p 338-365. <http://www.nrcresearchpress.com/doi/pdf/10.1139/l90-041>. Consulté le 21 mars 2012.

Mitchell, Denis, René Tinawi et Robert G. Sexsmith. 1991. *Performance of bridges in the 1989 loma prieta earthquake - lessons for canadian designers*. Canadian Journal of Civil Engineering Online Database. Vol. 18, n°4. Canadian Journal. En ligne. <http://www.nrcresearchpress.com/doi/pdf/10.1139/l91-085>. Consulté le 21 mars 2012.

Moehle, Jack P. et Dawn Lehman. 1999. *Seismic Performance of Damaged Bridge Columns.* Earthquake Engineering and Engineering Seismomology, vol. 1, n°11, p. 39-50.

Nowak, Andrzej S. and Maria M. Szerszen. 2003. *Calibration of design code for buildings (ACI 318) : Part 1- Statistical models for resistance*. ACI Structural Journal, vol. 11, n°3, p 377-382.

NZS 3101, 2003. *Bridge Manual, 2e éd*. New Zealand Transport Agency NZS-3101. Wellington.

Ordoñez, Gustavo A. 2004. *Shake 2000 : A computer program for the 1-D analysis of geotechnical earthquake engineering problems*, version 1.0. Logiciel. University of California.

Paultre, Patrick, et Frederic Legeron. 2008. « Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns ». ASCE, Journal of Structural Engineering, vol. 134, n° 5, p. 738-749. En Ligne. American Society of Civil Engineers Online Datebase. <http://www.civil.usherbrooke.ca/CEISCE/html/Publication/PaultreLegeron2008.pdf> Consulté le 21 mars 2012.

Pond, WF. 1972. « Performance of Bridges During San Fernando Earthquake ». *PCI journal,* vol. 17, n° 4, p. 65-75. California Division of Highways, Los Angeles, CA. En Ligne. <http://owa.pci.org/pdf/publications/journal/1972/July-August/JL-72-JULY-AUGUST-88.pdf>. Consulté le 21 mars 2012.

Ponts et des Chaussées. 1985. *Les ponts types de la SETRA*. Paris, Bagneux : Laboratoire Central des Ponts et des Chaussées. Services d'Études Techniques des Routes et Autouroutes, 41 p.

Priestley, M. J. Nigel. 1988. *The Whittier Narrows, California Earthquake of October 1, 1987—Damage to the I-5/I-605 Separator.* Earthquake Spectra, vol. 4, n°2, p 389-405.

Priestley, M. J. Nigel et Gianmario Benzoni. 1996. *Seismic performance of circualr columns with low Longitudinal steel ratios*. ACI Structural Journal, vol. 93, n°4, p 895-911. En Ligne. <http://www.concrete.org/tempComDocs/-51999/93-S44.pdf>. Consulté le 21 mars 2012.

Priestley, M. J. Nigel, Frieder Seible et Gian Michele Calvi. 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*. New York : John Wiley and Sons, 686 p.

Ressources Naturelles du Canada. 2011. En ligne. <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/>. Consulté le 21 mars 2012.

Richart, FE. et GC. Staehle. 1932. *Fourth Progress Report on the column tests made at the University of Illinois.* ACI Journal Proceedings, vol. 28, p 279-315.

StructurePoint. 2009. *SpColumn : Design and investigation of concrete column sections StructurePoints productivity suite of powerful software tools for reinforced concrete analysis and design*, version 4.6. Logiciel : Skokie, IL.

Todeschini, Claudio E., Albert C. Bianchini et Clyde E. Kesler. 1964. *Behavior of concrete columns reinforced with high strength steels.* ACI Journal, Proceedings, vol. 61, n°6, p 701-716.

Wehbe, Nadim. 1999. *Confinement of rectangular bridge columns in moderate seismic areas*. ACI Structural Journal, vol 96 n°2, p 248-258. On-line Journals. En ligne. <http://www.concrete.org/tempComDocs/-51999/96-S27.pdf>. Consulté le 21 mars 2012.

Ziehl, Paul H., Jeffrey E. Cloyd et Michael E. Kreger. 1998. *Evaluation of minimum longitudinal reinforcement requirements for reinforced concrete columns*. Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research. University of Texas, Austin, 128 p.