

<b>Titre:</b>	Évaluation de la performance sismique en 3D d'un mur de refend en forme de U en béton armée par le biais des simulations expérimentales hybrides et des modèles numériques
<b>Auteur:</b>	Youness Mechmachi
<b>Date:</b>	2021
<b>Type:</b>	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
<b>Référence:</b>	Mechmachi, Y. (2021). Évaluation de la performance sismique en 3D d'un mur de refend en forme de U en béton armée par le biais des simulations expérimentales hybrides et des modèles numériques [Ph.D. thesis, Polytechnique Montréal]. Citation: PolyPublie. <a href="https://publications.polymtl.ca/6300/">https://publications.polymtl.ca/6300/</a>

## Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/6300/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de recherche:** Najib Bouaanani  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

**POLYTECHNIQUE MONTRÉAL**

affiliée à l'Université de Montréal

**Évaluation de la performance sismique en 3D d'un mur de refend en forme de U en béton armé par le biais des simulations expérimentales hybrides et des modèles numériques**

**YOUNESS MECHMACHI**

Département des génies civil, géologique et des mines

Thèse

présentée en vue de l'obtention du diplôme *de Philosophiæ Doctor*  
Génie civil  
Mai 2021

**POLYTECHNIQUE MONTRÉAL**  
affiliée à l'Université de Montréal

Cette thèse intitulée :

**Évaluation de la performance sismique en 3D d'un mur de refend en forme de U en béton armé par le biais des simulations expérimentales hybrides et des modèles numériques**

présentée par  
**Youness MECHMACHI**  
en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiae Doctor*  
a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

**Jean-Philippe CHARON**, président  
**Najib BOUAANANI**, membre et directeur de recherche  
**Pierre LÉGER**, membre  
**Sébastien LANGLOIS**, membre externe

## DÉDICACE

*À la mémoire de ma fille Sara.*

*À mon adorable princesse Lina et mon chou Essam.*

*À mon extraordinaire épouse, Khadija, sans ton soutien et ta patience ma thèse n'aurait pu être commencée ou achevée. À ta soeur, Imane, qui a consacré une partie de sa vie, afin de nous assister en permanence.*

*À mes parents qui m'ont appris, qu'ensemble, avec la volonté et la patience, on peut réaliser et atteindre des choses extraordinaires.*

## REMERCIEMENTS

Je voudrais saisir cette occasion pour exprimer ma profonde gratitude à mon directeur de recherche, le professeur Najib Bouaanani, dont le soutien et les conseils continus ont rendu ce travail possible. Je tiens à le remercier vivement pour ses encouragements, sa disponibilité permanente et le partage de ses nombreuses idées brillantes. Cette thèse est le fruit de son encadrement qui a duré cinq ans. Grâce à sa rigueur et précision, j'ai eu l'occasion de présenter ce projet de recherche lors de nombreuses conférences renommées mondialement, comme celles du *Structure Congress* (2017) au Texas et *Earthquake Engineering Research Institute* (2018) en Californie.

J'adresse tous mes remerciements à monsieur Pierre Léger, professeur à Polytechnique Montréal, à monsieur Jean-Philippe Charron, professeur à Polytechnique Montréal, ainsi qu'à monsieur Sébastien Langlois, professeur à l'Université de Sherbrooke, de l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'examiner ma thèse.

Tout au long de cette thèse, j'ai bénéficié de l'aide et du soutien de nombreuses personnes. Mes remerciements sont adressés aux personnels du laboratoire de génie des structures de Polytechnique Montréal pour leur support pendant près de trois ans. Je remercie particulièrement Martin Leclerc, Patrice Bélanger, Romain Séguier, Xavier Willem, Cédric Androuët et David Ek pour leur implication directe dans ce projet de recherche. Je remercie également Kevin Goguen, Sébastien Berger, Karim Elmokhles et Anibal Saidani pour leur contribution dans la construction et l'instrumentation des spécimens.

Je remercie tous mes collègues de travail de leur soutien pendant ces années, particulièrement mon collègue Morteza Dehghani et mes directeurs, monsieur Ghislain Dione et monsieur Alexandre Pépin.

Cette recherche a été financée par les Fonds de Recherche du Québec - Nature et Technologies (FRQNT). Je suis reconnaissant envers tous les soutiens financiers reçus, c'est grandement apprécié.

## RÉSUMÉ

Ce projet de recherche a présenté une évaluation approfondie de la performance sismique d'un mur de refend en forme de U en béton armé, soumis à des excitations sismiques bidirectionnelles, par le biais d'essais hybrides et de modèles numériques. Ces murs sont généralement utilisés pour accueillir divers services dans des bâtiments de moyenne à grande hauteur, tels que des cages d'escaliers ou des ascenseurs. Les noyaux sont également utilisés comme systèmes de résistance aux charges latérales dans ces immeubles. Ils doivent être conçus pour assurer une résistance adéquate lors d'un tremblement de terre, en ayant une grande capacité à subir des déformations inélastiques et en limitant les déplacements latéraux aux valeurs admissibles. Cependant, leur comportement sous l'effet des composantes sismiques bidirectionnelles est complexe et n'est pas encore bien maîtrisé. Les études réalisées à ce sujet restent très limitées et des investigations plus approfondies sont encore nécessaires. Cette thèse contribue à l'avancement des connaissances dans ce domaine.

Dans le cadre de ce projet de recherche, des simulations expérimentales hybrides originales ont été donc réalisées afin d'investiguer la réponse sismique en 3D d'un mur en U ductile. Ce dernier constitue le système principal de résistance aux charges sismiques d'un bâtiment de 5 étages, situé à Montréal. Le mur a été conçu conformément aux normes canadiennes en vigueur, soit le code national du bâtiment du Canada et la norme CSA A23.3 pour le calcul des ouvrages en béton. Dans la phase expérimentale, la portion du mur au premier étage a été remplacée par un spécimen physique tandis que les autres portions du bâtiment, incluant les planchers, les poutres, les colonnes ainsi que l'autre partie du mur en U, ont été modélisées numériquement. Les deux portions interagissaient simultanément à chaque pas de temps des tremblements de terre pour fournir la réponse sismique de l'ensemble du bâtiment. En plus des charges gravitaires, les charges appliquées correspondent aux deux composantes horizontales des séismes enregistrés dans l'est de l'Amérique du Nord qui ont été étalonnés par rapport au spectre de conception. Ces essais ont été réalisés selon un mode control-en-déplacement pseudo-dynamique en impliquant simultanément six degrés de liberté, ce qui représente un grand défi pour les simulations hybrides, particulièrement dans le cas des spécimens rigides.

En premier lieu, ce projet de recherche démontre la possibilité d'étudier, avec succès, la réponse structurale des murs de formes complexes sous l'effet des sollicitations sismiques multidirectionnelles. Il décrit les techniques numériques utilisées et explique les procédures et les outils essentiels afin de réaliser des essais similaires au laboratoire. D'autre part, les

résultats des essais sont analysés et comparés aux valeurs de conception. Les indicateurs de performance globaux, de résistances et de déformabilités, rattachées au mur à l'étude, sont évalués. Ainsi, il a été démontré que : (i) la demande en force et la demande en déplacement sont plus élevées que les valeurs anticipées ; (ii) le ratio des déplacements maximums et moyens est supérieur à la limite prescrite par le Code national du bâtiment, ce qui implique des irrégularités de torsion dans la structure ; (iii) dans la direction diagonale, lorsque les coins du mur sont tendus, la constante de courbure élastique est plus élevée que les valeurs recommandées dans le cas des murs rectangulaires ; (iv) le produit de la courbure ultime et la largeur du mur n'est pas constant et dépend de l'angle de flexion du mur ; et (v) la ductilité du mur, dans la direction diagonale, est inférieure aux valeurs anticipées. De plus, les données expérimentales qui se rapportent aux forces, aux déplacements et aux déformations sont comparées aux prédictions numériques provenant des modèles tridimensionnels, développés dans les logiciels OpenSees et Seismostruct. Les simulations purement numériques correspondent assez bien aux résultats des essais. Les techniques de modélisation proposées ont permis d'améliorer significativement ces prédictions.

## ABSTRACT

This thesis presents a thorough assessment of the seismic performance of a reinforced concrete U-Shaped Wall (USW), subjected to bidirectional seismic loads, through hybrid tests and numerical models. It is considered as a new progress in seismic design and assessment of buildings located in eastern Canada, framed with U-shaped reinforced concrete cores. USWs are generally used to accommodate various services in medium and high-rise buildings, such as stairwells or elevators. They are more importantly used as lateral load resistance systems in such buildings. They have to be designed to ensure appropriate resistance during an earthquake based on their high capacity to undergo inelastic deformations, while limiting lateral displacements. However, their behaviour under bidirectional seismic loads is complex and not yet well understood. Studies on this subject remain very limited and further investigations are still needed. This thesis contributes to advance knowledge in this field.

As part of this research project, original hybrid simulations were carried out in order to investigate the 3D seismic response of a ductile USW representing the main lateral load resistance system of a 5-storey building, located in Montreal. The USW in this study was designed according to the national building code of Canada and the standard CSA A23.3. In the experimental testing process, the lower portion of the wall at the first floor was replaced by a physical specimen while the other portions of the building (i.e floors, beams, columns and the other part of the USW) were modeled numerically. The two portions interacted simultaneously at each time step of the applied earthquakes to provide the seismic response of the whole building. The loading consisted of two horizontal components of earthquakes recorded in Eastern North America which were scaled with respect to the design spectrum. Pseudo-dynamic tests were carried out in a displacement control mode involving six degrees of freedom simultaneously, which represents a significant challenge for hybrid simulations, particularly in case of stiff specimens.

This thesis demonstrates the possibility of studying the structural response of walls with complex shapes, under multidirectional seismic loadings. It describes the experimental and numerical techniques employed and explains the procedures to carry out similar tests in the laboratory. In addition, the test results were analyzed and compared to the USW design values. The global performance, resistance and ductility indicators of the tested USW were assessed. This research showed that : (i) the force and displacement demands obtained experimentally are higher than the anticipated values ; (ii) the ratio of maximum and average

displacements exceed the limit prescribed by the National Building Code, which promotes torsional irregularities in the structure; (iii) when the USW is loaded in the diagonal direction, and both corners are in tension, the yield curvature constant was found higher than the recommended value for rectangular walls; (iv) the product of the curvature ultimate and the width of the wall is not constant and depends on the bending angle of the USW; and (v) the ductility of the USW, in the diagonal direction, is lower than the anticipated values. Furthermore, experimental data, i.e. forces, displacements and strains are compared to three-dimensional numerical predictions, developed in OpenSees and Seismostruct softwares. The pure numerical simulations compare fairly well with the experimental results. New proposed modeling approaches have significantly improved these numerical predictions.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE . . . . .	iii
REMERCIEMENTS . . . . .	iv
RÉSUMÉ . . . . .	v
ABSTRACT . . . . .	vii
TABLE DES MATIÈRES . . . . .	ix
LISTE DES TABLEAUX . . . . .	xii
LISTE DES FIGURES . . . . .	xiii
LISTE DES SYMBOLES ET D'ABRÉVIATIONS . . . . .	xix
<b>CHAPITRE 1 INTRODUCTION . . . . .</b>	<b>1</b>
1.1 Contexte . . . . .	1
1.2 Problématique . . . . .	2
1.3 Objectifs de la recherche . . . . .	3
1.4 Contributions originales . . . . .	4
1.5 Plan de la thèse . . . . .	4
<b>CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE . . . . .</b>	<b>5</b>
2.1 Introduction . . . . .	5
2.2 Conception des murs de refends . . . . .	5
2.3 Effets sismiques bidirectionnels . . . . .	8
2.4 Évaluation expérimentale des murs non-rectangulaires en forme de U et C . . . . .	9
2.5 Essais hybrides . . . . .	17
2.5.1 Principes des essais hybrides . . . . .	17
2.5.2 Rôle des essais hybrides . . . . .	18
2.5.3 Algorithmes d'intégration . . . . .	19
2.5.4 Essais hybrides sur des murs de refend . . . . .	20
2.6 Modélisation . . . . .	26
2.7 Résumé . . . . .	29

CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE . . . . .	31
3.1 Introduction . . . . .	31
3.2 Prototype . . . . .	31
3.3 Conception parasismique . . . . .	32
3.3.1 Prototype . . . . .	32
3.3.2 Spécimen . . . . .	38
3.4 Construction et instrumentation du spécimen . . . . .	40
3.5 Protocole de chargement . . . . .	40
3.6 Simulations hybrides . . . . .	42
3.7 Modèles numériques . . . . .	48
3.8 Évaluation de la performance sismique du mur en U . . . . .	50
CHAPITRE 4 ARTICLE 1 : Experimental Hybrid Simulation of the Bidirectional Seismic Response of a Five Storey Reinforced Concrete U-Shaped Core Wall Building .	52
4.1 Introduction . . . . .	52
4.2 Tested specimen . . . . .	54
4.2.1 Seismic design of the prototype and reduced-scale model . . . . .	54
4.2.2 Construction of the physical substructure . . . . .	57
4.3 Testing setup, instrumentation and protocol . . . . .	60
4.3.1 Testing setup . . . . .	60
4.3.2 Instrumentation . . . . .	61
4.3.3 Hybrid simulation testing and protocol . . . . .	62
4.4 Selected results and discussions . . . . .	66
4.5 Conclusions . . . . .	79
CHAPITRE 5 ARTICLE 2 : Bidirectional Seismic Response of a Five Storey Reinforced Concrete U-Shaped Shear Wall Building : Experimental Hybrid Simulation and Numerical modelling . . . . .	83
5.1 Introduction . . . . .	83
5.2 Experimental Hybrid Simulation Tests . . . . .	85
5.2.1 Tested specimen and instrumentation . . . . .	85
5.2.2 Experimental hybrid simulation protocol . . . . .	90
5.3 Numerical models . . . . .	91
5.3.1 Modeling of the numerical substructure . . . . .	91
5.3.2 Full numerical model . . . . .	93
5.4 Selected results and discussion . . . . .	94
5.4.1 Displacements and drifts . . . . .	94

5.4.2	Base shear force . . . . .	96
5.4.3	Axial strain in steel rebars . . . . .	98
5.4.4	Yield curvatures . . . . .	98
5.5	Conclusions . . . . .	102
CHAPITRE 6 DISCUSSION GÉNÉRALE . . . . .		108
6.1	Introduction . . . . .	108
6.2	Résultats et analyses complémentaires . . . . .	108
6.2.1	Flexion biaxiale . . . . .	108
6.2.2	Torsion . . . . .	109
6.2.3	Glissements inter-étages . . . . .	113
6.2.4	Courbure et ductilité . . . . .	115
CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS . . . . .		120
7.1	Conclusion . . . . .	120
7.1.1	Essais hybrides . . . . .	120
7.1.2	Performance sismique . . . . .	121
7.2	Recommandations . . . . .	124
7.2.1	Essais hybrides . . . . .	124
7.2.2	Performance sismique . . . . .	126
BIBLIOGRAPHIE . . . . .		129
ANNEXES . . . . .		135

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1	Propriétés des matériaux. . . . .	33
Tableau 3.2	Propriétés effectives. . . . .	33
Tableau 3.3	Spectre de réponse d'accélération. . . . .	33
Tableau 3.4	Résumé de la demande sismique. . . . .	34
Tableau 3.5	Résistance flexionnelle du mur ( $D + E + 0,5L + 0,25S$ ). . . . .	37
Tableau 3.6	Résistance en cisaillement du mur. . . . .	38
Tableau 3.7	Ratios de résistance en flexion et en cisaillement du prototype et du spécimen en fonction de la direction de la charge sismique. . . . .	39
Table 4.1	Scale factors based on Cauchy-Froude similitude laws. . . . .	55
Table 4.2	Flexural and shear strength ratios at the base of the prototype and reduced-scale model of the USW . . . . .	57
Table 5.1	Scale factors based on Cauchy-Froude similitude laws. . . . .	87
Table 5.2	Measured material properties of concrete and 10M steel rebar of the tested specimen. . . . .	94
Table 5.3	Neutral axis positions and first and nominal yield curvatures of the tested specimen at Configurations A, B and C. . . . .	102
Table 5.4	Nominal yield curvature constants corresponding to the tested specimen at Configurations A, B and C compared to experimental data from the literature. . . . .	102
Tableau 6.1	Comparaison de la demande en flexion à la base du mur . . . . .	109
Tableau 6.2	Comparaison du glissement expérimental et numérique au glissement de conception ( $\delta/\delta_{conception}$ ). . . . .	114
Tableau 6.3	Déplacements élastiques du prototype. . . . .	116
Tableau 6.4	Ductilité et courbure ultime du prototype. . . . .	119

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Bâtiments à Montréal, contreventés avec des murs en U en béton armé : (a) extrait d'une vue en plan ; (b) construction (Photo Youness Mech-machi). . . . .	2
Figure 1.2	Déformations et efforts sismiques dans un mur en U. . . . .	3
Figure 2.1	Modes de rupture des murs de refend : (a) mur soumis à des forces sismiques ; (b) par plastification des armatures de flexion ; (c) par écraissement du béton ; (d) par traction diagonale en cisaillement ; (e) par compression diagonale en caillement ; (f) par glissement (adapté de Paultre 2011). . . . .	7
Figure 2.2	Direction de la charge appliquée au système de résistance aux forces sismiques (SRFS), adapté de DeVall (2003). . . . .	9
Figure 2.3	Spécimens testés et protocole de chargements : a) Pégon et al.(2000) ; b) Lowes et al.(2013) ; c) Beyer et al.(2008) ; d) Constantin et Beyer (2016). . . . .	10
Figure 2.4	Résultats des essais sur des murs en U : (a) chargement unidirectionnel dans la direction de l'âme (X) ; (b) chargement unidirectionnel dans la direction des ailes (Y) ; (c) chargement bidirectionnel (XY), résultats dans la direction (X) ; (d) chargement bidirectionnel (XY), résultats dans la direction (Y) ; et (e) forces totales appliquées et force de cisaillement (Y) dans l'aile droite pendant l'essai XY (Ile et Reynouard 2005). . . . .	12
Figure 2.5	Moment de base normalisé en fonction du glissement relatif de deux spécimens en C : (a) spécimen chargé dans la direction de l'axe fort ; (b) spécimen soumis au chargement bidirectionnel (Behrouzi et al. (2020)).	13
Figure 2.6	Résultats du mur TUA dans la direction diagonale : (a) composantes du déplacement ; (b) prédition du moment en fonction du déplacement (Beyer et al. 2008b). . . . .	14
Figure 2.7	Mur TUC : (a) déformation verticale à la base ; (b) prédition numérique (Constantin et Beyer 2016). . . . .	16
Figure 2.8	Photos du mur TUC montrant le flambement hors plan et rupture en compression des armatures concentrées à la position E (Constantin et Beyer 2016). . . . .	16

Figure 2.9	Un aperçu du concept d'une simulation sismique hybride sur une structure. . . . .	17
Figure 2.10	Essai hybride sur un mur de refend rectangulaire : (a) photo du montage expérimental ; (b) vue 3D du montage (Whyte et Stojadinovic 2014). . .	21
Figure 2.11	Étude paramétrique du déplacement en fonction de la méthode d'intégration (Whyte 2012). . . . .	22
Figure 2.12	Essai hybride sur un mur de refend rectangulaire (Fatemi et al. 2017). .	23
Figure 2.13	Efforts de cisaillement et de flexion à la base et prédictions numériques (Fatemi 2017). . . . .	24
Figure 2.14	Essai hybride sur une colonne de rive : (a) vue 3D de la partie numérique ; (b) vue du montage expérimental ; (c) résultat montrant la variation de la charge axiale avant et après la réparation de la colonne (Hashemi et al. 2016). . . . .	25
Figure 2.15	Modèle de colonne large (WCM) avec modules $m=6$ , vue 3D et section transversale (Pelletier et Léger 2017). . . . .	27
Figure 2.16	Mur en U testé par Beyer et al. (2008b) : (a) modèle éléments finis ; (b) prédiction de la réponse hystérésis ; (c) dommages à la base (Moharrami et Koutromanos 2016). . . . .	28
Figure 3.1	Vue en plan du prototype. . . . .	32
Figure 3.2	Déplacement latéral : (a) déplacement moyen ; (b) rotule plastique et glissement inter-étage, déformée simplifiée pour la clarté; et (c) déflexion latérale du mur ; $\{\Delta_{\text{el}}, \Delta_{\text{id}}\}$ = déplacement élastique et inélastique, respectivement. . . . .	35
Figure 3.3	Dimensionnements du spécimen. . . . .	39
Figure 3.4	Spécimen : (a) Vue 3D ; (b) Armatures et position des jauge ; (c) Instrumentations ; et (d) Mouchetis en surface pour les mesures optiques. .	41
Figure 3.5	Spectre de réponse étalonné de Nahanni : (a) station Iverson-01 ; (b) la réplique du séisme, station Iverson-02. . . . .	42
Figure 3.6	Composantes des essais hybrides. . . . .	44
Figure 3.7	Orientations et numérotations des systèmes d'axes : a) système de chargement au laboratoire ; b) contrôleur ; c) OpenFresco ; d) OpenSees ; e) matrice de rigidité initiale. . . . .	45
Figure 3.8	Algorithme utilisé dans les essais hybrides. . . . .	46
Figure 3.9	Programme utilisé dans la plateforme intermédiaire OpenFresco. . . . .	47
Figure 3.10	Aperçus des modèles 3D du bâtiment à l'étude extraits des logiciels : (a) ETABS ; (b) Seismostruct ; (c) Modèle du mur en U ; et (d) ADINA. .	49

Figure 3.11	Diagramme montrant la méthodologie du projet de recherche. . . . .	51
Figure 4.1	Five-storey reinforced concrete building prototype studied : (a) plan view ; and (b) elevation view. . . . .	54
Figure 4.2	Dimensions of the reduced-scale model : (a) U-Shaped RC wall ; (b) collar ; (c) footing ; (d) Tested specimen. . . . .	56
Figure 4.3	Hybrid testing of the reinforced concrete U-shaped shear wall (USW) using the Multidirectional Hybrid Simulation Testing System (MHSTS). . . . .	57
Figure 4.4	Construction of the tested specimen : (a) Collar ; (b) footing ; and (c) assembled collar, footing and C-Shaped RC wall. . . . .	58
Figure 4.5	Steel reinforcement of the tested specimen and positions of strain gauges at the base of the USW : (a) Cross section ; (b) North view ; (c) South view. . . . .	59
Figure 4.6	Examples of the instrumentation of the tested specimen : (a) South-East view ; (b) North-East view ; (c) North-West view. . . . .	61
Figure 4.7	DIC instrumentation of the specimen : (a) Cameras and random speckle inside the USW ; (b) Random speckle on the exterior face of the south flange ; (c) Processing of DIC results. . . . .	61
Figure 4.8	Hybrid simulation model : (a) Whole building studied ; (b) WCM and experimental element ; (c) WCM of one storey. . . . .	65
Figure 4.9	Ground motions used for hybrid simulation testing : (a) Nahanni earthquake (6.4Mb) recorded on December 23th (5h :16 am GMT), 1985, at station Iverson 01, Northwest Territories of Canada ; and (b) Nahanni earthquake aftershock (5.5Mb) recorded on December 23th (5h :48 am GMT), 1985, at the same station (Iverson 01). . . . .	66
Figure 4.10	Comparison of the displacements and the rotations at the control point obtained in test no. 1 with the predicted ones. . . . .	67
Figure 4.11	Comparison of the displacements and the rotations at the control point obtained in test no. 2 with the predicted ones. . . . .	68
Figure 4.12	Comparison of the displacements and the rotations at the control point obtained in test no. 3 with the predicted ones. . . . .	69
Figure 4.13	Measured axial force and axial displacement at the control point (i.e. central node of the top cross-section of the tested USW) : (a) Test no. 1 ; (b) Test no. 2 ; (c) Test no. 3 ; (d) Test no. 4. . . . .	70

Figure 4.14	Axial strains measured in the steel reinforcement at the base of the USW, feedback forces measured at the control point (i.e. central node of the top cross-section of the USW), and deformed configurations of the top cross-section of the USW during Test no. 1 : (a) At time $t_1$ of Test no. 1 ; (b) At time $t_2$ of Test no. 1. . . . .	72
Figure 4.15	Axial strains measured in the steel reinforcement at the base of the USW, feedback forces measured at the control point (i.e. central node of the top cross-section of the USW), and deformed configurations of the top cross-section of the USW during Test no. 2 : (a) At time $t_3$ of Test no. 2 ; (b) At time $t_4$ of Test no. 2. . . . .	73
Figure 4.16	Axial strains measured in the steel reinforcement at the base of the USW, feedback forces measured at the control point (i.e. central node of the top cross-section of the USW), and deformed configurations of the top cross-section of the USW during Test no. 3 : (a) At time $t_5$ of Test no. 3 ; (b) At time $t_6$ of Test no. 3. . . . .	74
Figure 4.17	Vertical surface strain measured at times $t_1$ to $t_3$ by the DIC system at three locations of USW surface : (a), (d) and (g) Exterior south face; (b), (e) and (h) Lower part of the interior north-west corner ; (c), (f) and (i) Lower part of the interior north face. (a), (b) and (c) Time $t_1$ ; (d), (e) and (f) Time $t_2$ ; (g), (h) and (i) Time $t_3$ . . . . .	76
Figure 4.18	Vertical surface strain measured at times $t_4$ to $t_6$ by the DIC system at three locations of USW surface : (a), (d) and (g) Exterior south face; (b), (e) and (h) Lower part of the interior north-west corner ; (c), (f) and (i) Lower part of the interior north face. (a), (b) and (c) Time $t_4$ ; (d), (e) and (f) Time $t_5$ ; (g), (h) and (i) Time $t_6$ . . . . .	77
Figure 4.19	Shear forces $F_x$ and $F_y$ along the two principal axes $x$ and $y$ of the USW measured experimentally at the center of gravity of the USW's base section. . . . .	78
Figure 4.20	Bending moments $M_x$ and $M_y$ around the two principal axes $x$ and $y$ of the USW measured experimentally at the center of gravity of the USW's base section. . . . .	78
Figure 5.1	Prototype of the five-story reinforced concrete C-shaped shear wall studied : (a) elevation view ; (b) plan view. . . . .	86
Figure 5.2	Steel reinforcement of the prototype : (a) the USW ; and (b) the beams and columns (all dimensions are in mm). . . . .	86

Figure 5.3	Dimensions of the reduced scale model representing the USW's first storey and the tested specimen (Physical substructure) : (a) Overall dimensions of collar, the USW and the footing; (b) Upper plan view of the collar; and (c) Upper plan view of the footing. . . . .	88
Figure 5.4	Steel reinforcement of the tested USW specimen and numbers and positions of strain gauges at the base of the USW (all dimensions are in mm). . . . .	88
Figure 5.5	Numerical and physical substructures of the experimental hybrid simulation of the bidirectional seismic response of the five storey building studied : (a) Numerical substructure (fiber element model) and experimental element; (b) WCM of the USW corresponding to one of the upper 2 <sup>nd</sup> to 5 <sup>th</sup> storeys; (c) Overall view of the Multidirectional Hybrid Simulation Testing System and experimental setup. . . . .	89
Figure 5.6	Horizontal components of ground motion accelerations recorded during Nahanni earthquake (6.4Mb) on December 23th (5h :16 am GMT), 1985, at station Iverson 01, Northwest Territories of Canada, used for experimental hybrid simulation testing and numerical fiber element simulation : (a) $x$ -component accelerogram applied along the building's principal axis $x$ (i.e. east-west); (b) $y$ -component accelerogram applied along the building's principal axis $y$ (i.e. north-south); (c) Scaled spectral accelerations of $x$ and $y$ components of ground motion and Uniform Hazard Spectra (NBCC 2010, 2015). . . . .	91
Figure 5.7	Fiber element model of the five storey building : (a) 3D view of the numerical model; (b) Fiber element discretisation of the WCM cross-section; and (c) WCM of the USW corresponding to the first storey. . .	93
Figure 5.8	Comparison of the time-histories of horizontal displacements ( $u_x$ and $u_y$ ) and rotation ( $\theta_z$ ) measured at the control point during hybrid simulation Tests #1 and #2 to numerical predictions : (a) to (c) Test #1; and (d) to (f) Test #2. . . . .	95
Figure 5.9	Maximum drift ratios measured at the building floors along USW principal axes during hybrid simulation Tests #1 and #2 compared to numerical predictions : (a) Drift ratio $\delta_x$ along principal $x$ axis; (b) Drift ratio $\delta_y$ along principal $y$ axis; (c) Drift ratio $\delta_{xy}$ along the diagonal. .	96

Figure 5.10	Comparison of the shear forces obtained at the base of the USW experimentally from hybrid simulation Tests #1 and #2 to numerical predictions : (a) USW's north flange contribution to total shear force ; (b) USW's south flange contribution to total shear force; and (c) USW's web contribution to total shear force. . . . .	97
Figure 5.11	Comparison of axial strains in the steel rebars measured during hybrid simulation Tests #1 and #2 to numerical predictions. . . . .	99
Figure 5.12	Neutral axis positions and yield curvatures for : (a) Configuration A, (b) Configuration B, and (c) Configuration C. . . . .	100
Figure 5.13	Vertical surface strains $\varepsilon_z$ measured on the south flange of the USW during hybrid simulation Tests #1 and #2 by means of a Digital Image Correlation (DIC) system : (a) Configuration A, (b) Configuration B, and (c) Configuration C. . . . .	100
Figure 6.1	Test cyclique de torsion sur le spécimen : (a) comparaison entre commande et signal de retour ; (b) courbe hystérésis (rotation absolue) et prédition numérique ; (c) courbe hystérésis (rotation relative). . . . .	111
Figure 6.2	Moment de torsion mesuré lors du test #1 et test #2. . . . .	112
Figure 6.3	Ratios des déplacements maximums et moyens dérivés de l'essai hybride #2 : (a) direction E-O ; (b) direction N-S. . . . .	112
Figure 6.4	Flux de cisaillement à la base du spécimen : (a) moment de torsion concentré ; (b) Paramètre de calcul de torsion ; (c) diagramme de flux de cisaillement. . . . .	113
Figure 6.5	Glissement inter-étage : (a) direction E-O ; (b) direction N-S ; (c) direction diagonale ; et (d) glissement rotationnel autour de l'axe vertical. . . . .	115
Figure 6.6	Orientation et sens de l'angle de flexion dans le mur. . . . .	116
Figure 6.7	Courbure et rotation du prototype : (a) relation moment-courbure ; (b) capacité en rotation inélastique ; (c) courbure ultime ; (d) valeur de $\varphi_u \ell_w$ . . . . .	117
Figure 6.8	Rotations mesurées sur la hauteur du mur sud du spécimen : a) mesurées au temps $t_4$ avec le système optique ; b) comparaison entre système optique et potentiomètres au temps $t_4$ . . . . .	119
Figure A.1	Modèle 3D raffiné en éléments finis du prototype. . . . .	135
Figure A.2	Modèle 3D raffiné en éléments finis du mur en U : (a) mur en béton ; (b) cage d'armature. . . . .	136
Figure A.3	(a) déformation et contrainte axiale de la cage d'armature ; (b) configuration déformée du mur et l'endommagement du béton. . . . .	137

## LISTE DES SYMBOLES ET D'ABRÉVIATIONS

### SYMBOLES

$a$	Accélération
$A_g$	Aire brute
$A_{smin}$	Armature minimum
$A_{smax}$	Armature maximum
$A_v$	Aire des armatures horizontales
$A_c$	Aire du béton qui résiste à l'effort de cisaillement
$A_{cv}$	Aire du béton qui résiste à l'effort de cisaillement
$b$	Largeur du mur par rapport à fibre médiane
$b_w$	Épaisseur du mur
$B$	Ratio permettant de calculer la sensibilité en torsion
$c$	Position de l'axe neutre
$d$	Déplacement
$d_v$	Hauteur effective en cisaillement
$d_b$	Diamètre des barres d'armature
$d_{bt}$	Diamètre des barres d'armature transversale
$dt$	Pas de temps de l'accélérogramme sismique
$D$	Charge permanente
$e$	Excentricité du centre de cisaillement
$E$	Charge sismique
$E$	Module élastique
$E_c$	Module élastique du béton
$E_o$	Module élastique du béton
$E_s$	Module élastique de l'acier
$f$	Fréquence
$f_p$	Fréquence attribuée au prototype
$f_m$	Fréquence attribuée au modèle réduit
$f'_c$	Résistance en compression du béton
$f'_{co}$	Résistance en compression du béton
$f_y$	Limite élastique de l'acier
$f_{cr}$	Contrainte de fissuration du béton
$f_u$	Contrainte de rupture de l'acier
$F$	Force

$F_J$	Facteur pour simuler un comportement inélastique en torsion
$F_p$	Force attribuée au prototype
$F_m$	Force attribuée au modèle réduit
$F_a$	Coefficient sismique d'accélération
$F_v$	Coefficient sismique de vitesse
$g$	Gravité
$G_c$	Module de cisaillement du béton
$G_s$	Module de cisaillement de l'acier
$h$	Longueur du mur par rapport à fibre médiane
$h_n$	Hauteur totale du bâtiment
$h_p$	Hauteur de la rotule plastique
$h_w$	Hauteur totale du mur
$h_{agg}$	Diamètre nominal des aggrégats
$h_e$	Hauteur effective
$I$	Inertie
$I_g$	Inertie brute
$I_x$	Inertie autour de l'axe x
$I_y$	Inertie autour de l'axe y
$I_e$	Coefficient d'importance sismique
$I_\omega$	Constante de gauchissement
$J$	Inertie de torsion
$k_x$	Rigidité latérale selon l'axe x
$k_y$	Rigidité latérale selon l'axe y
$K_s$	Rigidité élastique en cisaillement
$K_3$	Constante de courbure ultime
$l_{hb}$	Longueur des crochets des armatures
$l_w$	Largeur du mur
$L$	Charge vive
$L$	Longueur
$L_i$	Longueur initiale de l'instrument de mesure i
$m$	Masse
$m_x$	Masse sismique en translation selon l'axe x
$m_y$	Masse sismique en translation selon l'axe y
$m_{\theta z}$	Masse sismique en rotation selon l'axe z
$m_p$	Mass attribuée au prototype
$m_m$	Mass attribuée au modèle réduit

$M$	Moment
$M_f$	Moment de flexion pondérée
$M_r$	Résistance en flexion ponderée
$M_n$	Moment de flexion nominal
$M_p$	Moment de flexion propable
$M_p$	Moment attribué au prototype
$M_m$	Moment attribué au modèle réduit
$M_x$	Moment de flexion selon l'axe x
$M_y$	Moment de flexion selon l'axe y
$n$	Coefficient de calibration des charges sismiques
$N_f$	Charge axiale pondérée
$P_s$	Charge axiale en service
$q_a$	Flux de cisaillement dans la semelle du mur
$q_b$	Flux de cisaillement dans au coin du mur
$R$	Composante sismique horizontale radiale
$R_d$	Coefficient de ductilité
$R_o$	Coefficient de sur-résistance
$S$	Charge de neige
$S$	Espacement des barres d'armature
$S(T)$	Spectre d'accélération
$S_{cl}$	Espacement minimum entre les barres d'armature
$S_{tie}$	Espacement des étriers
$S_{cl}$	Espacement net des étriers
$S_h$	Espacement des barres horizontales
$S_a(T)$	Spectre d'accélération de conception
$S_{a\{GM\}}$	Accélération géométrique des deux composantes horizontales
$S_{a\{R\}}$	Accélération de la composante sismique radiale
$S_{a\{T\}}$	Accélération de la composante sismique transversale
$t$	Temps
$t$	Épaisseur du mur
$t_p$	Temps attribué au prototype
$t_m$	Temps attribué au modèle réduit
$T$	Periode
$T$	Composante sismique horizontale transversale
$T$	Moment de torsion
$T_a$	Période fondamentale

$T_1$	Mode fondamental du prototype
$T_R$	Intervalle des périodes
$T_{90\%}$	Période pour une masse accumulée d'au moins 90 %
$T_{\min}$	Période minimale
$T_{\max}$	Période maximale
$T_f$	Moment de torsion pondéré
$T_{\min}$	Moment de torsion minimum
$T_{\max}$	Moment de torsion maximum
$v$	Vitesse
$v$	Module de poisson
$v_c$	Résistance en cisaillement du béton
$v_p$	Vitesse attribuée au prototype
$v_m$	Vitesse attribuée au modèle réduit
$V$	Force sismique minimale
$V_r$	Résistance en cisaillement
$V_{ed}$	Charge sismique élastique
$V_d$	Charge sismique de conception
$V_f$	Effort de cisaillement pondéré
$V_{\min}$	Effort de cisaillement minimum
$V_{\max}$	Effort de cisaillement maximum
$W$	Poids
$W$	Poids sismique
$W_p$	Poids attribué au prototype
$W_m$	Poids attribué au modèle réduit
$W_c$	Poids volumique du béton
$W_s$	Poids volumique de l'acier
$\alpha$	Angle de flexion
$\alpha$	Coefficient permettant de calculer l'inertie fissuré
$\alpha_w$	Coefficient permettant de calculer l'inertie fissuré des murs
$\alpha_c$	Coefficient permettant de calculer l'inertie fissuré des colonnes
$\beta$	Paramètre utilisé dans la méthode de l'accélération constante de Newmark
$\beta$	Paramètre qui tient compte de la fissuration du béton dans le calcul de la résistance en cisaillement
$\delta$	Glissement inter-étage
$\delta_x$	Glissement inter-étage selon l'axe x

$\delta_y$	Glissement inter-étage selon l'axe y
$\delta_{xy}$	Glissement inter-étage dans la direction diagonale
$\delta_{\text{design}}$	Glissement inter-étage de conception
$\delta_{\theta z}$	Glissement inter-étage de rotation atour de l'axe z
$\Delta_{\max}$	Déplacement maximum
$\Delta_{\text{ave}}$	Déplacement moyen
$\Delta_{\min}$	Déplacement minimum
$\Delta_{\text{el}}$	Déplacement élastique
$\Delta_{\text{id}}$	Déplacement inélastique
$\Delta_f$	Déplacement latéral maximum au sommet du mur
$\Delta_x$	Déplacement du centre de masse selon l'axe x
$\Delta_y$	Déplacement du centre de masse selon l'axe y
$\Delta_y$	Déplacement élastique
$\Delta L_i$	Variation de la longueur initial de l'instrument de mesure i
$\epsilon$	Déformation
$\epsilon_{\text{cu}}$	Déformation ultime du béton
$\epsilon_{\text{co}}$	Déformation du béton à la résistance en compression
$\epsilon_s$	Déformation élastique de l'acier
$\varepsilon_y$	Déformation élastique de l'acier
$\varepsilon_u$	Déformation ultime de l'acier ou du béton
$\varepsilon_{3i}$	Déformation au coin de la semelle Sud et l'âme de l'instrument i
$\varepsilon_{2i}$	Déformation au coin de la semelle Nord et l'âme de l'instrument i
$\varepsilon_{1i}$	Déformation à l'extrémité libre de la semelle Nord de l'instrument i
$\varepsilon_{4i}$	Déformation à l'extrémité libre de la semelle Sud de l'instrument i
$\varepsilon_i$	Déformation mesurée à l'instrument i
$\theta$	Rotation
$\theta$	Angle d'inclinaison de l'axe neutre par rapport à l'axe x
$\theta_{\text{id}}$	Demande en rotation inélastique
$\theta_{\text{ic}}$	Capacité en rotation inélastique
$\theta_i$	Rotation à la hauteur de l'instrument de mesure i
$\phi_c$	Coefficient de tenu du béton
$\phi_s$	Coefficient de tenu de l'acier
$\lambda$	Facteur d'échelle
$\rho$	Densité
$\rho_p$	Densité attribuée au prototype
$\rho_m$	Densité attribuée au modèle réduit

$\sigma$	Contrainte
$\gamma$	Paramètre utilisé dans la méthode de l'accélération constante de Newmark
$\gamma_w$	ratio de sur-résistance du moment nominal et le moment pondéré appliqué
$\ddot{u}_g$	Accélération au sol
$(\ddot{u}_g)_{\max}$	Accélération au sol maximale
$\omega_1$	Ordonnée de gauchissement au coin du mur
$\omega_2$	Ordonnée de gauchissement à l'extrémité libre du mur
$\eta$	Constante de la courbure élastique
$\varphi_y$	Courbure élastique
$\varphi'_y$	Courbure à l'amorce de la plastification
$\varphi_{(\text{web})i}$	Courbure moyenne de l'âme du mur, à l'instrument i
$\varphi_{(\text{FL.North})i}$	Courbure moyenne de semelle Nord du mur, à l'instrument i
$\varphi_{(\text{FL.South})i}$	Courbure moyenne de semelle Sud du mur, à l'instrument i
$\varphi'_{\text{diag}}$	Courbure à l'amorce de la plastification dans la direction diagonale
$\varphi_{\text{web}}$	Courbure dans le plan de l'âme du mur
$\varphi_{\text{fl}}$	Courbure dans le plan de la semelle du mur
$\varphi(z)$	Courbure selon l'axe z
$\varphi_i$	Courbure déterminée à l'endroit de l'instrument i
$\varphi_u$	Courbure ultime
$\ell_w$	Largeur du mur
$\ell_g$	Distance horizontale entre les instruments de mesure des déformations
$\ell_{\text{web}}$	Longueur de l'âme du mur
$\ell_{\text{fl}}$	Longueur de la semelle du mur
$\ell_p$	Longueur de la rotule plastique
$\xi \ell_w$	Position de l'axe neutre
$\mu_\varphi$	Ductilité en courbure
$\mu_\Delta$	Ductilité en déplacement

## ABRÉVIATIONS

CSA	Canadian Standard Association
CG	Centre de Gravité
CM	Centre de Masse
CSW	C-Shaped Wall
CNBC	Code National du Bâtiment du Canada

DIC	Digital Image Correlation
DDL	Degré de liberté
E-W	Direction Est-Ouest
ETHZ	Université de science et technology à Zurich
LLRS	Lateral Load Resistance System
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
NBCC	National Building Code of Canada
N-S	Direction Nord-Sud
P-Gain	Proportionnel Gain (controller)
SC	Shear Center position
SRFS	Système de Résistance aux Forces Sismiques
USW	U-Shaped Wall
6-DOF	Six Degrés de liberté
WCM	Wide Column Model

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Contexte

Le Québec comprend quelques régions où d'importants séismes se sont produits dans le passé et vont inévitablement se produire dans l'avenir (PPR 2015). La vallée du Saint-Laurent et celle de l'Outaouais sont susceptibles de subir des séismes de magnitude de l'ordre de M7,0 à M7,5 (RNC 2018, PPR 2015). De plus, le Québec est situé dans une zone de sismicité particulière où les secousses ont une fréquence dominante plus élevée (de 5 à 10 Hz) comparativement à la côte ouest de l'Amérique du Nord (2 Hz) (RNC 2019). La réhabilitation des dommages structuraux associés à ses tremblements de terre peut représenter un fardeau économique considérable pour les générations futures.

En effet, plusieurs bâtiments multi-étagés au Québec sont en béton armé et résistent aux sollicitations sismiques à l'aide des murs de refend rectangulaires ou des murs formant des noyaux en forme de C ou U (figure 1.1). Ces derniers ont une forme non-rectangulaire et ils sont composés d'une âme et de deux ailes. Ils abritent généralement des cages d'escaliers et des ascenseurs dans des bâtiments de moyenne à grande hauteur. Ils possèdent un système de résistance aux charges latérales dans les deux directions horizontales et seront soumis, lors d'un tremblement de terre, à des excitations sismiques bidirectionnelles (Reynouard et Fardis 2001). Leur comportement sismique est déterminé à partir des paramètres dérivés des murs rectangulaires. Leur efficacité contre l'effondrement, ou contre des dommages importants pouvant porter atteinte à la survie des occupants des bâtiments est évaluée principalement à l'aide de critères excluant les effets bidirectionnels des séismes (Nil et Reynouard 2001). De plus, ces critères sont basés sur des données sismiques ne reflétant pas forcément les spécificités de l'aléa sismique prépondérant au Québec.

Il y a donc un véritable besoin d'investiguer la performance des murs de refend non rectangulaires en béton armé au sein des bâtiments situés dans l'est du Canada, sous les conditions qui prévalent lors d'un tremblement de terre. Dans ce cas, l'étude expérimentale constitue un outil important, étant donnée la complexité du système structural ainsi que la nature des charges impliquées. Ces travaux de recherche innovateurs sont rendus possibles grâce aux équipements de chargements dynamiques multidirectionnels de haute performance. D'autre part, ces études auront un impact important sur l'économie et la sécurité des infrastructures du Québec en contribuant à l'élaboration des méthodes d'évaluation et de réhabilitation originales et efficientes pour les bâtiments contreventés par des noyaux en béton armé.

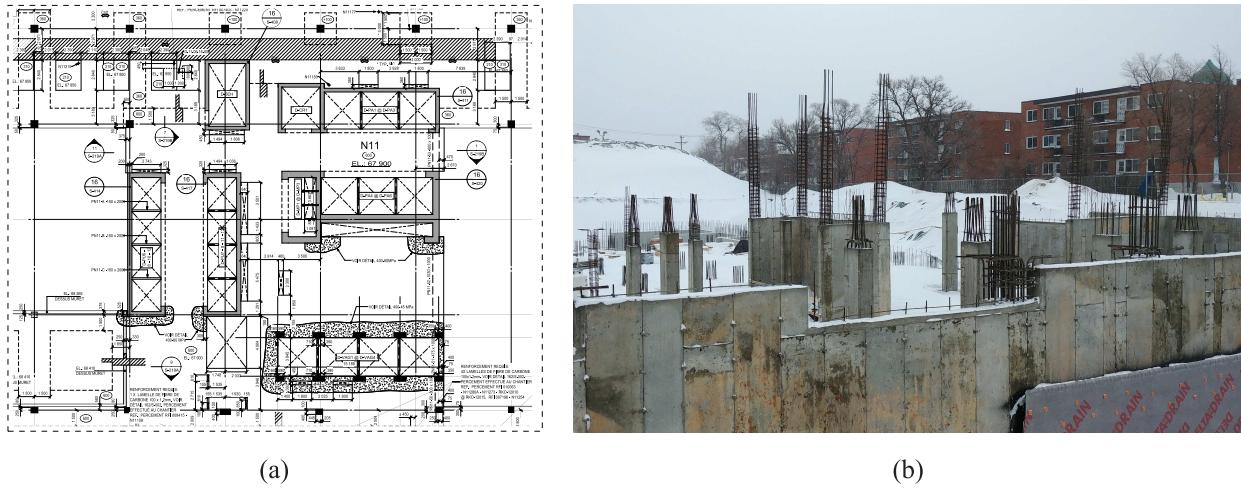


Figure 1.1 Bâtiments à Montréal, contreventés avec des murs en U en béton armé : (a) extrait d'une vue en plan ; (b) construction (Photo Youness Mechmachi).

## 1.2 Problématique

Les murs en forme de U sont souvent utilisés parmi les noyaux en béton armé comme système de résistance aux charges latérales. Les sollicitations auxquelles seront soumis lors d'un séisme (figure 1.2) provoquent des états de déformation en 3D, ce qui les rendent plus susceptibles aux dommages par rapport à de simples murs de refend (Beyer et al. 2008a). Leur comportement dynamique demeure complexe et n'est pas encore bien maîtrisé. Bien que des recherches aient été menées pour étudier le comportement structural des murs similaires, peu d'informations sont disponibles sur l'évaluation systématique de leur réponse dynamique sous l'effet de deux composantes sismiques horizontales bidirectionnelles, notamment selon le contexte de la sismicité particulière du Québec. En effet, dans la plupart des normes de conception modernes, les critères préconisés dans le dimensionnement ont été développés essentiellement pour des murs simples et il n'existe pas de balises claires dans le cas des noyaux de forme complexe (Reynouard et Fardis 2001). De plus, ces critères ont été validés, mais en utilisant des sollicitations sismiques typiques de l'ouest de l'Amérique du Nord, de l'Europe ou de l'Asie. Avec cela, les validations ont été réalisées sans tenir compte des effets tridimensionnels des tremblements de terre, dont l'importance a été exacerbée lors des séismes récents, tel celui de Christchurch en Nouvelle-Zélande (2011) (Farhad et al. 2015). Il existe ainsi un besoin important d'investiguer la performance de ces murs sous des conditions réelles qui prévalent lors des séismes.

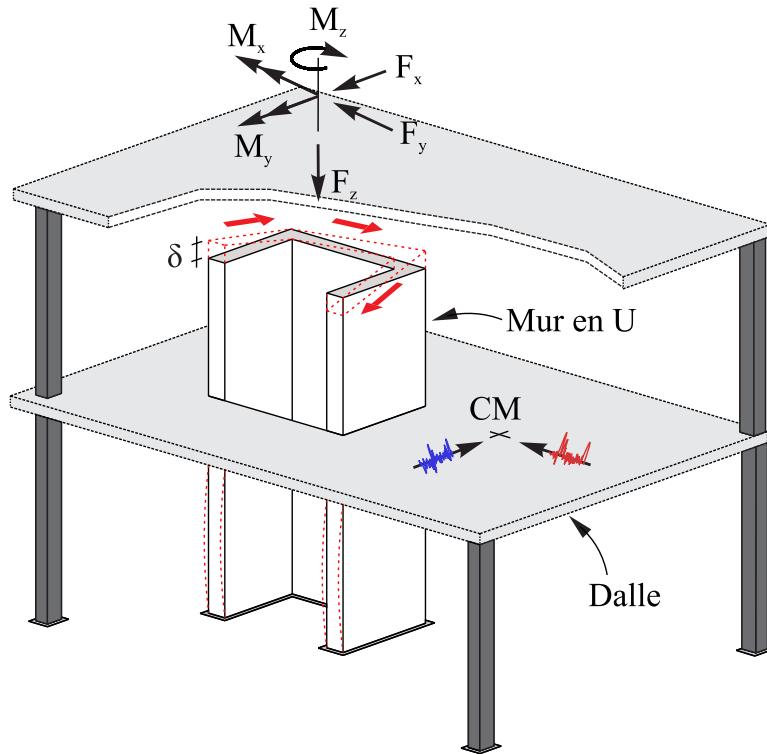


Figure 1.2 Déformations et efforts sismiques dans un mur en U.

### 1.3 Objectifs de la recherche

Cette recherche a pour but principal de valider expérimentalement les exigences de conception parasismique d'un mur de refend en forme de U en béton armé et d'évaluer sa performance 3D sous l'effet des sollicitations sismiques bidirectionnelles attendues dans l'est du Canada. À cet égard, les objectifs spécifiques de ce projet sont :

- Soumettre des murs en U, conçus selon les normes canadiennes en vigueur, à des états de sollicitation tri-axiale reflétant les conditions de chargement réelles qui prévalent lors d'un séisme, par le biais des simulations expérimentales hybrides.
- Évaluer les indicateurs de performance : (i) globaux (déplacement inter-étage, déplacement au sommet, ductilité en déplacement) ; (ii) les indicateurs de résistance (endommagement, fissuration, la demande en force) ; et (iii) de déformabilité (courbure, rotation, ductilité en courbure).
- Comparaison des prédictions numériques avec les résultats des essais expérimentaux.
- Proposer des recommandations permettant de venir en aide dans l'amélioration de la conception sismique des murs de refend en forme de U.

- Établir une base de données au sujet de l’interaction flexion-cisaillement-torsion des murs en U, pour les travaux subséquents.

## 1.4 Contributions originales

Ce projet de recherche présente un essai hybride original à 6 degrés de liberté permettant d’évaluer la performance sismique des bâtiments contreventés par des murs de refend en béton armé de forme complexe. La méthodologie adoptée pour réaliser ces essais est une première au Québec et permettra de réaliser ce genre d’essais sur une base plus routinière pour étudier des structures similaires.

Ce projet de recherche fourni également de nouvelles informations sur la réponse des murs en U, sous l’effet de deux composantes sismiques horizontales, notamment selon la sismicité particulière de la côte est nord-américaine. Ces informations contribueront à l’élaboration des méthodes de conception et d’évaluation sismiques originales, des bâtiments contreventés avec des murs en U.

## 1.5 Plan de la thèse

Cette thèse comporte sept chapitres. Dans ce premier chapitre, le sujet de recherche, la problématique, ainsi que la portée et les contributions originales ont été présentées. Le chapitre 2 présente une revue littéraire des travaux de recherches antérieures. Ensuite, la méthodologie suivie dans le cadre de cette recherche est décrite au chapitre 3. Les chapitres 4 et 5 présentent les articles soumis dans des revues scientifiques :

1. *Experimental Hybrid Simulation of the Bidirectional Seismic Response of a Five Storey Reinforced Concrete U-Shaped Core Wall Building* ; par Youness Mechmachi et Najib Bouaanani ; soumis à *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, le 15 décembre 2020.
2. *Bidirectional Seismic Response of a Five Storey Reinforced Concrete U-Shaped Shear Wall Building : Experimental Hybrid Simulation and Numerical modelling* ; par Youness Mechmachi et Najib Bouaanani ; soumis à *ASCE Journal of Structural Engineering*, le 16 décembre 2020.

Une discussion générale en regard à l’ensemble de la thèse est intégrée au chapitre 6. En dernier lieu, les conclusions et les recommandations sont présentées au chapitre 7, comme une synthèse de cette thèse.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

### 2.1 Introduction

Ce chapitre présente une revue de littérature relative aux études menées dans cette thèse. Il présente, en premier lieu, les règles et les méthodes de conception utilisées dans le cas des murs de refend. Ensuite, il discute des effets bidirectionnels des séismes versus les méthodes d'analyses dictées par le code de conception en vigueur. Par la suite, une revue des investigations expérimentales réalisées sur des murs non rectangulaires avec des sections ouvertes est récapitulée selon un ordre chronologique. Cette dernière revue est consacrée essentiellement aux essais réalisés sous l'effet des charges bidirectionnelles. Ce chapitre explique également de façon succincte le concept des simulations hybrides et présente les approches utilisées en modélisation numérique. Un résumé est présenté à la fin comme une synthèse à cette revue de littérature.

### 2.2 Conception des murs de refends

Au Canada, les règles de conception parasismique des murs de refend sont dictées par le code national du bâtiment du Canada (CNBC) (NRCC 2015) et la norme CSA A23.3 (CSA 2014). La conception des murs ductiles doit satisfaire les trois conditions suivantes : (i) fournir une résistance adéquate par leurs dimensions et leurs propriétés mécaniques ; (ii) limiter les déplacements latéraux par leurs grandes rigidités ; et (iii) posséder une grande capacité à subir des déformations inélastiques (Paultre 2011). Les modes de ruptures potentiels des murs de refend sont montrés à la figure 2.1. Les procédures de dimensionnement de la norme CSA A23.3 incorporent les principes de conception par capacité, basées sur la force. Le mode de rupture envisagé est celui qui correspond à la plastification des armatures verticales de flexion à la base des murs. Il est donc supposé que la majeure partie de l'énergie du tremblement de terre soit dissipée par rotations inélastiques à ces endroits, appelés rotules plastiques. L'effort de cisaillement de calcul à la base prend la forme de l'équation 2.1.

$$V = \frac{V_e}{R_d R_o} I_E \quad (2.1)$$

où  $V_e$  est la force sismique élastique,  $R_d$  est le facteur de ductilité globale, spécifiée par le CNBC pour divers systèmes structuraux, et qui quantifie l'énergie dissipée par les déforma-

tions inélastiques,  $R_o$  est le facteur de résistance résiduelle qui correspond au rapport de la résistance nominale sur la résistance pondérée utilisée en conception et  $I_E$  est le facteur d'importance qui tient compte du risque lié à la charge sismique.

Les déplacements latéraux des différents étages sont obtenus en multipliant les déplacements élastiques par  $R_d R_o / I_E$ . Cette approche est basée sur le principe des déplacements égaux, qui stipule que les déplacements des systèmes inélastiques et élastiques sont approximativement égaux. Les déplacements inter-étages ou les glissements sont déterminés à partir des déplacements latéraux maximums des planchers divisés par la hauteur de l'étage. Le CNBC impose des limites aux glissements permis à 2,0 % ou 2,5 %, selon la catégorie du risque sismique. Par ailleurs, une structure est considérée sensible à la torsion si le paramètre B calculé avec l'équation 2.2 est plus grand que 1,7.

$$B = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_{\text{moy}}} \quad (2.2)$$

où  $\Delta_{\max}$  est le déplacement maximum de l'étage au point extrême de la structure dans la direction du tremblement de terre et  $\Delta_{\text{moy}}$  est le déplacement moyen des points extrêmes. Le paramètre B est calculé à chaque niveau et indépendamment dans chaque direction orthogonale du bâtiment.

Le déplacement inélastique se produit essentiellement par rotation de corps rigide après la formation de la rotule plastique. Le déplacement inélastique est égal au déplacement total moins le déplacement élastique. La demande en rotation inélastique peut être donc déterminée avec l'équation 2.3.

$$\theta_{\text{id}} = \frac{\Delta_f R_d R_o - \gamma_w \Delta_f}{h_w - \ell_w / 2} \geq 0,004 \quad (2.3)$$

où  $\Delta_f$  est le déplacement élastique au sommet,  $\gamma_w$  correspond à la surcapacité du mur,  $h_w$  et  $\ell_w$  représentent la hauteur et la largeur du mur, respectivement. Une demande en rotation minimale de 0,004 est imposée pour assurer une ductilité minimale aux murs. La demande en rotation est ensuite comparée à la capacité en rotation inélastique disponible, déterminée avec l'équation 2.4.

$$\theta_{\text{ic}} = (\varphi_u - \varphi_y) \ell_p = (\varepsilon_{cu}/c - 0,004/\ell_w) \ell_w / 2 \leq 0,025 \quad (2.4)$$

où  $\varphi_u$  est la courbure ultime, déterminée en fonction de la déformation ultime du béton  $\varepsilon_{cu}$  et la position de l'axe neutre  $c$ ; la courbure élastique  $\varphi_y$  est remplacée par  $\eta \varepsilon_y / \ell_w$  où la déformation élastique de l'acier est considéré égale à  $\varepsilon_y = 0,002$  et la constante de courbure élastique  $\eta = 2$  (Priestley et Kowalski 1998). La norme impose une capacité en rotation

inelastique maximale de 0,025 en se basant sur des déformations ultimes de l'ordre de 0,04 pour le béton et 0,1 pour l'acier (Paultre 2011).

Les paramètres clés qui décrivent le comportement des murs de refend ont été développés à partir des études approfondies et des essais réalisés sur des murs rectangulaires. Il difficile, voir impossible dans certains cas, d'extrapoler les formules du code actuel pour les appliquer dans le cas des murs non-rectangulaires. Le comportement inélastique de ces derniers, sous l'effet des sollicitations sismiques, est plus complexe et n'est pas entièrement compris à l'heure actuel. De nouveaux critères de conception sont recherchés et doivent être introduits dans les normes en vigueur.

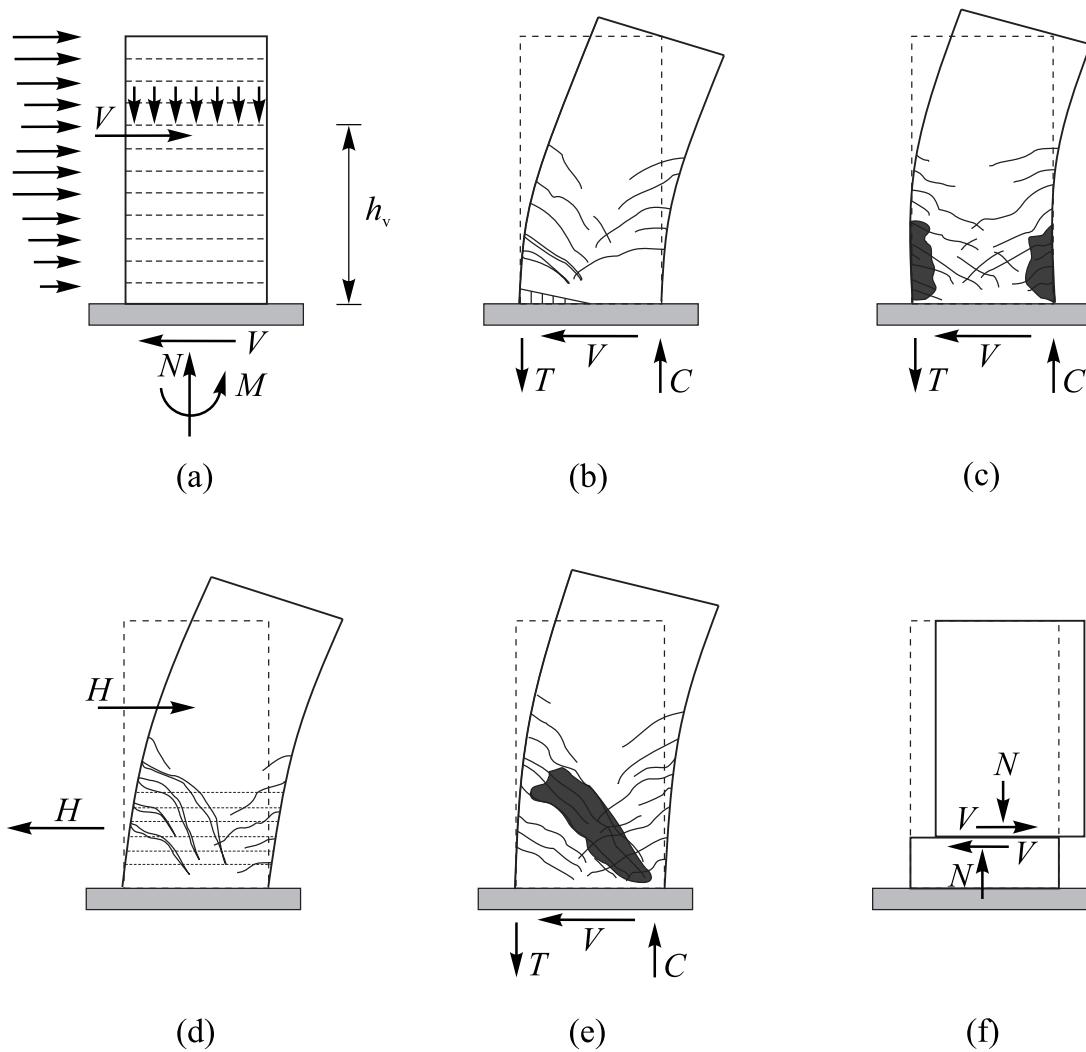


Figure 2.1 Modes de rupture des murs de refend : (a) mur soumis à des forces sismiques ; (b) par plastification des armatures de flexion ; (c) par écrasement du béton ; (d) par traction diagonale en cisaillement ; (e) par compression diagonale en caillement ; (f) par glissement (adapté de Paultre 2011).

### 2.3 Effets sismiques bidirectionnels

Les ondes sismiques ont un effet multidirectionnel et peuvent agir dans toutes les directions. L'action simultanée des composantes sismiques peut être prise en considération, à l'aide de différentes techniques, dépendamment de la méthode d'analyse utilisée : statique, spectrale ou temporelle. L'effet bidirectionnel dans le plan horizontal est considéré par le CNBC dans le calcul des systèmes de résistance aux forces sismiques (SRFS) moyennant la règle du pourcentage. En effet, pour les structures situées dans une zone de sismicité moyenne à élevée, lorsque les composantes du SRFS ne sont pas orientées dans la direction d'un ensemble d'axes orthogonaux des charges sismiques, l'analyse peut être effectuée pour n'importe quels deux axes orthogonaux, pour 100% de la charge sismique dans une direction combinée avec 30% de la charge sismique agissant dans la direction perpendiculaire. Le code considère cette règle comme suffisante pour assurer des niveaux de forces de calcul adéquats et fait référence aux travaux de recherche de DeVall (2003). Ce dernier a étudié l'effet du choix des axes orthogonaux des charges sismiques sur les forces des SRFS. Il a illustré ceci avec une structure symétrique d'un étage, contreventée avec quatre murs similaires (Figure 2.2). Les charges appliquées selon un système d'axe orthogonal parallèle au SRFS fournissent des niveaux de forces égales à  $0,5V$  et ne sont pas affectées par la règle de 100% et 30%. Lorsque les charges sont appliquées selon un angle de  $45^\circ$  par rapport au SRFS, sans la règle de pourcentage, le niveau de force baisse à  $0,35V$ . L'utilisation de cette règle fournit un niveau de force relativement semblable au cas orthogonal puisque la force du SRFS devient égale à  $0,46V$ . Cependant, la règle de pourcentage est une méthode approximative qui s'appuie sur des hypothèses qui ne sont pas toujours vérifiées : spectres identiques dans les deux directions, absence de corrélation entre les composantes du mouvement sismique, et l'orientation des axes principaux du mouvement sismique. La simplicité qui caractérise cette règle semble être l'une des raisons principales de son adoption par la majorité des normes parasismiques. Par ailleurs, la méthode d'analyse temporelle reste un outil très intéressant dans l'évaluation du comportement non linéaire des structures sous l'effet des composantes sismiques multidirectionnelles. Cette méthode nécessite l'utilisation d'enregistrements sismographiques représentatifs de l'aléa sismique de la région à l'étude. L'effet bidirectionnel des séismes est ensuite pris en considération après l'étalonnage des deux composantes horizontales par rapport au spectre de conception. Il existe plusieurs techniques d'étalonnage, comme celle du spectre géométrique moyen, utilisé notamment par le CNBC dans les cartes de risques sismiques. La méthode d'analyse temporelle doit être utilisée avec prudence, car un grand nombre de paramètres peuvent influencer les résultats.

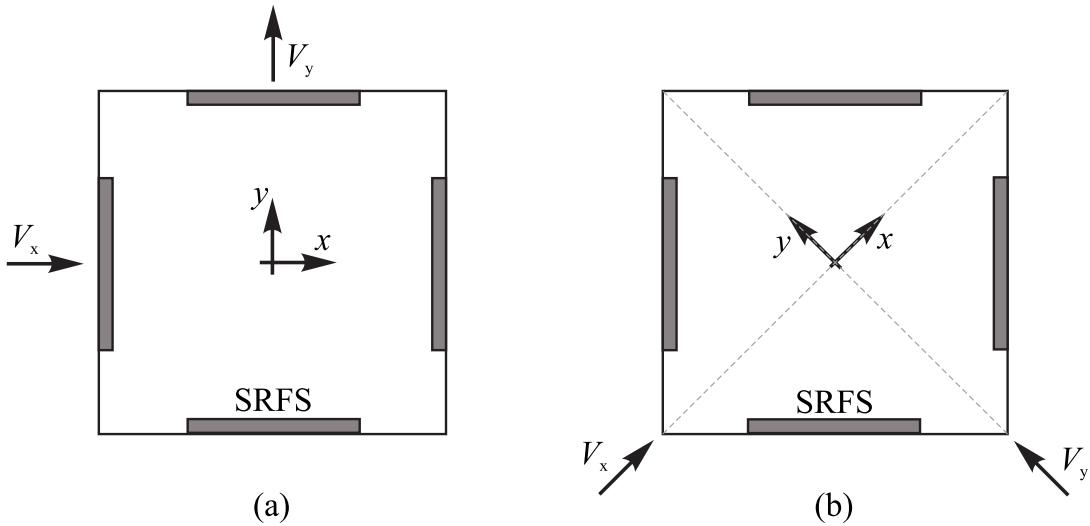


Figure 2.2 Direction de la charge appliquée au système de résistance aux forces sismiques (SRFS), adapté de DeVall (2003).

## 2.4 Évaluation expérimentale des murs non-rectangulaires en forme de U et C

Même si les murs non-rectangulaires sont communément utilisés, très peu de recherches ont été menées pour étudier leur comportement inélastique. Une des raisons pourquoi la recherche est restreinte dans ce domaine serait due à manque des essais expérimentaux. Une revue de littérature concernant les essais réalisés sur des murs non-rectangulaires en forme de U et C, sous l'effet des chargements bidirectionnels est récapitulée ci-dessous. Les spécimens testés ainsi que les protocoles de chargements sont également récapitulés à la figure 2.3.

- ELSA (1999 – 2005)

Un vaste programme de recherche destiné à l'étude du comportement sismique des murs en U a été mené par Reynouard et Fardis (2001). Leurs investigations concernaient essentiellement la conception sismique selon les règles de l'Eurocode 8 ainsi que l'effet de l'historique des charges latérales. Trois murs identiques en forme de U ont été testés avec des chargements cycliques distincts par Pégon et al. (2000), au laboratoire Européen de l'évaluation structurale (ELSA : *European Laboratory for Structural Assessment*) : (i) spécimen Wall-1 ; sollicité parallèlement à l'âme ; (ii) spécimen Wall-2, sollicité dans la direction des ailes ; et (iii) le troisième spécimen Wall-3 a été sollicité avec un chargement bidirectionnel, comme montré à la figure 2.3-a.

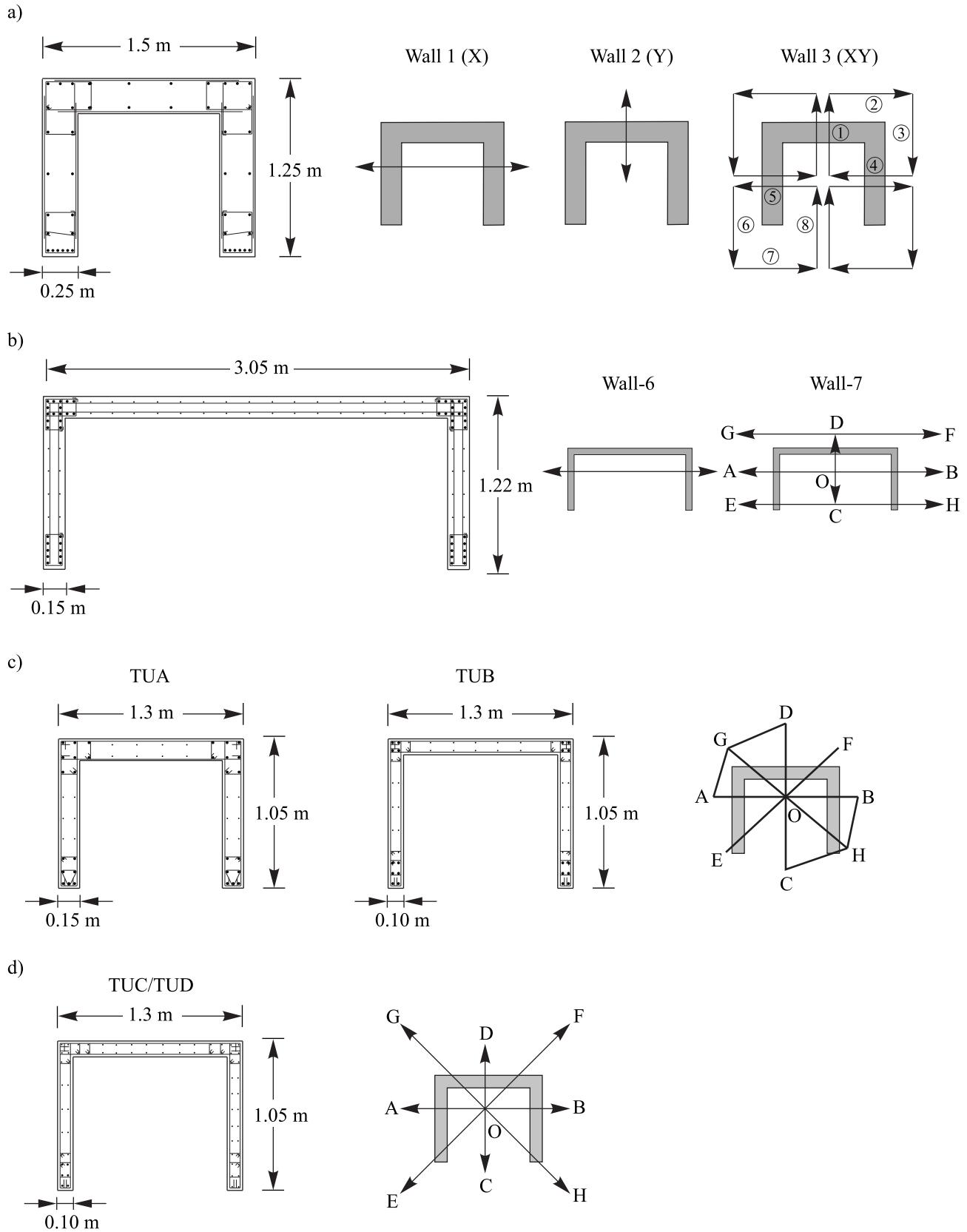


Figure 2.3 Spécimens testés et protocole de chargements : a) Pégan et al.(2000) ; b) Lowes et al.(2013) ; c) Beyer et al.(2008) ; d) Constantin et Beyer (2016).

À la lumière des résultats montrés à la figure 2.4-a, b, c et d, on observe des réductions importantes au niveau de la résistance latérale du mur, dans les deux directions orthogonales, dans l'essai bidirectionnel. Lorsqu'un chargement monotonique est appliqué dans la direction des ailes en premier lieu, la force mesurée par la suite dans la direction de l'âme est moindre comparativement à celle mesurée lors du test unidirectionnel. Lorsque le chargement est bidirectionnel, Ile et Reynouard (2005) expliquent et démontrent par simulation numérique que l'effort de cisaillement dans la direction des ailes peut être repris entièrement par l'aile comprimée pendant que l'aile en tension en reçoit une fraction minime de celui-ci (figure 2.4-e). Des recommandations ont été alors formulées afin de dimensionner chaque aile du mur relativement à l'effort de cisaillement total dans cette direction. D'autre part, un autre aspect important a été observé durant l'essai dans la direction de l'âme : il s'agit du déplacement du centre de cisaillement pendant les cycles de déformations inélastiques ; cet essai démontre que ce point peut se déplacer jusqu'au centre de gravité du mur, juste avant la rupture.

- Lowes et al. (2004-2015), Behrouzi et al. (2020)

À l'Université de Washington, trois murs identiques en forme de C ont été testés sous des conditions de chargements quasi-statiques (figure 2.3-b). Les spécimens testés (échelle 1 : 3) correspondent aux trois premiers étages d'un mur-prototype composés de 10 étages. L'objectif des essais était d'examiner l'historique des chargements latéraux sur ces murs et d'étudier l'effet de couplage sur le troisième mur. Le premier spécimen (Wall 6) a été testé sous l'effet d'un chargement cyclique unidirectionnel parallèlement à l'âme ; tandis que le deuxième spécimen (Wall 7) a été d'abord soumis à un chargement unidirectionnel dans les deux directions principales suivi de chargements bidirectionnels pendant la phase inélastique. Les modes de rupture observés de ces deux spécimens sont différents. Dans le cas du premier spécimen, une rupture par écrasement du béton accompagnée de glissement aux joints de construction à la base a été observée ; tandis que pour le deuxième spécimen, la rupture s'est manifestée par l'écrasement du béton en flexion accompagné du flambement des barres verticales. Lowes et al. (2013) affirment que le chargement bidirectionnel conduit à une réduction significative de la rigidité dans la direction de l'âme du mur. La capacité en déplacement dans cette direction est également réduite comparativement au cas de chargement unidirectionnel ; toutefois la combinaison quadratique des capacités en déplacement orthogonales lors du chargement bidirectionnel est plus grande comparativement à celle provenant d'un test unidirectionnel. L'impact du chargement bidirectionnel sur les murs en C testés a été traité par Behrouzi et al (2020). Quelques résultats du glissement relatif mesuré en fonction du moment à la base durant ces essais sont montrés à la figure 2.5. Les spécimens testés par Lowes et al. (2013), soient Wall 6 et Wall 7, ont été renommé CW1 et CW2, respectivement.

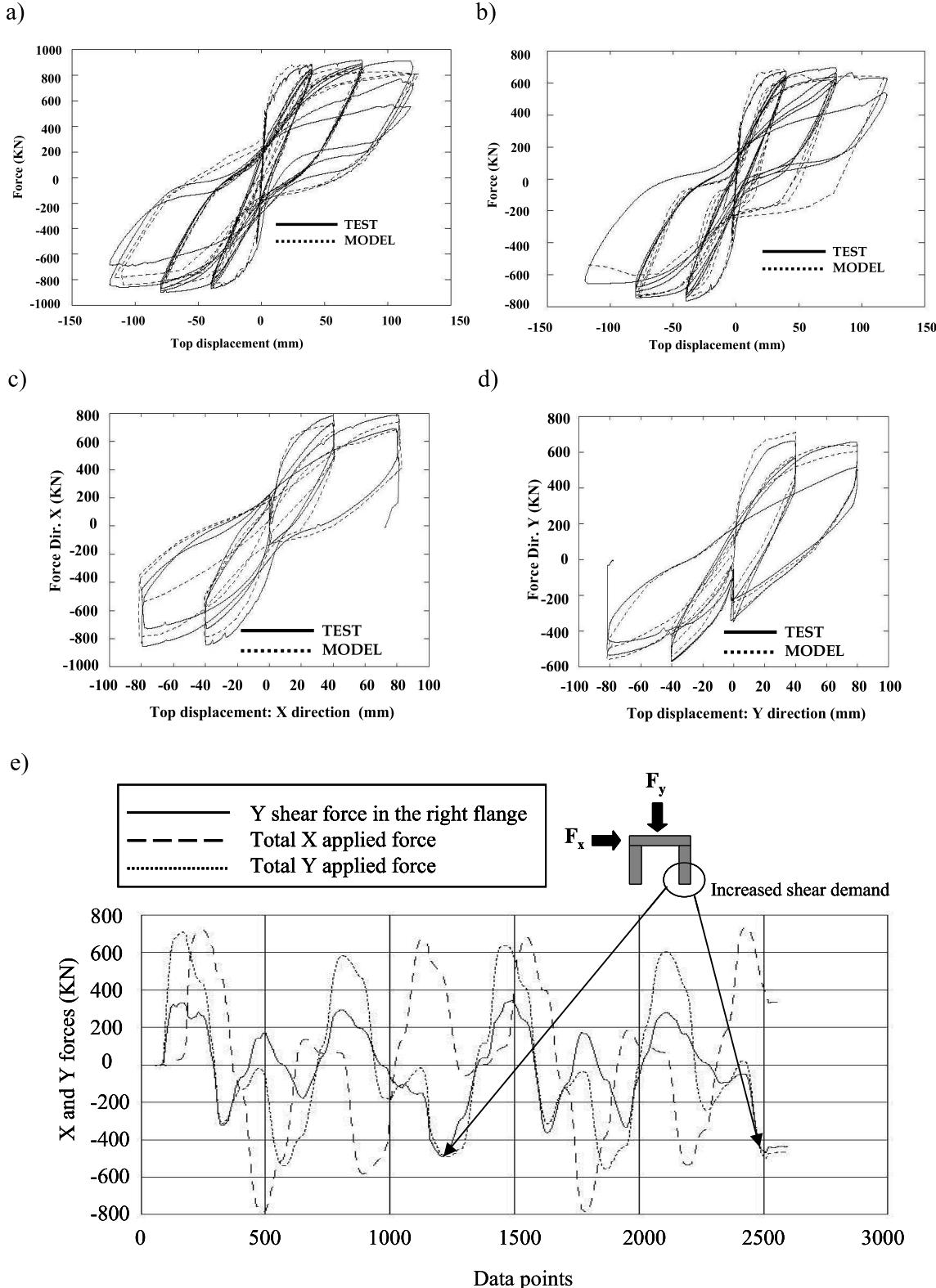


Figure 2.4 Résultats des essais sur des murs en U : (a) chargement unidirectionnel dans la direction de l'âme (X) ; (b) chargement unidirectionnel dans la direction des ailes (Y) ; (c) chargement bidirectionnel (XY), résultats dans la direction (X) ; (d) chargement bidirectionnel (XY), résultats dans la direction (Y) ; et (e) forces totales appliquées et force de cisaillement (Y) dans l'aile droite pendant l'essai XY (Ille et Reynouard 2005).

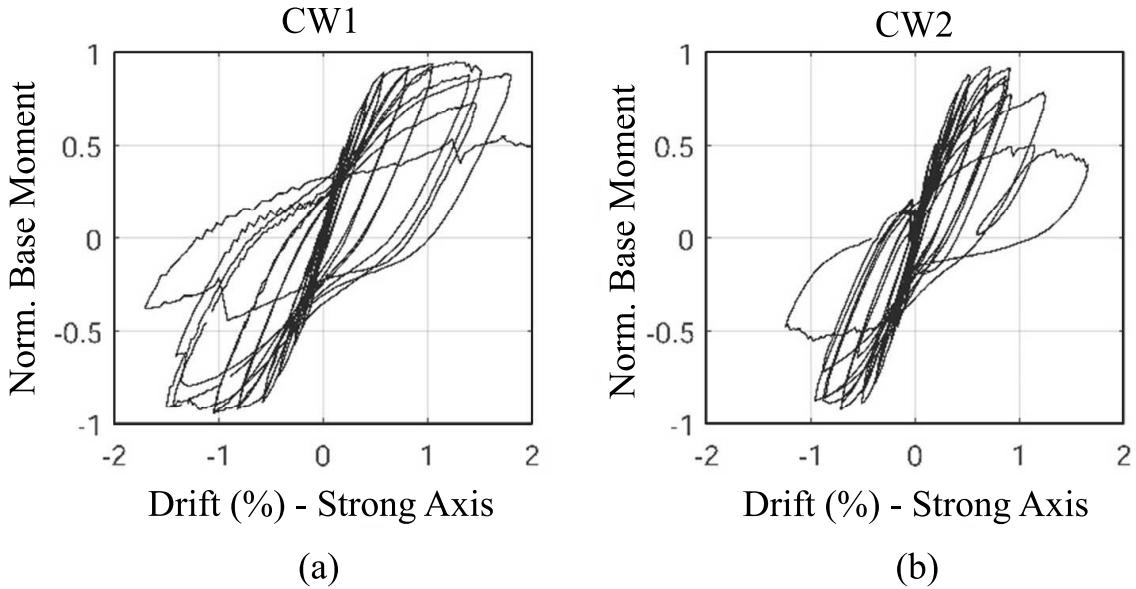


Figure 2.5 Moment de base normalisé en fonction du glissement relatif de deux spécimens en C : (a) spécimen chargé dans la direction de l'axe fort ; (b) spécimen soumis au chargement bidirectionnel (Behrouzi et al. (2020)).

Comme on peut le constater, dans le cas d'un chargement bidirectionnel, la capacité en déplacement du mur est réduite comparativement au cas de chargement unidirectionnel. On peut observer également la réduction au niveau de la rigidité du spécimen CW2.

- Beyer et al. (2008)

À l'ETH de Zurich (Institut Fédérale Swiss de Technologie), deux murs en U ont été testés par Beyer et al (2008b). Ces deux spécimens, construits à l'échelle 1:2, représentent chacun les deux premiers étages d'un mur-prototype appartenant à un bâtiment de 6 étages. Les tests se sont déroulés sous l'effet des charges cycliques quasi-statiques bidirectionnelles complexes, comme montré à la figure 2.3-c. Le seul paramètre variant durant ces tests était l'épaisseur des murs ; 150 mm pour le premier spécimen (TUA) et 100 mm pour deuxième (TUB). Ces travaux de recherche avaient pour objectif principal d'étudier le comportement de ces murs en fonction de la direction des charges appliquées.

La rupture du spécimen TUA s'est produite pendant le chargement dans la direction diagonale, à la position F. Cette rupture s'est manifestée au niveau des armatures verticales, à l'extrémité libre de la semelle en tension. À cette position, le coin âme-semelle opposé était comprimé et le déplacement relatif maximum atteint est de 2,85 %. Pour TUB, la rupture s'est produite par compression diagonale du béton non confiné de l'âme. Cette rupture a surgi

pendant le balayage du chargement de la position H vers B. À cette position, le déplacement relatif maximum atteint est de 2,6 %.

Dans ces travaux de recherche, Beyer et al. (2008b) concluent que : (i) Les déformations de cisaillement sont importantes (fig. 2.6-a). Les déplacements dus au cisaillement sont plus larges pour les parties du mur qui sont en tension et qu'ils varient selon la direction de la charge ainsi qu'en fonction des proportions de la section du mur ; (ii) la distribution des efforts de cisaillement entre les semelles du mur lorsque l'une d'elles est en compression a été trouvée consistante avec les travaux de recherche de Ile et Reynouard. La semelle en compression résiste presque entièrement à l'effort total appliqué dans cette direction ; (iii) l'effort maximal correspondant à la résistance latérale du mur dans les directions diagonales, obtenu lors des essais, était inférieur aux prédictions numériques (fig. 2.6-b). Beyer et al.(2008b) indiquent que ceci est dû à la rigidité du mur réduite après les cycles de chargements initiaux dans les directions principales du mur ; (iv) les déplacements maximums estimés numériquement dans les directions diagonales sont inférieurs à ceux calculés dans les directions principales. Ces prédictions numériques divergent des résultats expérimentaux des deux murs.

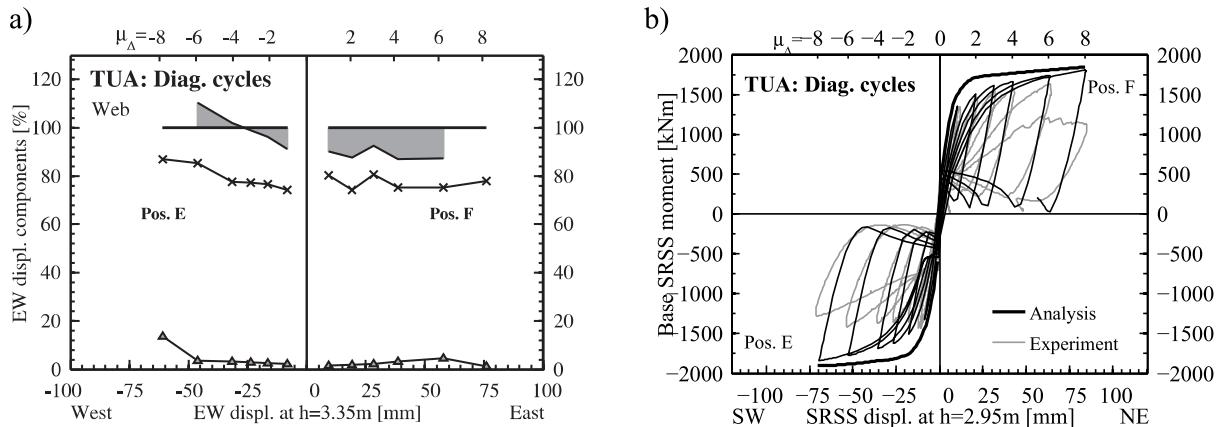


Figure 2.6 Résultats du mur TUA dans la direction diagonale : (a) composantes du déplacement ; (b) prédition du moment en fonction du déplacement (Beyer et al. 2008b).

- Constantin et Beyer (2014-2016)

Deux murs en U ont été testés par Constantin et Beyer (2016) à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne. La géométrie de ces murs est similaire à celle du mur TUB, testé par Beyer et al. (2008b), voir figure 2.3-d. Le banc d'essai expérimental utilisé est également similaire. La disposition des armatures verticales des murs a été modifiée comparativement au mur TUB. Une configuration concentrée des armatures a été adoptée dans une semelle tandis que

l'armature a été disposée selon une configuration distribuée dans l'autre semelle ainsi que dans l'âme. Le paramètre variant durant les essais était la charge axiale ; soit un ratio de 0,06 pour le premier spécimen (TUC) et 0,15 pour le deuxième (TUD). De plus, la quantité d'armatures de cisaillement du murs TUD est 25 % plus élevée comparativement au mur TUC. Ces travaux de recherche avaient pour objectif principal d'étudier le comportement de ces murs dans la direction diagonale sous l'effet de chargements quasi-statiques.

La rupture des deux spécimens s'est produite pendant le chargement dans la direction diagonale où l'extrémité libre de la semelle est en compression. La rupture du spécimen TUC s'est manifestée sous forme d'un flambement hors plan de la semelle. Le déplacement relatif maximum atteint est de 2,5 %, à la position E. Dans le cas de TUD, la rupture s'est manifestée par écrasement en compression du béton de la semelle avec la configuration d'armature distribuée. Le déplacement relatif est de 1,5 %, à la position H.

En se basant sur les observations et les résultats des tests expérimentaux des deux murs, Constantin et Beyer (2016) concluent que :

- La distribution des déformations verticales du béton mesurées à la base du mur TUC diverge de celles issues des analyses numériques (fig. 2.7-a, b). Les prédictions numériques sous l'hypothèse des sections planes ont échoué de simuler correctement le profil des déformations dans la direction diagonale, à la position E. Les prédictions ont promu des zones en tension plus larges en substitut des zones de compression. La résistance du mur est par conséquent se trouve être surestimée sous l'hypothèse des sections planes.
- Pour les deux murs, les zones confinées des extrémités libres des semelles correspondant au cas de chargement diagonal se sont révélées être plus larges comparativement aux autres cas de chargement. Il a été recommandé, par conséquent, que la longueur de ces zones confinées soit estimée en se basant sur le cas de chargement diagonal.
- L'écrasement par flambement hors plan de la semelle pendant le chargement dans la direction diagonale est particulier (fig. 2.8). Ce mode de rupture n'a pas été observé dans les autres directions.
- La comparaison entre les deux tests montre que le mur avec un ratio de charge axiale le plus élevé a promu des capacités en déplacement moindres (fig. 2.7-c, d).

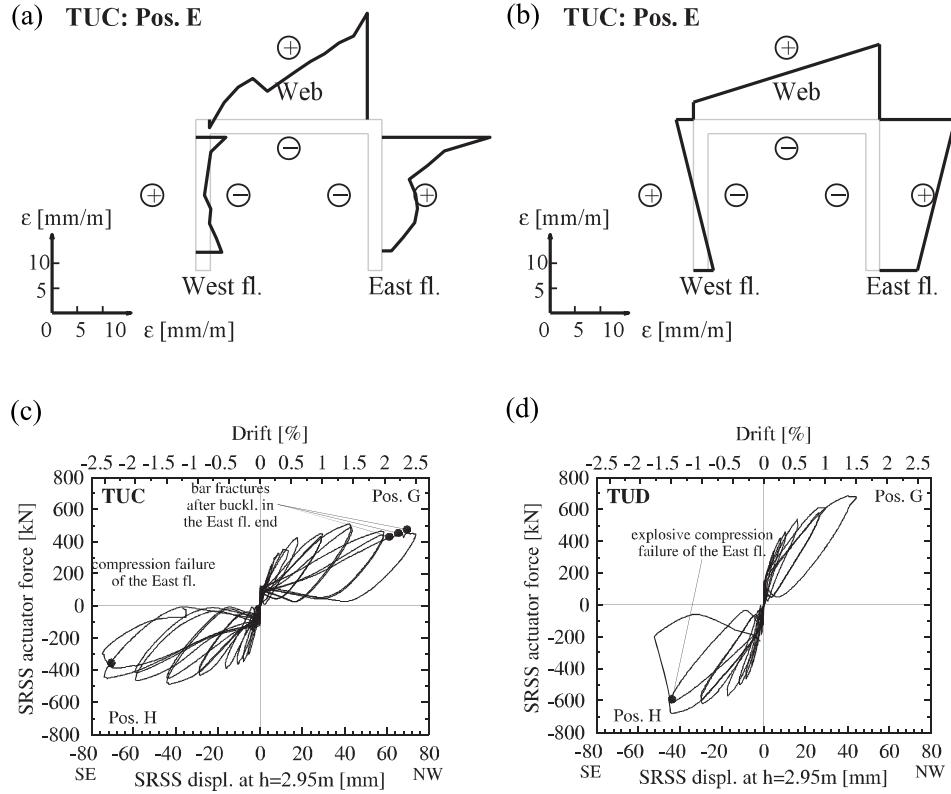


Figure 2.7 Mur TUC : (a) déformation verticale à la base ; (b) prédition numérique (Constantin et Beyer 2016).

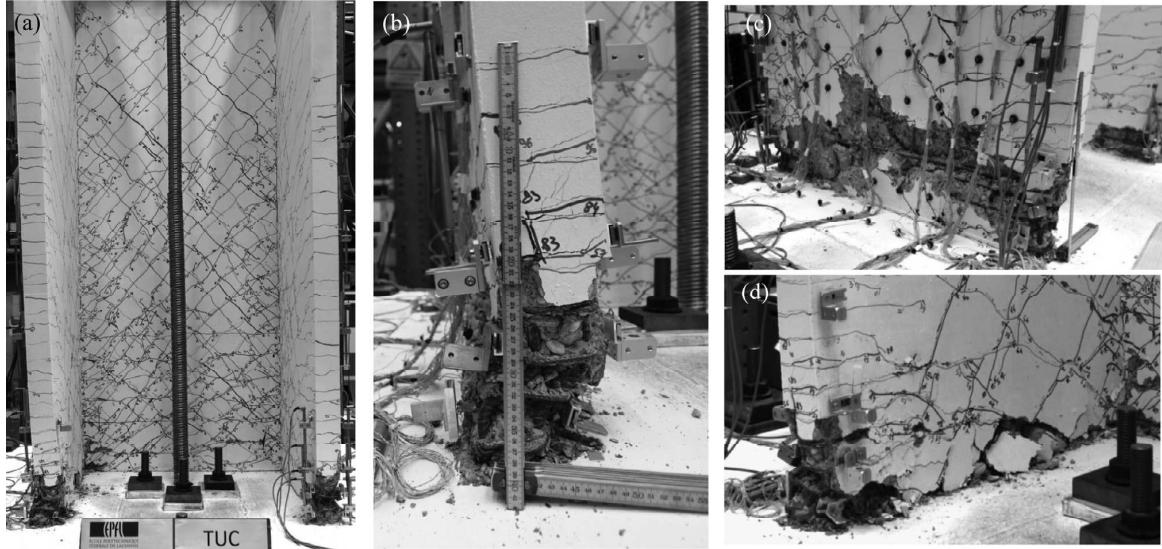


Figure 2.8 Photos du mur TUC montrant le flambement hors plan et rupture en compression des armatures concentrées à la position E (Constantin et Beyer 2016).

## 2.5 Essais hybrides

### 2.5.1 Principes des essais hybrides

La technique hybride combine l'essai physique à l'analyse numérique afin de simuler le comportement structural complet d'un ouvrage. Ainsi, une partie de la structure est testée physiquement au laboratoire tandis que l'autre partie est modélisée numériquement. La partie physique vise généralement les éléments de l'ouvrage dont le comportement est plus complexe ou plus difficile à modéliser tandis que la partie numérique regroupe les composantes qui se comportent de manières prévisibles.

Le concept des simulations hybrides peut être utilisé dans différents domaines en impliquant différents ouvrages et différents types de chargements. Dans la recherche expérimentale, on profite des essais hybrides pour étudier la réponse sismique des systèmes structuraux dans le temps. Les chercheurs Hakuno et al. (1969) ont proposé un premier banc d'essai hybride dans ce sens. De nombreux progrès ont été accomplis, par d'autres chercheurs, dans le développement de cette méthode. Dans ce type d'essai, les vérins imposent aux spécimens les déplacements générés par un séisme sur une structure pendant un intervalle de temps donné tandis que les forces mesurées sont utilisées pour résoudre numériquement les équations du mouvement du système et calculer les déplacements résultants (Fig. 2.9).

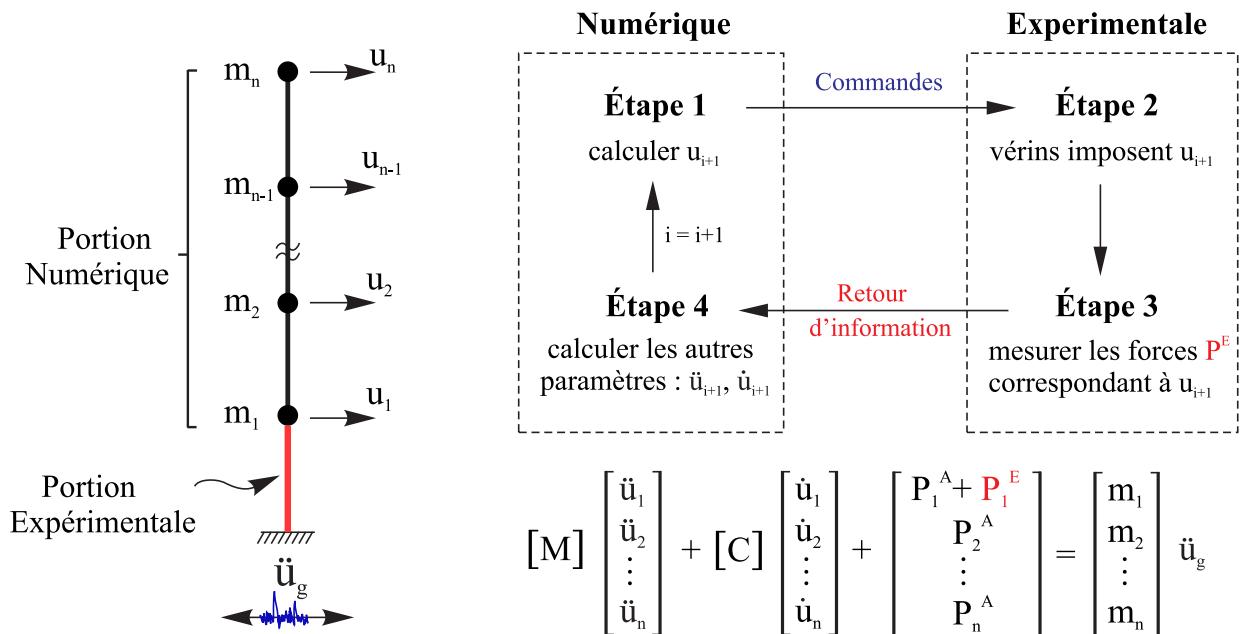


Figure 2.9 Un aperçu du concept d'une simulation sismique hybride sur une structure.

Les équations du mouvement prennent des formes légèrement différentes selon la vitesse d'exécution du test, rapide ou lente (Schellenberg et al. 2009). Pour les tests lents, la réponse sismique dans le temps est effectuée à une vitesse plus lente qu'en cas de tremblement de terre réel. L'équation du mouvement peut être exprimée, dans ce cas, de la manière suivante :

$$M\ddot{U}_{i+1} + C\dot{U}_{i+1} + P_r^A(U_{i+1}, \dot{U}_{i+1}) + P_r^E(U_{i+1}) = P_{i+1} \quad (2.5)$$

Les exposants  $A$  et  $E$  réfèrent respectivement aux parties analytiques et expérimentales. Les effets d'inertie ( $M\ddot{U}$ ) et de dissipation d'énergie ( $C\dot{U}$ ) sont modélisés numériquement tandis que les forces de résistance ( $P_r$ ) sont une combinaison de la portion numérique et des forces mesurées expérimentalement. Dans le cas des tests rapides, l'équation 2.5 est modifiée pour tenir compte des forces d'inertie et d'amortissement capturées dans la partie expérimentale.

Les essais hybrides offrent de nombreux avantages : (i) le chargement peut-être défini numériquement ; divers types de chargements peuvent être utilisés ; (ii) les incertitudes de modélisation sont réduites puisque les éléments dont le comportement est complexe sont testés physiquement ; (iii) étant donné qu'une partie de la structure est testée, les coûts associés à ces essais sont moindres ; et (iv) des spécimens à grande échelle peuvent être testés et ne seront pas limités par la capacité des vérins comme dans le cas de la table vibrante.

Malgré les progrès réalisés dans les simulations hybrides, de nombreux chercheurs affirment que les essais impliquant des spécimens rigides seraient difficiles à réaliser. De plus, les problèmes sont exacerbés lorsque les spécimens rigides sont contrôlés avec plusieurs degrés de liberté. En effet, les difficultés proviennent d'un phénomène nommé couplage-croisé des degrés de liberté qui se produit lorsqu'une multitude de vérins imposent simultanément différentes commandes, au même endroit du spécimen (MTS 2017). Dans ce cas, des réactions importantes se produisent, en raison de la grande rigidité des spécimens, lorsque certains vérins réagissent pour maintenir leur position (Stathis 2014). À l'heure actuelle, très peu de recherches ont été menées sur des structures rigides impliquant plusieurs degrés de liberté. Plusieurs défis doivent encore être résolus en menant des recherches supplémentaires dans ce domaine.

### 2.5.2 Rôle des essais hybrides

Les essais expérimentaux demeurent essentiels en génie parasismique. Les essais hybrides jouent un rôle très important dans ces investigations expérimentales comparativement aux

autres essais disponibles. En plus de tester qu'une partie de la structure, les essais hybrides, lorsqu'ils sont comparés aux essais quasi-statiques, permettent de simuler un protocole de chargement qui reflète les conditions de chargement réelles des séismes. Les essais hybrides offrent donc une meilleure idée sur la performance des structures soumises aux tremblements de terre, et par conséquent dans la conception basée sur la performance (Saouma et Sivasilvan 2008). Les essais hybrides, lorsqu'ils sont comparés aux essais sur table vibrante, ont l'avantage d'appliquer des chargements à temps lent. Ainsi, il est possible de réaliser un suivi du comportement du spécimen durant le test. Les chargements à temps lent permettent également de tester des spécimens à grande échelle, car la capacité des vérins quasi-statique est connue d'être plus grand par rapport aux vérins dynamiques. Des spécimens à échelle réduite sont reconnus pour donner une bonne idée sur le comportement global et des réponses peu précises aux niveaux des paramètres locaux (Maekawa et al. 2008). Toutefois, quand l'effet du taux de chargement est significatif, les essais sur la table vibrante sont, dans ce cas, plus appropriés. L'effet d'échelle et celui associé au taux de chargement détermineraient le type d'essai convenable. Une autre alternative correspondrait aux essais hybrides rapides ou à temps réel. Des chercheurs (Thewalt et Mahin, 1995, Nakashima et al. 1992, 2001) ont démontré que l'efficacité d'un essai hybride à temps réel peut être limitée dans le cas des spécimens rigides. Par conséquent, des essais hybrides pseudo-dynamiques sont encore utilisés activement dans le domaine de la recherche.

### 2.5.3 Algorithmes d'intégration

Les algorithmes d'intégration pouvant être utilisée dans le cas des simulations hybrides sont classés dans deux catégories : explicite ou implicite (Schellenberg et al. 2009). Wallace et al. (2005), Williams et al. (2001) et Magonette (2001) rapportent que les algorithmes explicites sont conditionnellement stables numériquement. De plus, Nakashima et al. (1995) a démontré l'efficacité d'une intégration explicite dans le cas d'un essai réalisé sur un système à un degré de liberté. Toutefois, selon Nakashima et al. (1985), l'intégration explicite peut ne pas être efficace dans le cas d'un système à plusieurs degrés de liberté. Saouma et Sivasilvan (2008) rapportent que l'intégration implicite, reconnue pour être inconditionnellement stable, peut donner une meilleure réponse dans le domaine non linéaire durant l'essai expérimental, surtout dans le cas des spécimens rigides. Toutefois, Saouma et Sivasilvan (2008) rajoute qu'étant donné que l'intégration implicite nécessite des itérations, ceci pourrait nuire aux déroulements de l'essai expérimental, quand les délais des itérations deviennent plus grands comparativement au temps de réaction des vérins.

#### 2.5.4 Essais hybrides sur des murs de refend

Les prochains paragraphes décrivent les essais hybrides réalisés sur des murs de refend en béton armé et un essai hybride sur une colonne de rive en béton armé, contrôlée avec 6 degrés de liberté :

- Whyte et Stojadinovic (2014)

Des essais hybrides ont été réalisés au laboratoire NEES-Berkeley (Network for Earthquake Engineering Simulation) sur deux murs de cisaillement rectangulaires trapus. Ce type de murs possèdent généralement des ratios d'élancement inférieurs à 0,5 et sont très rigides. L'objectif de ces essais était d'étudier le comportement de ces murs sous les charges sismiques. Chaque simulation hybride menée comprenait le spécimen testé (mur de cisaillement à grande échelle) et une partie numérique qui contient la masse de la structure entière du réacteur nucléaire. La masse a été choisie pour que le modèle hybride ait une période de vibration naturelle de 0,14 s au début de la simulation. White et Stojadinovic (2014) rapportent que cette période de vibration est typique pour un bâtiment de réacteur nucléaire. La modélisation numérique du système des autres murs de cisaillement a été envisagée. Cependant, cette approche a été écartée et jugée risquée due à l'interaction potentielle entre la partie physique et numérique qui peut influencer le comportement des murs durant ces essais.

Aucune charge verticale n'a été appliquée au niveau des spécimens, conformément au prototype qui correspond à une structure d'une centrale nucléaire. Le programme OpenSees a été utilisé dans la partie numérique et la plateforme OpenFresco a été utilisée pour assurer la communication entre la partie numérique et le contrôleur. Comme il est difficile de réaliser un test contrôlé en déplacement sur des spécimens rigides puisqu'un incrément en déplacement petit provoque un grand incrément de force. L'incrément en déplacement requis pour obtenir un incrément de force de taille raisonnable peut devenir trop petit et dépasserait ainsi la tolérance du système de chargement et provoquer son instabilité. Des encodeurs de haute précision (résolution de 10 micromètres) ont été donc utilisés pour contrôler les déplacements qui sont retournés à la partie numérique. White et Stojadinovic (2014) mentionnent l'efficacité de cette méthode dans le contrôle des spécimens rigides étudiés. Les essais impliquaient l'application de différents niveaux d'excitation sismique unidirectionnelle. Un dessin en trois dimensions de du montage expérimental utilisé et une photographie de la du spécimen avant les essais sont montrés à la figure 2.10.

Whyte (2012) a utilisé le modèle d'un oscillateur à un seul degré de liberté pour déterminer le type de l'intégrateur et le pas de temps d'analyse appropriés (figure 2.11). La méthode

explicite de Newmark et la méthode implicite d'accélération moyenne de Newmark ( $\gamma = 0,5$  et  $\beta = 0,25$ ) ont tous les deux été testés pour différents pas de temps . Le pas de temps du séisme étant de 0,01 s, les méthodes explicites et implicites, utilisant un pas de temps de 0,005 s, soit 2 fois plus lent que le temps réel, était plus proche de la solution exacte. Sachant que la méthode explicite est mieux adaptée à la simulation hybride pour son algorithme non itératif, la méthode explicite avec un pas de temps de 0,005 s a été retenue pour les tests de simulation hybride.

Au niveau des résultats des déplacements, on note la présence des déplacements hors plan qui se manifestent sous forme d'un léger comportement de torsion : les extrémités du mur se déplaçaient très légèrement hors plan.

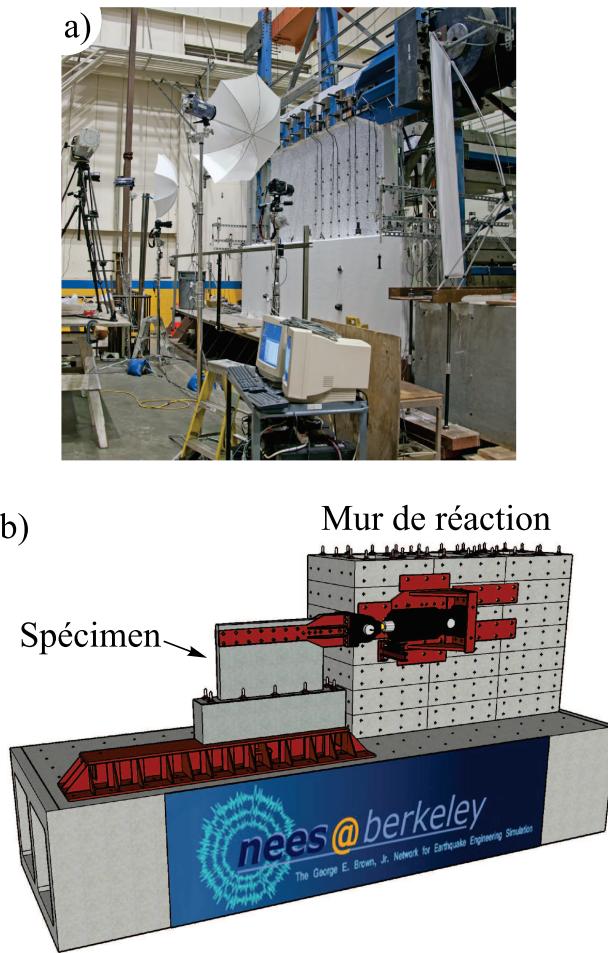


Figure 2.10 Essai hybride sur un mur de refend rectangulaire : (a) photo du montage expérimental ; (b) vue 3D du montage (Whyte et Stojadinovic 2014).

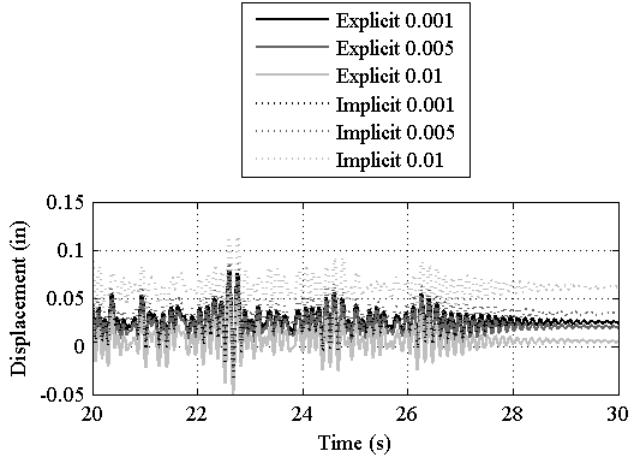


Figure 2.11 Étude paramétrique du déplacement en fonction de la méthode d'intégration (Whyte 2012).

- Fatemi et al. (2017)

Un mur de cisaillement rectangulaire ductile de 8 étages a été testé à l'Université de Sherbrooke, sous un mode hybride pour investiguer l'effet des modes supérieures sur l'amplification de l'effort de cisaillement à la base. Le premier niveau de ce mur représente la portion testée physiquement au laboratoire (à l'échelle 1 : 2,75) tandis que les autres niveaux sont modélisés numériquement en 2D avec des éléments finis de fibre, avec le logiciel OpenSees (figure 2.12). Les masses sismiques ont été introduites dans la partie numérique sous forme de masse concentrée à chaque niveau. Le programme OpenFresco a été utilisé comme étant la plateforme de communication entre la partie numérique et le contrôleur.

Le montage expérimental utilisé comprend quatre vérins dont les deux vérins horizontaux contrôlent le déplacement horizontal et les deux vérins verticaux contrôlent la rotation et la charge permanente verticale. L'un des vérins horizontaux a été contrôlé en déplacement tandis que le deuxième a été contraint avec le vérin précédent et contrôlé en force dans le but d'éliminer les déplacements hors plan. Les deux vérins verticaux étaient contrôlés, indépendamment, en mode déplacement. Le point de contrôle est situé au sommet du spécimen au centre de gravité de celui-ci. Trois degrés de liberté ont été contrôlés pendant les essais hybrides sous une forme pseudo-dynamique, incluant les deux déplacements de translation horizontale et verticale ainsi que la rotation autour de l'axe horizontal. Le protocole de chargement a été généré à partir des accélérogrammes synthétiques d'Atkinson situé dans l'est du Canada et correspond à la composante horizontale de trois séismes d'intensités différentes, appliquées successivement. L'algorithme Alpha-OS généralisé (Schellenberg et al. 2009) basé

sur l'intégration directe a été utilisé lors des essais hybrides. Cet algorithme est non itératif et le facteur d'amortissement numérique retenu est de 0,8. Un amortissement de 2 % de Rayleigh, proportionnel à la masse et à la rigidité, a été considéré dans la portion numérique.

Fatemi (2017) compare les résultats expérimentaux, en termes du moment et du cisaillement à la base, aux prédictions numériques, réalisées avec le logiciel OpenSees (OS) et VecTor2 (VT2). Un extrait de cette comparaison est montré à la figure 2.13. En général, le modèle en éléments finis de fibre prédit des demandes en cisaillement et en flexion légèrement supérieure aux résultats expérimentaux. Le modèle de VecTor2 donne de meilleures prédictions comparativement à celui de OpenSees. Fatemi (2017) attribue la capacité du modèle VecTor2 à produire des prédictions plus précises à l'interaction cisaillement-flexion des éléments coques.

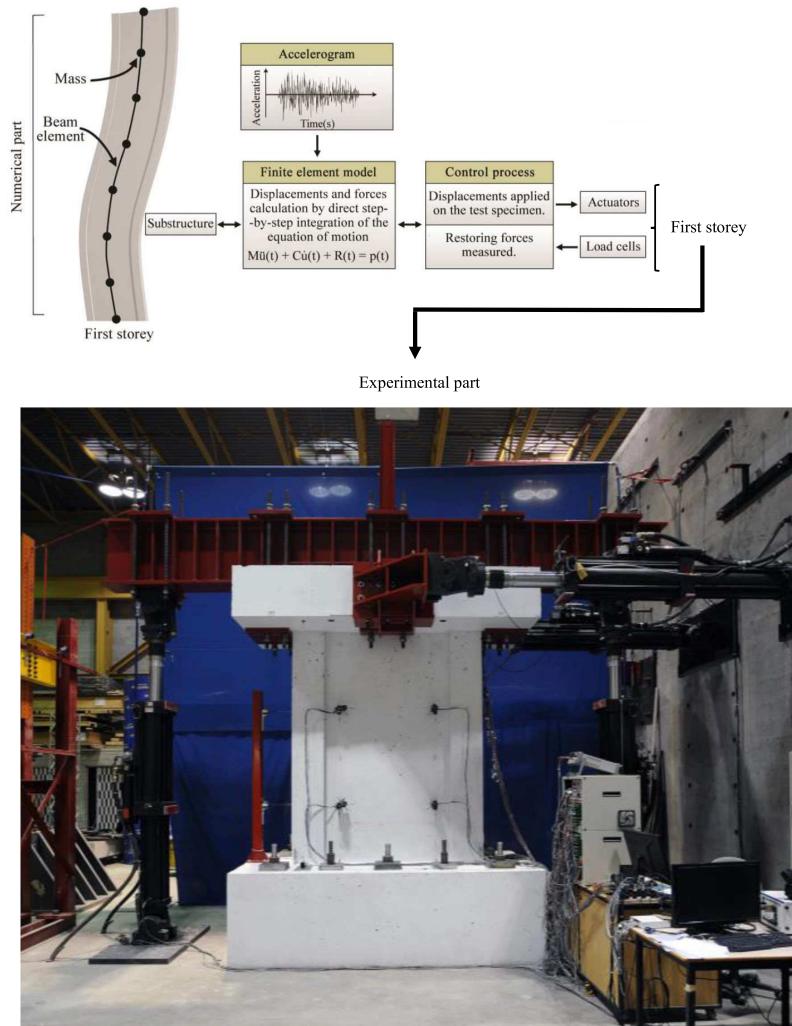


Figure 2.12 Essai hybride sur un mur de refend rectangulaire (Fatemi et al. 2017).

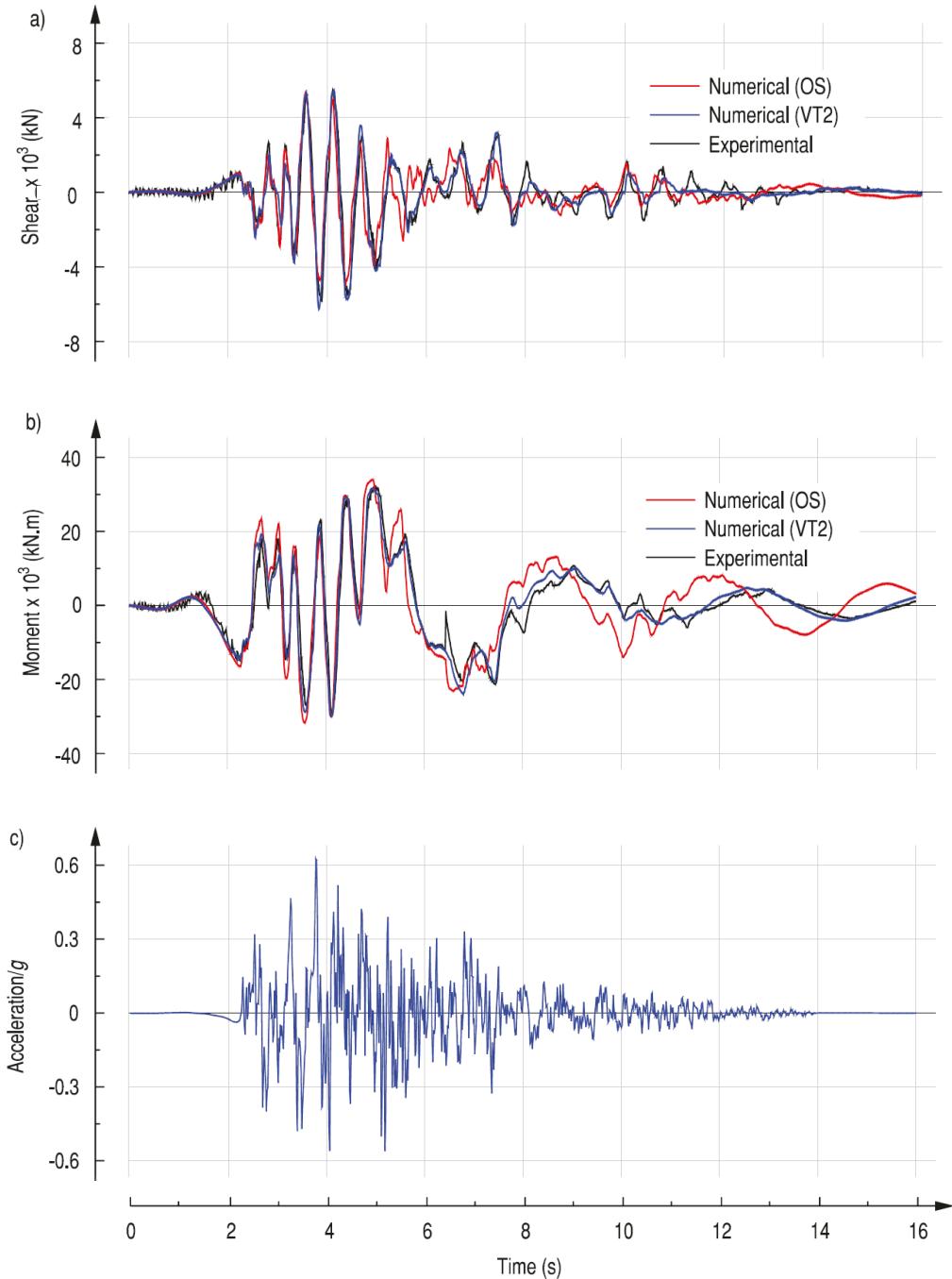


Figure 2.13 Efforts de cisaillement et de flexion à la base et prédictions numériques (Fatemi 2017).

- Hashemi et al. (2016)

Des simulations hybrides ont été menées à l'Université Swinburne de Technologie pour évaluer l'efficacité des réparations en fibre de carbone sur la capacité des structures endommagées

par le séisme. Une colonne en béton armé, à ductilité limitée, a été testée à l'aide du simulateur tridimensionnel MAST (*Multi-Axis Substructure Testing*). Le prototype retenu dans la partie numérique correspond à un modèle réduit à l'échelle 0,5 d'un bâtiment de 5 étages, contreventé avec des cardes rigides de type poutre-colonne en béton armé. Le spécimen testé physiquement au laboratoire correspond à une colonne de coin, située au premier étage du bâtiment, et considérée comme l'élément critique de la structure (figure 2.14-a,b). Les forces d'inertie et d'amortissement, la charge gravitaire, les charges dynamiques et les effets de second ordre ont été tous modélisés et considérés dans la partie numérique.

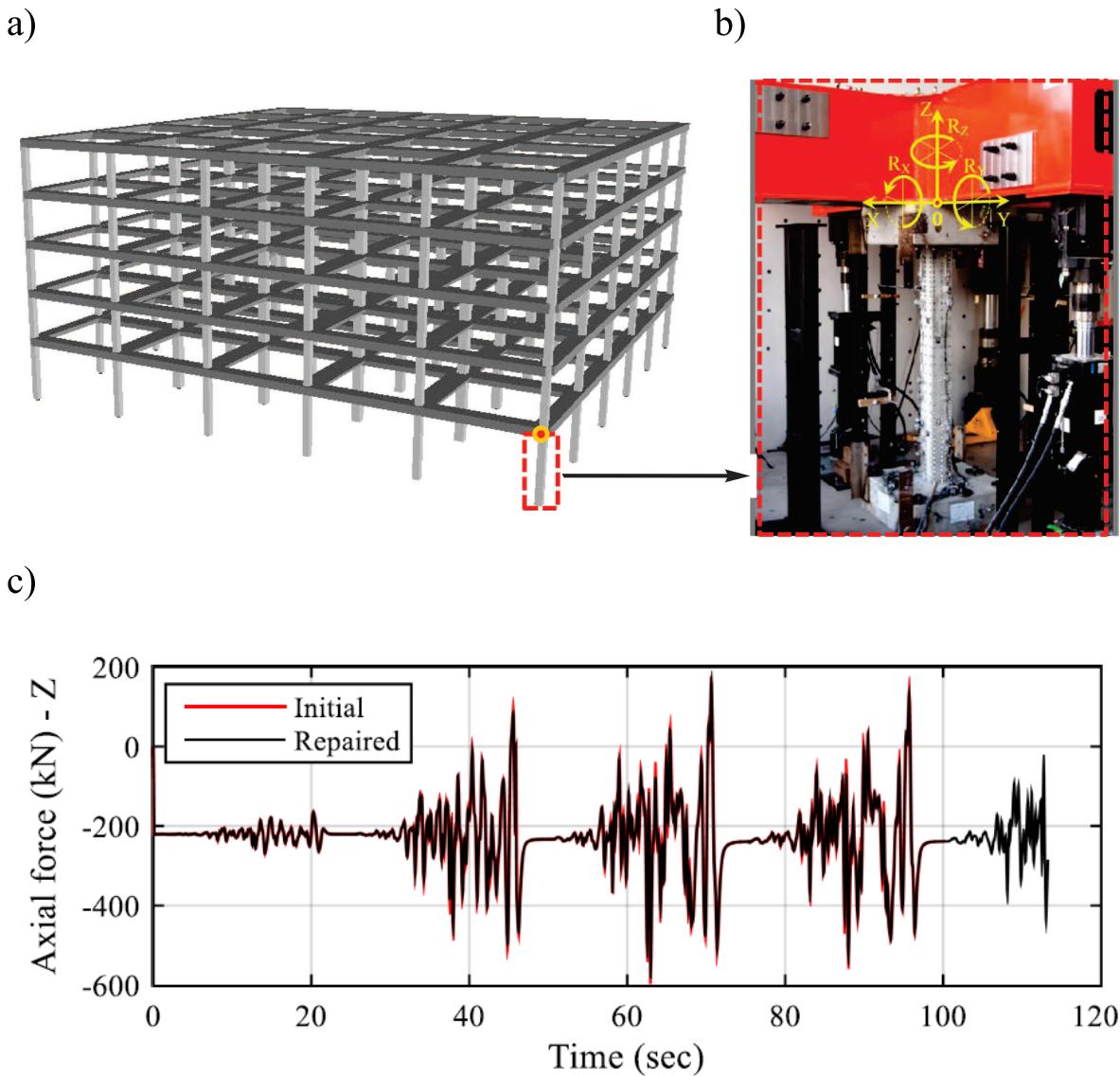


Figure 2.14 Essai hybride sur une colonne de rive : (a) vue 3D de la partie numérique ; (b) vue du montage expérimental ; (c) résultat montrant la variation de la charge axiale avant et après la réparation de la colonne (Hashemi et al. 2016).

Les simulations hybrides ont été menées selon une architecture à trois boucles (Stojadinovic et al. 2006) en utilisant OpenSees, OpenFresco et xPC-Target. Les mouvements latéraux bi-axiaux ont été contrôlés en mode déplacement, tandis que la charge axiale a été contrôlée en mode force. Les degrés de liberté de rotation ont été contrôlés en mode déplacement également selon une approche permettant une déformation à double courbure de la colonne. De plus, étant donné que ces essais sont contrôlés en mode déplacement uniquement, la commande en force associée au degré de liberté axial ne peut pas être envoyée directement du modèle numérique au spécimen. Ainsi, le déplacement vertical de la partie numérique situé à l'interface supérieure de la colonne est transformé en commande de force, à partir de la rigidité élastique axiale de la colonne. La comparaison au niveau de la force axiale enregistrée durant les essais hybrides avant et après la réparation de la colonne est montrée en exemple à la figure 2.14-c. Les résultats obtenus ont pu démontrer avec succès que le système de chargement est capable de contrôler tous les 6 degrés de liberté, et ce sous deux modes différents : force et déplacement.

## 2.6 Modélisation

Dans la littérature, différentes approches sont utilisées pour modéliser les murs de refend. Les approches les plus couramment utilisées correspondent aux modèles avec rotule plastique concentrée et les modèles en section de fibre avec plasticité distribuée. Ces modèles sont généralement efficaces et assez précis. Dans le cas des murs non rectangulaires, la méthode des colonnes larges (WCM) demeure une des méthodes les plus simples. Cette approche permet la distribution des efforts dans chaque composante du mur grâce aux colonnes verticales larges qui représentent l'âme et les semelles de celui-ci. Les colonnes sont liées ensemble par l'intermédiaire des liens rigides et complètent le système structural du mur. Une étude détaillée des modèles à colonnes larges a été réalisée par Beyer et al. (2008a, 2008c) dans le cadre de deux murs en U testés à l'ÉTHZ. De nouvelles recommandations ont été fournies, basées sur des analyses qui se rapportent à la géométrie, au cisaillement et à la torsion des éléments verticaux et ceux des liens rigides. Ces analyses ont été réalisées avec le logiciel OpenSees. Les membrures verticales ont été modélisées en utilisant des éléments poutres-colonnes avec une formulation basée sur les déplacements et des sections en fibre qui ont été assignées des matériaux non linéaires. Les éléments verticaux ont été subdivisés à plusieurs segments selon la hauteur du mur où chaque segment a été subdivisé en deux parties connectées ensemble par l'intermédiaire des ressorts linéaires pour simuler la rigidité en cisaillement de ceux-ci. La rigidité en plan a été considérée constante et avait été calibrée par rapport aux essais

réalisés. La rigidité hors plan a été également ajoutée et prise égale à 25 % de la rigidité en plan. Quant aux liens rigides horizontaux, ils ont été assignés des rigidités finies permettant de simuler la flexion et le gauchissement hors plans du mur. Les analyses de Beyer et al. (2008) démontrent que cette approche est assez efficace dans la prédiction de la capacité flexionnelle des murs testés sous l'effet des chargements bidirectionnels. Certes les modèles à colonnes larges démontrent une bonne concordance avec les résultats expérimentaux, cependant des validations touchant essentiellement leur comportement torsionnel et celui associé aux déformations doivent encore être étudiées plus profondément. Récemment, Pelletier et Léger (2017) ont utilisé des modèles à colonnes larges pour étudier la réponse dynamique des noyaux en béton armé soumis à des efforts de torsion (figure 2.15). Le nombre de modules qui correspond au nombre des colonnes utilisées ainsi que celui des liens rigides ont été utilisés comme des paramètres variant dans cette étude. Les modèles sont validés contre des résultats expérimentaux et ciblent particulièrement à simuler le comportement inélastique lié au gauchissement des sections ouvertes des noyaux. Les études paramétriques réalisées démontrent que ce type de modèles sont capables de bien capturer ce comportement. Pour de meilleures précisions, les auteurs recommandent d'augmenter le nombre des colonnes permettant de représenter le noyau à l'étude.

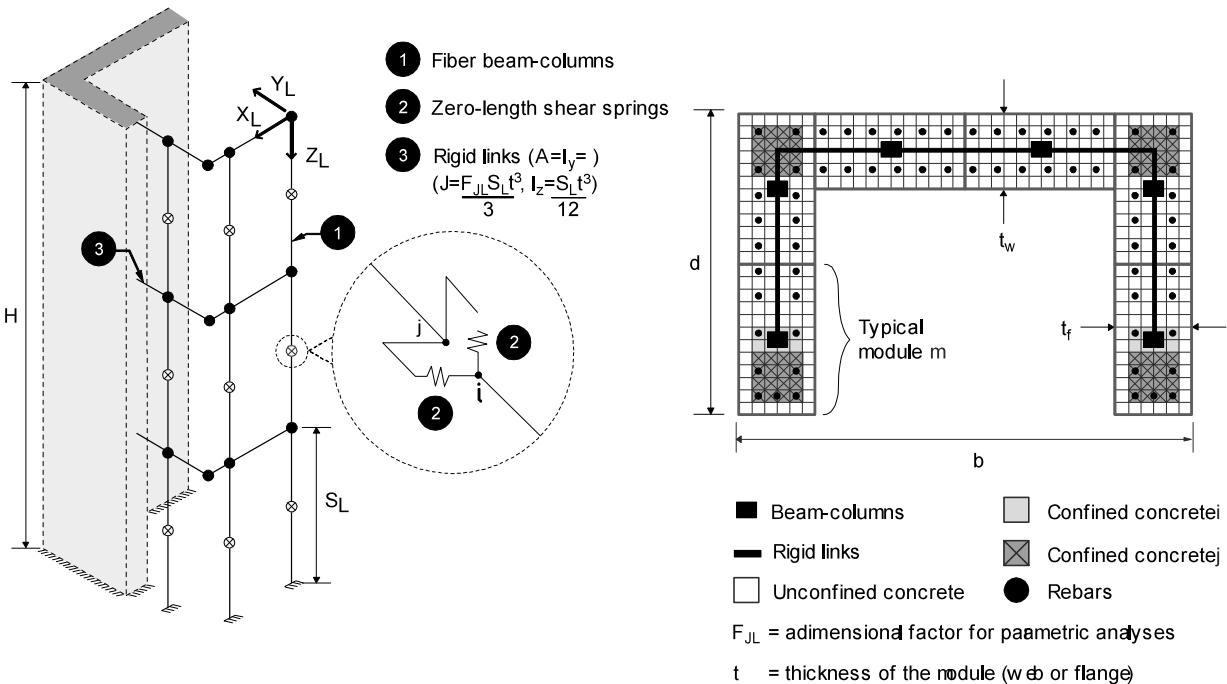


Figure 2.15 Modèle de colonne large (WCM) avec modules  $m = 6$ , vue 3D et section transversale (Pelletier et Léger 2017).

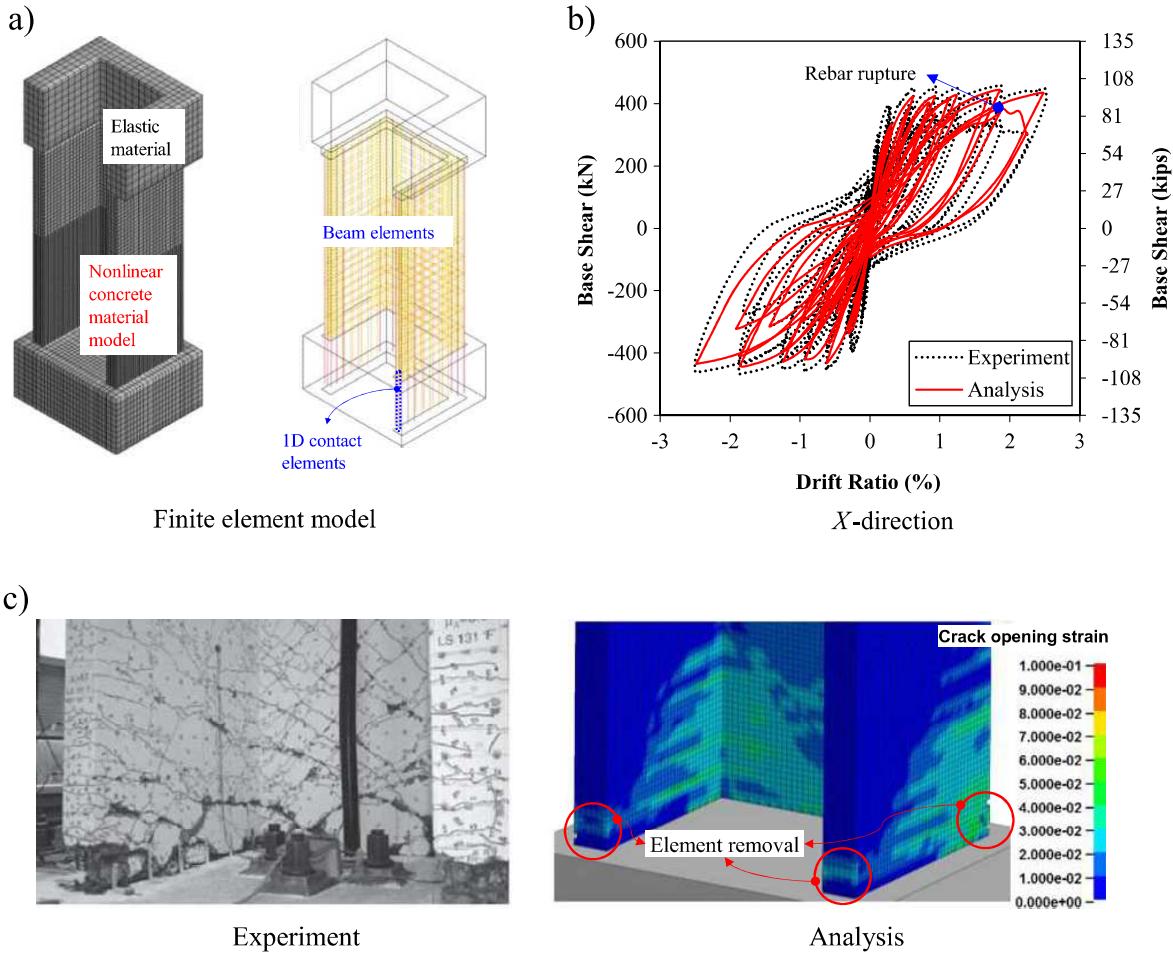


Figure 2.16 Mur en U testé par Beyer et al. (2008b) : (a) modèle éléments finis ; (b) prédition de la réponse hystérésis ; (c) dommages à la base (Moharrami et Koutromanos 2016).

Les modèles raffinés en éléments finis sont également utilisés pour étudier les murs de refend de forme complexe. Les murs peuvent être modélisés avec des éléments coques multicouches ou des éléments solides. L’armature est généralement modélisée avec des éléments treillis. Contrairement aux éléments en fibre, l’interaction entre tous les efforts impliqués est directement prise en considération, soit la flexion, l’effort normal, le cisaillement et la torsion. La modélisation par éléments finis est certes plus précise, cependant un effort considérable doit être consacré à la préparation des modèles ainsi qu’au traitement des résultats. Moharrami et Koutromanos (2016) ont simulé le comportement du mur en U testé à l’ETHZ sous l’effet de chargement bidirectionnel quasi-statique (figure 2.16). Le modèle tridimensionnel est réalisé avec le logiciel d’éléments finis LS-DYNA. Des éléments 3D solides à 8 nœuds avec intégration réduite uniforme sont utilisés pour représenter le béton. Dans la formulation de ce type d’élément, un seul point d’intégration est utilisé afin de réduire la taille des calculs

numériques sans affecter nécessairement la précision. Cette approche permet également d'éliminer les modes parasites qui introduisent un calcul d'énergie nulle (Hu et Nagy 1997). Des éléments de poutres, avec une non-linéarité géométrique, ont été utilisés pour représenter les barres d'armature. Ce type d'élément permet de simuler les déformations et les rotations très larges grâce à formulation de Hugues et Liu (2006). Les analyses sont réalisées avec un modèle triaxial pour le béton et un modèle uniaxial pour l'acier. Le modèle du béton, récemment développé par les auteurs, permet de simuler le comportement du béton, incluant la rupture en compression, la perte de résistance provoquée par la fissuration et tient compte des effets de confinement sur la résistance et la ductilité. Le modèle de l'acier utilisé, développé par Kim et Koutromanos (2016), permet de simuler le flambement et la rupture des barres d'armature. Les résultats des analyses sont comparés à la réponse hystérique du spécimen testé et une représentation satisfaisante a été obtenue (figure 2.16-b). De plus, les modèles numériques ont capturé avec succès les dommages observés durant l'essai expérimental, soient ceux associés à l'éclatement du béton, les ruptures de flexion et de cisaillement au niveau du béton ainsi que les ruptures localisées au niveau des barres d'armatures (figure 2.16-c).

## 2.7 Résumé

Ce chapitre a présenté une revue de recherche en relation avec l'étude de performance des murs de refends non rectangulaires sous l'effet de chargements bidirectionnels.

Les équations utilisées en conception pour ce type de murs ont été développées à l'origine pour les murs rectangulaires simples. Généralement, la torsion est convertie de manière simplifiée à des forces de cisaillement entre les composantes du mur. Par ailleurs, lorsque les conditions d'un chargement bidirectionnel s'appliquent, il est permis d'utiliser la règle de pourcentage pour atteindre un niveau de force adéquat. Cette règle est recommandée pour sa simplicité et elle basée sur des approches non vérifiées. Les méthodes d'analyses temporelles constituent un outil très intéressant comparativement à la règle de pourcentage.

Les travaux de recherches consacrés à la compréhension du comportement sismique des murs de cisaillement non-rectangulaires demeurent très peu comparativement aux murs rectangulaires. L'importance et l'effet de ce dernier type de chargements sur des murs non-rectangulaires a été mis en évidence par quelques chercheurs (Reynouad et Fardis, 2001 ; Beyer et al. 2008 ; Lowes et al. 2013 ; Constantin et Beyer 2016 et Behrouzi et al. 2020). Sur une période d'environ 20 ans (1999 à 2020), un mur de type C et quatre murs de type U ont été testés ; dont le dernier qui a été testé par Hoult et Beyer (2020) correspond à un mur en

U comportant qu'un seul rang d'armatures dans la direction horizontale. Sommairement, ces investigations ont révélé que :

- La répartition des forces demeure complexe et des investigations poussées sont encore requises. Certains chercheurs recommandent de concevoir chaque aile des murs non U ou C avec 100 % de la charge sismique dans cette direction (Ile et Reynouard 2000).
- Contrairement aux murs rectangulaires, les déformations associées au cisaillement sont importantes dans le cas des murs non-rectangulaires. Il a été démontré que ces déformations dépendent grandement de la direction de la charge (Beyer et al 2008b). Les déformations ont été dérivées avec quelques incertitudes et doivent être investiguées. Rappelons que le ratio des déformations de cisaillement sur celles de flexion est un paramètre important en conception. Ce dernier rentre dans le calcul de la rotule plastique et affecte la rigidité en cisaillement des murs et par conséquent les forces de calcul.
- D'autres paramètres également importants (courbure, déplacement élastique et critères de déformabilité ultimes) ont été estimés ou développés (Beyer et al. 2008b, Constantin et al. 2016). Cependant, des formulations généralisées tenant compte de la variabilité au niveau de la section des murs non-rectangulaires et de la direction de la charge sont encore recherchées.
- La direction diagonale est souvent négligée en conception, cependant elle peut donner lieu à des capacités plus faibles (Beyer et al. 2008b, Constantin et al. 2016). De plus, un chargement diagonal peut provoquer l'instabilité des ailes qui se manifeste sous forme de déformation hors plan (Constantin et Beyer 2016). Ce mode de déformation particulier doit faire l'objet d'un examen plus poussé également.

Les simulations hybrides présentent de nombreux avantages comparativement aux autres types d'essais utilisés dans les laboratoires de recherche. En même temps, ce type d'essai pose un grand défi dans le cas des structures rigides surtout lorsque plusieurs degrés de liberté sont impliqués dans l'essai. À l'heure actuelle, très peu de recherches ont été menées à ce sujet et plusieurs problématiques doivent être encore résolues.

L'approche des colonnes larges est celle qui est recommandée dans le cas des murs non rectangulaires. Elle est simple à utiliser, rapide en termes de modélisation et calculs numériques. Cependant, son efficacité doit faire l'objet des études plus poussées, particulièrement dans l'évaluation du comportement inélastique des murs sous l'effet des charges dynamiques impliquant la torsion. En outre, la méthode des éléments finis reste l'approche la plus précise.

## CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE

### 3.1 Introduction

Afin de répondre aux problématiques soulevées et aux objectifs définis précédemment, la méthodologie suivie dans ce projet de recherche est décrite succinctement dans ce chapitre. Elle se découpe en sept phases distinctes et complémentaires : commençant par la description du prototype étudié et les critères de conception parasismique ; passant par la présentation des détails de construction du spécimen testé au laboratoire et l'instrumentation employée ; par la suite, un aperçu est donné sur le protocole de chargement adopté, les essais hybrides réalisés ainsi que les modèles numériques utilisés dans la comparaison des résultats ; en dernier lieu, les principaux résultats traités, relativement à la performance sismique du mur, sont cités. Un diagramme résumant la méthodologie du projet de recherche est également montré à la fin du présent chapitre.

### 3.2 Prototype

Dans le but de valider les exigences de conception sismique dans des conditions plus concrètes, un bâtiment créé est retenu comme prototype dans cette étude (figure 3.1). Ce prototype est contreventé avec un mur en U ainsi qu'un système de cadre rigide périphérique. Chaque étage est constitué d'une dalle de 200 mm d'épaisseur avec trois portées égales de 7 m chacune. Le cadre rigide est formé de colonnes d'angle ( $500 \times 800 \times 800$  mm), de colonnes de bord ( $500 \times 1000$  mm), de colonnes intérieures ( $600 \times 600$  mm) et des poutres ( $500 \times 800$  mm). La taille des composants du mur en U est de  $300 \times 2520 \times 2520$  mm. Le centre de gravité (CG) du mur coïncide avec le centre géométrique du bâtiment dans les deux directions horizontales. De point de vue pratique, le choix du prototype nécessitait certains compromis pour permettre la réalisation des essais au laboratoire (contraintes géométriques, capacité des équipements, ect.). Ainsi, le nombre d'étages a été limité à 5 et le nombre de murs de refend à 1. Ce dernier choix a été retenu afin d'éviter toute interaction potentielle entre les murs, qui pourrait se produire durant les essais hybrides. Par exemple, la rigidité élevée ou moins élevée des murs modélisés numériquement pourrait influencer le comportement des murs testés physiquement durant la phase inélastique d'un essai hybride. Le rôle du système cadre rigide est de limiter la sensibilité à la torsion du bâtiment tout en procurant une rigidité latérale plus faible par rapport au mur.

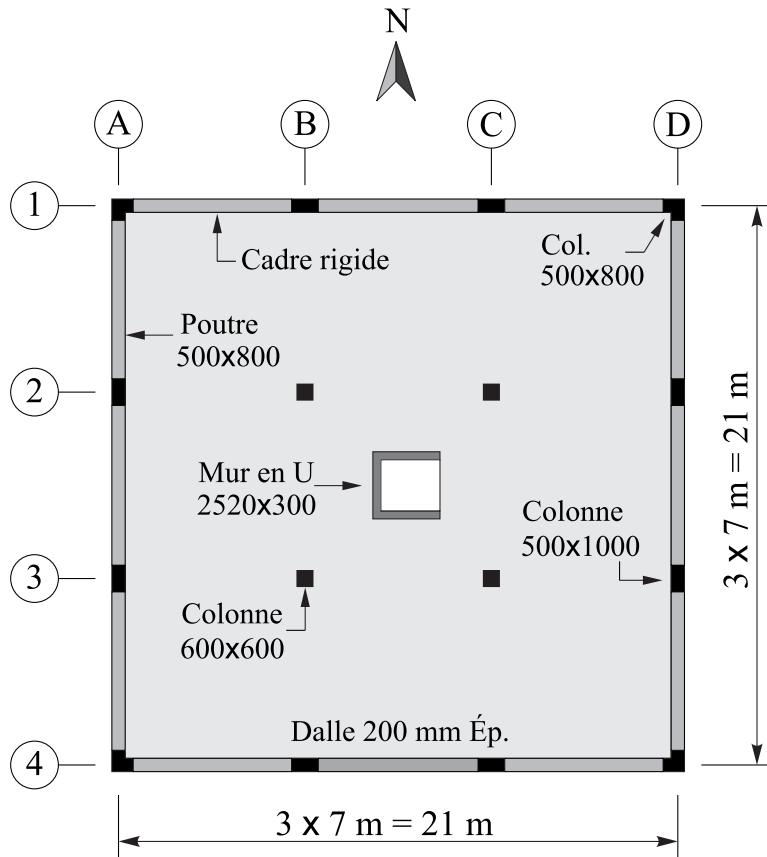


Figure 3.1 Vue en plan du prototype.

### 3.3 Conception parasismique

#### 3.3.1 Prototype

Le prototype est conçu en considérant un mur en U comme le système principal de résistance aux charges latérales. Un cadre rigide poutre-poteau périphérique est également considéré parmi ce système. Toutes les règles de conception parasismique appliquées sont conformes aux normes canadiennes (CNBC 2010 et CSA A23.3 R2010). Les propriétés des matériaux du béton et de l'acier utilisés dans cette étude sont résumées dans le tableau 3.1. La résistance du béton et le module d'élasticité mesurés à 28 jours ont été utilisés dans le calcul. Une charge permanente de 0,5 kPa et une charge réelle de 2,4 kPa sont appliquées à chaque étage en plus du poids propre. Une charge de neige de 2,48 kPa est appliquée sur le toit. Les charges de vent ne sont pas prises en compte dans cette étude. Le système mur et cadre rigide sont supposés résister aux charges sismiques proportionnellement à leur rigidité respective. Le prototype est supposé être un bâtiment de catégorie d'importance normale, ce qui correspond à un facteur

d'importance pour les charges sismiques  $I_E = 1,0$ . Le mur est conçu comme étant un mur à ductilité élevée, correspondant aux facteurs de modification de force  $R_d = 3,5$  (ductilité) et  $R_o = 1,6$  (sur-résistance). La contribution des cadres rigides à la réponse sismique globale du bâtiment a bien été incluse dans l'analyse, mais en supposant qu'elle demeure élastique. Le bâtiment a d'abord été modélisé à l'aide du logiciel commercial ETABS (CSI 2016) pour déterminer les périodes de vibration, la répartition des forces sismiques et les déplacements latéraux. La méthode d'analyse dynamique linéaire utilisée est conforme à la méthode du spectre de réponse modale. Les propriétés effectives considérées pour tenir compte des sections fissurées sont données dans le tableau 3.2. Dans ce tableau,  $A_g$  et  $I_g$  désignent respectivement l'aire et le moment d'inertie de la section brute. Les coefficients de réduction de section de propriété sont évalués comme  $\alpha_c = 0,5 + 0,6P_s/(f'_c A_g)$  dans lesquels  $P_s$  est la charge axiale évaluée à la base du mur.

Tableau 3.1 Propriétés des matériaux.

Béton	Acier
Résistance en compression ( $f'_c$ ) = 37 MPa	Limite élastique ( $f_y$ ) = 400 MPa
Module Élastique ( $E_c$ ) = 33000 MPa	Module élastique ( $E_s$ ) = 200000 MPa
Poids ( $W_c$ ) = 24 kN/m <sup>3</sup>	Poids ( $W_s$ ) = 77 kN/m <sup>3</sup>
Mod. de cisaillement ( $G_c$ ) = 13750 MPa	Mod. de cisaillement ( $G_s$ ) = 80000 MPa

Tableau 3.2 Propriétés effectives.

Élément	Propriété effective
Poutre	$I_e = 0,4 I_g$
Colonne	$I_e = \alpha_c I_g$
Dalle	$I_e = 0,2 I_g$
Mur	$I_e = \alpha_w I_g ; A_e = \alpha_w A_g$

Le bâtiment est considéré situé à Montréal et fondé sur un sol de classe C (NEHRP 2009, CNBC 2010). Les coefficients d'accélération et de vitesse sont  $F_a = 1$  et  $F_v = 1$ , respectivement. L'accélération spectrale amortie à 5 %,  $S_a(T)$  et l'accélération spectrale de conception  $S(T)$  sont indiqués au tableau 3.3. Un résumé de tous les paramètres de conception sismique est donné dans le tableau 3.4. Dans ce tableau,  $h_n$  correspond à la hauteur totale du prototype.

Tableau 3.3 Spectre de réponse d'accélération.

Period (s)	$T \leq 0,2$	$T = 0,5$	$T = 1,0$	$T = 2,0$	$T \geq 4,0$
$S_a(T) = S(T)$	0,64 g	0,31 g	0,14 g	0,048 g	0,024 g

Tableau 3.4 Résumé de la demande sismique.

Référence		Paramètre	Dir. E-O	Dir. N-S
4.1.8.12.(5)	(a)	poids sismique, $W$	21933 kN	21933 kN
4.1.8.12.(6)	(b)	période fondamentale, $T$	0,521 s	0,516 s
4.1.8.5.(1)	(c)	cisaillement élastique de conception, $V_{ed}$	5668 kN	5691 kN
4.1.8.9	(d)	$I_e = 1,0; R_d R_0$	5,6	5,6
4.1.8.12.(7)	(e)	cisaillement de conception, $V_d = V_{ed} I_e / R_d R_0$	1013 kN	1016 kN
4.1.8.11.(3). (f)		période empirique,	0,84 s	0,84 s
4.1.8.11.(3). (g)		$T_a = 2 \times 0,05(h_n)^{0,75}$		
4.1.8.4.(9)	(g)	$S(0,521)$ et $S(0,516)$	0,303 g	0,305 g
4.1.8.4.(6)	(h)	fact. modes supérieures, $M_v$	1,0	1,0
4.1.8.4.(2)	(i)	force latérale Min., $V(T_a = 0,521), V(T_a = 0,516)$	1183 kN	1193 kN
4.1.8.4.(8)	(j)	cisaillement de conception calibré, $V_d = 1,0V$	1183 kN	1193 kN
	(k)	fact. de calibration (j)/(c)	0,209	0,209
4.1.8.11.(2)	(l)	force latérale Min. défexion $V(T_a = 0,521), V(T_a = 0,516)$	1183 kN	1193 kN
4.1.8.11.(11)	(m)	cisaillement de conception, calibré $V_d = 1,0V(\text{déflexion})$	1183 kN	1193 kN
	(n)	fact. de calibration (m)/(c)	0,209	0,209
4.1.8.13.(2)	(o)	fact. totale pour défexion, $(n) \times R_d \times R_0 / I_e$	1,17	1,17

Le paramètre de sensibilité à la torsion  $B_i$  est évalué à chaque étage  $i = 1 \dots 5$  du bâtiment comme le rapport  $\Delta_i^{(\max)} / \Delta_i^{(\text{moy})}$  où  $\Delta_i^{(\max)}$  et  $\Delta_i^{(\text{moy})}$  désignent respectivement le déplacement maximum et moyen aux points extrêmes du plancher  $i$  dans la direction du séisme (Fig. 3.2-a). La torsion accidentelle a été considérée dans l'analyse, où les centres de masse sont décalés d'une distance de  $\pm 0,1D_i$ , avec  $D_i$  étant la dimension en plan du plancher perpendiculaire à la direction de la charge sismique. Une valeur maximale de  $B = 1,14$  a été calculée dans la direction N-S, correspondant à  $\Delta_{i=1}^{(\max)} = 8 \text{ mm}$  et  $\Delta_{i=1}^{(\text{moy})} = 7 \text{ mm}$ . De plus, selon un chargement diagonal,  $B = 1,17$ . Bien que  $B_i$  soit inférieur à 1,7, une analyse dynamique du prototype a été réalisée pour déterminer dans quelle mesure la capacité de torsion peut augmenter dans des bâtiments en plan asymétrique sous des mouvements bidirectionnels du sol (De La Llera et Chopra 1994). Les déplacements latéraux obtenus à partir de l'analyse dynamique ont été calibrés pour déterminer les déplacements globaux incluant les effets inélastiques. Un facteur d'étalement de  $0,209R_d R_0 / I_E = 1,17$  est utilisé dans chaque direction orthogonale.

Les déplacements inter-étages maximums  $\delta$  du bâtiment sont respectivement égaux à 0,27 % et 0,25 % dans les directions N-S et E-O. Ces déplacements sont inférieurs à la valeur maximale autorisée de 2,5 %. Les effets P-delta sont inclus dans l'analyse.

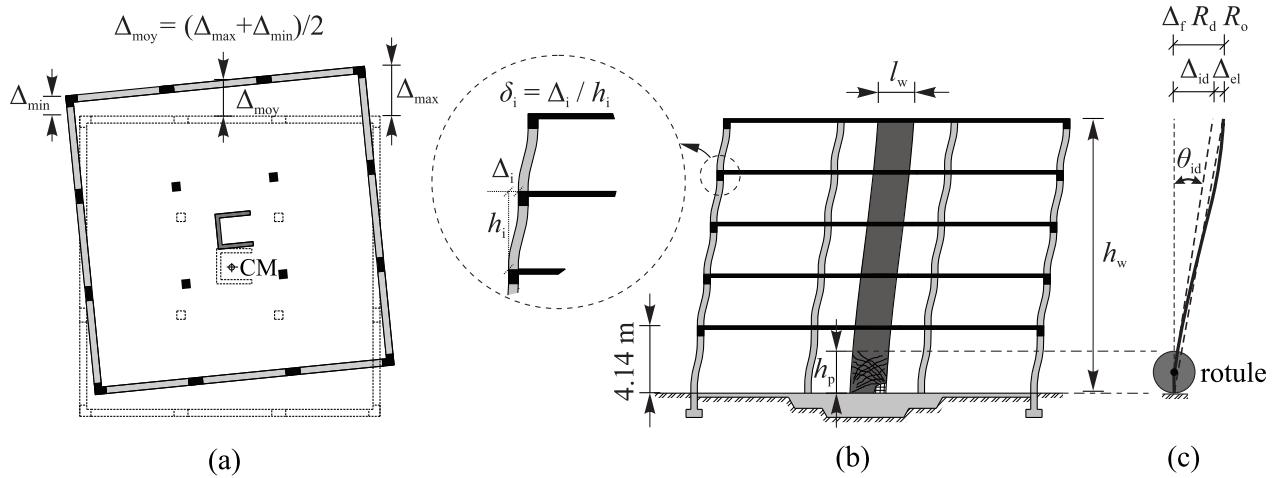


Figure 3.2 Déplacement latéral : (a) déplacement moyen ; (b) rotule plastique et glissement inter-étage, déformée simplifiée pour la clarté ; et (c) déflexion latérale du mur ;  $\{\Delta_{el}, \Delta_{id}\}$ = déplacement élastique et inélastique, respectivement.

La rotule plastique est supposée se produire dans le mur (Fig. 3.2-b). La hauteur  $h_p$  est déterminée comme étant  $h_p = 0,5l_w + 0,1h_w$  où  $l_w = 2,52$  m est la longueur du mur le long des deux axes principaux, et  $h_w = 16,94$  m la hauteur totale de la structure. Comme  $h_p = 2,96$  m est en dessous du premier étage, toute cette région est conçue selon les exigences d'une rotule plastique. Le dimensionnement du mur en U a été réalisé conformément à la norme CSA A23.3 (CSA 2010). Dans la région de la zone plastique, le ferraillage a été calculé en fonction des charges pondérées à la base du mur. À l'extérieur de cette région, le taux d'armature dans le mur est similaire à celui retenu dans région de la rotule plastique avec une légère différence au niveau des barres horizontales. Cependant, pour des raisons de simplicité, le ferraillage est maintenu constant dans le mur. Un résumé du ferraillage calculé est présenté aux prochains paragraphes.

- Armatures concentrées : Conformément aux articles 21.6.6.4 et 21.6.4.3, l'armature verticale minimale correspond à  $A_{smin} = 0,0015b_w l_w = 1134 \text{ mm}^2$ , où  $b_w$  est l'épaisseur du mur et l'armature maximale est limitée à  $A_{smax} = 0,06b_w \times b_w = 5400 \text{ mm}^2$ . Le diamètre maximal des barres d'armature est limité à  $t/10 = 30 \text{ mm}$ , où  $t$  est l'épaisseur du mur, conformément à

la clause 21.6.4.4. Comme un minimum de quatre barres est requis aux coins, 4 barres 20M ont été choisies (c.-à-d.  $1200 \text{ mm}^2$ ) à ces emplacements, selon la clause 21.6.6.1. L'espacement minimum entre ces barres  $S_{\text{cl}} = \text{Max}(1,4d_b = 28; 1,4h_{\text{agg}} = 28; 30) = 30 \text{ mm}$  a été respecté, où  $d_b$  est le diamètre des barres d'armature verticales et  $h_{\text{agg}} = 20 \text{ mm}$  est la taille nominale des agrégats, comme requis par la clause 6.6.5.2.

- Étriers : Selon la clause 7.6.5.1, le diamètre des étriers  $d_{\text{bt}}$  ne doit pas être inférieur à 30 % celui des barres verticales  $d_b$  (c'est-à-dire  $d_{\text{bt}} \geq 0,3d_b = 6 \text{ mm}$ ). Les étriers 10M ont donc été retenus. La clause 6.6.5.2 recommande de limiter l'espacement à  $S_{\text{tie}} \geq S_{\text{cl}} + 2d_b = 50 \text{ mm}$ , où  $S_{\text{cl}}$  est l'espacement requis entre ces étriers qui est égal au maximum de  $(1,4d_{\text{bt}}; 1,4h_{\text{agg}} = 28; 30) = 30 \text{ mm}$ . De plus, pour éviter le flambement des barres verticales, conformément à la clause 21.6.6.9, l'espacement des étriers doit être limité à  $S_{\text{tie}} = \text{Minimum}(S_h = 100; 6d_b = 120; 24d_{\text{bt}} = 240; 0,5t = 150) = 100 \text{ mm}$ , où  $S_h$  est l'espacement entre les barres horizontales réparties, imposé pour des raisons pratiques. Par conséquent, l'espacement retenu pour les étriers est de 120 mm. Le recouvrement fourni est de 40 mm.
- Armatures distribuées : Selon les articles 14.1.8.3 et 21.6.5.3, comme  $t > 210 \text{ mm}$  et  $V_f > 0,18\phi_c\sqrt{f'_c}A_{\text{cv}}$ , où  $\phi_c$  est le facteur de résistance du béton et  $A_{\text{cv}}$  correspond à l'aire de la section, deux rangées de barres d'armature sont requises dans chaque direction (c'est-à-dire la direction verticale et horizontale). Le ratio d'armature minimum requis par la clause 21.6.5.1 est de 0,0025 dans chaque direction. Selon les clauses 14.1.8.4 et 21.6.5.1, l'espacement des armatures ne doit pas dépasser  $S = \min(3t = 900; 500; 300) = 300 \text{ mm}$ . En supposant deux rangées de 10M, l'épaisseur du mur  $t = 300 \text{ mm}$  et le taux d'armature minimal, l'espacement des barres d'armature ne doit pas dépasser  $(2 \times 100)/(0,0025 \times 300) = 265 \text{ mm}$ . Basé sur les forces de cisaillement pondérées, le ratio d'armature horizontale fournie pour l'âme est de 0,67% (soit 2–10M@100 mm) et un ratio de 0,45% (c.-à-d. 2–10M@150 mm) a été fourni pour les ailes. Ces ratios sont supérieurs au ratio minimum imposé par le code. Pour l'armature distribuée verticale, basé sur les moments de flexion, un ratio de 0,27% (c.-à-d. 14-10M) a été fourni pour l'âme et pour chaque aile également. Notez que les ratios sélectionnés respectent la limite minimum et maximum requise par le code (c.-à-d.  $0,25\% \leq \text{ratio} \leq 0,50\%$ ).

Conformément à la clause 21.6.5.5, l'armature horizontale doit développer  $1,25f_y$  dans la zone concentrée. La longueur requise des barres avec crochet standard  $1,25l_{\text{hb}} = 1,25 \times 165 = 206 \text{ mm}$  est inférieure à la longueur disponible dans les zones concentrées et qui est égale à 215 mm. La longueur de développement de tension est déterminée à partir du tableau 3.6 du code CSA A23.3.

La résistance à la flexion  $M_r$  du mur est donnée dans le tableau 3.5. Dans ce dernier, N, S, E, O

correspondent aux directions nord, sud, est et ouest ; les flèches indiquent le sens de la charge sismique ;  $N_f$  est la charge axiale pondérée (compression est négative) ;  $M_f$  est le moment de flexion pondéré ;  $c$  est la distance entre la fibre de compression extrême et l'axe neutre ;  $M_n$ ,  $M_p$  correspondent respectivement au moment nominal et probable. La combinaison de charge  $D + E + 0,5L + 0,25S$  est utilisée, où  $D$ ,  $E$ ,  $L$  et  $S$  désignent respectivement les charges mortes, sismiques, vives et de neige. La résistance flexionnelle dans ce cas est 3,5 % plus grande comparativement à la combinaison  $D + E$ . Dans la direction N-S, le mur est également soumis à un moment de torsion concomitant égal à 925 kN-m à la base qui introduit des efforts de traction supplémentaires dans les armatures verticales et horizontales. La capacité de flexion requise, y compris la torsion, a été examinée sous charge sismique dans la direction N-S. De manière conservatrice, les moments de flexion locaux provoqués par la torsion dans les deux semelles ont été ajoutés au moment global du mur, ensuite le moment total résultant a été comparé à la résistance en flexion disponible.

Tableau 3.5 Résistance flexionnelle du mur ( $D + E + 0,5L + 0,25S$ ).

Direction	$N_f$ (kN)	$M_f$ (kN-m)	$c$ (mm)	$M_r$ (kN-m)	$M_n$ (kN-m)	$M_p$ (kN-m)	$M_f/M_r$ (kN-m)
O $\Rightarrow$ E	-1855	4020	350	6510	7370	8456	0,62
O $\Leftarrow$ E	-1855	-4020	95	-4889	5498	6414	0,82
N $\Leftarrow$ S	-1855	4233	145	5945	6654	7720	0,71

La demande en rotation inélastique est estimée selon l'équation  $\theta_{id} = \Delta_f R_d R_0 / h_w \geq 0,004$ , où  $\Delta_f$  représente le déplacement maximum au sommet du mur et qui est égal à 6 mm dans les deux directions horizontales (Fig. 3.2-c). La rotation inélastique est de 0,002. cependant, la demande de rotation minimale de 0,004 gouverne dans ce cas. La capacité en rotation inélastique a été calculée comme étant  $\theta_{ic} = (\epsilon_{cu} l_w / 2c) - 0,002 \leq 0,025$ , où la déformation maximale dans le béton  $\epsilon_{cu}$  est supposée égale à 0,0035. Par conséquent, la capacité en rotation inélastique est de 0,0106 et 0,025 respectivement dans les directions E-O et N-S. Puisque la capacité en rotation dépasse la demande, une ductilité minimale est alors garantie. La force de cisaillement à la base du mur augmente à mesure que le moment de flexion augmente jusqu'à la résistance probable  $M_p$ . Par conséquent, les efforts de cisaillement sont multipliés par le rapport  $M_p/M_f$ . La résistance au moment probable du mur a été déterminée en utilisant  $\phi_c = \phi_s = 1$  and  $1,25f_y$ , où  $\phi_s$  est le facteur de résistance de l'acier. La force de cisaillement incluant les effets de torsion est  $V_f = 385 \times (M_p/M_f)_{E-W} = 809$  kN pour chaque semelle et  $V_f = 660 \times (M_p/M_f)_{N-S} = 1204$  kN pour l'âme.

La résistance au cisaillement est calculée selon l'équation  $V_r = \phi_c \beta \sqrt{f'_c b_w d_v} + (\phi_s A_v f_y d_v \cot(\theta)) / s$ . Le facteur  $\beta$  représentant la résistance au cisaillement du béton fissuré est pris égal à 0,18

puisque la demande en rotation inélastique  $\theta_{id}$  est inférieure à 0,005 et la force de cisaillement  $V_f \leq 0,15\phi_c f'_c b_w d_v$ ; l'angle  $\theta$  est supposé égal à 45° pour les murs de cisaillement ductiles avec une charge axiale inférieure à  $0,1f'_c A_g$ ;  $d_v$  est la profondeur de cisaillement effective;  $b_w$  est l'épaisseur de la paroi;  $s$  est l'espacement du ferraillage transversal et  $A_v$  est l'aire du ferraillage de cisaillement à une distance  $s$ . Le tableau 3.6 montre la résistance au cisaillement déterminée. Les colonnes et les poutres ont été conçues pour résister aux efforts soutenus, en plus de demeurer élastiques pendant l'analyse.

Tableau 3.6 Résistance en cisaillement du mur.

Élément du mur	$\phi_c$	$b_w$ mm	$d_v$ mm	$\phi_s$	$A_v$ (mm <sup>2</sup> )	$s$ mm	$V_r$ (kN)	$V_f/V_r$
Âme	0,65	300	$0,8 \times 2520$	0,85	$2 \times 100$	100	1800	0,67
Semelle	0,65	300	$0,8 \times 2520$	0,85	$2 \times 100$	150	1345	0,60

### 3.3.2 Spécimen

Le dimensionnement du spécimen étudié dans le cadre de ce projet de recherche a été également réalisé conformément à la norme CSA A23.3 (CSA 2010). Le ferraillage calculé est présenté aux prochains paragraphes.

- Armatures concentrées : Comme un minimum de quatre barres est requis aux coins, 4 barres verticales 10M ont été choisies (c.-à-d. 400 mm<sup>2</sup>) à ces endroits. Le taux d'armature utilisé respecte ceux de l'acier minimum et maximum permis, où  $A_{smin} = 0,0015b_w l_w = 347$  mm<sup>2</sup> et  $A_{smax} = 0,06b_w \times b_w = 1634$  mm<sup>2</sup>. L'espacement minimum entre les barres verticales a également été respecté, soit  $S_{cl} = Max(1,4d_b = 14; 1,4h_{agg} = 14; 30) = 30$  mm, avec une taille nominale d'agrégats  $h_{agg} = 10$  mm.
- Étriers : Le diamètre des étriers 10M est conforme aux critères  $d_{bt} \geq 0,3d_b = 3$  mm et leur espacement 65 mm est supérieur au minimum requis  $S_{tie} \geq S_{cl} + 2d_b = 52$  mm et il est situé en dessous de la limite  $S_{tie} = minimum(S_h = 200; 6d_b = 66; 24d_{bt} = 264; 0,5t = 83) = 66$  mm.
- Armatures distribuées : Comme la force de cisaillement  $V_f$  dépasse les  $0,18\phi_c \sqrt{f'_c} A_{cv}$ , deux rangs d'armatures sont utilisés. Le ratio d'armature fourni est équivalent à celui du prototype. Ainsi, le ratio d'armature horizontale fournie est de 0,61% (c.-à-d. 2 – 10M@200 mm) pour l'âme et de 0,41% (soit 2 – 10M@300 mm) pour les ailes. Pour l'armature verticale distribuée, un ratio de 0,00267 (soit 4 – 10M) a été fourni pour l'âme et les ailes. Les barres horizontales sont ancrées dans la zone confinée. La longueur d'ancre requise est de 206 mm pour les

barres 10M lorsqu'un crochet standard de 150 mm est utilisé. La longueur requise peut être réduite à  $0,8 \times 206 = 165$  mm car chaque crochet est confiné avec 3 étriers. Étant donné que la longueur disponible dans la zone confinée est de 130 mm seulement, les crochets des barres horizontales ont été augmentés à 200 mm pour développer  $1,25f_y$  à l'intérieur de la zone concentrée. Un recouvrement maximum de  $54 \text{ mm} \leq t/3 = 56 \text{ mm}$  a été fourni pour les barres distribuées, conformément à la clause 14.1.8.3. Le dimensionnement du spécimen est montré à la figure 3.3. Les ratios de résistance flexionnelle ( $M_f/M_r$ ) et de cisaillement ( $V_f/V_r$ ) à la base du spécimen sont montrés et comparés à ceux du prototype au tableau 3.7, pour la combinaison de charge  $D + E + 0,5L + 0,25S$ .

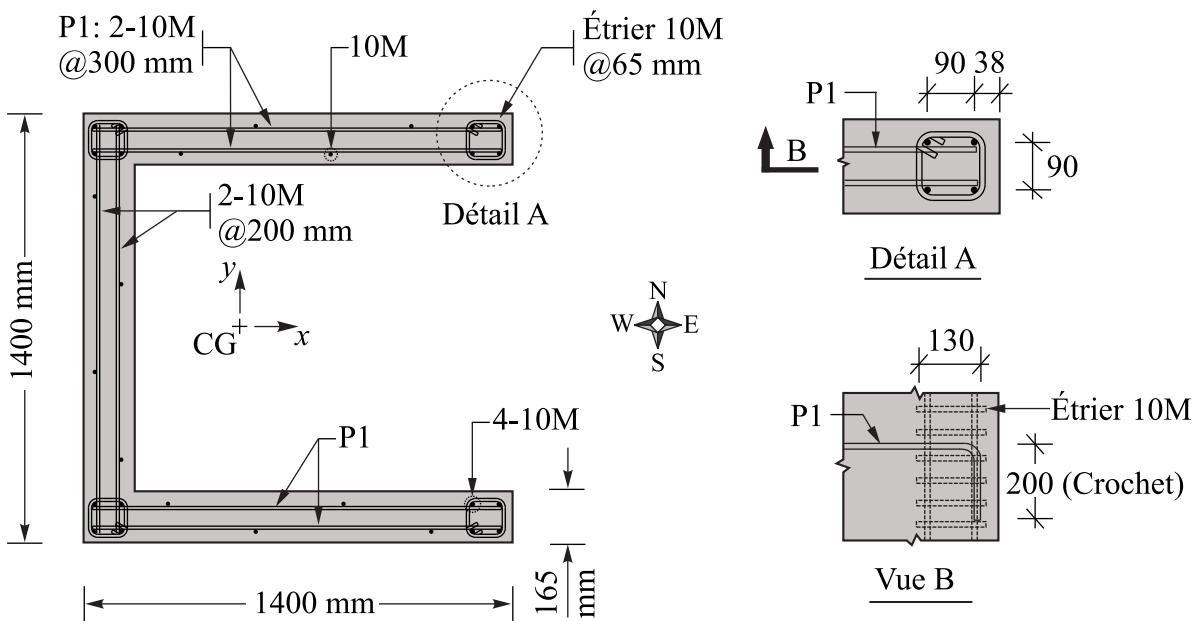


Figure 3.3 Dimensionnements du spécimen.

Tableau 3.7 Ratios de résistance en flexion et en cisaillement du prototype et du spécimen en fonction de la direction de la charge sismique.

Directions	Ratio de flexion		Ratio de cisaillement	
	Prototype	Spécimen	Prototype	Spécimen
Nord ⇔ Sud	0,71	0,71	0,67	0,72
Ouest ⇒ Est	0,62	0,62	0,60	0,65
Ouest ⇔ Est	0,82	0,82	0,60	0,65

### 3.4 Construction et instrumentation du spécimen

Le spécimen a été construit au laboratoire de Polytechnique Montréal afin de bien contrôler le processus de construction à la fois particulier et complexe. Ce spécimen correspond au premier étage du mur en U et inclut une fondation à la base ainsi qu'un collet supérieur (figure 3.4-a). Ces derniers servent à attacher le spécimen au système de chargements multidirectionnels du laboratoire. La fondation et le collet sont conçus pour demeurer élastiques durant les essais. Une clé de cisaillement a été prévue entre la fondation et le mur afin d'éviter les modes de rupture en glissement. La fondation a été coulée en premier lieu avec un béton autoplaçant. Par la suite, le mur et le collet ont été coulés de façon monolithique, avec un béton régulier. La taille maximum des pierres du béton régulier est de 10 mm. Les barres d'armatures verticales du mur sont prolongées dans la fondation et le collet sans chevau-chement pour éviter les sur-résistances à la jonction des barres chevauchées (figure 3.4-b). Les étriers 10M utilisés procurent un confinement plus élevé comparativement au prototype. Toutefois, cette décision a été prise pour éviter l'usage des étriers lisses. Quelques barres d'armatures sélectionnées sont instrumentées avec des jauge pour mesurer les déformations longitudinales durant les essais. Quatre chaînes de potentiomètres sont installées aux coins du spécimen pour déterminer les courbures moyennes de l'âme et des semelles (figure 3.4-c). En plus, un système de potentiomètres formant des triangulations est mis en place afin de mesurer les déformations de cisaillement du mur. Un système optique est également utilisé pour suivre l'évolution des déformations du béton (figure 3.4-d).

### 3.5 Protocole de chargement

Les tremblements de terre ont été sélectionnés et étalonnés selon les directives prescrites par le commentaire J de la nouvelle version du CNBC 2015 (NRCC 2015). Une combinaison formée de 55 enregistrements correspondant aux caractéristiques sismologiques de l'est de l'Amérique du Nord a été étudiée. Il s'agit des séismes de Saguenay (1988), Au Sable Forks (2002), Cap Rouge (1997), Côte Nord (1999), Nahanni (1985), Pymatuning (1998), Rivière Du Loup (2005) and Val Dubois (2010). Chaque enregistrement a été étalonné individuellement de telle sorte que le spectre de réponse  $S_a$  soit égal ou supérieur au spectre de réponse de conception (cible) sur une période spécifique  $T_R$ . Les deux composantes horizontales, radiale {R} et transversale {T}, de chaque enregistrement ont été étalonnées avec un seul facteur qui minimise l'erreur quadratique moyenne (Mean Squared Error ou MSE) entre la moyenne géométrique (GM) des spectres des deux composants horizontaux ( $S_{a\{GM\}} = \sqrt{S_{a\{R\}} \times S_{a\{T\}}}$ )

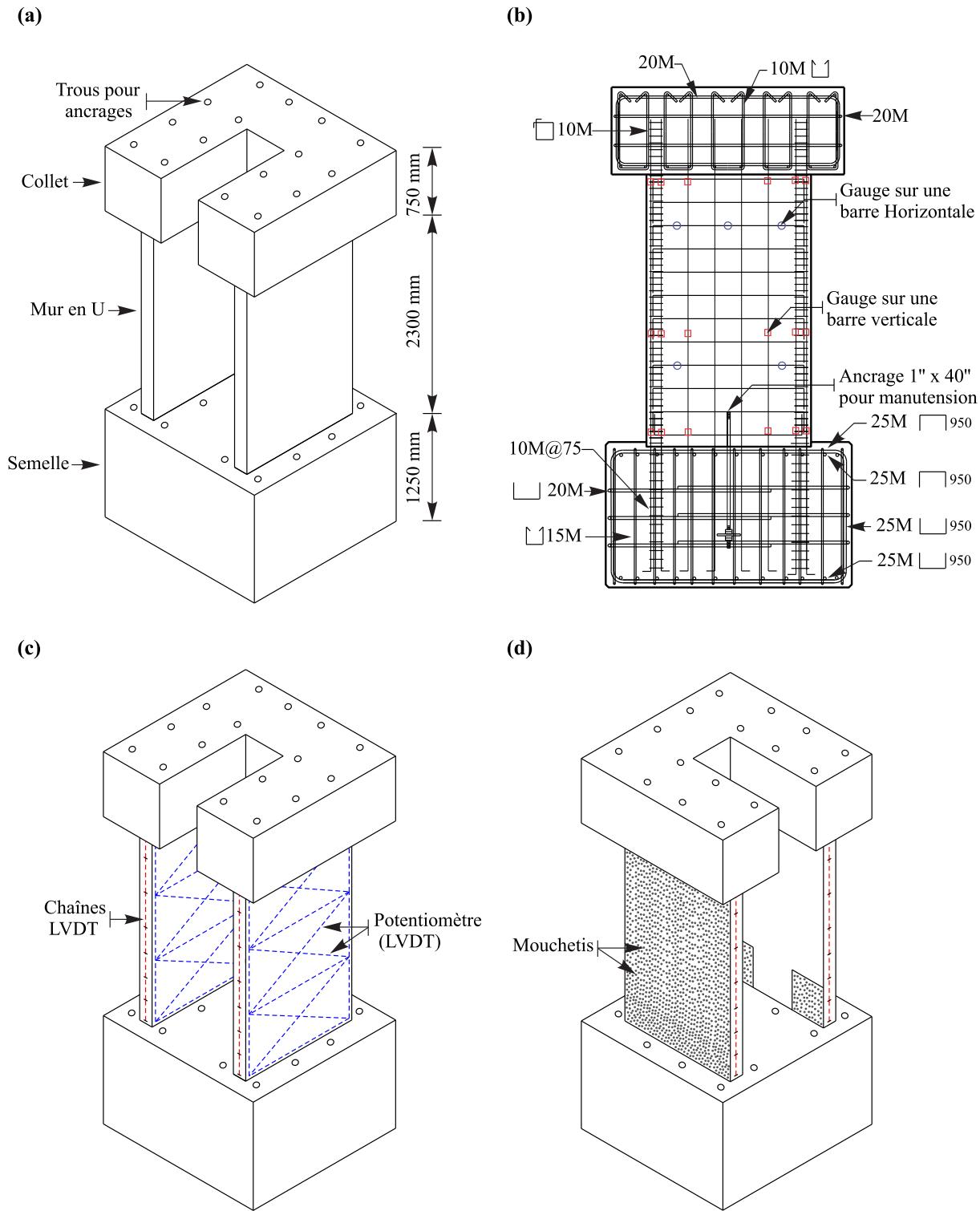


Figure 3.4 Spécimen : (a) Vue 3D ; (b) Armatures et position des jauges ; (c) Instrumentations ; et (d) Mouchetis en surface pour les mesures optiques.

et le spectre cible. De plus, les enregistrements ont été étalonnés de telle sorte que leur spectre de réponse moyen soit d'au plus 10 % plus petit que le spectre cible, désigné ici par MSE+10 %. Les périodes utilisées ( $T_{\min} = 0,416$  s,  $T_{\max} = 0,437$  s) sont celles du prototype et ont été calculées sur la base des propriétés de sections effectives. L'effet des armatures a été retenu dans le calcul des périodes. Parmi tous les enregistrements étudiés, le tremblement de terre enregistré à la station Iverson-01 de Nahanni, le 23 décembre 1985, correspondait mieux au spectre de conception. Ce séisme d'une magnitude de 6,9 Ms a été retenu dans cette étude avec un facteur d'étalonnage de 0,47. La réplique du séisme enregistré à la station Iverson-02 a été également sélectionnée dans le protocole de chargement avec un facteur d'étalonnage de 7,5. La figure 3.5 montre les spectres de réponse des deux tremblements de terre avant et après l'étalonnage. D'autres facteurs d'étalonnage ont été calculés selon la méthode d'Atkinson et ils sont utilisés à des fins de comparaison. Le spectre cible utilisé correspond à la dernière édition du CNBC 2015 tandis que le spectre de réponse de conception utilisé dans l'analyse du prototype est basé sur l'édition 2010. En conséquence, ce changement a entraîné une légère réduction des valeurs du spectre cible. Le protocole de chargement inclut les deux composantes sismiques horizontales et les séismes originaux sont tronqués pour permettre la réalisation des essais dans des délais raisonnables.

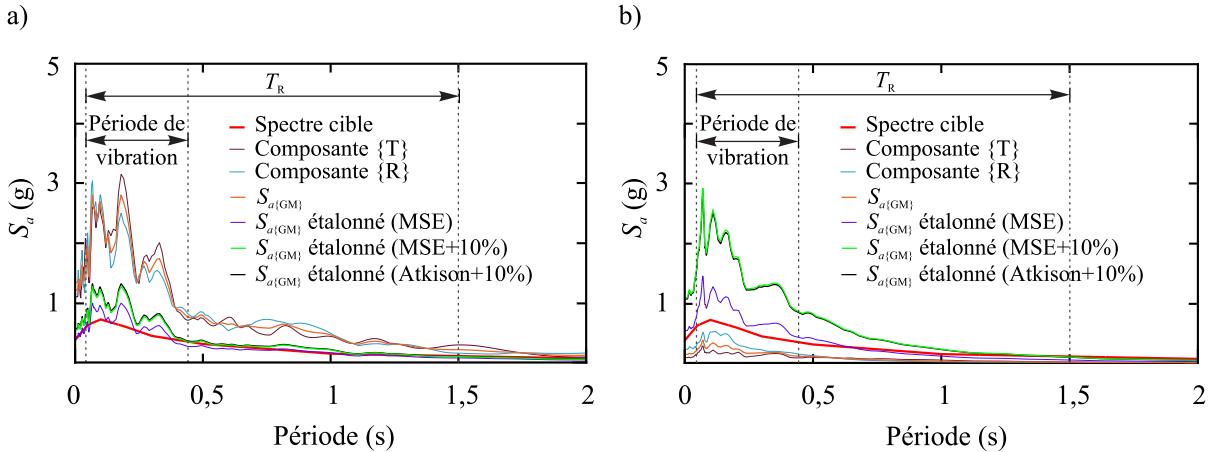


Figure 3.5 Spectre de réponse étalonné de Nahanni : (a) station Iverson-01 ; (b) la réplique du séisme, station Iverson-02.

### 3.6 Simulations hybrides

Les simulations hybrides sont réalisées au laboratoire grâce au système de chargements multidirectionnels. Deux portions sont requises lors d'un essai hybride d'une structure : (i) une portion numérique qui correspond au modèle, et (ii) une portion physique qui correspond

au spécimen testé au laboratoire. La portion physique est normalement consacrée à tester les éléments ayant un comportement complexe tandis que le reste de la structure peut être modélisé numériquement.

La figure 3.6 montre les composantes principales utilisées lors des simulations hybrides. Dans la portion numérique, le prototype étudié a été d'abord réduit à l'échelle du spécimen et ensuite modélisé avec le logiciel OpenSees (Mazzoni et al. 2006). La réduction d'échelle est effectuée conformément aux lois de similitudes et concerne la géométrie, les charges, les propriétés de section et les propriétés des matériaux utilisés. Le modèle est en 3D et inclut les colonnes, les poutres, les diaphragmes et le mur en U. Ce dernier est modélisé selon l'approche des colonnes larges (*Wide Column Model*). La partie du mur en U, située entre la base et le premier étage, est remplacée par une colonne positionnée au centre de gravité du mur. La colonne est encastrée à la base tandis que l'autre extrémité est liée au mur en U, par l'intermédiaire des poutres rigides. Cette colonne est définie comme étant l'élément expérimental testé au laboratoire. Les commandes communiquées entre la portion numérique et physique sont assurées grâce à l'interface intermédiaire OpenFresco (Schellenberg et al. 2009).

OpenFresco est une plateforme intermédiaire qui permet la liaison entre le modèle et le contrôleur du système de chargement. Pour savoir comment l'utiliser, il faut d'abord bien comprendre l'orientation et la numérotation de tous les systèmes d'axes impliqués lors d'une simulation hybride. La figure 3.7-a montre l'orientation du système d'axe du système de chargement. La boussole à proximité du spécimen indique l'orientation du système au laboratoire. La figure 3.7-b indique la numérotation utilisée par ce système et qui réfère à chaque DDL. La lettre *U* correspond au déplacement tandis que *R* correspond à la rotation. L'orientation et la numérotation du système d'axe utilisé par OpenFresco sont montrées à la figure 3.7-c.

Dans le cadre des essais réalisés, un fichier tcl (*Tool Command Language*) a été programmé et exécuté dans OpenSees. Comme montré dans l'algorithme simplifié à la figure 3.8, ce fichier contient quatre sections. Dans la première section, le modèle qui correspond à la structure étudiée a été d'abord généré. En deuxième lieu, la plateforme OpenFresco est appelée via quelques commandes, telle qu'expliquée aux prochains paragraphes. La troisième et la quatrième section du programme correspondent à l'analyse de la structure pour les charges gravitaires et les charges transitoires, respectivement. Les commandes utilisées dans la plateforme OpenFresco sont montrées à la figure 3.9. Ce dernier est d'abord chargé via la commande *loadPackage OpenFresco*. Ensuite, le contrôleur, le montage, le site et l'élément expérimental sont définis comme ceci :

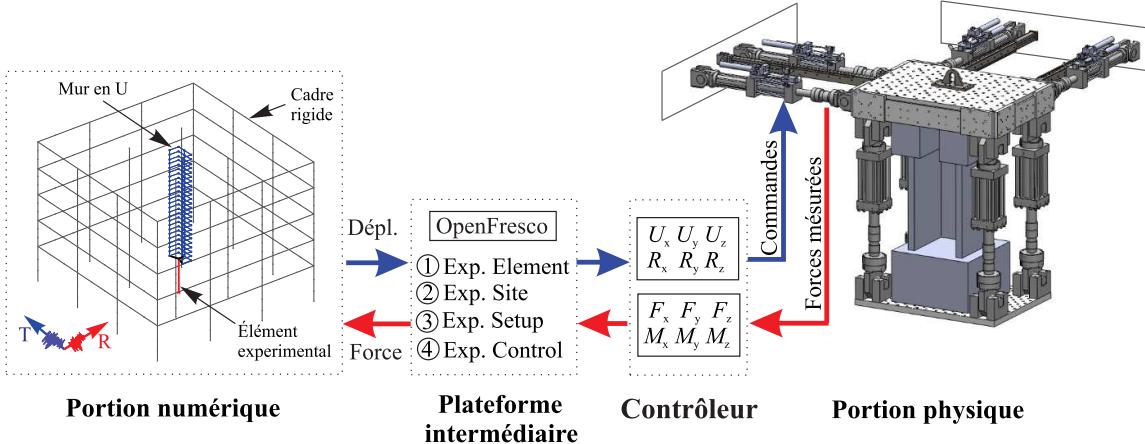


Figure 3.6 Composantes des essais hybrides.

- **Le contrôleur** : en ce qui concerne la définition du contrôleur, deux points (1 et 2) sont d'abord créés avec la commande *expControlPoint*, voir figure 3.9-b. Le premier point correspond au signal envoyé (commandes), tandis que le deuxième point correspond au signal de retour. Dans le cas du premier point, 6 DDL en mode déplacement relatif sont activés selon la numérotation (1 à 6) qui correspond à chaque DDL (figure 3.7-b). Dans le cas du deuxième point, les déplacements (1 à 6) ainsi que les forces (1 à 6) sont mesurés en mode relatif. Le contrôleur expérimental numéro 1 est ensuite défini avec la commande *expControl*. L'emplacement du fichier de configuration CSI du contrôleur ainsi que le délai d'action des vérins (3 secondes) sont précisés. Ensuite, les points 1 et 2, définis précédemment, sont utilisés dans les signaux envoyés (*-trialCP*) et ceux retournés (*-outCP*), respectivement.
- **Le montage** : il est défini via la commande *expSetup*, voir figure 3.9-c. Le type de montage choisi est sans transformation et il est identifié avec le numéro 1. Le contrôleur expérimental numéro 1, défini à l'étape précédente, est alors spécifié. Ensuite, les 6 DDL impliqués sont rentrés dans un ordre conforme à l'orientation et la numérotation dans OpenFresco, comme montré à la figure 3.7-c. Puisqu'il s'agit une simulation en 3D, la taille des signaux envoyés et ceux retournés correspond à 6 (DDL) dans chaque cas. Il est déconseillé d'utiliser les factors d'ajustement des signaux. L'échelle du spécimen du modèle numérique devrait être similaire.
- **Le site** : il est défini via la commande *expSite*, voir figure 3.9-d. Le lieu d'essai spécifié correspond à un test local. D'autres types de tests peuvent être réalisés, par exemple les tests distribués où plusieurs essais sur différentes parties d'une structure peuvent se dérouler dans différents laboratoires, en même temps.
- **L'élément expérimental** : l'élément testé est défini via la commande *expElement*, voir

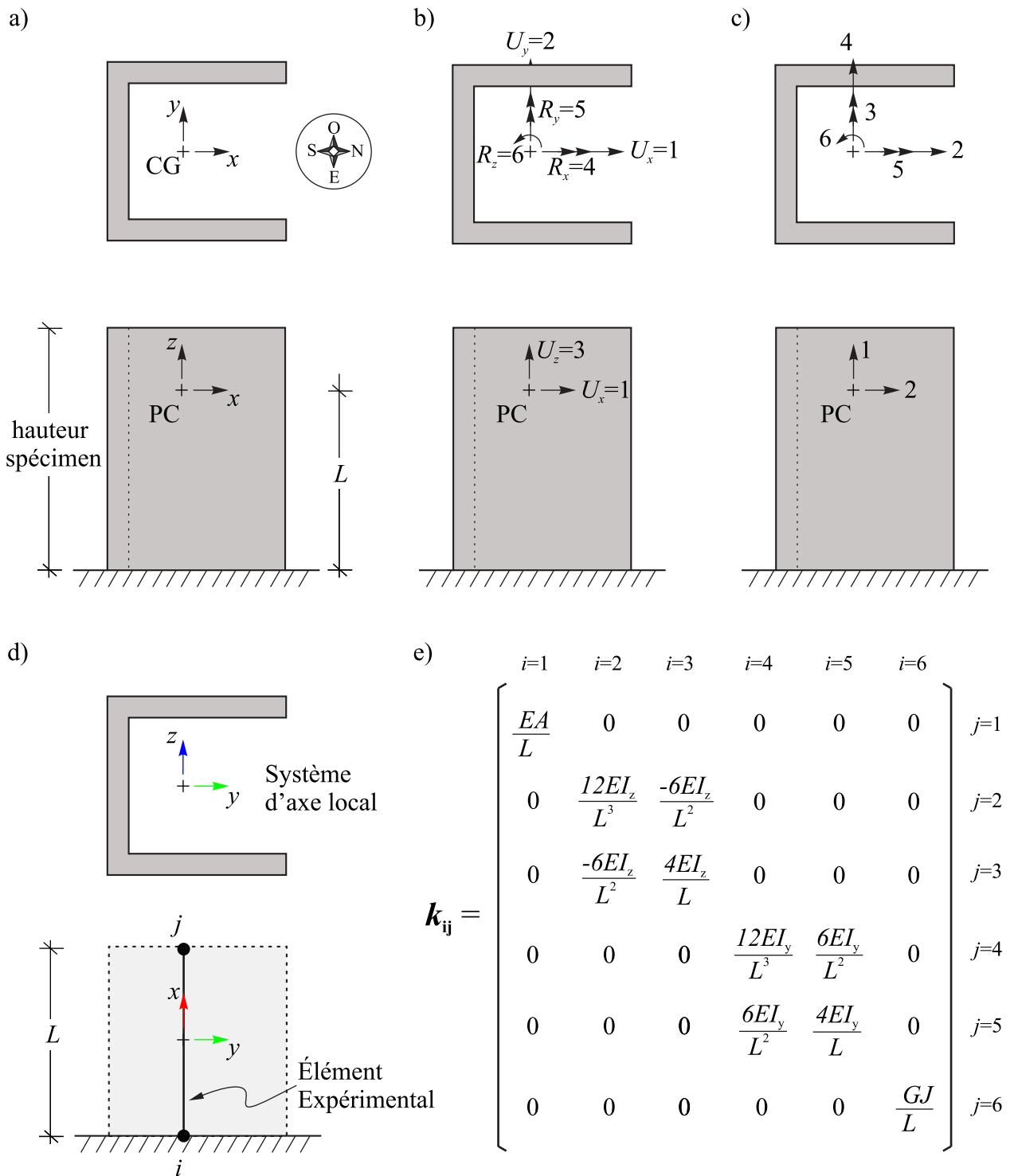


Figure 3.7 Orientations et numérotations des systèmes d'axes : a) système de chargement au laboratoire ; b) contrôleur ; c) OpenFresco ; d) OpenSees ; e) matrice de rigidité initiale.

figure 3.9-e. Le numéro de cet élément dans la structure à l'étude est 141 et il est situé entre les noeuds 1 et 7. Le numéro 146 correspond à l'orientation de cet élément dans OpenSees et va servir à établir la correspondance des DDL avec OpenFresco. L'orientation se fait au préalable via la commande *geoTransf* et permet de préciser l'orientation du système d'axe local de l'élément par rapport au système d'axe global. Ensuite, le numéro du site 1, définie précédemment, est spécifié. En dernier lieu, la matrice de rigidité initiale de l'élément expérimental est donnée. Étant donnée la symétrie, seulement une matrice  $6 \times 6$  est requise, voir figure 3.7-e. Les coefficients de rigidité sont rentrés en ordre, selon la configuration des DDL dans OpenFresco. Il est important de noter que les coefficients de rigidité sont ceux d'une poutre en 3, excluant les conditions aux frontières. Cependant, une attention particulière doit être portée à la torsion.

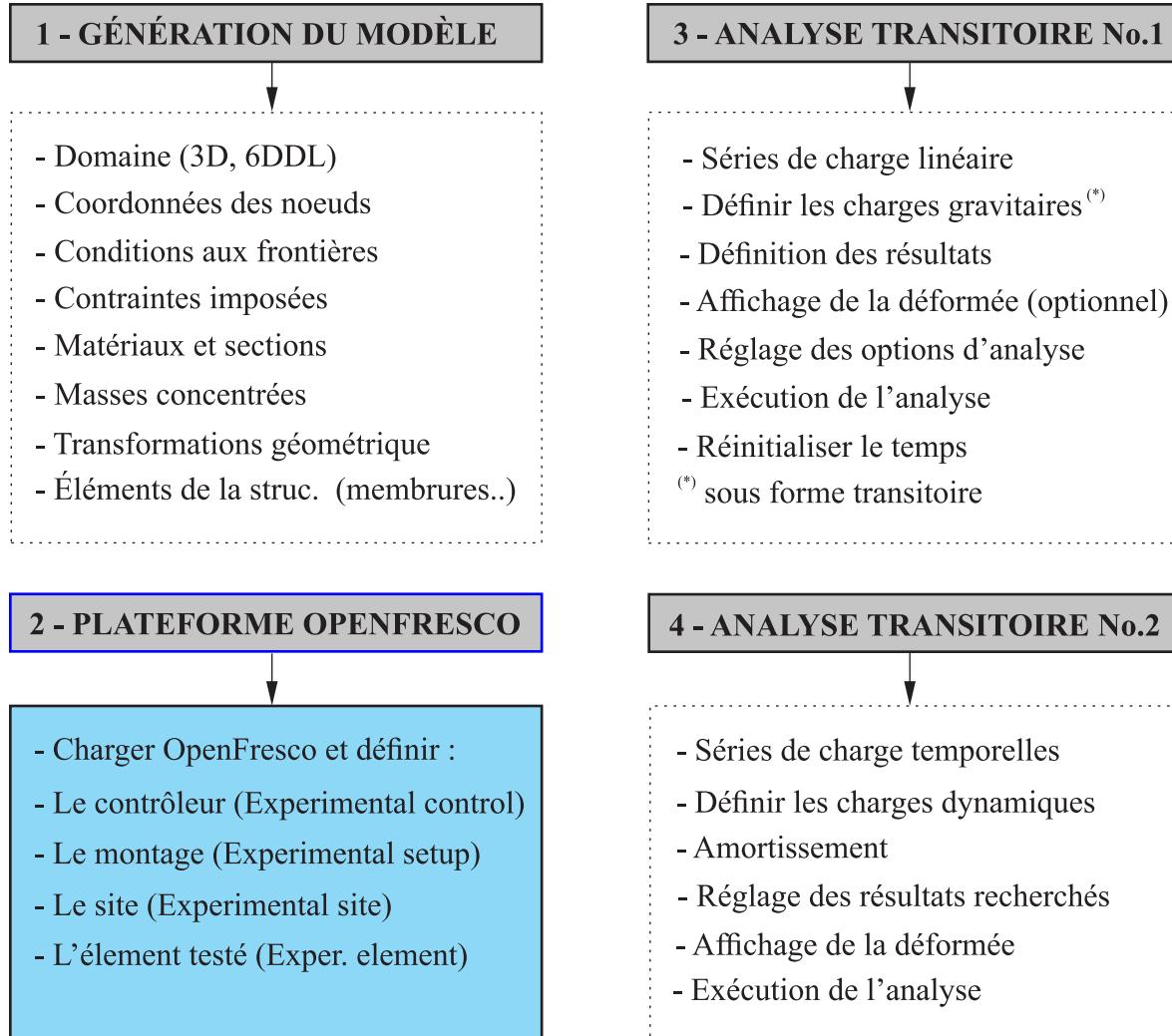


Figure 3.8 Algorithme utilisé dans les essais hybrides.

**a)**

```
#####
#                                     OpenFresco
#####
#
```

#Load OpenFresco package

loadPackage OpenFresco

**b)**

```
#####
#           Experimental Control          #
#####
#
```

#ExpControlPoint Tag cptag &lt;-node nodTag&gt; dof rspType &lt;-fac f&gt; &lt;-lim u&gt; &lt;isRel&gt;

expControlPoint 1 1 disp -isRel 2 disp -isRel 3 disp -isRel 4 disp -isRel 5 disp -isRel 6 disp -isRel

expControlPoint 2 1 disp -isRel 2 disp -isRel 3 disp -isRel 4 disp -isRel 5 disp -isRel 6 disp -isRel

1 force -isRel 2 force -isRel 3 force -isRel 4 force -isRel 5 force -isRel 6 force -isRel

#ExpControl ctrlTag configFileName &lt;rampTime&gt;

expControl 1 "C:/Mechmachi\_2017/Mur\_en\_C\_1/6DDL.mtscs" 3 -trialCP 1 -outCP 2

**c)**

```
#####
#           Experimental Setup          #
#####
#
```

#ExpSetup ExpSetup01NoTrans : setupTag &lt;-control ctrlTag&gt; -dir dirs -sizeTrialOut t o &lt;factors&gt;

expSetup NoTransformation 1 -control 1 -dir 2 4 1 5 3 6 -sizeTrialOut 6 6

**d)**

```
#####
#           Experimental Site          #
#####
#
```

#ExpSite ExpSite01 : siteTag setupTag

expSite LocalSite 1 1

**e)**

```
#####
#           Experimental Element       #
#####
#
```

#GeoTran Type tag vec\_xz

geoTransf PDelta 146 0 1 0

#Element "ExpElement01" : eleTag NodeI NodeJ GeoTranTag -site siteTag -iniStrif Kij &lt;-iMod&gt; &lt;-noRayleigh&gt; &lt;-rho&gt; tag vec\_xz

expElement beamColumn 141 1 7 146 -site 1 -initialStif \$k11 \$k12 \$k13 \$k14 \$k15 \$k16 \$k21 \$k22 \$k23 \$k24 \$k25 \$k26

\$k31 \$k32 \$k33 \$k34 \$k35 \$k36 \$k41 \$k42 \$k43 \$k44 \$k45 \$k46 \$k51 \$k52 \$k53 \$k54 \$k55 \$k56 \$k61 \$k62 \$k63 \$k64 \$k65 \$k66

Figure 3.9 Programme utilisé dans la plateforme intermédiaire OpenFresco.

Les charges gravitaires et les charges sismiques temporelles sont appliquées à partir de la portion numérique. À chaque pas de temps, les déplacements au premier étage, calculés au centre de gravité du mur, sont envoyés au spécimen. Les déplacements sont appliqués

également au centre de gravité du spécimen à une hauteur équivalente au premier étage ; soit à l'interface mur-collet. Les déplacements envoyés au spécimen sont en 3D ; ainsi 6 degrés de liberté sont contrôlés simultanément. Les forces mesurées, incluant le cisaillement dans les deux directions horizontales, la flexion bi-axiale ainsi que la torsion, sont retournées à la portion numérique et impliquées aux pas de temps subséquents. Les essais se sont déroulés sous un mode hybride lent ou quasi-statique selon les performances dynamiques du système de chargement.

Avec le système de chargement à 6DDL, il est possible d'utiliser deux configurations informatiques distinctes. La première se fait via le ScramNet (Matlab, Simulink et xPC Target) tandis que la deuxième se fait à travers l'interface de simulation CSI (*Computer Simulation Interface*) de l'entreprise MTS (*Measure Test Simulate*). Cette dernière configuration est plus pratique à utiliser puisqu'il n'est pas requis de programmer tout le mode de contrôle comme c'est le cas avec la première configuration. Dans le cas d'une configuration CSI, le logiciel nommé 793 de MTS est utilisé. Ce dernier permet à l'utilisateur de préciser tous les paramètres pertinents des signaux envoyés (commandes) et ceux retournés. Par exemple, il est possible de préciser le mode de contrôle (déplacement ou force), les DDL impliqués, les unités, la position du point de contrôle (PC), ect. Il existe plusieurs versions du logiciel 793 et il est important de vérifier la compatibilité de ce dernier avec celle du logiciel OpenSees et l'interface OpenFresco, faute de quoi la communication ne passera pas entre ces derniers.

### 3.7 Modèles numériques

Les premiers modèles 3D ont été consacrés aux analyses spectrales et utilisées par conséquent dans la conception. Ces modèles sont développés avec le logiciel ETABS (CSI 2016) où le mur en U est modélisé avec des éléments coques en considérant les propriétés des sections fissurées (figure 3.10-a). Ces modèles sont également utilisés pour comparer les paramètres de conception avec les résultats dérivés lors des essais hybrides. D'autres modèles numériques sont développés dans les logicielles OpenSees et Seismostruct (Seismosoft 2019) et sont consacrés aux prédictions des résultats (figure 3.10-b). Ces modèles sont similaires à la portion numérique utilisée dans les essais hybrides et incluent également toutes les composantes structurales du prototype étudié. Le mur en U est modélisé selon l'approche des colonnes larges où l'âme et les semelles sont remplacées par des colonnes rectangulaires et liées ensemble avec des poutres rigides (figure 3.10-c). Les sections du mur, celles des colonnes et des poutres périphériques sont définies avec des éléments de fibres prenant en considérant le béton confiné, le béton non confiné et les armatures longitudinales. Des propriétés des matériaux inélastiques sont

attribuées à la section du mur située entre la base et le premier étage tandis que les autres sections du modèle sont considérées élastiques. Cette décision est basée sur des simulations numériques initiales démontrant que la rotule plastique est localisée à la base du mur. Les charges appliquées correspondent au protocole de chargement décrit auparavant, soient les charges gravitaires suivies par les sollicitations sismiques bidirectionnelles horizontales. Le logiciel OpenSees a été utilisé principalement pour les essais hybrides tandis que le logiciel Seismostruct a été consacré aux validations numériques. Ce dernier a été utilisé, car il est spécialisé dans la modélisation avec des éléments en fibre et pour son interface graphique plus conviviale. D'autres modèles 3D, plus raffinés, ont été également élaborés. Dans ce cas, le mur en U est modélisé soit avec des éléments coques ou avec des éléments solides incluant les armatures (figure 3.10-d). Ces derniers modèles ont été utilisés comme modèles témoins pour valider certains paramètres calculés avec les modèles précédents.

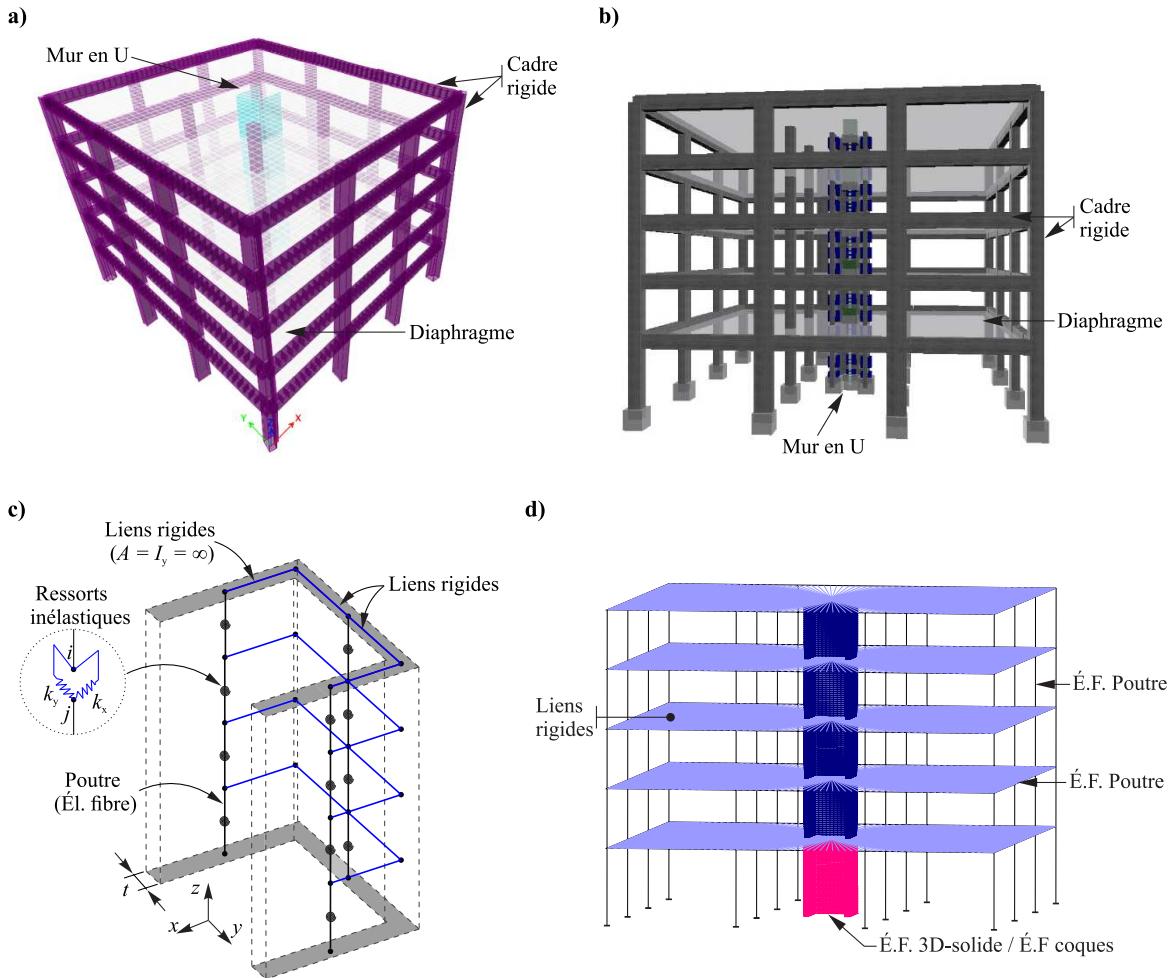


Figure 3.10 Aperçus des modèles 3D du bâtiment à l'étude extraits des logiciels : (a) ETABS ; (b) Seismostruct ; (c) Modèle du mur en U ; et (d) ADINA.

### 3.8 Évaluation de la performance sismique du mur en U

Les résultats obtenus durant les essais hybrides sont analysés et comparés aux prédictions numériques, afin de valider la correspondance avec les données expérimentales. Les paramètres importants traités et utilisés dans l'évaluation de la performance du mur en U sont présentés ci-dessous :

- premièrement, les résultats expérimentaux sont examinés pour s'assurer du bon déroulement des essais hybrides. Les résultats des déplacements et des forces sont comparés aux valeurs anticipées.
- Les limites de glissements inter-étages sont des indicateurs importants dans la performance sismique du prototype. Les déplacements relatifs de translation obtenus dans les directions orthogonales et diagonales ainsi que les rotations relatives associées à la torsion sont déterminés à chaque étage et comparés aux valeurs de conception.
- Le ratio décrivant la sensibilité à la torsion du bâtiment à l'étude est déterminé à partir des essais hybrides. À chaque instant, les déplacements extrêmes des planchers sont dérivés de la portion numérique et servent au calcul de ce ratio. Les résultats obtenus sont comparés aux valeurs de conception ainsi qu'à la limite de sensibilité édictée par le CNBC.
- Les efforts de flexions bi-axiales, les efforts de cisaillement dans les deux directions horizontales ainsi que l'effort de torsion mesuré lors des essais hybrides sont comparés aux efforts de conception. L'effort de torsion mesuré lors des essais est converti à des forces de cisaillement additionnelles dans les semelles et dans l'âme du mur. La distribution adoptée, au niveau des forces de cisaillement, est comparée avec des modèles purement numériques.
- Le traitement des données recueillies relativement aux déformations du béton et ceux des barres d'armature permettent de déterminer les paramètres clés : amorce de la plastification des armatures, plastification globale de la section, courbure et déplacement élastique.
- Les indicateurs de performance en déplacement et en courbure sont déterminés selon les différentes directions du mur. Il s'agit des déplacements maximums, la courbure ultime, la capacité en rotation inélastique, la ductilité en déplacement et la ductilité en courbure. Les résultats obtenus sont analysés et comparés aux essais expérimentaux réalisés sur des murs rectangulaires et non-rectangulaires.

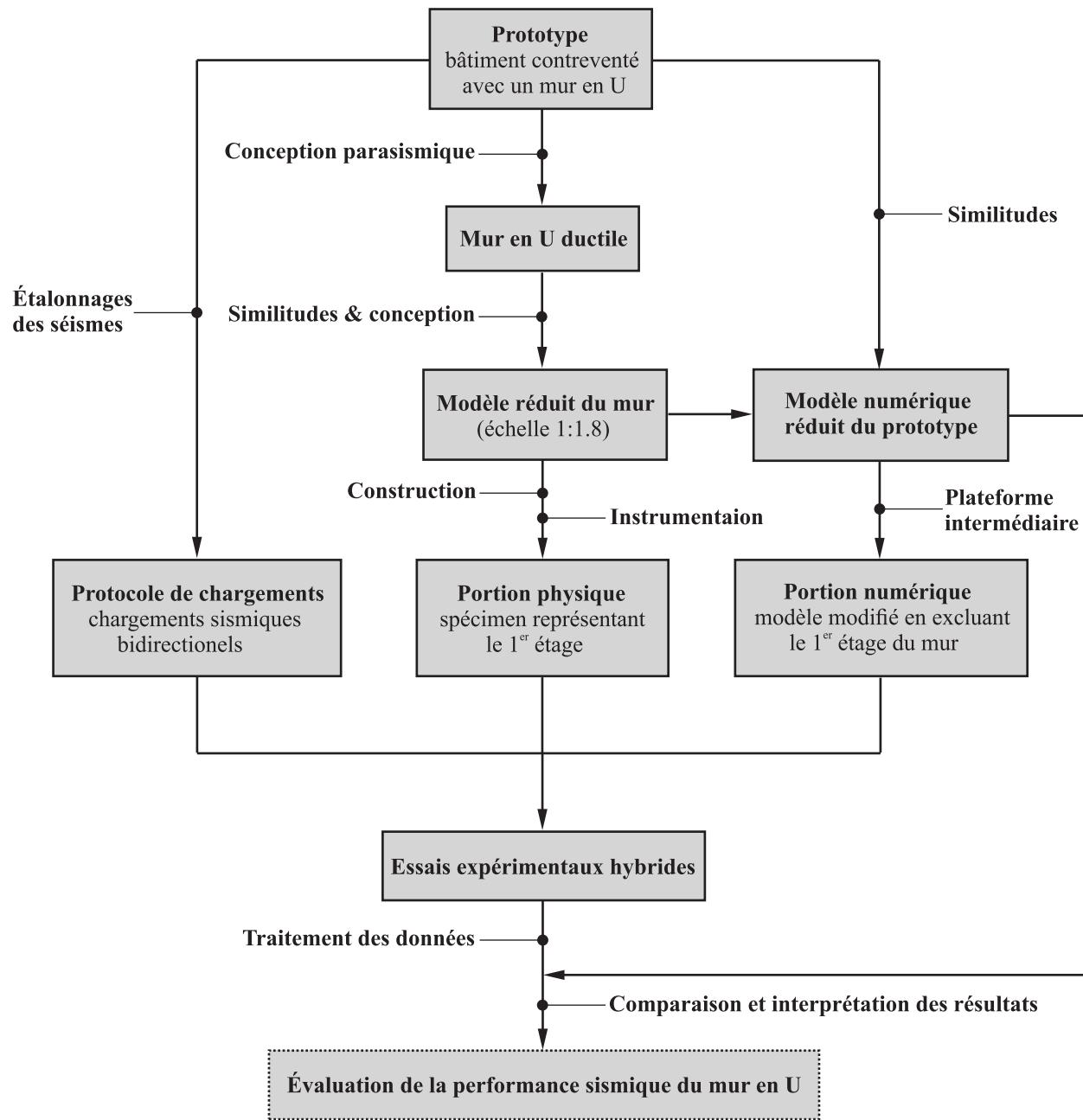


Figure 3.11 Diagramme montrant la méthodologie du projet de recherche.

**CHAPITRE 4 ARTICLE 1 : Experimental Hybrid Simulation of the Bidirectional Seismic Response of a Five Storey Reinforced Concrete U-Shaped Core Wall Building**

**Youness Mechmachi et Najib Bouaanani**

Article soumis à *Journal of Earthquake Engineering*,  
en date du 15 décembre 2020

## **ABSTRACT**

This paper presents an original experimental investigation of the bidirectional seismic response of a five storey reinforced concrete U-shaped core wall (USW) building through hybrid simulation testing. A reduced-scale model is derived from a prototype designed per Canadian seismic provisions. A large-scale (1 : 1.8) specimen representing the first storey of the USW (physical substructure) was constructed and subjected to axial load and bidirectional horizontal ground motions using a system of eight high-performance displacement-controlled actuators coupled to a numerical substructure modeling the rest of the building. Examples illustrating the experimental bidirectional seismic response of the USW and the whole building are presented.

**Keywords** Experimental Hybrid Simulation ; C-Shaped and U-shaped Reinforced Concrete Shear Walls ; Bidirectional Earthquake Loads ; Numerical Simulation ; Six-Degrees-of-Freedom (6-DOF) Hybrid Testing ; Multidirectional Hybrid Simulation Testing ; Large-Scale Structural Testing.

### **4.1 Introduction**

Reinforced concrete (RC) C-shaped walls (CSWs) or U-shaped walls (USWs) are often used to house elevators or stairway in multi-storey buildings. From a structural design perspective, they are considered as efficient lateral load resisting systems against earthquakes. This is mainly attributed to their cross-section consisting of a web and two flanges, leading to effective distribution of in-plane and out-of-plane shear forces under bidirectional ground motions (e.g. Stafford Smith and Coull 1991, Paulay and Priestley 1993, Constantin and Beyer 2016). However, CSWs or USWs can be subjected simultaneously to biaxial bending moments and torsion in addition to shear forces and axial load, making them more prone to damage compared to rectangular or barbelled shear walls. The importance of three-dimensional (3D) seismic response of shear walls has been exacerbated through site observations in the after-

math of earthquake events such as the 2010 Chile and the 2011 Christchurch earthquakes (e.g. Dashti et al. 2015, Jünemann et al. 2016). Several experimental and numerical studies also confirmed the importance of bidirectional loading on the seismic performance of non-rectangular open shear walls (e.g. Ile and Reynouard 2005, Beyer et al. 2008a, Lowes et al. 2013, Constantin and Beyer 2016, Behrouzi et al. 2020). Quasi-static and dynamic tests were first carried out by Reynouard and Fardis (2001) on U-shaped walls (UCWs). Their investigations focused mainly on the validation of the seismic design of the tested walls according to Eurocode 8 (EC8 1997, EC8 2001), as well as on the effect of lateral loading direction. Beyer et al. (2008a) thoroughly investigated numerically and experimentally the inelastic behaviour of two U-shaped walls under quasi-static cyclic tests along different loading directions. The behaviour of CSWs under quasi-static cyclic bidirectional loading was also examined by Lowes et al. (2013), who tested three identical specimens. The prototype corresponded to a ten storey CSW while the tested specimens represented the lower three storeys. Their study focused on the stiffness degradation of these walls and their drift capacity. Constantin and Beyer (2016) and Constantin (2016) tested two specimens under bidirectional quasi-static cyclic lateral loading and focused on the response of the tested walls along the diagonal direction. They proposed new analytical formulations for stiffness estimates of UCWs, yield displacement and plastic hinge lengths based on numerical parametrical studies.

Although the findings from the previous experimental or numerical investigations improved significantly the understanding of the seismic response and performance of CSWs and USWs, most of these studies also concluded about the need for more substantial experimental data to further validate the complex bidirectional and 3D seismic behaviour of such critical lateral load resisting systems (e.g. Pégon et al. 1999, Reynouard and Fardis 2001, Ile and Reynouard 2005, Beyer et al. 2008, Lowes et al. 2013, Constantin and Beyer 2016, Behrouzi et al. 2020). One important issue that has been less covered in previous research relates to the experimental assessment of the bidirectional earthquake response of CSWs or USWs while interacting with other structural components of the building (i.e. beams, columns, upper storeys, etc.). Combined bidirectional and torsional nonlinear seismic effects were also less evidenced by previous experimental campaigns.

The present work aims at providing the engineering and research community with new experimental data and findings on the bidirectional seismic response of USWs. For this purpose, an original 6-degree-of-freedom experimental hybrid simulation testing program was designed and carried out on a large-scale RC USW specimen part of a five storey building. This paper presents the prototype building, the reduced-scale model, tested specimen, and the different phases of the experimental program including the construction of the specimen, the

instrumentation, and the hybrid simulation protocol. The bidirectional seismic response of the studied building is examined through the discussion of selected results.

## 4.2 Tested specimen

### 4.2.1 Seismic design of the prototype and reduced-scale model

The tested reduced-scale model was derived from a prototype of a five-story residential building, designed to include a RC USW as the main lateral seismic load resisting system. A boundary RC structure comprising a beam-column moment-resisting frame was also designed to contribute to the building's seismic resistance but to a less extent than the USW. Figure 4.1 illustrates the plan and elevation views of the studied prototype. The USW was designed as highly ductile, considering force modification factors of  $R_d = 3.5$  and  $R_o = 1.6$  for ductility and overstrength, respectively, according to the National Building Code of Canada (NRCC 2010) and the Canadian Standard CSA-A23.3 for the design of concrete structures (CSA 2010). The boundary frame structure was designed to be much more flexible laterally than the USW. Its contribution to the building's seismic response was though included in the analysis but assuming it remains linear elastic.

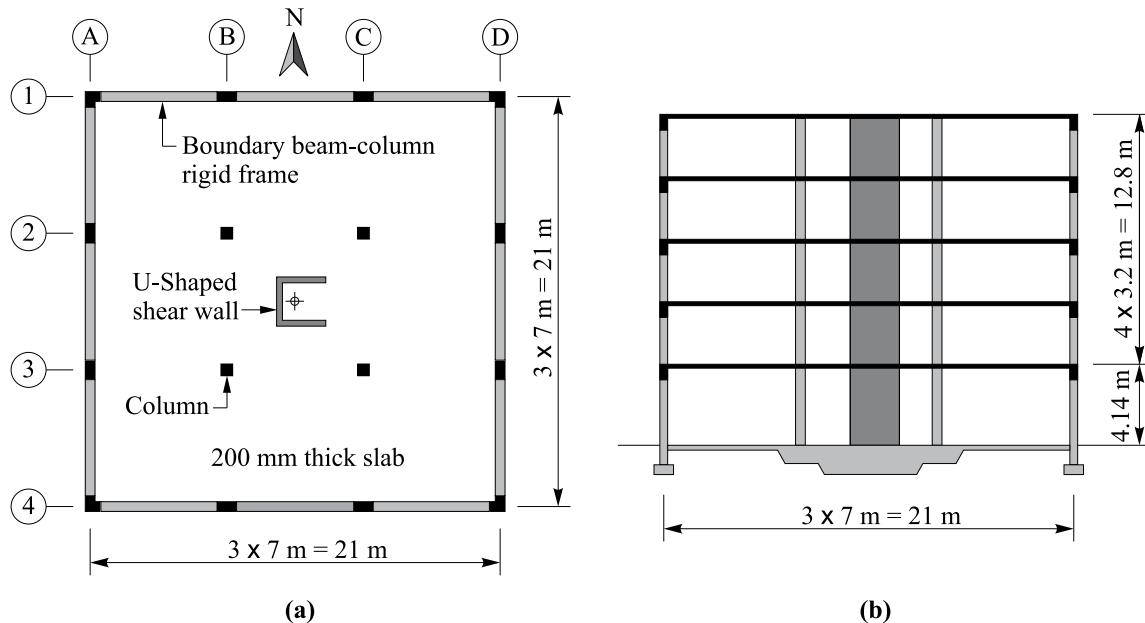


Figure 4.1 Five-storey reinforced concrete building prototype studied : (a) plan view; and (b) elevation view.

Table 4.1 Scale factors based on Cauchy-Froude similitude laws.

Parameter	Symbol	Scale factor	Value
Length	$L$	$\frac{L^{(p)}}{L^{(m)}} = \lambda$	1.80
Density	$\rho$	$\frac{\rho^{(p)}}{\rho^{(m)}} = \lambda^{-1}$	0.56
Mass	$m$	$\frac{m^{(p)}}{m^{(m)}} = \lambda^2$	3.24
Velocity	$v$	$\frac{v^{(p)}}{v^{(m)}} = \lambda^{0.5}$	1.34
Weight	$W$	$\frac{W^{(p)}}{W^{(m)}} = \lambda^2$	3.24
Force	$F$	$\frac{F^{(p)}}{F^{(m)}} = \lambda^2$	3.24
Moment	$M$	$\frac{M^{(p)}}{M^{(m)}} = \lambda^3$	5.83
Time	$t$	$\frac{t^{(p)}}{t^{(m)}} = \lambda^{0.5}$	1.34
Frequency	$f$	$\frac{f^{(p)}}{f^{(m)}} = \lambda^{-0.5}$	0.75

The prototype USW has footprint dimensions of 2520 mm  $\times$  2520 mm and a thickness of 300 mm. Each of the four floors of the building consist of a 200 mm thick flat slab spanning three equal bays of 7 m along the north-south and east-west principal axes. The boundary frame comprises corner columns (500 mm  $\times$  800  $\times$  800 mm), edge columns (500 mm  $\times$  1000 mm), inner columns (600 mm  $\times$  600 mm), and beams (500 mm  $\times$  800 mm). The considered gravity loads consist of the self-weight, an additional dead load of 0.5 kPa, a live load of 2.4 kPa and a snow load of 2.48 kPa at the roof. The seismic design of the building was carried out along each of its two principal axes using the software ETABS (CSI 2016), e.g. modal response spectrum analysis, seismic force distribution, seismic lateral displacements, etc. Effective properties (i.e. area and moment of inertia) of the sections of the beams, columns, slabs and the USW were considered to account for cracked concrete (NRCC 2010, CSA 2010). Accidental torsion was accounted for in the seismic design of the prototype through an offset of the building's center of mass by a distance of  $\pm 0.10 D$  along north-south and then east-west principal axes, where  $D = 21$  m is the plan dimension of the floor perpendicular to the

direction of seismic loading (NRCC 2010, CSA 2010). A larger torsional sensitivity was found in the north-south direction, corresponding to a torsional sensitivity parameter  $B = 1.14$ . The lateral displacements obtained from the dynamic analysis were calibrated to determine the total displacements including the inelastic effects. P-delta effects were included in the analysis (NRCC 2010, CSA 2010). The plastic hinge of the building was designed to occur in the first storey of the USW and was detailed accordingly.

A reduced-scale model of the prototype was created considering a scale factor of  $\lambda = 1.8$ . The corresponding Cauchy-Froude similitude relationships are given in Table 5.1, in which superscripts (p) and (m) denote the prototype and the reduced-scale model, respectively. The resulting dimensions of the reduced-scale model are provided in Figure 4.2 (a). The tested specimen was designed to have approximately similar flexural strength ratios ( $M_f/M_r$ ) and shear strength ratios ( $V_f/V_r$ ) along principal axes than the prototype, where  $M_f$ ,  $V_f$ ,  $M_r$  and  $V_r$  denote the factored moment, factored shear force, factored moment resistance and factored shear resistance at the base of the USW, respectively. For example, Table 4.2 shows the similarity between the flexural and strength ratios obtained for the prototype and reduced-scale model of the USW subjected to load combination  $D + E + 0.5L + 0.25S$ , where  $D$ ,  $E$ ,  $L$  and  $S$  denote the dead, earthquake, live and snow loads, respectively. The dimensions of the beams and columns of the boundary moment-resisting frame of the reduced-scale model were obtained by scaling-down those of the prototype and were proportioned using the same longitudinal reinforcement ratios as the prototype.

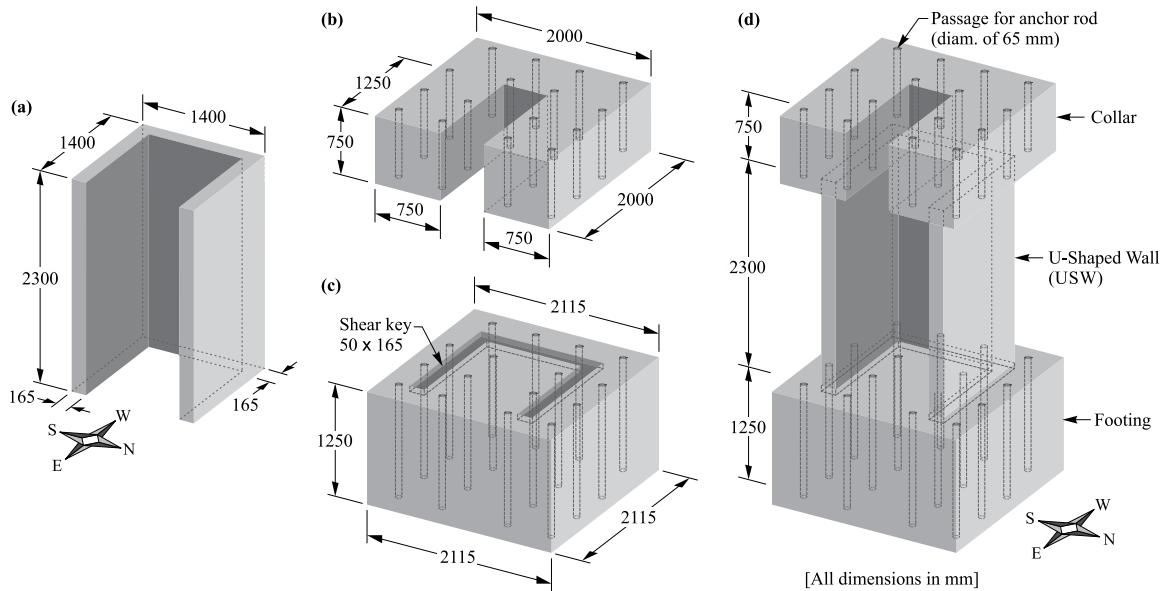


Figure 4.2 Dimensions of the reduced-scale model : (a) U-Shaped RC wall ; (b) collar ; (c) footing ; (d) Tested specimen.

Table 4.2 Flexural and shear strength ratios at the base of the prototype and reduced-scale model of the USW

Loading direction	Flexural ratio $M_f/M_r$		Shear ratio $V_f/V_r$	
	Prototype	Model	Prototype	Model
North ⇔ South	0.71	0.71	0.67	0.72
West ⇒ East	0.62	0.62	0.60	0.65
West ⇔ East	0.82	0.82	0.60	0.65

#### 4.2.2 Construction of the physical substructure

The physically tested specimen, i.e. physical substructure, consists of the first storey of the reduced-scale USW. It was built at the Structures Laboratory of Polytechnique Montréal, and tested using the high-performance Multidirectional Hybrid Simulation Testing System (MHSTS) shown in Figure 4.3.

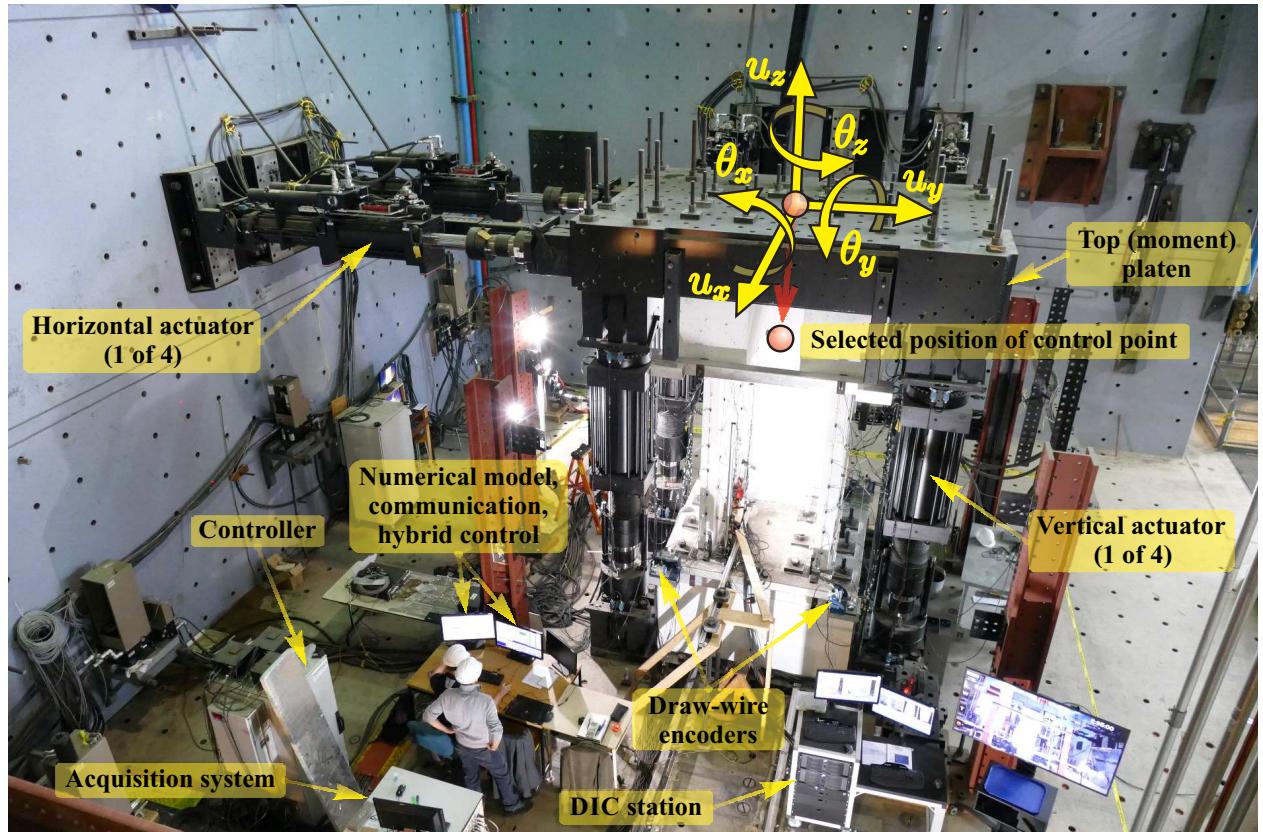


Figure 4.3 Hybrid testing of the reinforced concrete U-shaped shear wall (USW) using the Multidirectional Hybrid Simulation Testing System (MHSTS).

This advanced testing equipment can be used to apply static, cyclic or pseudo-dynamic demands to large-scale specimens, directly, or through hybrid simulation modes. A collar and a footing with the dimensions illustrated in Figure 4.2 were built to fix the physical substructure to the top (moment) platen and to the base platen of the MHSTS. The footing was cast independently, including a shear key of 50 mm at the interface between the USW and the footing, while the USW and the collar were cast monolithically to prevent sliding failure.

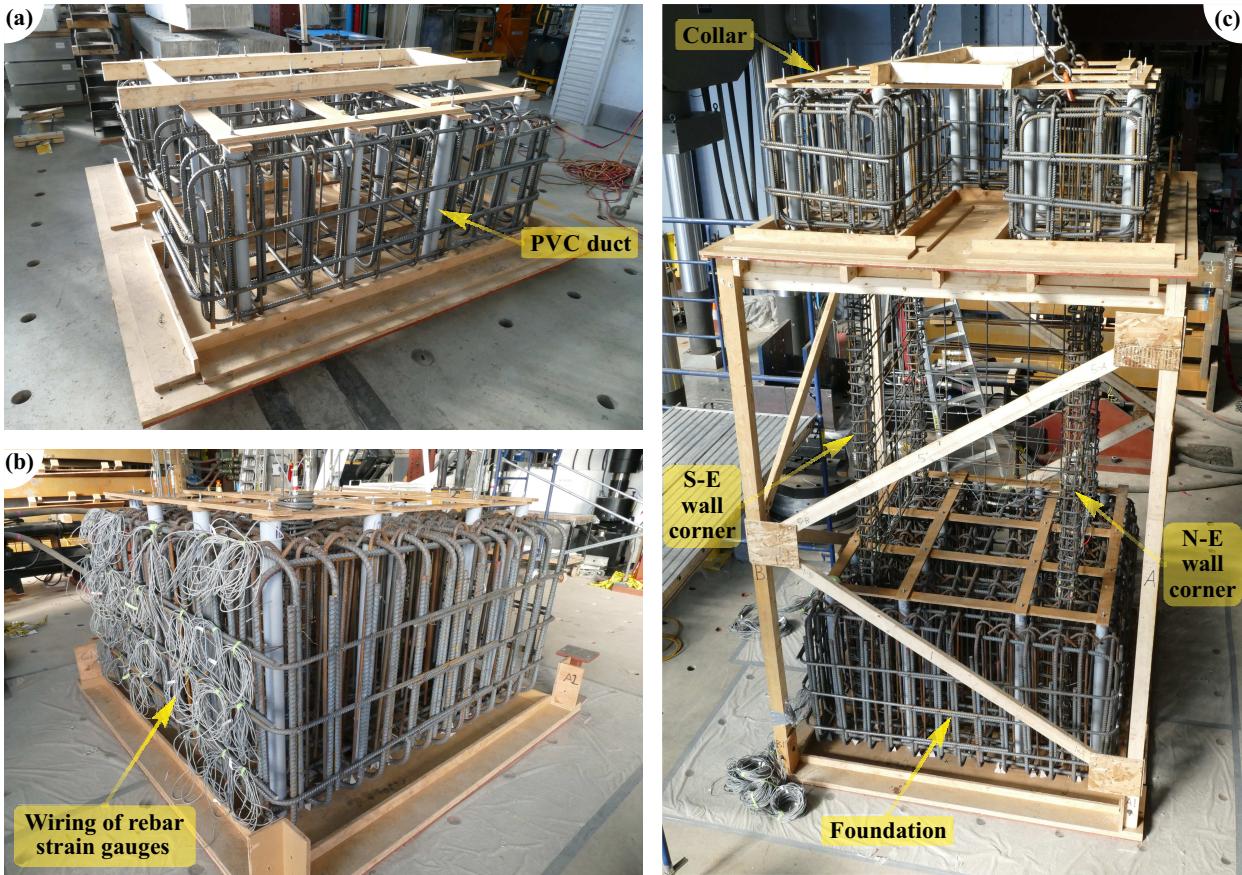


Figure 4.4 Construction of the tested specimen : (a) Collar ; (b) footing ; and (c) assembled collar, footing and C-Shaped RC wall.

Template formworks for the footing and the collar were first prepared as shown in Figure 4.4. Then, PVC ducts ( $\phi = 64$  mm) were accurately fixed to the formworks, and used later as passages for anchor rods that attach the specimen to the MHSTS. Figures 4.4 and 4.5 illustrate the steel reinforcement layout of the tested specimen. The steel reinforcement of the footing consists of : (i) 25M horizontal rebars in each direction, at the top and bottom of

the footing, and (ii) 15M vertical stirrups, spaced at about 200 mm. The USW reinforcement consists of 10M rebars : (i) in the web, the first row of horizontal 2-10M was placed at 50 mm from the base of the wall, and then a vertical spacing of 200 mm was used along the height, (ii) in each flange, 2-10M were placed horizontally at 300 mm with the first row placed at 100 mm from the base of the wall, (iii) 28-10M vertical rebars were used without overlapping. A layout of 4-10M vertical rebars were used at the corners. These rebars were confined with 2 U-shaped 10M stirrups, spaced at 75 mm in the footing and the collar, while closed stirrups with hooks, spaced between 50 mm and 65 mm, were utilized in the wall. The distributed vertical rebars, in the flanges and the web, were placed alternately at about 230 mm. Horizontal rebars have 200 mm hooks and were extended into the confined concrete areas. Threaded rebars ( $\phi = 25$  mm) were embedded in the footing and collar for handling operations. A self-leveling concrete ( $f'_c = 60$  MPa) was used for the footing, while a regular concrete ( $f'_c = 30$  MPa) with a plasticizer was used for the wall and the collar. The minimum concrete cover was set to 25 mm for the footing and the collar, and to 15 mm for the wall.

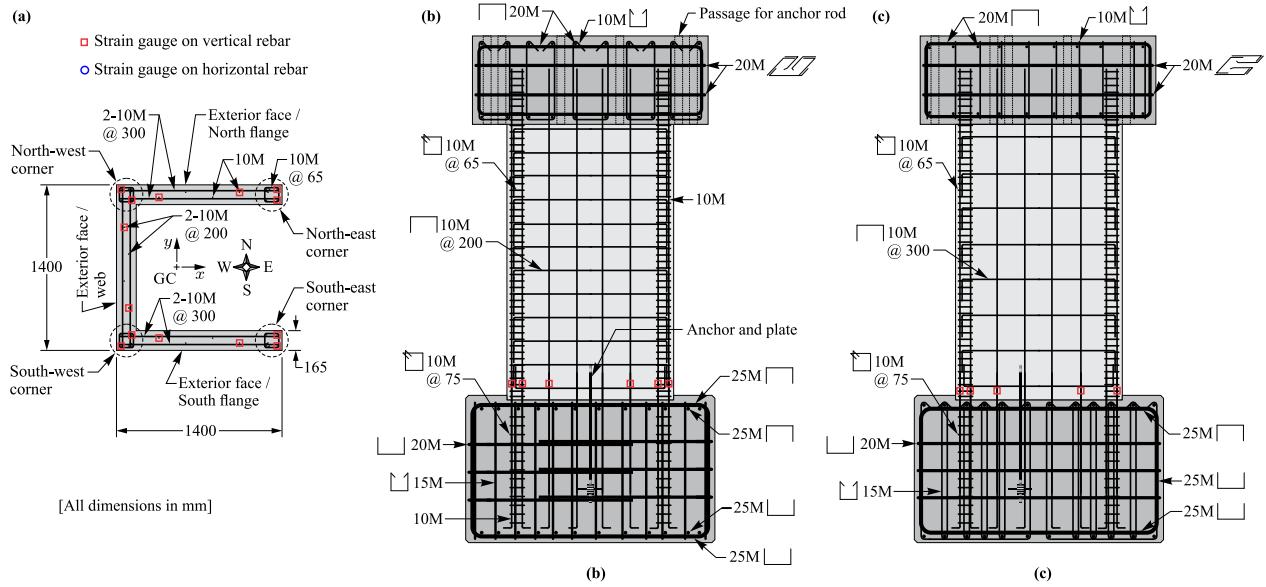


Figure 4.5 Steel reinforcement of the tested specimen and positions of strain gauges at the base of the USW : (a) Cross section ; (b) North view ; (c) South view.

The specimen was first installed inside the MHSTS through a rail system and roller supports. A 20 mm thick layer of rapid setting grout was placed between the collar and the moment platen, to ensure a uniform contact at the interface. The grout was first poured on top of the collar while protecting the holes. The grouted area was immediately covered by a plastic sheet and then compressed by the MHSTS top platen, using the vertical actuators, until full

contact was observed. One day later, the moment platen was lifted and the plastic sheet removed. The anchor rods were then inserted through the collar holes and torqued to attach the specimen to the moment platen. The same procedure could not be applied to attach the footing to the laboratory strong floor through the base platen of the MHSTS, at the risk of plugging the threads of the holes at the base platen, and thus possibly preventing adequate clamping. Instead, the specimen was slightly lifted by the MHSTS vertical actuators to enable placing of a 10 mm thick compressible cardboard between the wall footing and the MHSTS base platen. The footing and the collar were then firmly fixed to the strong floor and the MHSTS moment platen, respectively, using Dywidag rods ( $\phi=42$  mm). A total of 32 anchor rods were used, in combination with anchor steel plates (50 mm  $\times$  200 mm  $\times$  200 mm). The anchor rods were post-tensioned at 50% and 40% of their capacity for the footing and collar, respectively. Re-tensioning of the anchor rods was necessary to account for the relaxation and compressibility of the cardboards used.

### 4.3 Testing setup, instrumentation and protocol

#### 4.3.1 Testing setup

The MHSTS (Figure 4.3) comprises four horizontal dynamic actuators, with a force capacity of  $\pm 1000$  kN each (i.e. total of  $\pm 2000$  kN along each direction) and four vertical actuators with a force capacity of  $\pm 1800$  kN each (i.e. total of  $\pm 7200$  kN). The four horizontal actuators are attached to an L-shaped reaction wall and the vertical actuators to a 140 mm thick steel base platen (plane dimensions of 2650 mm  $\times$  3650 mm) that is anchored to the laboratory's strong floor. The eight actuators are connected to a top moment platen consisting of a 625 mm thick multicell steel plate (same plane dimensions as the base platen). The horizontal actuators are aligned, two by two, along a 2 m  $\times$  3 m grid. They can be used to apply bi-directional translations  $u_x$  and  $u_y$  along horizontal axes  $x$  and  $y$  (stroke capacity of  $\pm 375$  mm), as well as torsional rotation  $\theta_z$  around vertical axis  $z$  (rotational capacity of  $\pm 0.250$  rad), with axes  $x$ ,  $y$  and  $z$  as illustrated in Figure 4.3. Rotations  $\theta_x$  and  $\theta_y$  around the two horizontal axes (rotational capacities of  $\pm 0.122$  rad and  $\pm 0.3$  rad, respectively), as well as vertical translation  $u_z$  (stroke capacity of  $\pm 300$  mm), can be imposed through the vertical actuators. The applied displacements can be controlled through *absolute* or *relative* modes. In *absolute* mode, displacement commands are based on the measurements recorded by the displacement transducers of the actuators. Although this mode is generally more stable, the feedback of the actuators, and thereof the test results, can be altered by the slacks in the actuators, the friction in the swivels or the flexibility of the moment platen. To minimize such effects, a *relative* control mode was used instead. In this case, displacement commands

were based on the specimen's deformed configuration, as measured directly using eight wires connected to four high precision (i.e. tolerance of 0.00076 mm) draw-wire encoders (e.g. Figures 4.3, 4.6, and 4.7(a) to (c)). The positions of the wires were determined using a laser scanner before each test.

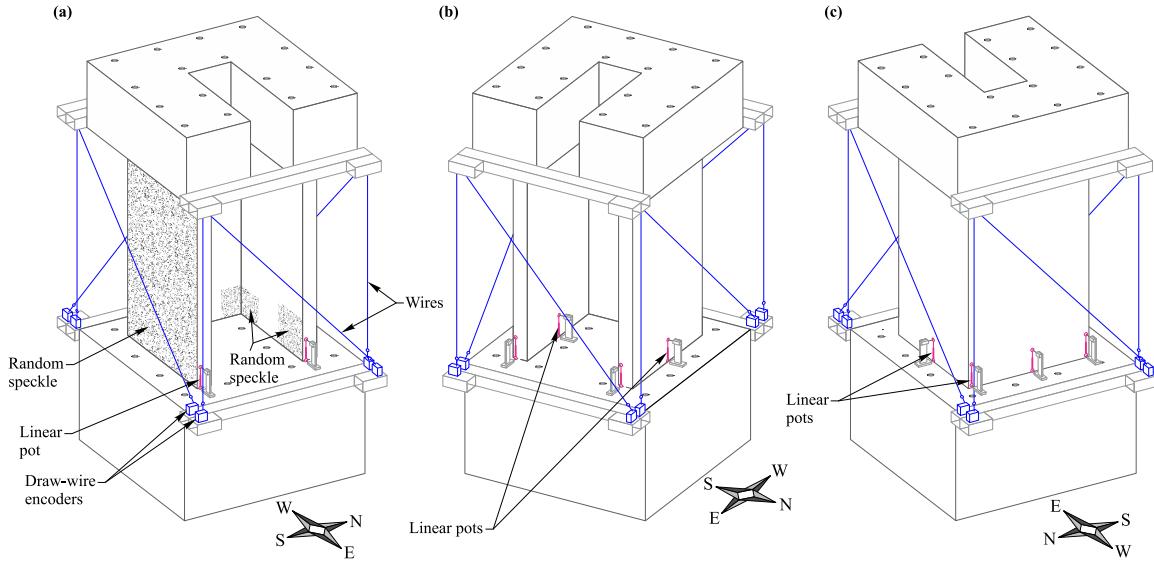


Figure 4.6 Examples of the instrumentation of the tested specimen : (a) South-East view ; (b) North-East view ; (c) North-West view.



Figure 4.7 DIC instrumentation of the specimen : (a) Cameras and random speckle inside the USW ; (b) Random speckle on the exterior face of the south flange ; (c) Processing of DIC results.

### 4.3.2 Instrumentation

The key response indicators of the tested specimen, e.g. displacements, strains, and forces, were measured using various types of sensors, including linear potentiometers (or pots) posi-

tioned at different locations of the specimen, strain gauges glued on selected steel rebars, and two pairs of cameras connected to a Digital Image Correlation (DIC) system (VIC-3D 2018), as shown in Figs. 4.6 and 4.7. Nine linear potentiometers were installed to measure possible uplifts at the interfaces of the specimen, i.e. one between the footing and the base platen of the MHSTS, seven between the USW and the footing, and one between the collar and the moment platen of the MHSTS. Three Linear Variable Differential Transformers (LVDTs) were also dedicated to measure possible sliding at the same interfaces, i.e. one between the footing and the base plate of the MHSTS, one between the USW and the footing, and one between the collar and the moment platen of the MHSTS. The DIC technique was used to measure the surface strains (tolerance of  $\pm 60$  microstrain) in some locations of the USW, namely the lower parts of the interior north-west corner (an area of  $300\text{ mm} \times 300\text{ mm}$ ) and the interior north face (an area of  $450\text{ mm} \times 450\text{ mm}$ ) of the USW, as well as its entire exterior south face, as illustrated in Figs. 4.6 and 4.7. Each camera was calibrated using a pattern of random speckle painted on target surfaces. The strain gauges (tolerance of  $\pm 1$  microstrain) were protected and tested before and after each test. Figure 4.5 shows the positions of the strain gauges at the base of the tested specimen.

#### 4.3.3 Hybrid simulation testing and protocol

The Open-source Framework for Experimental Setup and Control (OpenFresco) (Schellenberg et al. 2009a) was used as the middleware, linking the numerical substructure to the control and data acquisition systems. The numerical substructure of the tested building was modeled using fiber elements in OpenSees (Mazzoni et al. 2006), selected as the computational driver of the hybrid tests. The OpenFresco command *expElement* (i.e. *Experimental Element*) was used to define the experimental element representing the first storey of the USW as the physical substructure tested in the laboratory. This element is positioned vertically at the gravity center of the USW, also the geometric center of the floor plan of the entire building, and is fixed at the base and connected to the upper part of the USW by means of three rigid links as illustrated in Figure 4.8. The experimental element transforms the displacements from the fiber element analysis to prescribed boundary conditions to be applied to the specimen, and transforms measured forces back to the numerical model as the hybrid testing simulation progresses. The second to the fifth storeys of the USW are modeled according to the WCM approach (Beyer et al. 2008c), using three vertical beam-column displacement-based fiber elements, representing respectively the sections of the web and the two flanges, as illustrated in Figure 4.8. Each vertical beam-column is modelled considering the corresponding scaled cross-sectional properties and longitudinal reinforcement of the two flanges and web. For each fiber

element, integration points at the ends and three distributed points along the element length are used according to the Gauss-Lobatto integration rule. Fiber cross-sections are assigned to each element and are divided into concrete and steel parts according to the quantity of longitudinal reinforcing rebars. The vertical beam-column elements are linked together by means of horizontal rigid links (spaced at  $s = 296$  mm). The links are elastic beam-column elements, rigid axially, as well as in shear and in-plane bending, but with out-of-plane bending stiffness  $E_c I$  and torsional stiffness  $G_c J$  computed as follows :  $E_c I = E_c(s \times t^3/12)$  and  $G_c J = G_c \times (F_J \times s \times t^3/3)$ , in which  $F_J = 0.25$  (Pelletier and Leger 2017) and  $t$  denotes the USW thickness,  $E_c$  the concrete modulus of elasticity, and  $G_c$  the concrete shear modulus. Elastic zero-length elements are added to the vertical beam-column elements, halfway from the horizontal links, to account for the effects of shear deformation on the response of the USW. Such elements comprise two springs  $k_x$  and  $k_y$  connected to two nodes  $i$  and  $j$  sharing the same position but separated in Figure 4.8(c) for illustration purposes. The horizontal in-plane shear stiffness of each element (i.e.  $k_x$  for the flanges and  $k_y$  for the web) is taken as  $G_c(5/6 \times A/s)$ , where  $A$  denotes the cross section of the web or the flange under consideration (Beyer et al. 2008c). The out-of-plane shear stiffness (i.e.  $k_y$  for the flanges and  $k_x$  for the web) is assumed to be 25 % of the value of in-plane shear stiffness as recommended by Beyer et al. (2008c). The DOFs at nodes  $i$  and  $j$  (i.e.  $u_z, \theta_x, \theta_y, \theta_z$ ) are constrained. The RC beams and columns of the boundary structure are discretized using fiber elements into three equal segments along each span and each storey as shown in Figure 4.8. The columns are fully-fixed at the base. The shear deformations in these beams and columns are shown to be not significant in the seismic response of the building studied and are therefore neglected in the final hybrid simulation model to expedite the computations during the testing. The beam and column elements are assigned a distributed mass representing self-weight. The additional weight is assigned as a lumped mass at the geometric center point of the building at each floor, referred to as the central node hereafter (Figure 4.8). Both translational and rotational lumped masses are assigned at each central node : (i) two masses  $m_x$  and  $m_y$  along the horizontal axes  $x$  and  $y$  of the building, and (ii) a rotational mass  $m_{\theta z}$  about the vertical axis  $z$ . At each floor, all the nodes were constrained to the central node to enforce rigid in-plane behavior. A Rayleigh mass-proportional damping was used. The fundamental period of the scaled model was used to determine Rayleigh damping coefficient, assuming the same damping ratio of 5% between the prototype and the scaled model. To solve the equation of motion during hybrid simulation, a special integrator was used based on a fixed number of iterations at each time step increment. The integration scheme is a modified implicit Newmark method proposed by Zhong (2005), which was slightly modified to be implemented in a hybrid simulation test (Schellenberg et al. 2009b). The constant-average-acceleration

method was used, thus ensuring an unconditionally stable scheme. The maximum integration time step  $\Delta t^{(m)}$  used during the tests was set to  $\Delta t^{(p)}/\sqrt{\lambda} = 0.00373$  s where  $\Delta t^{(p)} = 0.005$  s is the time increment corresponding to the dynamic analysis of the prototype. Smaller time increments were considered when necessary to ensure the stability of the hybrid tests as explained later. The number of iterations was fixed to five for each time step no displacement commands (i.e. to be imposed on the physical substructure) were sent to the controller until the required five iterations were first completed. The OpenFresco command *expControl* (i.e. *Experimental Control*) was used to communicate commands and data acquisition operations to the MTS FlexTest 200 controller and MTS 793 software through the MTS Computer Simulation Interface (CSI).

The commands consist of three translations ( $u_x, u_y, u_z$ ) and three rotations ( $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ ), while feedback signals correspond to six measured forces : shear forces ( $F_x, F_y$ ), axial force ( $F_z$ ), bending moments ( $M_x, M_y$ ) and torsion ( $M_z$ ). All command signals were defined in a relative control mode as mentioned previously, and were applied through a *hold-and-ramp* procedure, with a ramp time corresponding to the delay between the command and the feedback of the actuators fixed to a maximum of 3 seconds. The OpenFresco command *expSetup* (i.e. *Experimental Setup*) was used to transform the six DOFs at the top of the experimental element, i.e. *control point*, into the DOFs of the MHSTS's transfer system accounting for the 3D geometry and kinematics of the eight actuators, as well as the measurements from the eight wires connected to four high precision draw-wire encoders. The previous command also served to transform the feedback forces measured by the load cells of the actuators back to the DOFs of the experimental element. The setup of a local test was defined through the OpenFresco command *expSite* (i.e. *ExperimentalSite*), used to ensure the communication between the controllers and the data acquisition systems in the laboratory. The control point of all the hybrid tests conducted in this work was located at the top end of the experimental element, i.e. coinciding with the gravity center (GC) of the USW at the same height as the wall-collar junction (i.e. central node of the first floor) as illustrated in Figures 4.3 and 4.8.

To characterize the initial stiffness of the specimen prior to hybrid simulation tests, cyclic tests were conducted by imposing low amplitude translations and rotations along each DOF while keeping the others fixed. During these cyclic tests, the axial load applied through the vertical actuators was kept constant at 520 kN. The experimental values compared fairly well with the theoretical shear, bending and axial rigidities of a cantilever beam representing the experimental element. A linear elastic finite element model was used to evaluate the torsional stiffness of the specimen, with the wall, the collar and the top moment platen modeled as shell elements. Torsional moments were then applied at the center of gravity of the wall through

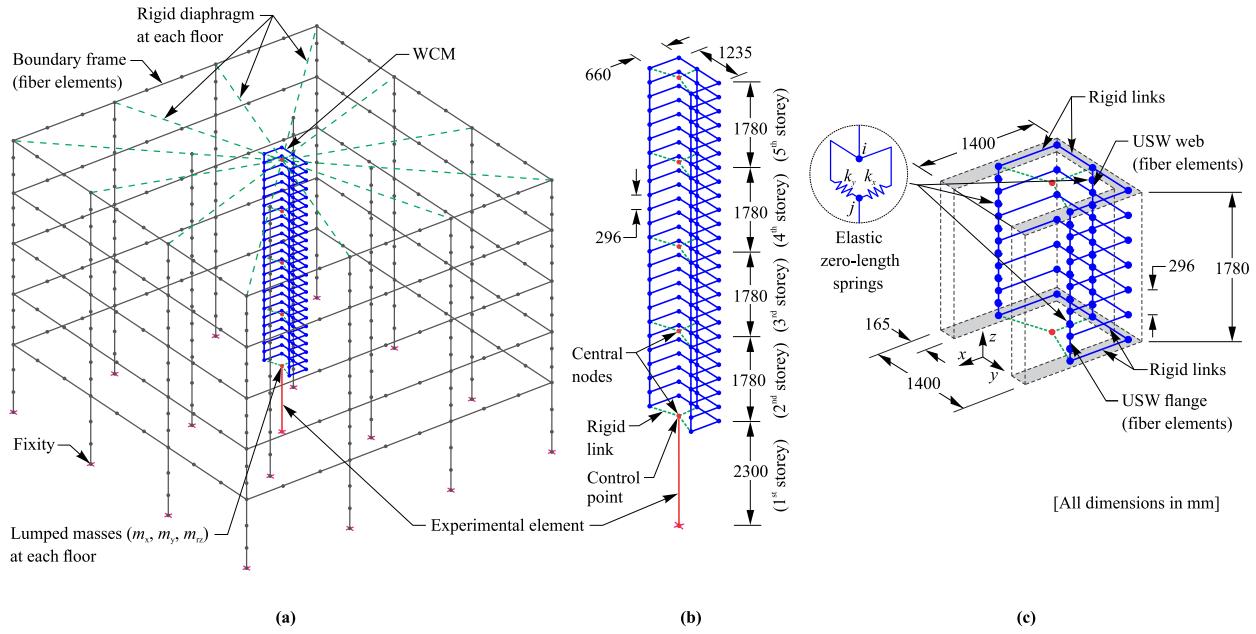


Figure 4.8 Hybrid simulation model : (a) Whole building studied ; (b) WCM and experimental element ; (c) WCM of one storey.

rigid links. The wall was considered fully-fixed at the base. The influence of the collar on the torsional stiffness of the USW was shown to have no impact on the torsional stiffness of the specimen. Preliminary tests on steel columns and bridge piers using the MHSTS have shown that frictional forces developing in the swivels of the actuators can induce higher feedback forces than the actual specimen force response (Leclerc et al. 2018). In the present tests, the friction-induced stiffness at low relative rotation was also shown to be significantly higher than the actual stiffness of the specimen. The initial torsional stiffness was then taken as 1.5 times the value predicted by finite elements.

Gravity and ground motion loads were both applied through OpenSees. Gravity loads were applied according to the combination  $(1D + 0.5L + 0.25S)$ , at each storey of the numerical substructure as : (i) concentrated loads on the inner columns, (ii) distributed loads on edge beams, and (iii) concentrated loads on the USW. The self-weight of the USW of the building was applied as concentrated loads at the upper level of each storey, except for the weight of the first storey that was *naturally* included in the physical substructure. To enhance numerical stability, the total gravity load was applied progressively through a series of 10 steps over 20 minutes. The seismic loading protocol was applied afterwards. The specimen was subjected to a sequence of acceleration segments from two pairs of two horizontal ground motion components recorded at Iverson station during the 6.4 Mb mainshock and a 5.4 Mb aftershock of the Nahanni earthquake that occurred, respectively, at 05 h : 16 min GMT and

05 h :48 min GMT on December 23<sup>th</sup>, 1985, near the North Nahanni River region in the Northwest Territories of Canada (Weichert 1986, Wetmiller 1988). The accelerograms of these records are presented in Figure 4.9, as well as the segments selected for experimental hybrid simulations (i.e. Tests no. 1 to no. 4). Both prototype ( $t^{(p)}$ ) and model ( $t^{(m)}$ ) times are shown. The mainshock and aftershock accelerations were scaled down by 0.47 and up by 7.5, respectively, to approximately correspond to the seismic hazard anticipated in the assumed location of the studied building (i.e. Montreal) according to the National Building Code of Canada (NRCC 2010, NRCC 2015).

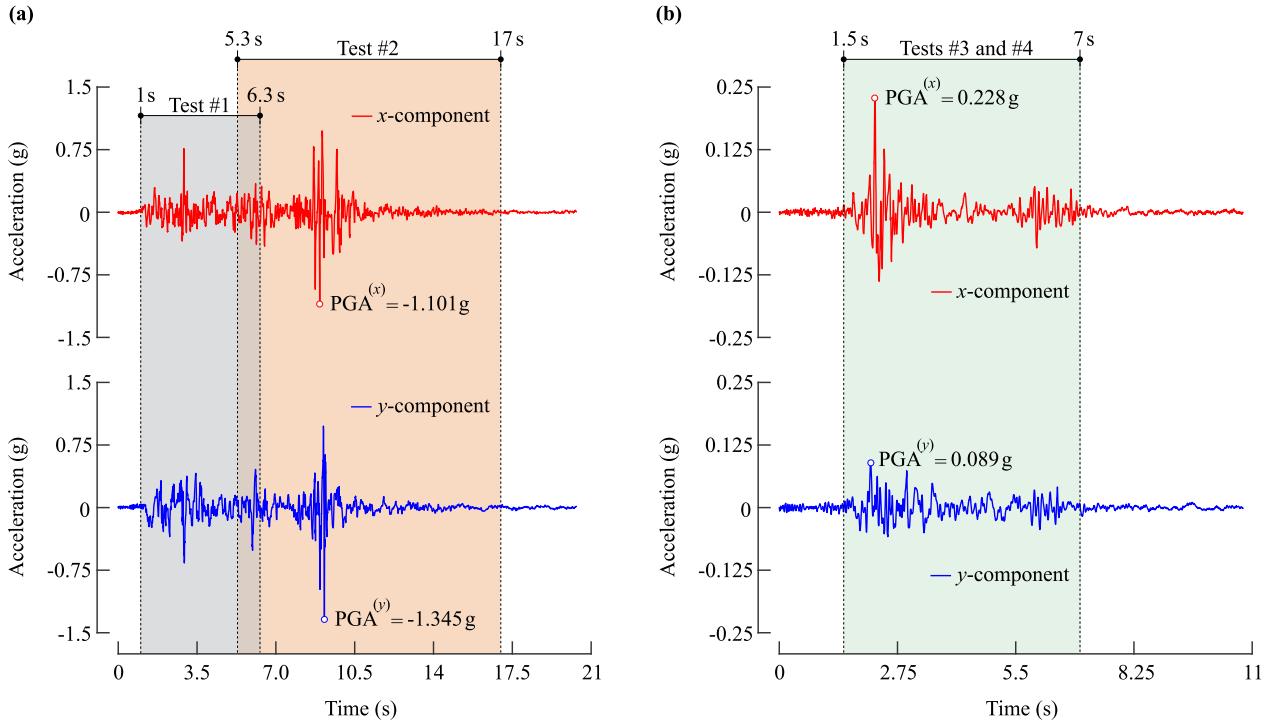


Figure 4.9 Ground motions used for hybrid simulation testing : (a) Nahanni earthquake (6.4Mb) recorded on December 23th (5h :16 am GMT), 1985, at station Iverson 01, Northwest Territories of Canada ; and (b) Nahanni earthquake aftershock (5.5Mb) recorded on December 23th (5h :48 am GMT), 1985, at the same station (Iverson 01).

#### 4.4 Selected results and discussions

Figure 4.10 shows the time-histories of the six DOFs (i.e.  $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$ ,  $\theta_x$ ,  $\theta_y$  and  $\theta_z$ ) measured at the control point during the first hybrid simulation test (i.e. Test no. 1 in Figure 4.9). Fully numerical predictions where the first storey of the USW was modelled using a single force-based fiber element are also shown in 4.10 for comparison purposes. This very simple numerical model was used to facilitate and expedite the assessment of the experimental response of the specimen in parallel with the testing being conducted. As can be seen, the experimental results are only slightly different from the numerical predictions, and more particularly

those corresponding to the vertical displacement  $u_z$ . One source of these discrepancies was found to be the excessive controller P-Gains that affected the responsiveness of the system. In this case, friction in the mechanical components of the MHSTS, mainly from the swivels of the actuators, induced instabilities and spurious oscillations in the measured response of the specimen as illustrated in 4.10. The test had then to be interrupted at 4.2 s due to the large variations in the axial load.

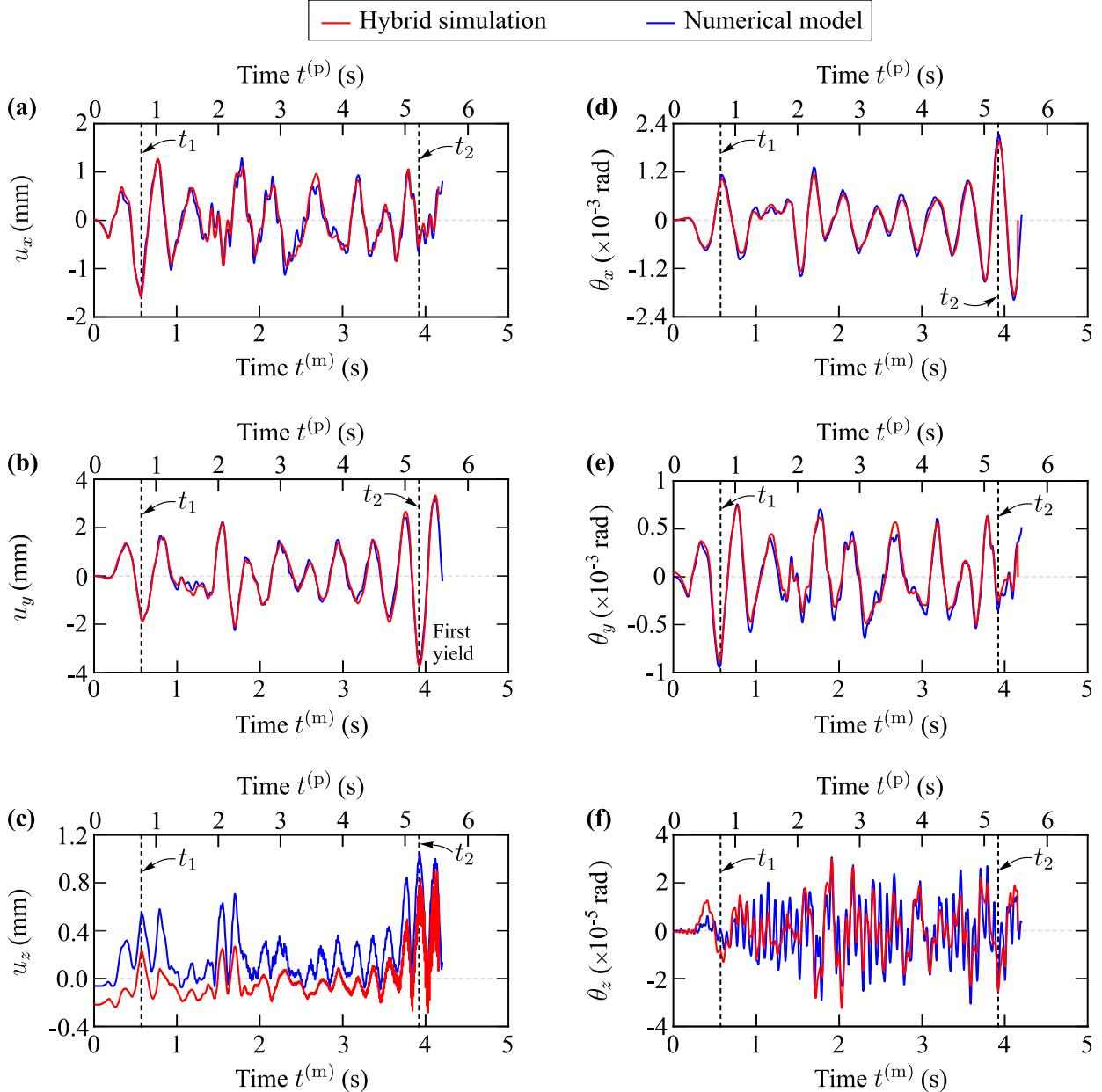


Figure 4.10 Comparison of the displacements and the rotations at the control point obtained in test no. 1 with the predicted ones.

In the following tests, the controller P-Gains and the integration time step were decreased to reduce the spurious oscillations in the force feedback of all DOFs. A smoothing function (force compensator) was also implemented for this purpose. This function was adapted for each DOF to account for significant differences in the delays between the command and the feedback, ranging between 50 and 150 ms depending on the selected DOF.

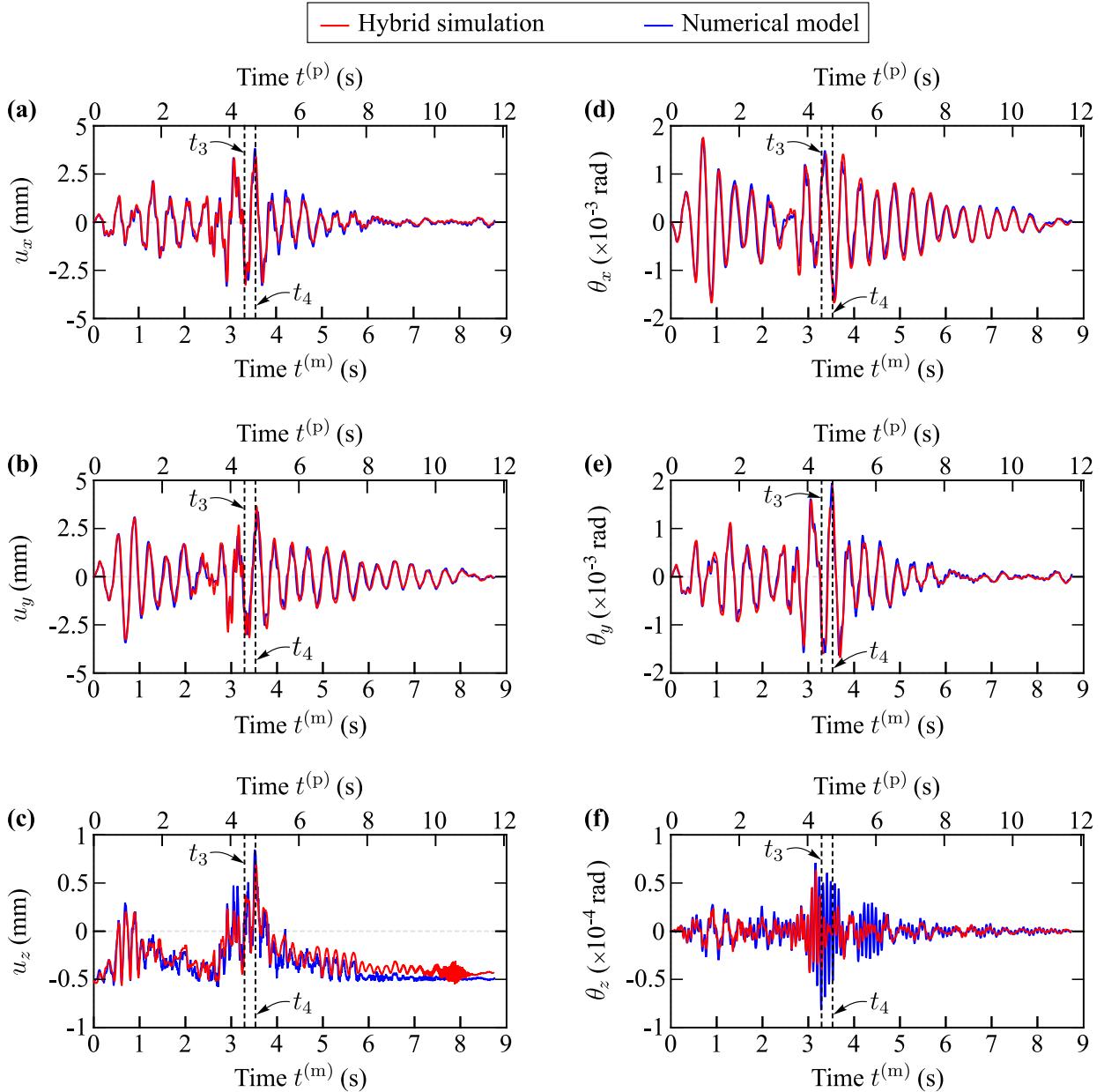


Figure 4.11 Comparison of the displacements and the rotations at the control point obtained in test no. 2 with the predicted ones.

Figures 4.11 and 4.12 show that the hybrid simulation results obtained during the second and third tests (i.e. Tests no. 2 and no. 3 in Figure 4.9, respectively) are more stable. The agreement between the numerical and experimental results was also significantly improved. The differences observed in Figures 4.10(f) to 4.12(f) between the measured rotation  $\theta_z$  and the numerical predictions were expected and confirm the known limitations of the fiber element simulating the response of the physical substructure in the full numerical model.

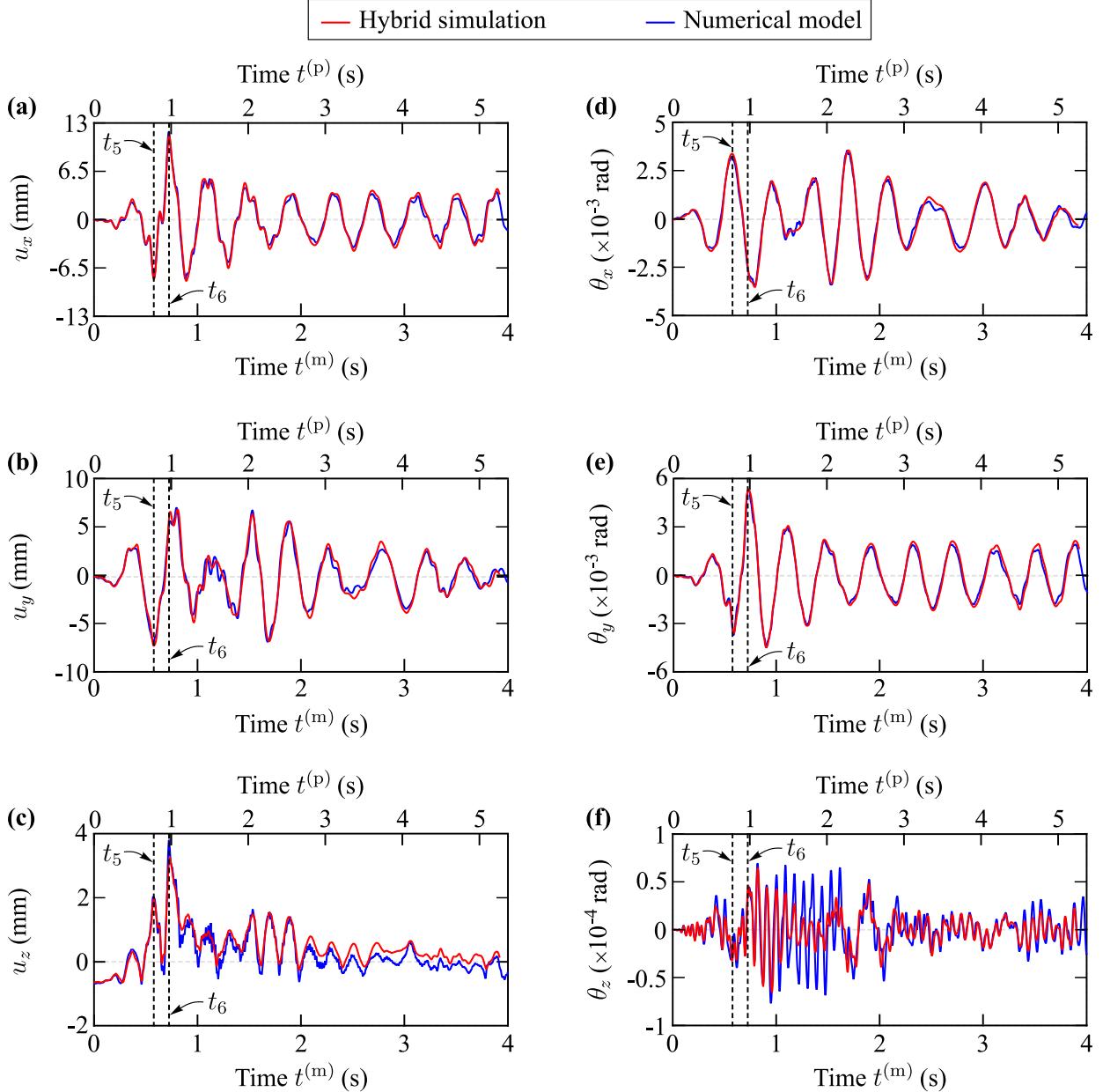


Figure 4.12 Comparison of the displacements and the rotations at the control point obtained in test no. 3 with the predicted ones.

Figure 4.13 (a) illustrates the axial force and the variation of vertical displacement measured at the central node of the first floor during hybrid simulation Test no. 1. It can be seen that instabilities in the measured vertical displacement started at  $t = 2\text{ s}$  and became more pronounced around  $t = 4\text{ s}$  when larger displacement demands were expected. The measured axial forces (uncompensated and compensated) were found to increase progressively starting from  $t = 2\text{ s}$  until they exceeded the allowed predicted limit. In hybrid simulation Test no. 2, the time step increment was decreased to  $\Delta t^{(m)}/4 = 0.0009325\text{ s}$  until  $t = 4.7\text{ s}$  of the applied earthquake load time-history. The regular time step  $\Delta t^{(m)} = 0.00373\text{ s}$  was applied afterwards till the end of the hybrid simulation test. Figure 4.13 (b) shows that the resulting vertical displacement and axial force measured at the control point were much smoother except around and after  $t = 7\text{ s}$  where spurious oscillations and instabilities in vertical displacement and axial force became apparent. The near-zero applied ground motion acceleration at this phase of the loading indeed complicates numerical convergence, especially considering the actuator's response delay and the friction in the system (i.e. the response of the specimen falls below the response being less than swivel's friction combined with backlash generated this instability at near zero level of accelerations.

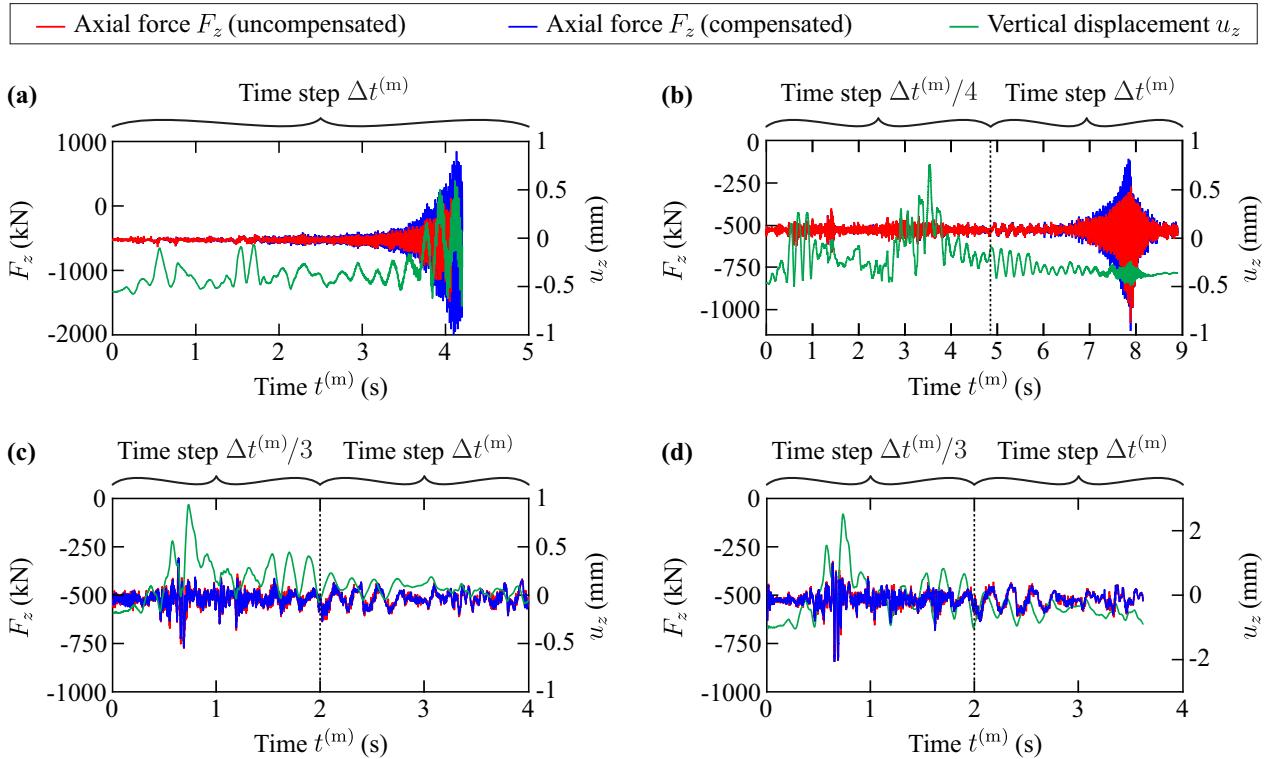


Figure 4.13 Measured axial force and axial displacement at the control point (i.e. central node of the top cross-section of the tested USW) : (a) Test no. 1; (b) Test no. 2; (c) Test no. 3; (d) Test no. 4.

In hybrid simulation Test no. 3, a time step  $\Delta t^{(m)}/3 = 0.00124\text{ s}$  was used until  $t = 2\text{ s}$ , after which the regular time step  $\Delta t^{(m)}$  was applied. Figure 4.13 (c) shows that the obtained vertical displacement and axial force are more stable, with uncompensated and compensated axial forces evolving closely and more smooth variations in measured vertical displacements during the whole test. The same observations apply to the results shown in Figure 4.13 (d) from hybrid simulation Test no. 4 (that was applied to the damaged specimen following Test no. 3).

Figures 4.14 to 4.16 show the axial strains of the reinforcement at the base of the USW, the feedback forces measured at the control point and the deformed configuration of the top cross-section determined based on the measured two-lateral displacements and torsional rotation for Tests no. 1 to 3, respectively. For each test, two time instants are selected to illustrate the evolution of the measured earthquake response of the specimen, i.e. a total of six time instants denoted hereafter as  $t_1$  to  $t_6$ , and corresponding to the following prototype and model time values  $t_1 [t_1^{(m)} = 0.57\text{ s}; t_1^{(p)} = 0.77\text{ s}]$  and  $t_2 [t_2^{(m)} = 3.92\text{ s}; t_2^{(p)} = 0.53\text{ s}]$  for Test no. 1,  $t_3 [t_3^{(m)} = 3.3\text{ s}; t_3^{(p)} = 4.43\text{ s}]$  and  $t_4 [t_4^{(m)} = 3.54\text{ s}; t_4^{(p)} = 4.75\text{ s}]$  for Test no. 2, and  $t_5 [t_5^{(m)} = 0.58\text{ s}; t_5^{(p)} = 0.78\text{ s}]$  and  $t_6 [t_6^{(m)} = 0.73\text{ s}; t_6^{(p)} = 0.98\text{ s}]$  for Test no. 3. These times are also illustrated on the displacement curves in Figures 4.10 to 4.12. In Figures 4.14 to 4.16, positive strains correspond to tensile stresses and steel rebars that yielded under tension or compression are shown in red. The evolution of the position of the neutral axis (N.A.) during the tests was determined approximatively based on the axial strains in the rebars, and the shaded areas in Figures 4.14 to 4.16 correspond to regions under compression. Figures 4.17 and 4.18 show the distribution of vertical surface strain  $\varepsilon_z$  measured at times  $t_1$  to  $t_6$  by the DIC system on the exterior face of the south flange, the lower area of the interior north-west corner and the interior face of the north flange, i.e. zones covered with random speckle in Figures 4.6 and 4.7.

At instant  $t_1$  of Test no. 1, the translation of the top cross-section of the USW along  $x$  axis and its rotation about  $y$  axis both approximately reached their maximum values as shown in Figure 4.10. The translation of the top cross-section of the USW along  $y$  axis is roughly the same as along  $x$  (i.e. the USW is deformed diagonally). The response of the steel rebars is still linear elastic at this loading stage. This can be seen from Figure 4.14 (a) showing the axial strains measured at the same instant  $t_1$ , with a maximum compression of about 260 MPa and maximum tension of about 120 MPa occurring at the north-east and south-west corners, respectively. These results confirm the predominant diagonal flexural response of the USW along the north-east/south-west direction at time  $t_1$  of Test no. 1. The USW's response at this instant is also corroborated by the vertical surface strains measured on the

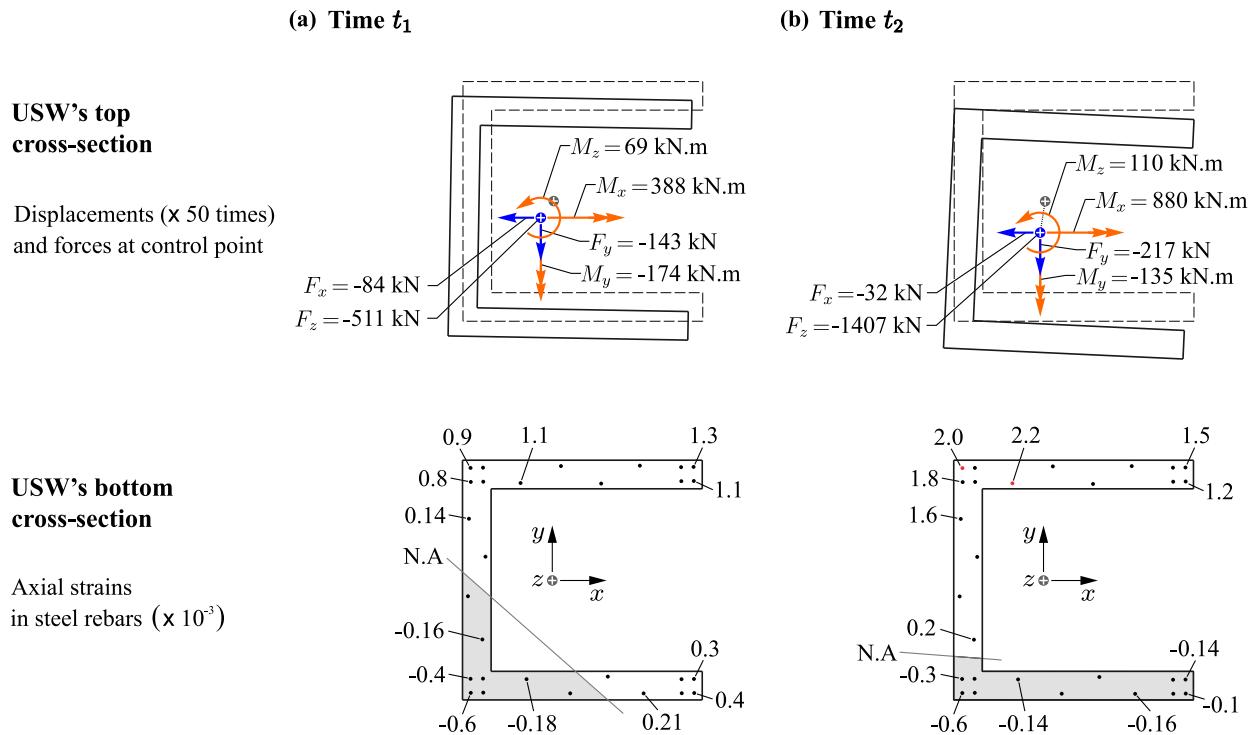


Figure 4.14 Axial strains measured in the steel reinforcement at the base of the USW, feedback forces measured at the control point (i.e. central node of the top cross-section of the USW), and deformed configurations of the top cross-section of the USW during Test no. 1 : (a) At time  $t_1$  of Test no. 1 ; (b) At time  $t_2$  of Test no. 1.

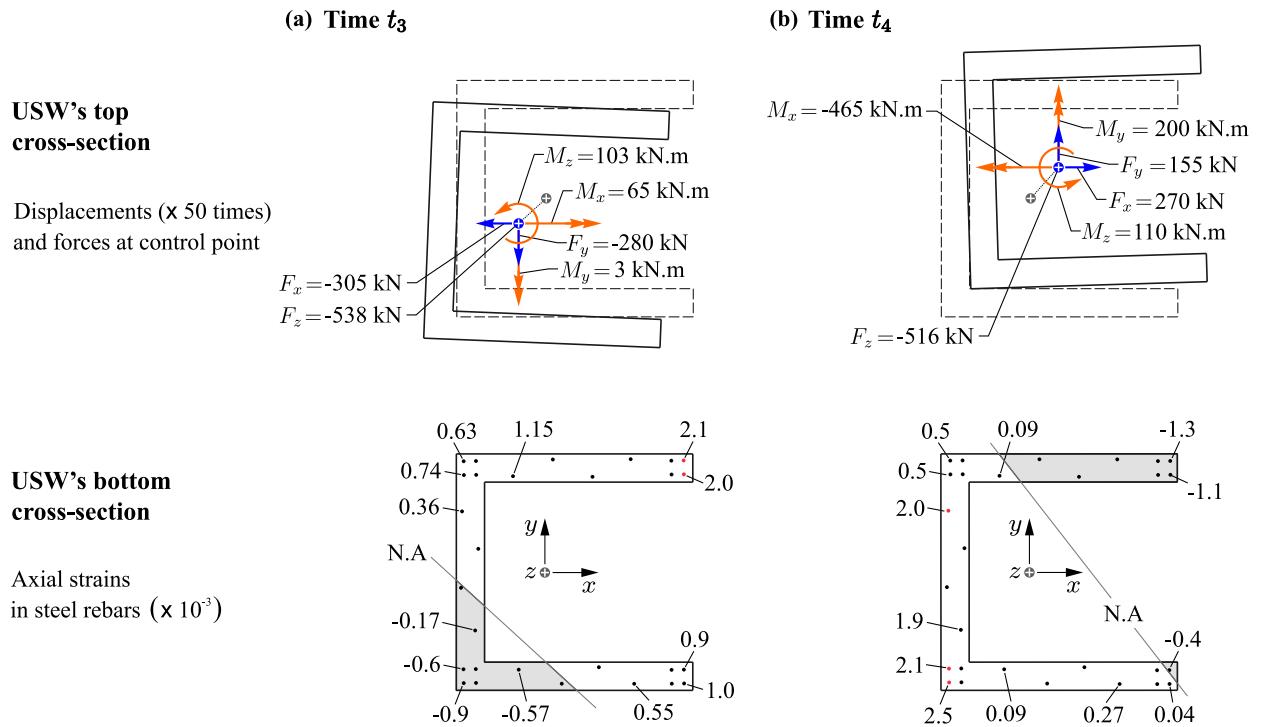


Figure 4.15 Axial strains measured in the steel reinforcement at the base of the USW, feedback forces measured at the control point (i.e. central node of the top cross-section of the USW), and deformed configurations of the top cross-section of the USW during Test no. 2 : (a) At time  $t_3$  of Test no. 2 ; (b) At time  $t_4$  of Test no. 2.

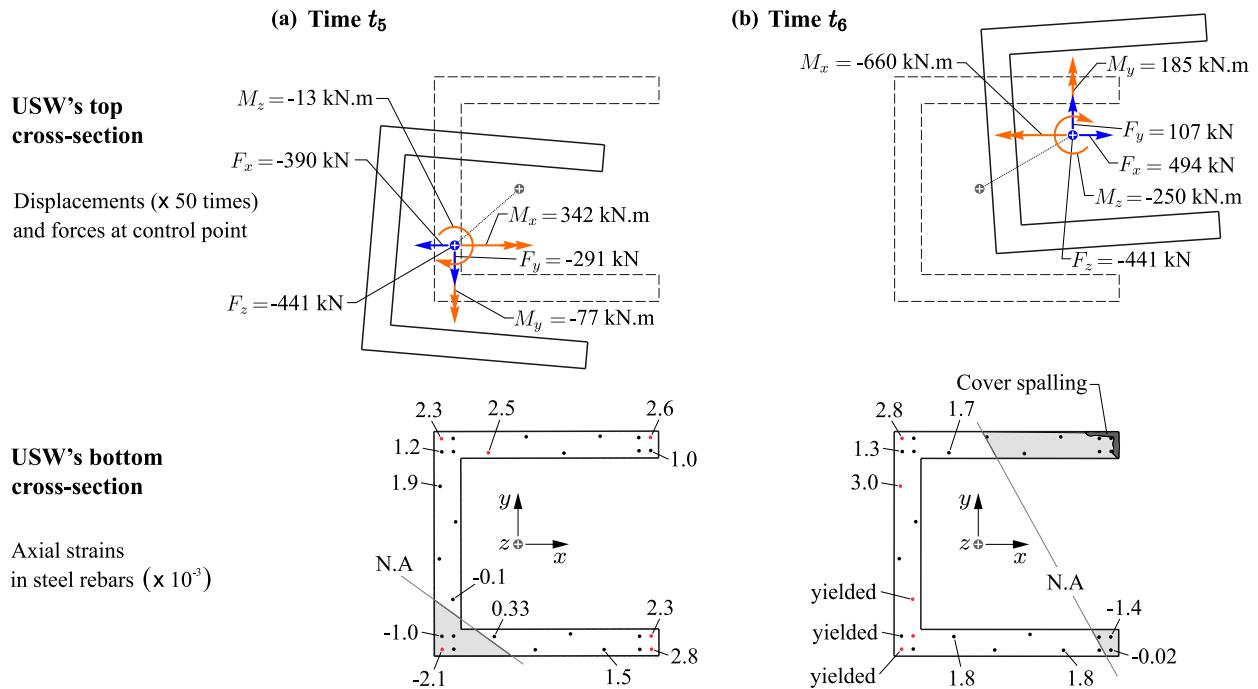


Figure 4.16 Axial strains measured in the steel reinforcement at the base of the USW, feedback forces measured at the control point (i.e. central node of the top cross-section of the USW), and deformed configurations of the top cross-section of the USW during Test no. 3 : (a) At time  $t_5$  of Test no. 3 ; (b) At time  $t_6$  of Test no. 3.

exterior face of the south flange, i.e. Figure 4.17(a), revealing that the eastern half of the flange's exterior surface is practically under compression, while the other half is under tension. Figures 4.17(b) and (c) show that the lower area of the interior north-west corner and the interior face of the north flange are under tension at time  $t_1$  of Test no. 1, which complies with the deflected configuration, forces and rebar axial strains in Figure 4.14(a). The surface strains, i.e. Figures 4.17(b) and (c), also highlight the appearance of tensile cracks on the interior face of the north flange, starting horizontally at the edge and developing downward towards the corner. The first steel rebars that yielded were those close to the north-west USW corner, reaching their tension yield strain of  $2 \times 10^{-3}$  at time  $t_2$ . At this instant, the translation of the top cross-section of the USW along  $y$  axis and its rotation about  $x$  axis both approximately reached their maximum values as shown in Figure 4.10. The vertical surface strains in Figures 4.17(d) to (f) show that the exterior face of the south flange is mostly under compression, except few areas of tension strains observed near the south-east corner, while the lower area of the interior north-west corner and the interior face of the north flange are still under tension. The crack that already initiated in the north flange nearly reaches the USW base and then starts propagating upward into the web at time  $t_1$ . This behaviour again complies with the deflected configuration, forces and rebar axial strains in Figure 4.14(b). Similar interpretations of the observed states of strain can be carried out in relation to the applied forces and deflected configurations recorded at times  $t_3$  to  $t_6$  of Tests no. 2 and 3.

This testing program also provided data about the internal forces developing in the USW under bidirectional earthquake loads. For example, Figure 4.19 presents shear forces measured at the base of the USW specimen along its principal axes. As can be seen, the relative variation of the base shears along principal axes  $x$  and  $y$  is sensitive to the loading stage, but their orders of magnitude are globally similar. These measured base shears are found to be lower than the design base shear corresponding to both principal axes also presented in Figure 4.19. Figure 4.20 shows the bending moments  $M_x$  and  $M_y$  around the two principal axes  $x$  and  $y$  of the USW, determined experimentally at the center of gravity of the USW's base section. The envelope of factored resisting moment  $M_r$  of the prototype is also shown as a function of the angle  $\theta$  between the neutral axis and the  $x$ -axis (i.e. east-west direction). This envelope is symmetrical about the  $y$  axis and is calculated with respect to the axial load case  $D + 0.5L + 0.25S$ . Although the experimental bending moments under bidirectional seismic loads do not exceed the factored strength of the USW, it is observed that the flexural demands are relatively high for some cases. Figure 4.20 also reveals that the highest flexural demands occur along the diagonal direction of the USW reaching up to 95 % of the wall factored resistance (i.e. for  $\theta = -45^\circ$ ).

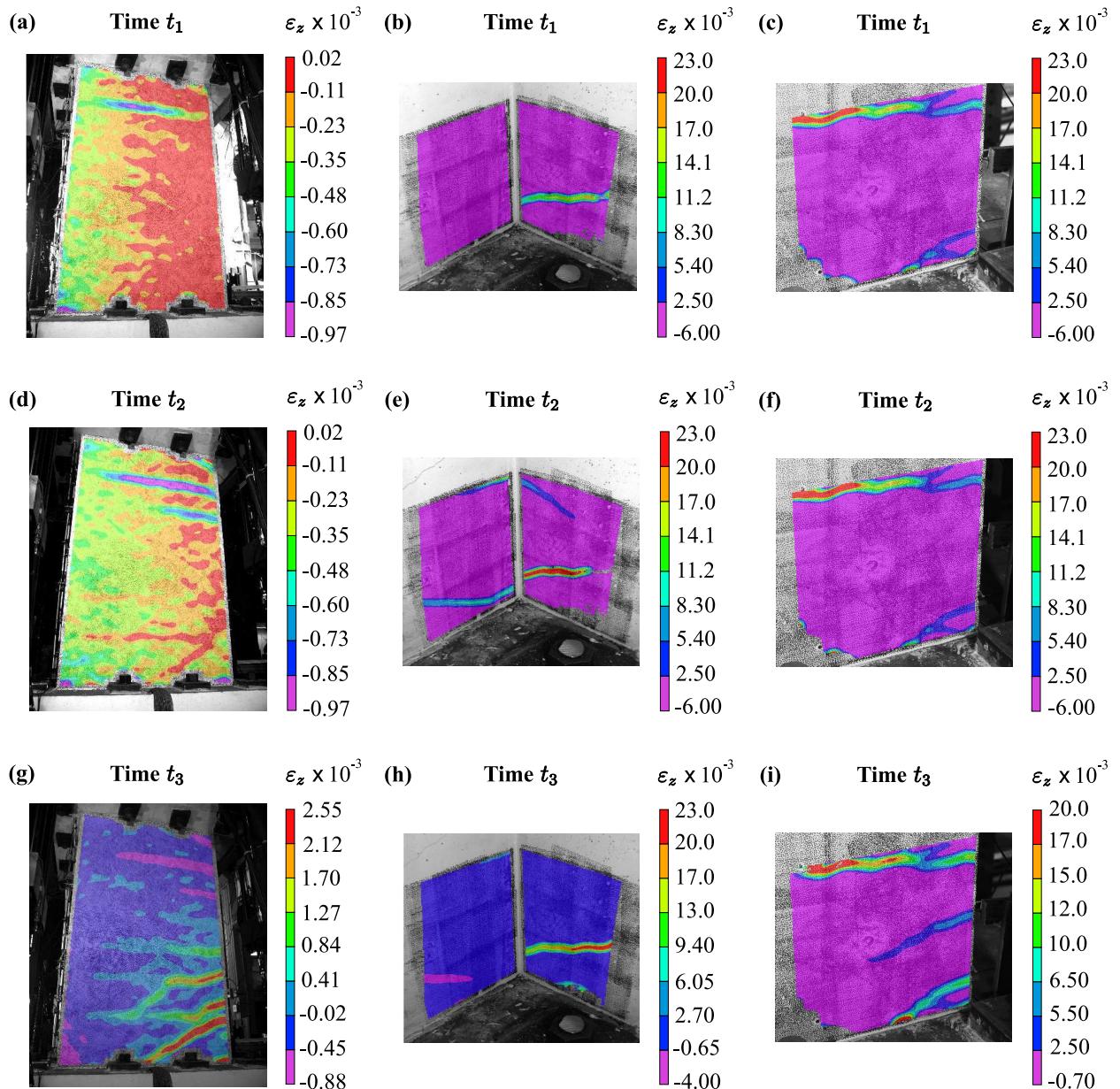


Figure 4.17 Vertical surface strain measured at times  $t_1$  to  $t_3$  by the DIC system at three locations of USW surface : (a), (d) and (g) Exterior south face ; (b), (e) and (h) Lower part of the interior north-west corner ; (c), (f) and (i) Lower part of the interior north face. (a), (b) and (c) Time  $t_1$  ; (d), (e) and (f) Time  $t_2$  ; (g), (h) and (i) Time  $t_3$ .

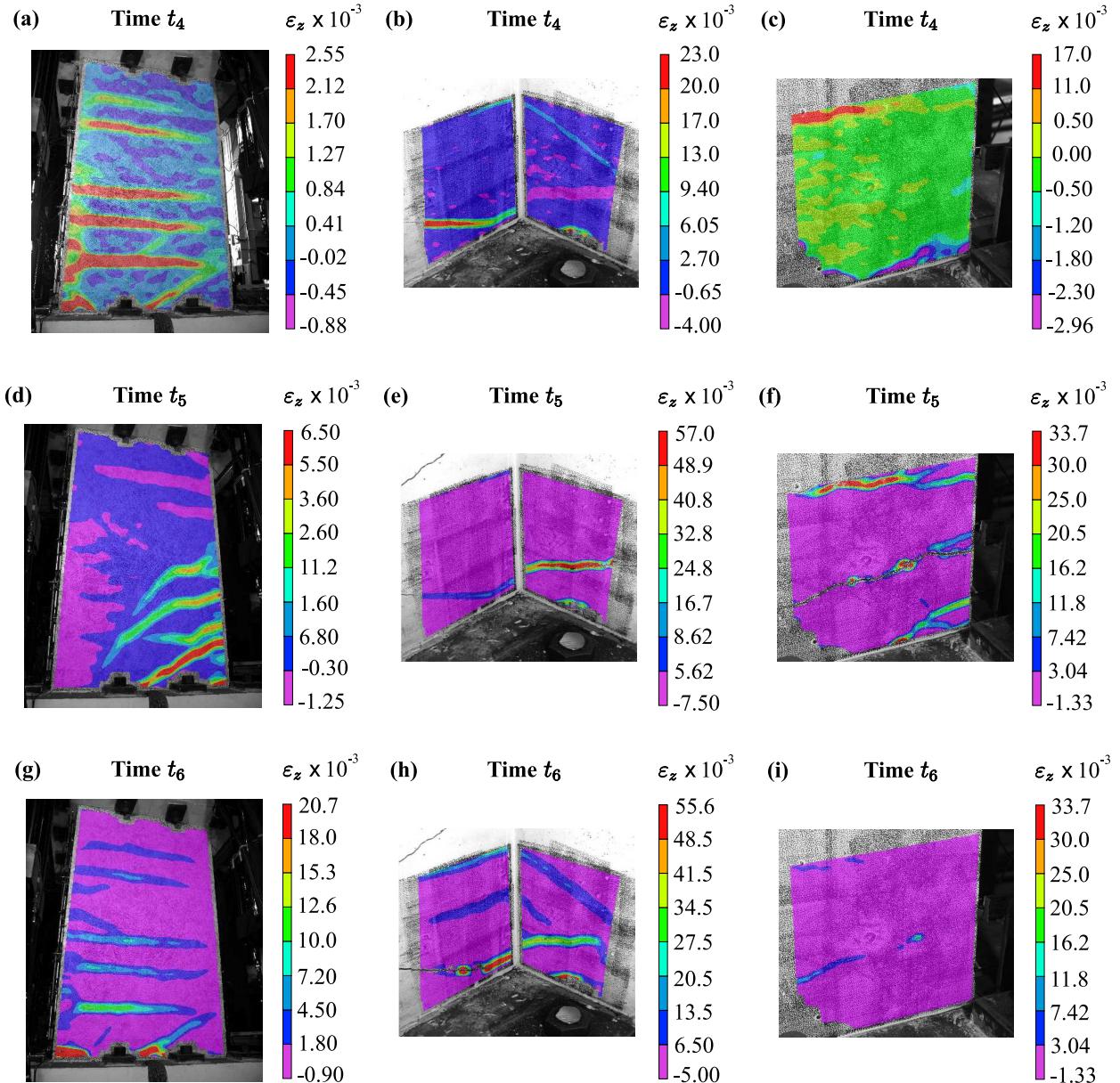


Figure 4.18 Vertical surface strain measured at times  $t_4$  to  $t_6$  by the DIC system at three locations of USW surface : (a), (d) and (g) Exterior south face ; (b), (e) and (h) Lower part of the interior north-west corner ; (c), (f) and (i) Lower part of the interior north face. (a), (b) and (c) Time  $t_4$  ; (d), (e) and (f) Time  $t_5$  ; (g), (h) and (i) Time  $t_6$ .

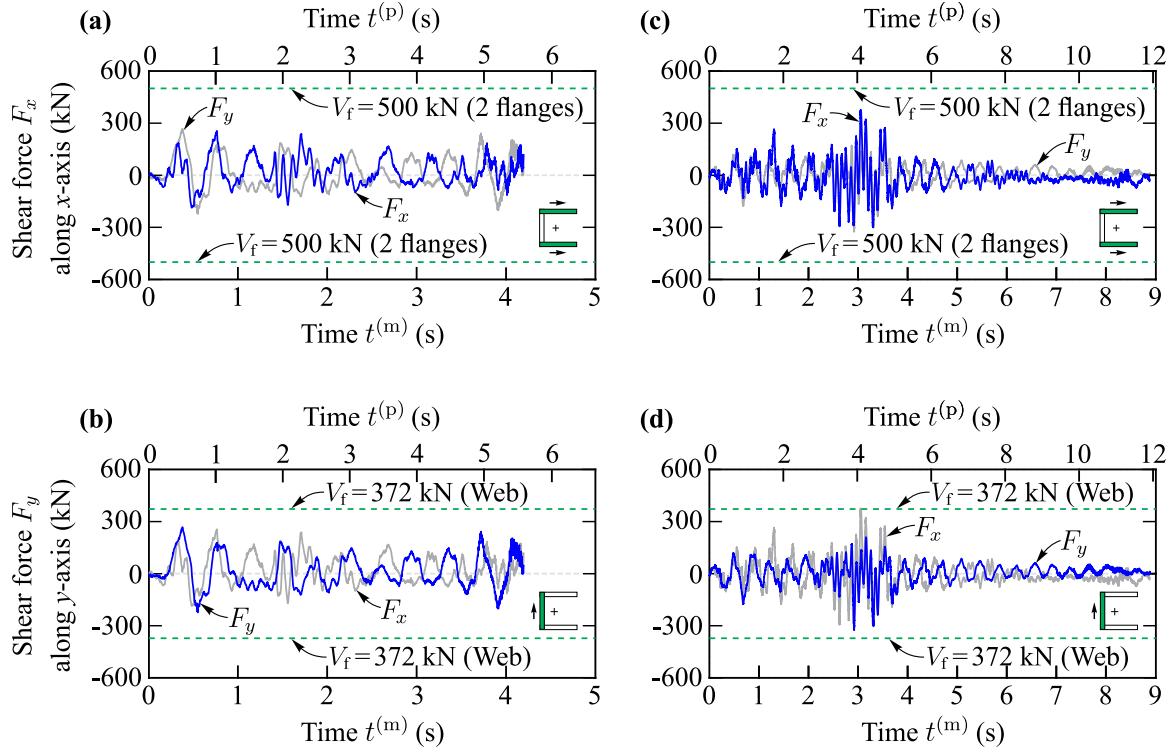


Figure 4.19 Shear forces  $F_x$  and  $F_y$  along the two principal axes  $x$  and  $y$  of the USW measured experimentally at the center of gravity of the USW's base section.

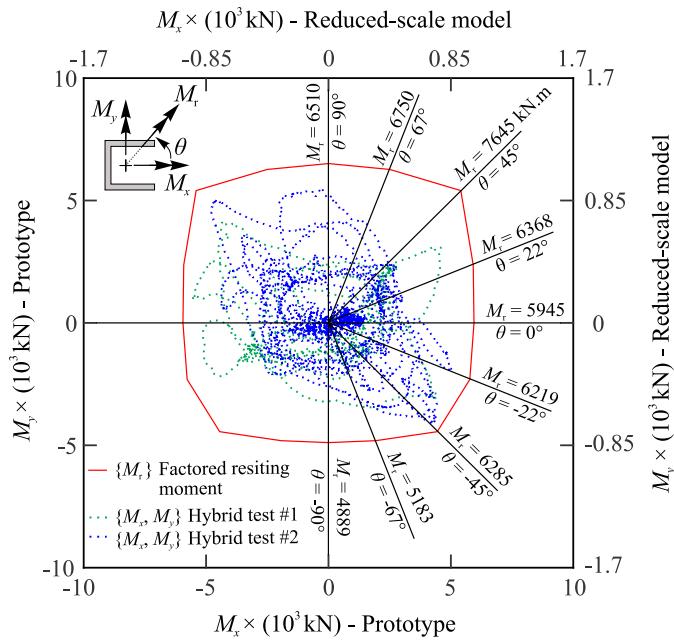


Figure 4.20 Bending moments  $M_x$  and  $M_y$  around the two principal axes  $x$  and  $y$  of the USW measured experimentally at the center of gravity of the USW's base section.

#### 4.5 Conclusions

This paper presented an original experimental investigation of the bidirectional seismic behaviour of a multi-storey reinforced concrete (RC) U-shaped core wall building. For this purpose, a 6-degree of freedom hybrid simulation testing program was designed and carried out on a large-scale (1 :1.8) RC U-shaped wall (USW) specimen (i.e. physical substructure) representing the first storey of a five storey building. The numerical substructure was modelled using fiber elements and consisted of the second to the fifth storeys of the USW as well as a boundary RC structure comprising a beam-column moment-resisting frame designed to contribute to the building's seismic resistance but to a less extent than the USW. The seismic design of the ductile RC prototype building located in Montreal, the derivation of the reduced-scale model, and the description of the large-scale tested specimen were presented. The different phases of the experimental program including the construction of the specimen, its instrumentation, and the hybrid simulation protocol were also detailed. The hybrid simulation tests were conducted using a high-performance Multidirectional Hybrid Simulation Testing System (MHSTS) that applied a pair of horizontal ground motion accelerations typical of eastern north America to the tested structure along its principal axes, in addition to axial loads. The key response indicators of the tested specimen such as displacements, strains and forces were measured and examined to investigate the seismic behaviour of the USW and the whole building. Time instants of the earthquake were selected to illustrate how the evolution of the displacement and force responses of the tested structure could be tracked and investigated under bidirectional loading by relying on complementary data from multiple types of sensors, e.g. linear potentiometers, strain gauges on steel rebars, and Digital Image Correlation. It was found that the translations and rotations around horizontal principal axes predicted using a fully numerical model where the physical substructure was replaced by a single force-based fiber element correlated generally well with the corresponding measured responses. Noneligible discrepancies between the experimental and the numerical vertical displacements were however observed during the first hybrid simulation test and were exploited to stabilize the force-feedback responsiveness of the hybrid testing system and thereof significantly improve the accuracy of the subsequent hybrid simulation tests. Overall, it was shown that the proposed experimental 6-dof hybrid simulation protocol can be used to effectively characterise the evolution of the seismic bidirectional response of the USW (e.g. importance of its diagonal response) namely through the association of experimentally measured global deflections, strains in the rebars, and the evolution of the positions of the neutral axis and tensile cracks within the web and flanges.

## Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support of the FRQ Nature et technologies (FRQNT) [Quebec funds for research in Nature and technologies] and the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC). The authors gratefully acknowledge the staff members of the structural engineering laboratory of Polytechnique Montréal, particularly Martin Leclerc, Patrice Bélanger, Romain Séguier, Xavier Willem and David Ek. They also gratefully acknowledge the students Kevin Goguen, Sébastien Berger, Karim Elmokhles and Anibal Saidani for their contributions to the construction and instrumentation of the tested specimen.

## References

1. Behrouzi, A. A., Mock, A. W., Lehman, D. E., Lowes, L. N., Kuchma, D. A. 2020. Impact of bi-directional loading on the seismic performance of C-shaped piers of core walls. *Engineering Structures*, 225, 111289.
2. Beyer, K., Dazio, A. and Priestley, M.N., 2008a. Seismic design of torsionally eccentric buildings with U-shaped RC walls. IUSS Press.
3. Beyer, K., Dazio, A. and Priestley, M.J.N., 2008b. Quasi-static cyclic tests of two U-shaped reinforced concrete walls. *Journal of earthquake engineering*, 12(7), pp.1023-1053.
4. Beyer, K., Dazio, A. and Priestley, M.J.N., 2008c. Inelastic wide-column models for U-shaped reinforced concrete walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(S1), pp.1-33.
5. Constantin, R. and Beyer, K., 2016. Behaviour of U-shaped RC walls under quasi-static cyclic diagonal loading. *Engineering structures*, 106, pp.36-52.
6. Constantin, R.T., 2016. Seismic behaviour and analysis of U-shaped RC walls (No. THESIS). EPFL.
7. Canadian Standards Association CAN/CSA A23.3-04, 2010. Design of concrete structures. Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada.
8. Canadian Standards Association CAN/CSA A23.3-14, 2014. Design of concrete structures. Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada.
9. Dashti, F.A.R.H.A.D., Dhakal, R.P. and Pampanin, S.T.E.F.A.N.O., 2015. Seismic Performance of Existing New Zealand Shear Wall Structures.. The New Zealand Concrete Industry Conference.
10. CEN, Eurocode, 2001. 8 : Design of structures for earthquake resistance. Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings. Final Project Team Draf (stage 34), PrEN

- 1998-1, Comité Européen de Normalisation, Brussels.
11. CEN, Eurocode, 1994. 8 : Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, European Committee for Standardization, Brussels.
  12. CSI. 2016. ETABS, 16.0.0 ed. Berkeley, CA : Computers and Structures Inc.
  13. Ile, N. and Reynouard, J.M., 2005. Behaviour of U-shaped walls subjected to uniaxial and biaxial cyclic lateral loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(01), pp.67-94.
  14. Jünemann, R., de la Llera, J.C., Hube, M.A., Vásquez, J.A. and Chacón, M.F., 2016. Study of the damage of reinforced concrete shear walls during the 2010 Chile earthquake. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45 (10), pp. 1621-1641.
  15. Lowes, L., Lehman, D., Kuchma, D., Mock, A. and Behrouzi, A., 2013. Large scale tests of C-shaped reinforced concrete walls. Summary report from NEES project warehouse. Available at <https://nees.org/warehouse/project/104>.
  16. Leclerc, L., Tremblay, R., Bouaanani, N., Mechmachi, Y., Imanpour, A., Balazadeh-483 Minouei, Y. 2018. Multi Directional Hybrid Testing System at Polytechnique Montréal – System, Challenges and Applications. PEER-MTS Workshop on Hybrid Simulation Technologies & Methods for Civil Engineering, Richmond, California, March 20-21, 2018.
  17. Mazzoni, S., McKenna F., Scott M., Fenves GL. OpenSees v2.4.4. Berkeley, CA : University of California ; 2006
  18. NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures (2009). Publication FEMA P-750, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. Washington, D.C.
  19. National Research Council of Canada, 2010. National Building Code of Canada (NBCC), Ottawa, ON ;
  20. National Research Council of Canada, 2015. National Building Code of Canada (NBCC), Ottawa, ON ;
  21. Paulay, T. and Priestley, M.N., 1993. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.
  22. Pégon, P., Plumier, C., Pinto, A., Molina, J., Gonzalez, P., Tognoli, P. and Hubert, O., 2000. U-shaped493 : Description of the experimental set-up. JRC Ispra.
  23. Pelletier, K. and Léger, P., 2017. Nonlinear seismic modeling of reinforced concrete cores including torsion. *Engineering Structures*, 136, pp.380-392.
  24. Reynouard, J.M. and Fardis, M.N., 2001. Shear wall structures. Cafeel-Ecoest Thematic Report No, 5.

25. Schellenberg A., Kim H.K., Takahashi Y., Fenves G.L., Mahin S.A. 2009a. OpenFresco. Berkeley : University of California.
26. Schellenberg A.H., Mahin S.A., Fenves G.L. 2009b. Advanced Implementation of Hybrid Simulation, PEER Report 104. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
27. Stafford Smith B., Coull A. 1991. Tall building structures : Analysis and Design, Wiley : CRC Press.
28. Vic-3D-Software 2018. Optical Measurements Solutions - Digital Image Correlation Systems of ISI-SYS.
29. Weichert, D.H., Wetmiller, R.J. and Munro, P., 1986. Vertical earthquake acceleration exceeding 2 g ? The case of the missing peak. Bulletin of the Seismological Society of America, 76(5), pp.1473-1478.
30. Wetmiller, R.J., Horner, R.B., Hasegawa, H.S., North, R.G., Lamontagne, M., Weichert, D.H. and Evans, S.G., 1988. An analysis of the 1985 Nahanni earthquakes. Bulletin of the Seismological Society of America, 78(2), pp.590-616.
31. Zhong, W., 2005. Fast hybrid test system for substructure evaluation. PhD, University of Colorado.

## CHAPITRE 5 ARTICLE 2 : Bidirectional Seismic Response of a Five Storey Reinforced Concrete U-Shaped Shear Wall Building : Experimental Hybrid Simulation and Numerical modelling

**Youness Mechmachi et Najib Bouaanani**

Article soumis à *ASCE Journal of Structural Engineering*,  
en date du 16 décembre 2020

### ABSTRACT

This paper presents original experimental and numerical investigations of the bidirectional seismic behaviour of a multi-storey reinforced concrete U-shaped wall (USW) building derived from a prototype designed according to Canadian seismic provisions. A large-scale specimen (1 : 1.8) representing the first storey of a USW (i.e. physical substructure) was constructed and tested in the laboratory using a Multidirectional Hybrid Simulation Testing System and six degrees-of-freedom displacement-controlled hybrid simulation coupled to a numerical substructure modeling the rest of the structure. The tested building was subjected to a combination of axial load and a pair of horizontal ground motion accelerations applied along the structure's principal axes. Key response indicators of the building were measured and the results compared to those from a numerical fiber element model based on the WCM approach. A very satisfactory agreement was found between the displacements and inter-storey drift ratios obtained numerically and experimentally for the first and upper storeys. The predictions of axial strains in the rebars and base shear forces also correlated well with the experimental findings. The experimental results were also used to evaluate curvature parameters of the base of the USW at different loading stages.

**Keywords** Experimental Hybrid Simulation ; C-Shaped and U-shaped Reinforced Concrete Shear Walls ; Bidirectional Earthquake Loads ; Numerical Simulation ; Fiber elements ; Multidirectional Hybrid Simulation Testing ; Large-Scale Structural Testing.

### 5.1 Introduction

Reinforced concrete (RC) flanged walls are widely used to house elevators or stairways in multi-storey residential and commercial buildings, and from a structural design perspective as lateral load resisting systems against earthquakes. The lateral seismic resistance of such shear walls is effective along two orthogonal horizontal directions when subjected to bidirectional earthquake components (e.g. Paulay and Priestley 1993). However, their resistance against

collapse or significant damage is generally assessed based on criteria that do not necessarily include three-dimensional (3D) effects. Many experimental and numerical investigations have been conducted on flanged (i.e. nonplanar) shear walls with various configurations under unidirectional lateral cyclic or dynamic loads, e.g. I-shaped walls (Osterle et al. 1976), T-shaped walls (Goodsir 1985, Thomson and Wallace 1995, Choi et al. 2004, Panagiotou and Restrepo 2011), L-shaped walls (Nakachi et al. 1996, Hosaka et al. 2008, Inada 2008, Kono et al. 2011), H-shaped walls (Maruta et al. 2000) and C-shaped walls (Sittipunt and Wood 1993). Several studies also revealed the distinctive lateral resistance and deformation of flanged shear walls under bidirectional cyclic or earthquake loads compared to unidirectional loads (e.g. Pegen et al. 1999, Reynouard and Fardis 2001, Ile and Reynouard 2005, Beyer et al. 2008, Brueggen 2009, Lowes et al. 2013, Constantin 2016, Behrouzi et al. 2020). Comprehensive summaries of the research work in this field were provided by Constantin and Beyer (2014) and Behrouzi et al. (2014). Important strength degradation was first highlighted by Ile and Reynouard (2005). These experimental investigations carried out on full-scale U-shaped wall (USW) under cyclic lateral loads showed lower resistance levels when the wall is loaded along both orthogonal principal horizontal axes. A similar behaviour was reported by Beyer et al. (2008), Lowes et al. (2013) and Behrouzi et al. (2020). Beyer et al. (2008) studied the inelastic behaviour of USWs under quasi-static cyclic loading and found that shear force demand on flanges is largest for the diagonal direction. Two identical CSW specimens tested by Lowes et al. (2013) under bidirectional cyclic loads showed a significant reduction in the wall's stiffness along its web direction. According to Beyer et al. (2008), the diagonal direction must be considered as one of the critical loading. In the previous studies diagonal directions were found more critical for flanges since shear force towards flanges are entirely resisted by the flange in compression. Recommendations were then given to design each flange using the total shear force in that direction (Ile and Reynouard 2005) and other studies (Constantin 2016) suggested taking diagonal directions into account in shear design of flanged walls. For strength prediction, significant differences were found when compared to experimental results obtained in diagonal directions. Constantin (2016) found that plane section analysis of USWs tested under cyclic bidirectional loading overestimated the experimental bending moment in the diagonal direction. Overall, experimental data related to the dynamic response of flanged core walls, and in particular CSWs or USWs, under multidirectional seismic loads remains very limited. In addition, most of the previous experimental studies on these typical shear walls addressed their seismic behaviour individually (i.e. with no account for their interaction with the rest of the building) under bidirectional cyclic loads. The present research attempts to extend the current body of knowledge on the nonlinear response of USWs under bidirectional seismic loads through original hybrid simulation tests. For this purpose, the first

story of a USW is tested physically in the laboratory, while interacting under bidirectional ground motion acceleration components with the other structural elements of the building (e.g. beams, columns, upper storeys of the USW) that are simulated numerically. In this paper, the studied prototype and the tested specimen are first described. Then, a brief review of the experimental setup, instrumentation and loading protocol is presented. The numerical models developed for the experimental hybrid simulation and the numerical validation (i.e. full numerical model) are detailed next. The numerical predictions are compared against selected experimental results, in light of which the seismic response of the USW is also discussed.

## 5.2 Experimental Hybrid Simulation Tests

### 5.2.1 Tested specimen and instrumentation

The tested structure is a reduced-scale model of a prototype five-story residential or commercial building, including a RC USW as the main lateral seismic load resisting system. A boundary RC structure comprising a beam-column frame and columns also contributes to a less extent to the building's seismic resistance. Figures 5.1 (a) and (b) illustrate plan and elevation views of the studied prototype. The core wall was designed as a high-ductility component ( $R_d=3.5$ ) according to the National Building Code of Canada (NBCC)(NRCC 2010) and the Canadian Standard CSA A23.3 for the design of concrete structures (CSA 2010). The building is located in Montreal and founded on a soil site of class C, corresponding to a 360 to 750 m/s average shear wave velocity in the top 30 m of soil (NRCC 2010). A compression strength  $f'_c = 30$  MPa and an elastic modulus  $E_c = 30000$  MPa were considered for the reinforced concrete, and a yield strength  $f_y = 400$  MPa for steel reinforcement. P-delta effects were included in the analysis. An accidental eccentricity between the center of rigidity of the lateral load resistance system and the center of mass where inertia forces are applied was taken equal to 10% of the building's plan dimension (i.e. 10% of 21 m). Cross-sectional dimensions and reinforcements of the USW, beams and columns are shown in Figure 5.2. A reduced-scale model of the prototype was created based on Cauchy-Froude similitude laws presented in Table 5.1. In this table, subscripts p and m denote the prototype and the scaled-model, respectively. The scale factors for length  $L$ , displacement  $d$ , modulus  $E$ , rotation  $\theta$ , acceleration  $a$ , stress  $\sigma$ , and strain  $\epsilon$  are equal to  $\lambda=1.8$ , while those for forces and moments are 3.24 and 5.83, respectively.

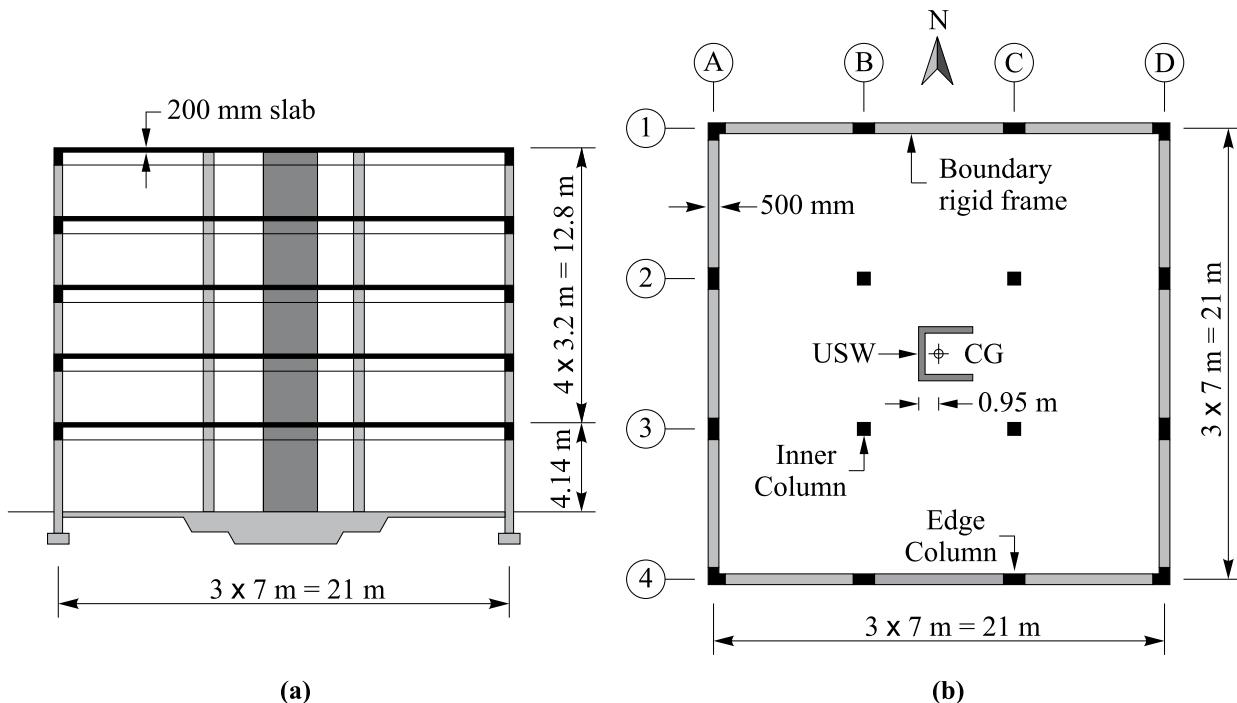


Figure 5.1 Prototype of the five-story reinforced concrete C-shaped shear wall studied : (a) elevation view ; (b) plan view.

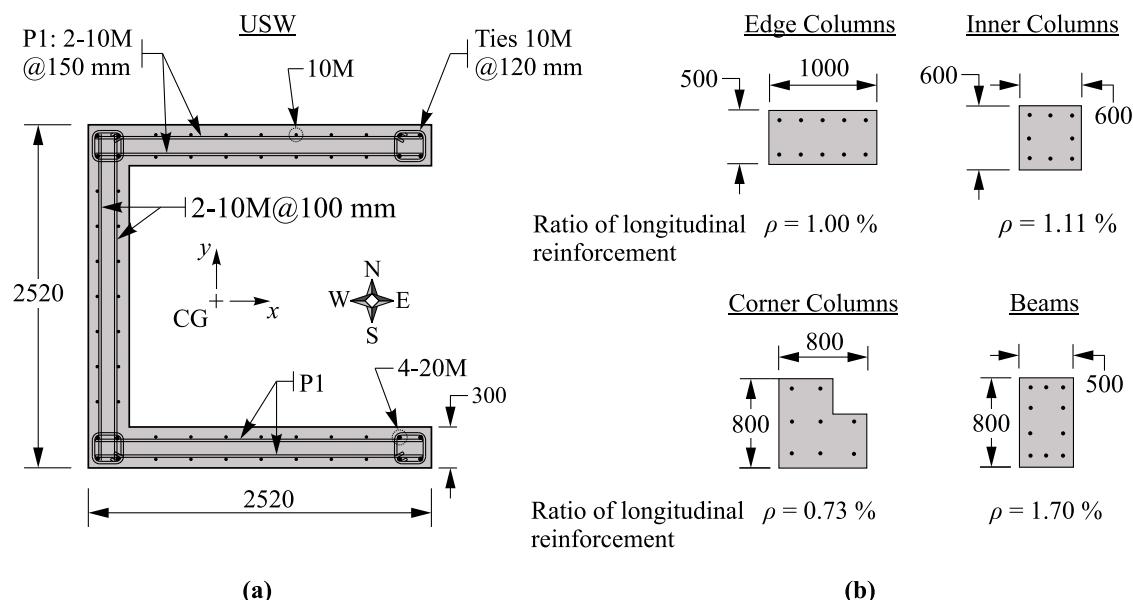


Figure 5.2 Steel reinforcement of the prototype : (a) the USW; and (b) the beams and columns (all dimensions are in mm).

Table 5.1 Scale factors based on Cauchy-Froude similitude laws.

Parameter	Symbol	Scale factor	Value
Length	$L$	$\frac{L^{(p)}}{L^{(m)}} = \lambda$	1.80
Density	$\rho$	$\frac{\rho^{(p)}}{\rho^{(m)}} = \lambda^{-1}$	0.56
Mass	$m$	$\frac{m^{(p)}}{m^{(m)}} = \lambda^2$	3.24
Weight	$W$	$\frac{W^{(p)}}{W^{(m)}} = \lambda^2$	3.24
Force	$F$	$\frac{F^{(p)}}{F^{(m)}} = \lambda^2$	3.24
Moment	$M$	$\frac{M^{(p)}}{M^{(m)}} = \lambda^3$	5.83
Time	$t$	$\frac{t^{(p)}}{t^{(m)}} = \lambda^{0.5}$	1.34
Frequency	$f$	$\frac{f^{(p)}}{f^{(m)}} = \lambda^{-0.5}$	0.75

The resulting large scale specimen representing the first storey of the USW (i.e. tested physical substructure) is 2.3 m high, 165 mm thick, and with horizontal dimensions both equal to 1.4 m, as illustrated in Figure 5.3. For the sake of brevity, only the results relevant to the reduced-scale model are presented in this paper.

Figure 5.5 shows the specimen representing the USW's first storey (Physical substructure) and the fiber element numerical model (Numerical substructure) interacting during experimental hybrid simulation of the bidirectional seismic response of the five storey building studied. The bidirectional earthquake loads were applied in a pseudo-dynamic displacement-controlled mode, using six degrees-of-freedom (i.e. three displacements and three rotations), through the Multidirectional Hybrid Simulation Testing System (MHSTS) at the Structures Laboratory of Polytechnique Montréal as shown in Figure 5.5 (c). The MHSTS mainly comprises : (i) an upper and a lower moment platen, (ii) four horizontal dynamic actuators with a force capacity of  $\pm 1000$  kN each (i.e. total of  $\pm 2000$  kN along each direction), connecting the upper platen to an L-shaped reaction wall (i.e. two for each side), and (iii) four vertical actuators with a force capacity of  $\pm 1800$  kN each (i.e. total of  $\pm 7200$  kN) connecting the upper and lower moment platens (Mechmachi and Bouaanani 2018).

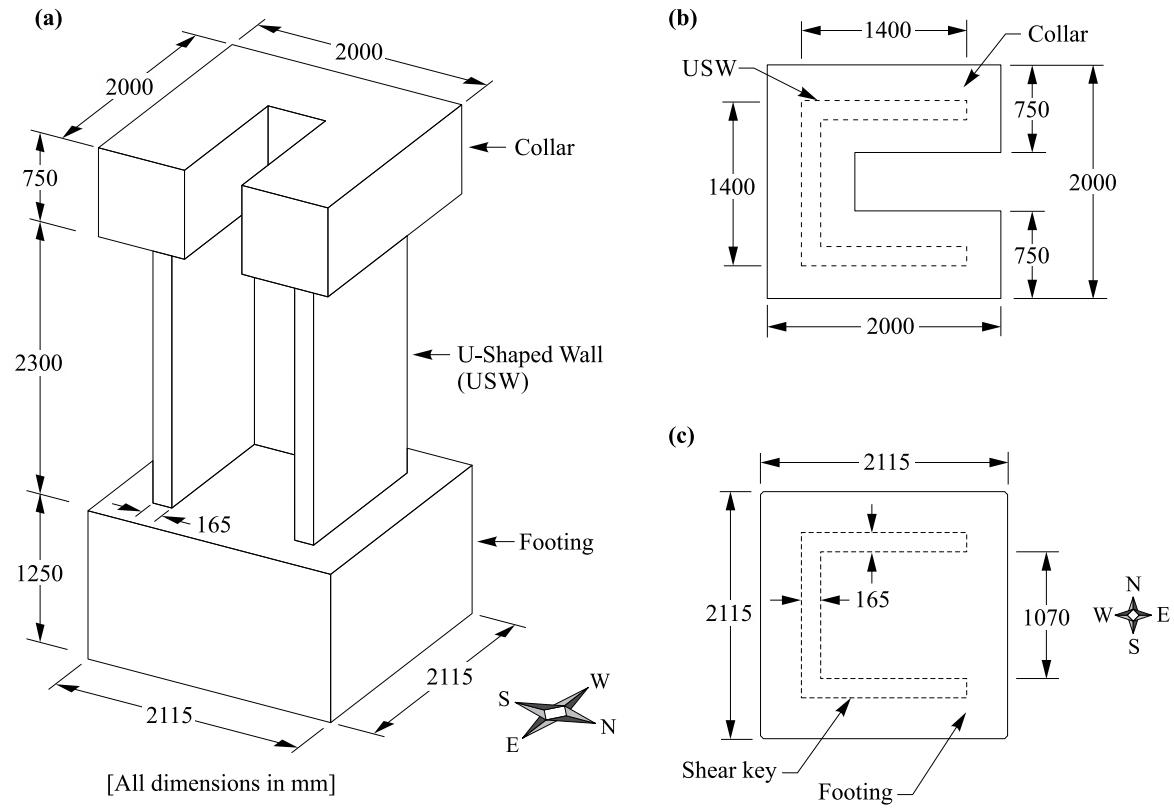


Figure 5.3 Dimensions of the reduced scale model representing the USW's first storey and the tested specimen (Physical substructure) : (a) Overall dimensions of collar, the USW and the footing; (b) Upper plan view of the collar; and (c) Upper plan view of the footing.

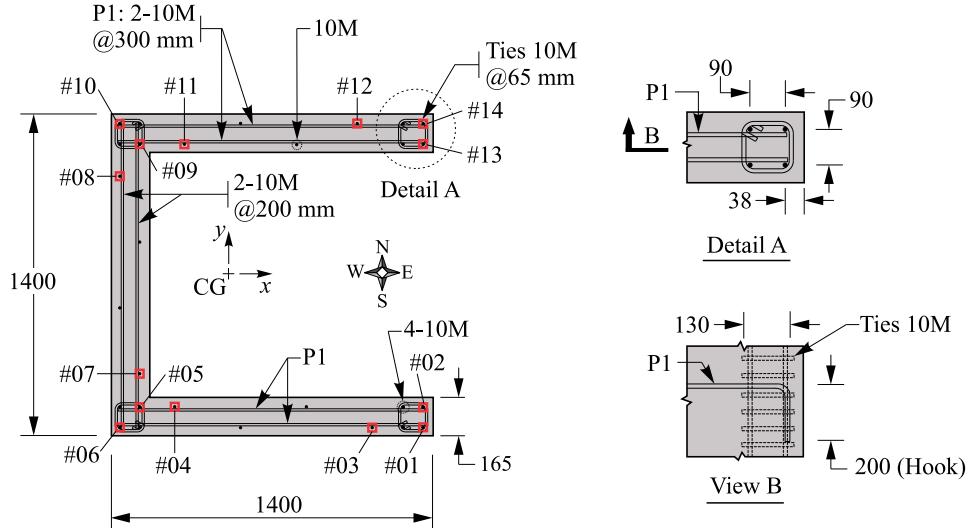


Figure 5.4 Steel reinforcement of the tested USW specimen and numbers and positions of strain gauges at the base of the USW (all dimensions are in mm).

A collar and a footing with the dimensions illustrated in Figure 5.3 were built to fix the physical substructure to the top (moment) platen and to the base platen of the MHSTS. Figure 5.4 shows the steel reinforcement of the tested USW specimen consisting mainly of a total of : (i) 28 longitudinal (i.e. vertical) 10M steel rebars; with 16 rebars in the boundary regions and 12 rebars distributed uniformly over the cross-section, (ii) transverse (i.e. horizontal) 10M steel reinforcement with a spacing of 200 mm and 300 mm at the web and flanges, respectively, and (iii) 10M ties at the boundaries with a spacing of 65 mm. The key response indicators of the tested specimen, e.g. displacements, strains, and forces, were measured using various types of sensors, including linear potentiometers, strain gauges glued on selected steel rebars, and two pairs of cameras connected to a Digital Image Correlation (DIC) system.

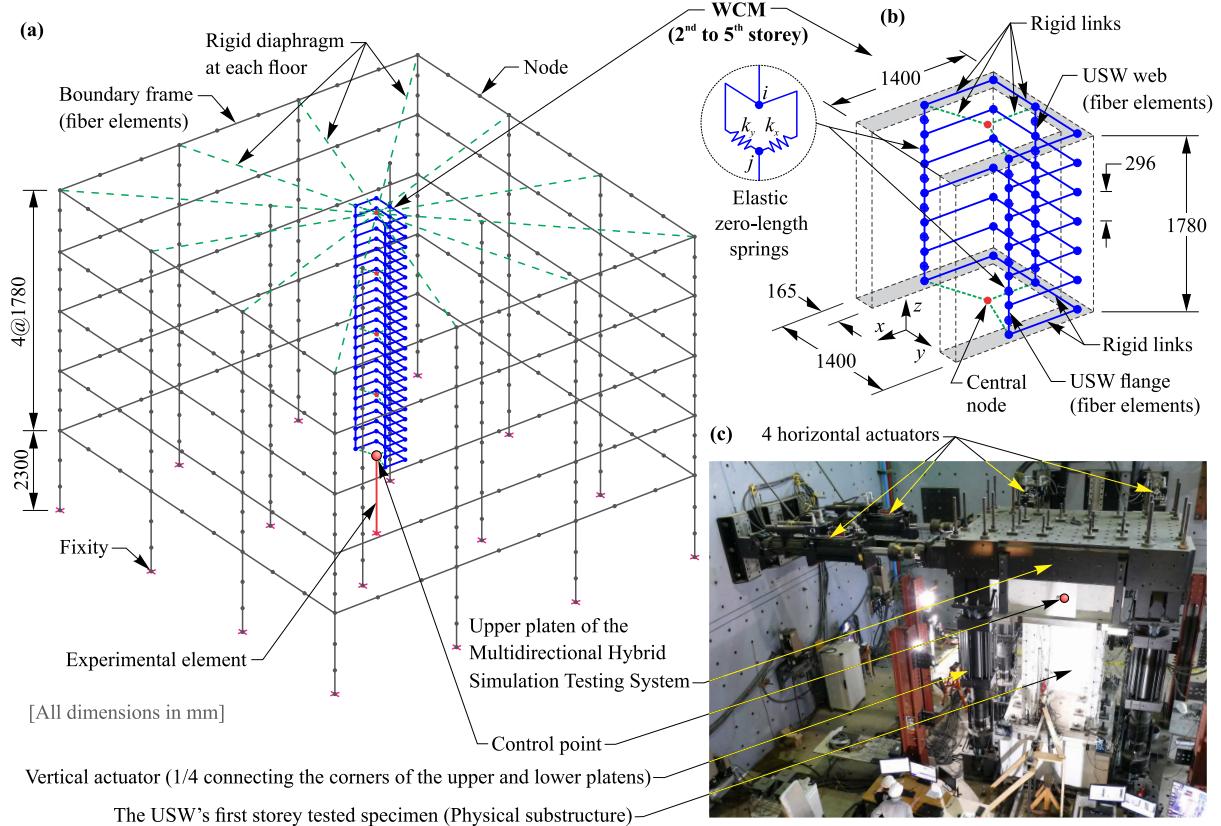


Figure 5.5 Numerical and physical substructures of the experimental hybrid simulation of the bidirectional seismic response of the five storey building studied : (a) Numerical substructure (fiber element model) and experimental element ; (b) WCM of the USW corresponding to one of the upper 2<sup>nd</sup> to 5<sup>th</sup> storeys ; (c) Overall view of the Multidirectional Hybrid Simulation Testing System and experimental setup.

### 5.2.2 Experimental hybrid simulation protocol

The Open-source Framework for Experimental Setup and Control (OpenFresco) (Schellenberg et al. 2009a) was used as the middleware, linking the numerical substructure (described later in Section 5.3.1) to the control and data acquisition systems. OpenFresco was used to define the *experimental element* representing the first storey of the USW as the physical substructure tested in the laboratory. This element is positioned vertically at the gravity center of the USW, that is also the geometric center of the floor plan of the entire building. It is fixed at its base and connected to the upper part of the USW by means of three rigid links as shown in Figure 5.5 (a).

The controller commands during hybrid simulation testing consisted of three translations ( $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$ ) and three rotations ( $\theta_x$ ,  $\theta_y$ ,  $\theta_z$ ) applied at *control point* coinciding with the gravity center (GC) of the USW at the same height as the wall-collar junction, i.e. Central node of the first floor, as illustrated in Figure 5.5. Six feedback forces were measured at the same control point : shear forces ( $F_x$ ,  $F_y$ ), axial force ( $F_z$ ), bending moments ( $M_x$ ,  $M_y$ ) and torsion ( $M_z$ ). To characterize the initial stiffness of the specimen prior to hybrid simulation tests, cyclic tests were conducted by imposing low amplitude translations and rotations along each DOF while keeping the others fixed. Gravity and ground motion loads were both applied through OpenSees (Mazzoni et al. 2006). The specimen was subjected to acceleration segments from a pair of two horizontal ground motion components recorded at Iverson station during the 6.4 Mb Nahanni earthquake that occurred at 05 h : 16 min GMT on December 23<sup>th</sup>, 1985, near the North Nahanni River region in the Northwest Territories of Canada (Weichert 1986, Wetmiller 1988). The selection of this historical record was mainly motivated by its relatively high frequency content typical of seismic hazard in Eastern North America, but also by the roughly diagonal bidirectional resultant of its two horizontal acceleration components. The accelerograms of both horizontal components are shown in Figures 5.6 (a) and (b), as well as the segments selected for hybrid simulations. These accelerograms were scaled down by 0.47 to approximately correspond to the seismic hazard anticipated in the assumed location of the studied building (i.e. Montreal) according to the NBCC (NRCC 2010, NRCC 2015), as shown in Figure 5.6 (c). The results of two tests of the hybrid simulations, i.e. Tests #1 and #2 in Figure 5.6 are presented and discussed in what follows. The first hybrid simulation had to be interrupted at 4.2 s of the applied earthquake record due to the large variations in the axial load due to excessive controller P-Gains that were introduced to dampen instabilities and spurious oscillations during this first test. These issues were solved in the next hybrid simulation through the implementation of a smaller integration time step and an improved force compensator.

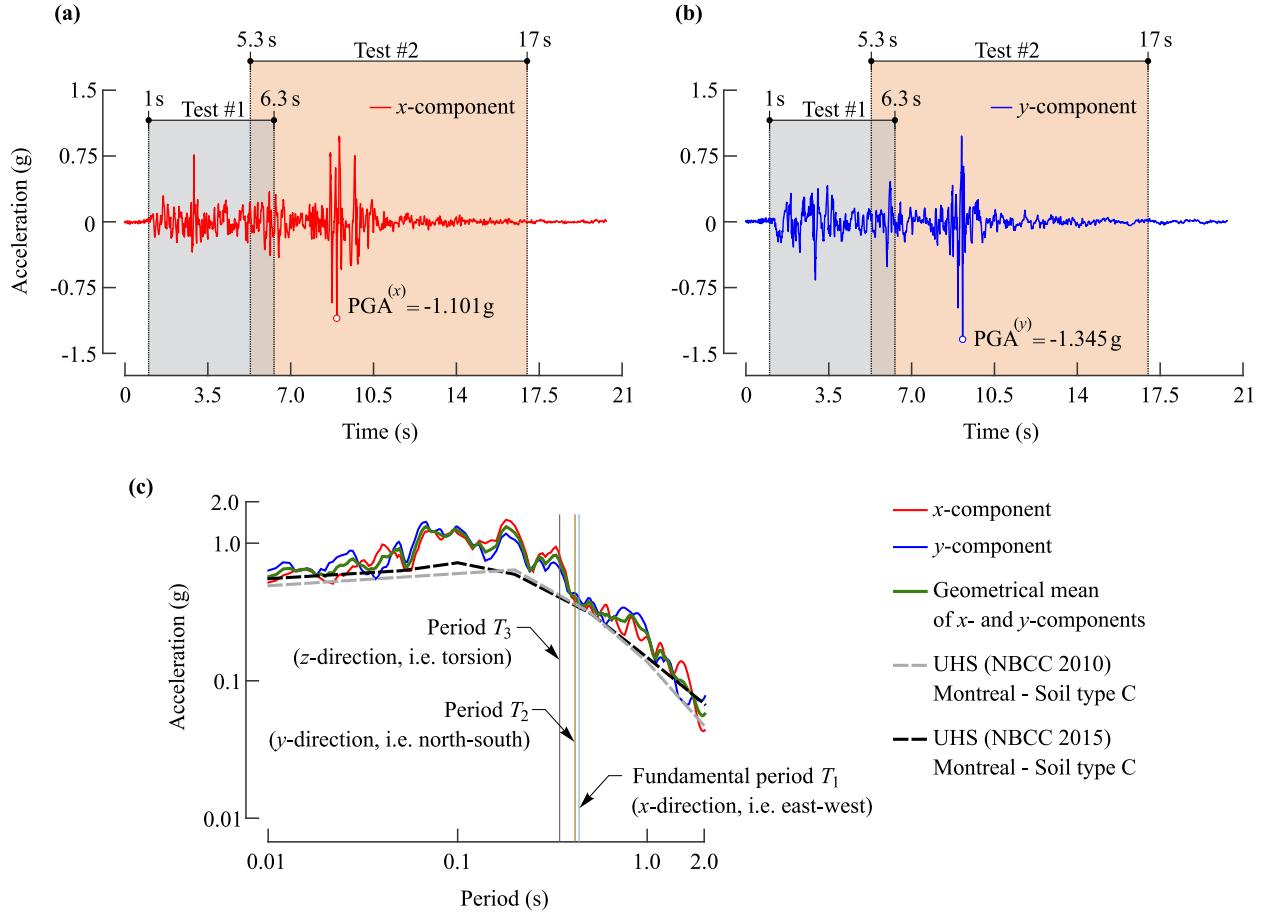


Figure 5.6 Horizontal components of ground motion accelerations recorded during Nahanni earthquake (6.4Mb) on December 23th (5h :16 am GMT), 1985, at station Iverson 01, Northwest Territories of Canada, used for experimental hybrid simulation testing and numerical fiber element simulation : (a)  $x$ -component accelerogram applied along the building's principal axis  $x$  (i.e. east-west) ; (b)  $y$ -component accelerogram applied along the building's principal axis  $y$  (i.e. north-south) ; (c) Scaled spectral accelerations of  $x$  and  $y$  components of ground motion and Uniform Hazard Spectra (NBCC 2010, 2015).

### 5.3 Numerical models

#### 5.3.1 Modeling of the numerical substructure

The numerical substructure of the tested building was modeled using fiber elements in OpenSees, selected as the computational driver of the hybrid tests. In this model, the second to the fifth storeys of the USW are simulated according to the WCM approach (Beyer et al. 2008), using three vertical beam-column displacement-based fiber elements, representing respectively the sections of the web and the two flanges, as illustrated in Figure 5.5. For each fiber element, integration points at the ends and three distributed points along the element length

are used according to the Gauss-Lobatto integration rule. Fiber cross-sections are assigned to each element and are divided into concrete and steel parts according to the quantity of longitudinal reinforcing rebars. The flanges are connected to the web using elastic link elements with very large axial, shear and in-plane bending stiffness, denoted hereafter as rigid links. The out-of-plane bending and torsional stiffness of these links are determined as  $E_c s t^3/12$  and  $G_c F_J s t^3/3$ , respectively, where  $s$  denotes the spacing between the links ( $s = 296$  mm in this case),  $t$  the USW thickness,  $E_c$  the concrete elastic modulus and  $G_c$  the shear modulus. The parameter  $F_J$  is set to 0.25 as a torsional stiffness reduction factor (Pelletier and Leger 2017). To account for shear deformation of the USW, elastic zero-length elements are added to the fiber elements modeling the web and flanges of the USW. These shear elements, located halfway between each two successive horizontal rigid links, comprise two springs  $k_x$  and  $k_y$  connected to two nodes  $i$  and  $j$  sharing the same position but separated in Figure 5.5 (b) for illustration purposes. The horizontal in-plane shear stiffness of each element (i.e.  $k_x$  for the flanges and  $k_y$  for the web) is taken as  $5/6 \times G_c \times A/s$ , where  $A$  denotes the cross-section of the web or the flange considered (Beyer et al. 2008c). The out-of-plane shear stiffness (i.e.  $k_y$  for the flanges and  $k_x$  for the web) is assumed to be 25 % of the value of in-plane shear stiffness as recommended by (Beyer et al. 2008c). The DOFs at nodes  $i$  and  $j$  (i.e.  $u_z$ ,  $\theta_x$ ,  $\theta_y$ ,  $\theta_z$ ) are constrained. The RC beams and columns of the boundary structure are discretized into three equal segments of fiber elements along each span and each storey as shown in Figure 5.5 (a). The columns are fully-fixed at the base. The beam and column elements are assigned a distributed mass representing self-weight. The additional weight is assigned as a lumped mass at the geometric center point of the building at each floor, referred to as the central node hereafter (Figure 5.5). Both translational and rotational lumped masses are assigned at each central node : (i) two masses  $m_x$  and  $m_y$  along the principal axes  $x$  and  $y$  of the building, and (ii) a rotational mass  $m_{\theta z}$  about the vertical axis  $z$ . Table provides the values of the masses assigned at each floor of the building. At each floor, all the nodes were constrained to the central node to enforce rigid in-plane behaviour. A Rayleigh mass-proportional damping was used. The fundamental period of the scaled model was used to determine Rayleigh damping coefficient, assuming the same damping ratio of 5% between the prototype and the scaled model. To solve the equation of motion during hybrid simulation, a special integrator was used based on a fixed number of iterations at each time step increment. The integration scheme is a modified implicit Newmark method proposed by Zhong (2005), which was slightly modified to be implemented in a hybrid simulation test (Shellenberg et al. 2009b). The average acceleration method was used, thus ensuring an unconditionally stable integration scheme.

### 5.3.2 Full numerical model

A 3D fiber element numerical model of the reduced-scale five story building tested was constructed using the software Seismostruct (Seismosoft 2018). The choice of this fiber element software was motivated by the need to use an alternative to OpenSees (already used in the hybrid simulations as described above) and that is also being increasingly adopted among practicing structural engineers. The USW components (i.e. web and flanges) as well as the beams and columns are modelled as nonlinear inelastic displacement-based reinforced concrete fiber elements. The Wide Column Model (WCM) approach described previously is used to model the whole USW including the first storey as shown in Figure 5.7(a) and (b). This is different from the numerical substructure of the hybrid simulations where only the second to the fifth storeys of the USW were modeled using the WCM.

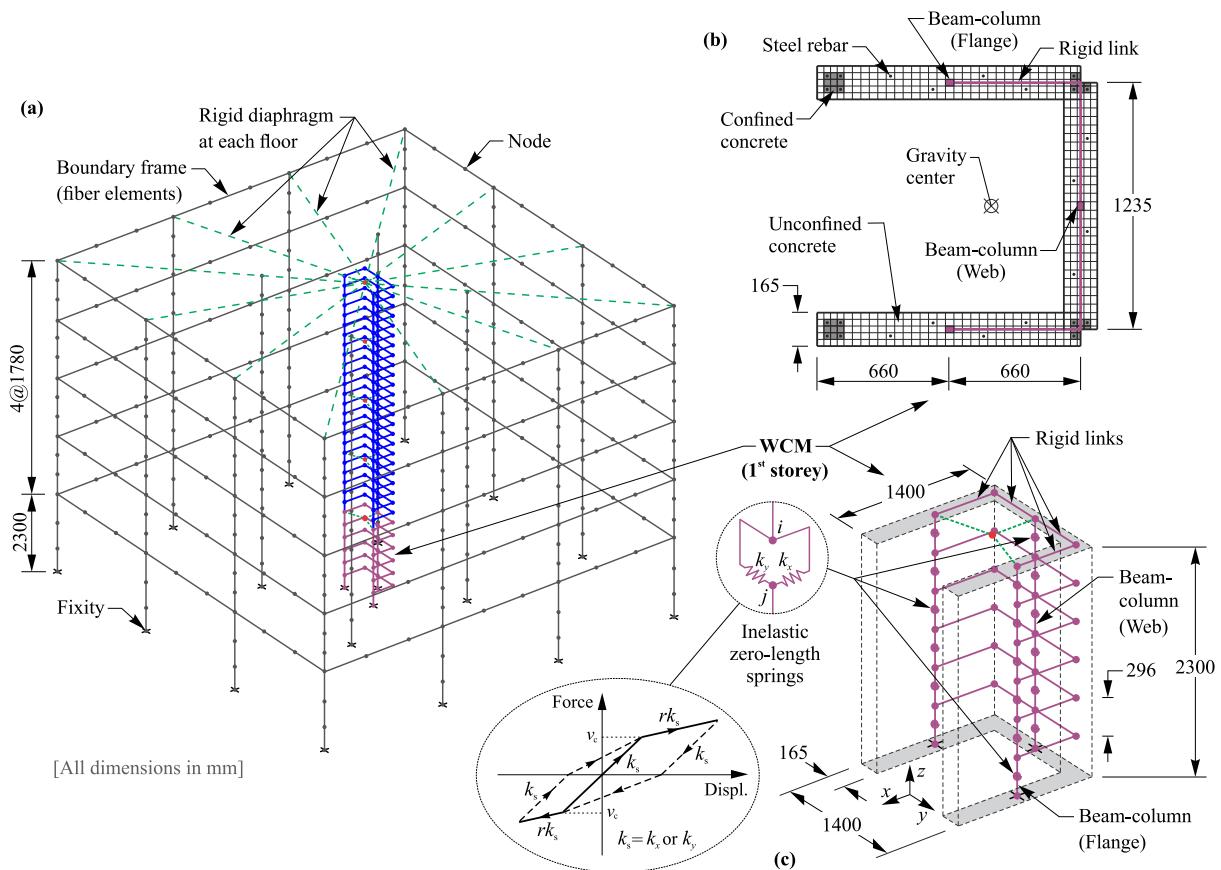


Figure 5.7 Fiber element model of the five storey building : (a) 3D view of the numerical model ; (b) Fiber element discretisation of the WCM cross-session ; and (c) WCM of the USW corresponding to the first storey.

The constitutive models proposed by Mander et al. (1988) and Menegotto and Pinto (1973) are adopted for concrete and steel reinforcement, respectively. The main concrete and steel material properties used in the numerical model are provided in Table 5.2. The concrete compressive strength and elastic modulus (i.e.  $f'_c$  and  $E_c$ , respectively), and the steel yield strength, yield strain and elastic modulus (i.e.  $f_y$ ,  $\varepsilon_y$ , and  $E_s$ , respectively) were determined experimentally through material testing of concrete cylinders and steel rebars sampled from the tested specimen during construction. A concrete strain at peak stress of  $\varepsilon_c = 0.002$  is adopted.

Table 5.2 Measured material properties of concrete and 10M steel rebar of the tested specimen.

Concrete	Steel
Compressive strength $f'_c = 37 \text{ MPa}$	Yield strength $f_y = 450 \text{ MPa}$
Elastic modulus $E_c = 33000 \text{ MPa}$	Elastic modulus $E_s = 200000 \text{ MPa}$
Tensile strength $f_{cr} = 2.4 \text{ MPa}$	Yield strain $\varepsilon_y = 0.00225$
Poisson ratio $\nu = 0.2$	Ultimate strain $\varepsilon_u = 0.06 - 0.1$

For the first story, nonlinear shear elements with inelastic shear stiffness accounting for cracked sections are included in the WCM as shown in Figure 5.7 (c). Before concrete cracking, the shear stiffness is elastic and can be estimated as  $G_c A$ , where  $A$  denotes the cross-section of the web or the flange considered (i.e. as described above for the numerical substructure). This shear stiffness is then reduced to  $r G_c A$  when the shear force reaches the limit  $v_c = 2.5 \beta f_{cr}$ , where  $\beta$  is a factor accounting for the shear resistance of cracked concrete and  $f_{cr} = 0.4 \sqrt{f'_c}$  is the concrete tensile strength. A reduction value of  $r = 0.1$  (e.g. Oyen 2006) and shear strength  $v_c = 0.18 \sqrt{f'_c}$  are adopted herein. The rest of building is modeled in the same manner as described above for the numerical substructure. The full fiber element numerical model is illustrated in Figure 5.7. A Newmark integration scheme is adopted for the dynamic time-history analysis with coefficients of  $\beta = 0.25$  and  $\gamma = 0.5$  (i.e. average acceleration method).

## 5.4 Selected results and discussion

### 5.4.1 Displacements and drifts

The numerical predictions of the bidirectional and torsional seismic responses of the first story of the studied building, i.e. the two horizontal translations ( $u_x$ ,  $u_y$ ) and the rotation  $\theta_z$  at the control point are compared to the corresponding measured displacements in Figure 5.8. As can be seen, a very satisfactory agreement is generally found between the numerical and

experimental results. The largest discrepancies are observed for the rotation  $\theta_z$ , an expected result that confirms the difficulty associated with the numerical modeling of the torsional response of the USW using the WCM.

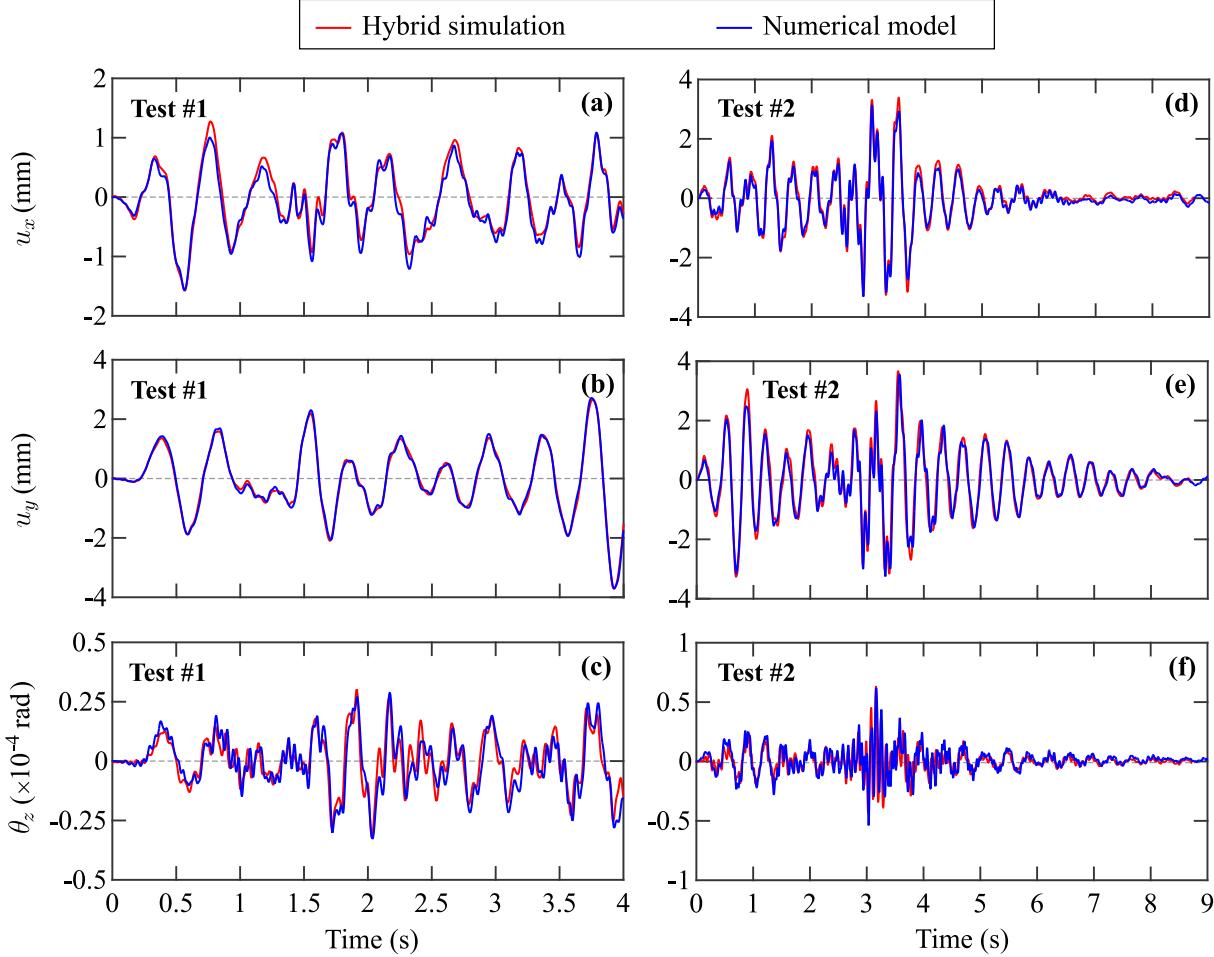


Figure 5.8 Comparison of the time-histories of horizontal displacements ( $u_x$  and  $u_y$ ) and rotation ( $\theta_z$ ) measured at the control point during hybrid simulation Tests #1 and #2 to numerical predictions : (a) to (c) Test #1 ; and (d) to (f) Test #2.

Similar results were obtained for the upper storeys as illustrated next through bidirectional inter-story drift ratios that are important indicators of the seismic behaviour of a building. Figures 5.9 (a) and (b) show the maximum drift ratios  $\delta_x$  and  $\delta_y$  measured at the various floors along the two principal axes  $x$  and  $y$  of the five storey building, respectively, during hybrid simulation Tests #1 and #2. The drift ratios  $\delta_{xy}$  along the diagonal of the USW were also obtained at each floor and instant of hybrid simulation Tests #1 and #2 based on the measured drift ratios  $\delta_x$  and  $\delta_y$ . The inter-storey drift ratios along both principal axes as well

as the diagonal of the USW are below the design limit value of 2.5%. Figure 5.9 (c) shows the envelope of the maximum drift ratios along the diagonal of the USW obtained at each floor of the building. As expected, the diagonal drift ratios are higher than those along the principal axes of the USW. The maximum drift ratios obtained using the full numerical fiber element model are also presented in Figure 5.9. These results show that the predictions of the fiber element model are globally in good agreement with the experimental results for all floors, with larger discrepancies associated with the diagonal drift ratios.

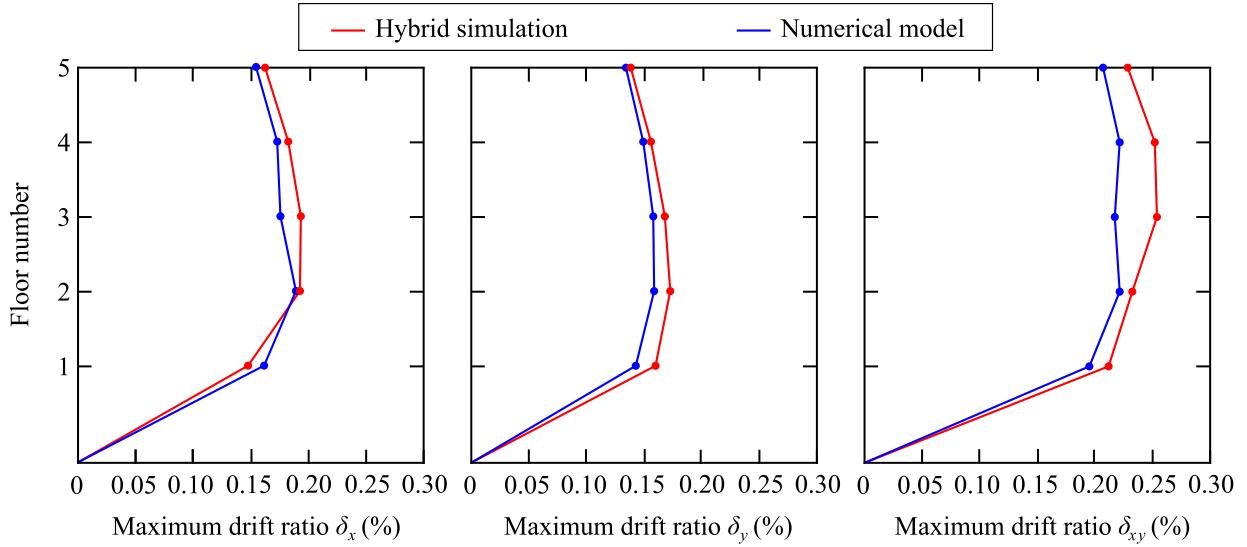


Figure 5.9 Maximum drift ratios measured at the building floors along USW principal axes during hybrid simulation Tests #1 and #2 compared to numerical predictions : (a) Drift ratio  $\delta_x$  along principal  $x$  axis ; (b) Drift ratio  $\delta_y$  along principal  $y$  axis ; (c) Drift ratio  $\delta_{xy}$  along the diagonal.

#### 5.4.2 Base shear force

The total base shear force, including torsional effects, measured during the hybrid simulation tests along both principal axes  $x$  and  $y$  is distributed to the web and to the two flanges of the USW at each instant of the applied ground motion during Tests #1 and #2. Figure 5.10) compares the resulting experimental shear forces to the numerical predictions, and shows that the agreement is fairly satisfactory for the whole duration of the tests. As expected, it is found that the modelled shear response of the USW is sensitive to the behaviour of the shear links assigned to the vertical beam-column elements of the WCM. The numerical predictions were indeed improved when inelastic shear links that account for cracked sections are used at the first story (as detailed in Section 5.3.2). For instance, the maximum shear force in the northern flange is found to be overestimated by roughly 26 % when elastic shear links

are used. Overall, the match between the numerical predictions using the WCM approach and the experimentally-derived shear forces is shown to be satisfactory especially considering the complexity of the actual shear force distribution over the USW section under combined bidirectional and torsional loading (e.g. Beyer et al. 2008a).

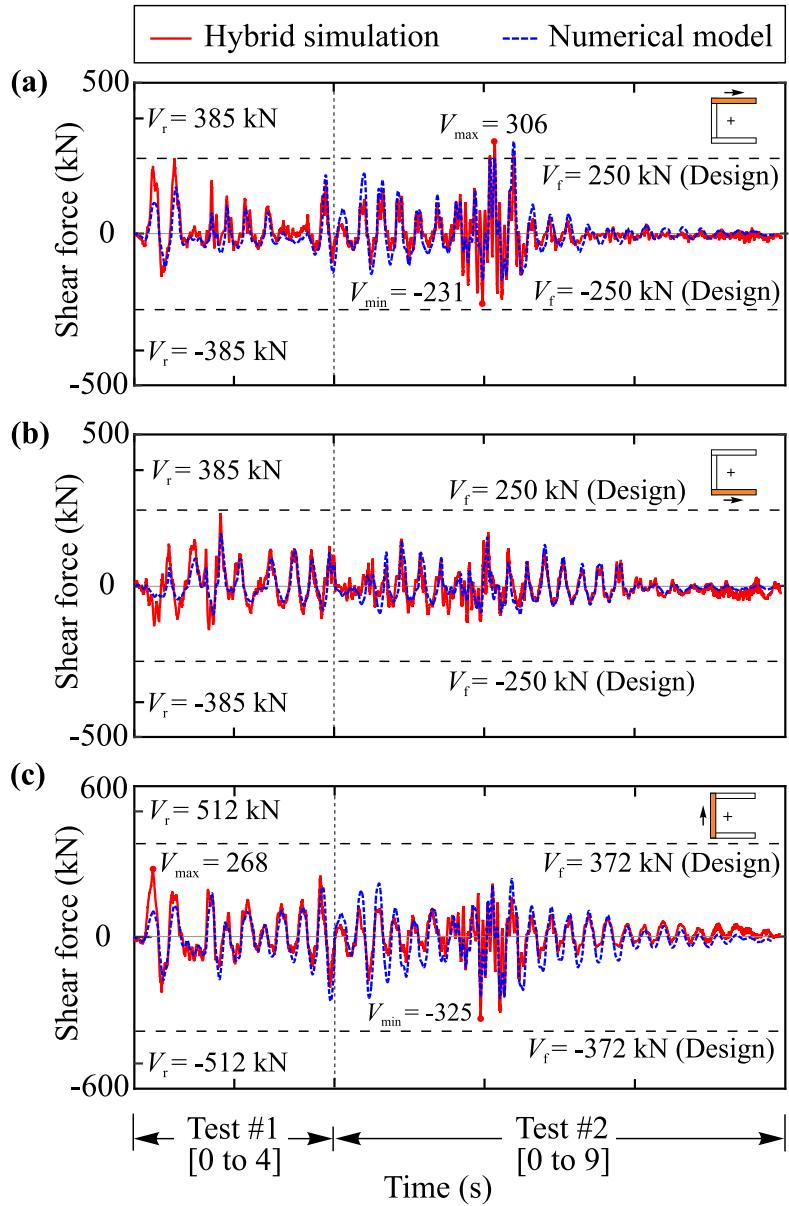


Figure 5.10 Comparison of the shear forces obtained at the base of the USW experimentally from hybrid simulation Tests #1 and #2 to numerical predictions : (a) USW's north flange contribution to total shear force; (b) USW's south flange contribution to total shear force; and (c) USW's web contribution to total shear force.

### 5.4.3 Axial strain in steel rebars

The evolution of the axial strain developing in the longitudinal steel rebars of the USW was monitored through 14 strain gauges glued on these rebars. The numbers and positions of the strain gauges at the bottom cross-section of the USW are shown in Figure 5.4. The time-histories of axial strains measured in the longitudinal steel rebars at the base of the USW during Tests #1 and #2 are shown in Figure 5.11. The numerical predictions of the axial strains obtained at steel fiber elements located at the same positions are shown on the same figure. Although the comparison of these results shows a rather satisfactory agreement in some cases, it mainly emphasizes the known limitations of the fiber element model in accurately predicting local distributions of strains or stresses (e.g. Coleman and Spacone 2001, Beyer et al. 2008a). It is also worth noting that despite a rigorous verification of the strain gauges through all the phases of the project (e.g. bonding to the steel rebars, specimen construction, installation of the specimen according to experimental setup), the readings from a few number of strain gauges were found to be inaccurate (e.g. Strain gauge #12 in Figure 5.11).

### 5.4.4 Yield curvatures

Strain gauges #10 and #11 reached yield strain around  $t = 3.9$  s of Test #1, with the north flange of the USW under tension while the south flange was under full compression at this time. The configuration of the USW at this time is denoted hereafter as Configuration A. During Test #2, the yield strain of the steel rebars was reached at two different configurations of the USW. First, around  $t = 3.33$  s as can be seen from the readings of strain gauges #13 and #14. The USW was then deformed along its north-east/south-west diagonal direction and the web-flange corner was under compression. The configuration of the USW at this loading stage is denoted hereafter as Configuration B. As the hybrid simulation test continues, strain gauges #5, #6, #7 and #8 show that the corresponding steel rebars reached yield strain around  $t = 3.54$  s, a time at which the USW was deflected again along the north-east/south-west diagonal direction with the north-east flange corner fully under compression. This configuration of the USW is denoted hereafter as Configuration C.

Figure 5.12 shows the USW cross-section at its base corresponding to configurations A, B and C defined above, as well as the positions of the neutral axis at each case, determined mainly based on the axial strains measured in the steel rebars. The identification of the positions of the neutral axis as seismic loading evolves also benefited from vertical surface strains measured during hybrid simulation Tests #1 and #2 by means of a Digital Image Correlation (DIC) system (Vic3D 2018), as illustrated for example in Figure 5.13 for the south flange of the USW at deflected configurations A, B and C.

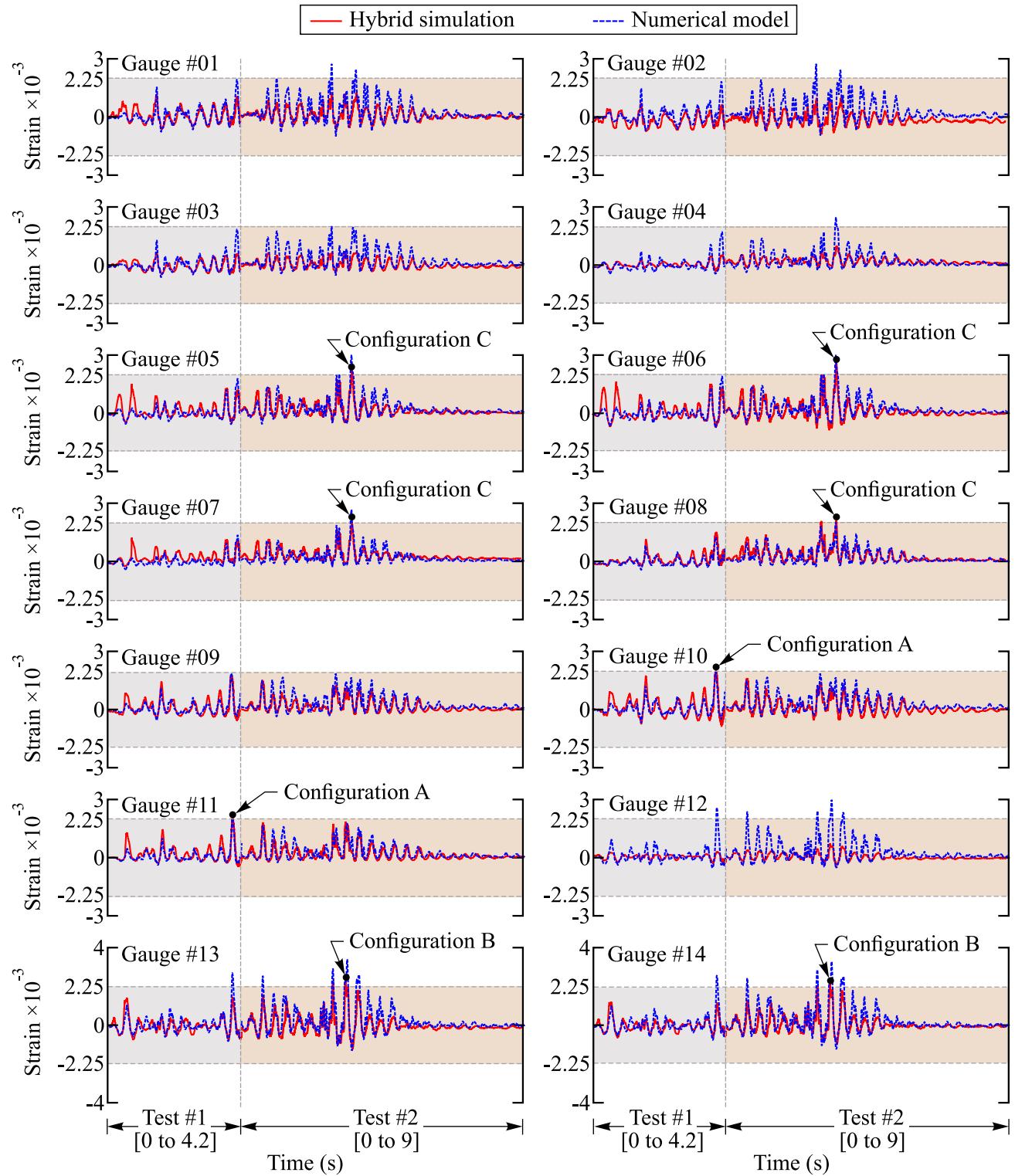


Figure 5.11 Comparison of axial strains in the steel rebars measured during hybrid simulation Tests #1 and #2 to numerical predictions.

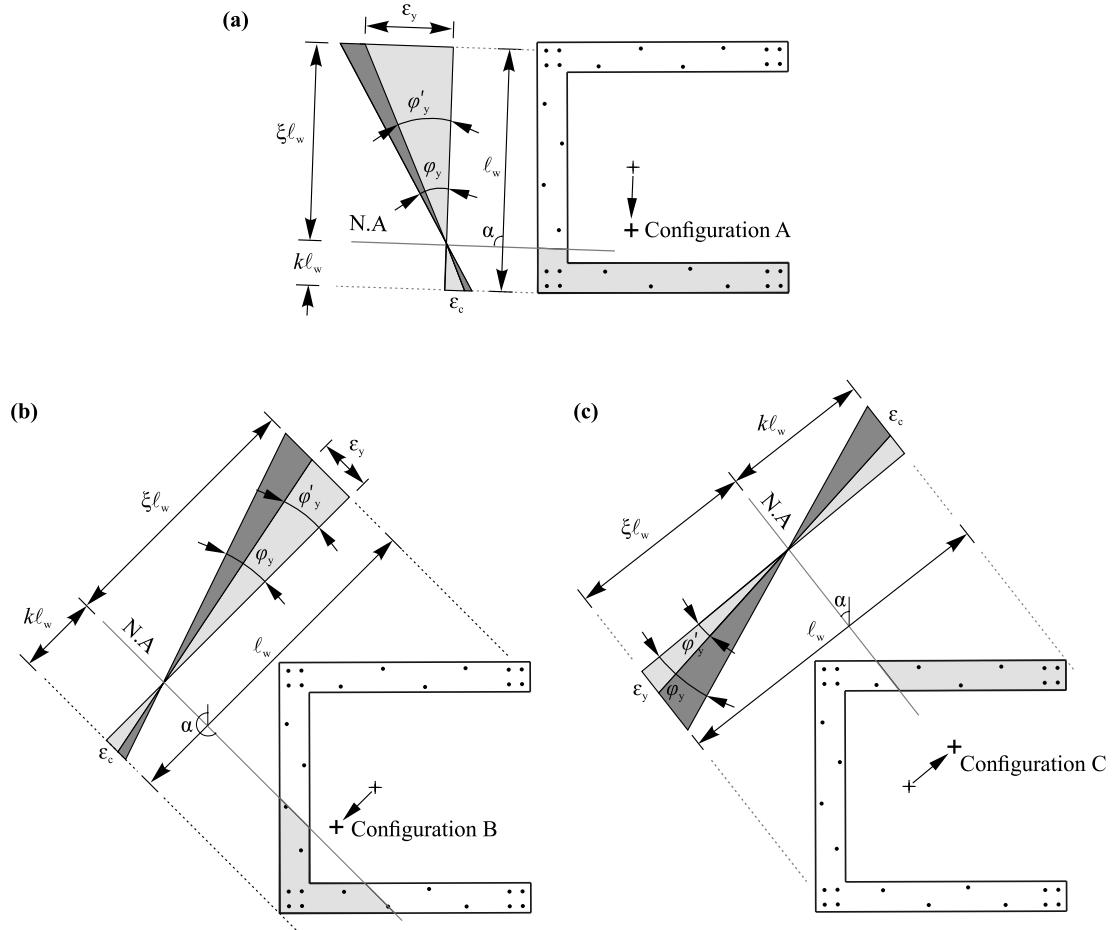


Figure 5.12 Neutral axis positions and yield curvatures for : (a) Configuration A, (b) Configuration B, and (c) Configuration C.

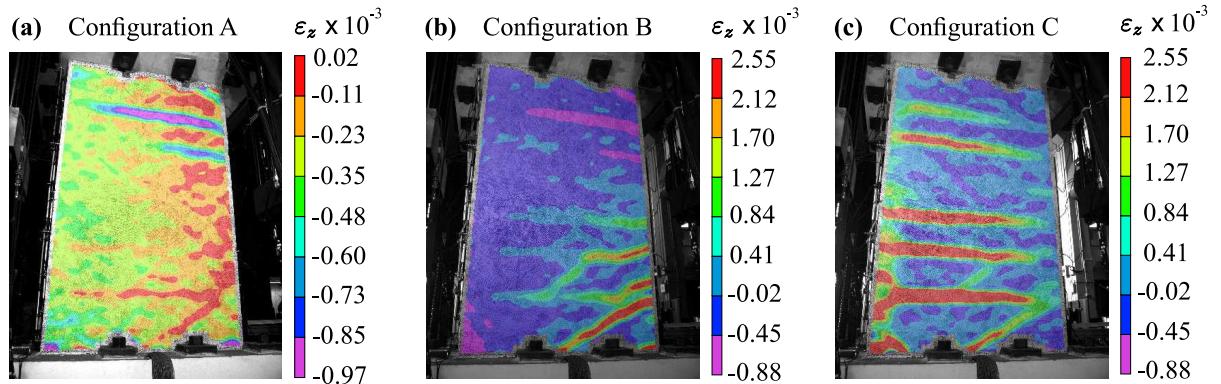


Figure 5.13 Vertical surface strains  $\epsilon_z$  measured on the south flange of the USW during hybrid simulation Tests #1 and #2 by means of a Digital Image Correlation (DIC) system : (a) Configuration A, (b) Configuration B, and (c) Configuration C.

The first yield curvature corresponding to Configuration A can be evaluated as

$$\varphi'_y = \frac{\varepsilon_y}{\xi \ell_w} \quad (5.1)$$

where  $\xi \ell_w$  defines the neutral axis position as indicated in Figure 5.12 (a). The strain profile assuming plane sections before and after deformation, and the bending moment angle corresponding to this configuration are also shown on the same figure. This experimental-based geometrical construction yields  $\xi \approx 0.79$ , that is close to the average value reported for a rectangular RC shear wall (Paulay 2001). The resulting first yield curvature of the USW is  $\varphi'_y \approx 2.0 \times 10^{-3}$  as estimated from Eq. (5.1).

Configurations B and C do not strictly correspond to the first yield of the specimen, a deformation state reached previously in Configuration A during Test #1 as explained above. However, since these two configurations correspond to loading and deflection of the specimen in the diagonal direction that was found to be of critical importance in the understanding of the bidirectional behaviour of flanged walls (Beyer et al. 2008a, Constantin 2016), an attempt is made next to evaluate curvature parameters assuming that Eq. (5.1) is still approximately valid for these loading stages. The relatively small increments in maximum drifts recorded at Configurations B and C with respect to Configuration A contribute to the justification of this approximation. The obtained results are shown in Table 5.3. It can be seen that the assumed first yield curvature at Configuration C is larger than at Configuration B (alternating compression and tension zones at the USW north-east and south-west corners).

Table 5.3 also contains nominal yield curvatures corresponding to each configuration estimated as (e.g. Priestley and Kowalsky 1998)

$$\varphi_y = \gamma_w \varphi'_y = \frac{M_n}{M_f} \frac{\varepsilon_y}{\xi \ell_w} = \eta \frac{\varepsilon_y}{\ell_w} \quad (5.2)$$

where  $\gamma_w$  is the wall overstrength factor that can be evaluated as the ratio of the nominal moment  $M_n$  to the factored bending moment  $M_f$ .

The results in Table 5.3 show that the  $\gamma_w$  is in the range of 1.3 to 1.5 reported for rectangular shear walls (Paulay 2001, CAC 2017). A yield curvature constant of  $\eta \approx 1.9$  is obtained at Configuration B, a value close to the average value of 2 reported in the literature for rectangular walls with low reinforcement ratios (Priestley and Kowalsky 1998, Paulay 2001). This is consistent with the previous result showing that the  $\xi$  and  $\gamma_w$  values are close to the average values of rectangular shear walls. For the other two configurations A and C, yield curvature constants lower ( $\approx -12\%$ ) and larger ( $\approx +12\%$ ) than  $\eta \approx 2$  were found. Table 5.4

also shows that the obtained results are in agreement with those reported by Beyer et al. (2008) and Constantin (2016) for U-shaped walls tested under bidirectional cyclic loads. In particular, it is found that the USW seismic response along its diagonal direction yields higher  $\eta$  values when the free-end flange is under compression.

Table 5.3 Neutral axis positions and first and nominal yield curvatures of the tested specimen at Configurations A, B and C.

Configuration -	$\xi\ell_w$ (m)	$\xi$ -	$\varphi'_y$ ( $10^{-3}/m$ )	$\gamma_w$ -	$\varphi_y$ ( $10^{-3}/m$ )
A	1.10	0.795	2.00	1.40	2.80
B	1.47	0.740	1.54	1.38	2.12
C	1.13	0.574	1.98	1.28	2.54

Table 5.4 Nominal yield curvature constants corresponding to the tested specimen at Configurations A, B and C compared to experimental data from the literature.

Configuration	$\eta$	$\eta$ (Beyer)	$\eta$ (Constantin)
A	1.76	1.44 – 1.73	1.60 – 1.80
B	1.90	1.87 – 2.00	1.96 – 2.21
C	2.23	2.07 – 2.12	2.13 – 2.43

## 5.5 Conclusions

This paper presented an original experimental and numerical investigation of the bidirectional seismic behaviour of a multi-storey reinforced concrete U-shaped core wall building. A review of the experimental setup and procedures underlying the conducted 6-DOF hybrid simulation tests was first presented. A numerical fiber element model of the tested building was developed based on the WCM approach and the predictions compared to experimental results. A satisfactory agreement was found between the displacements and inter-storey drift ratios obtained numerically and experimentally for the first and upper storeys. The inter-storey drift ratios along both principal axes of the USW as well as its diagonal were found to be lower than the design limit. A fairly satisfactory agreement was obtained between the base shear forces measured during the hybrid simulation tests along both principal axes  $x$  and  $y$  and those predicted using the fiber element model. These results confirmed the sensitivity of

the modelled shear behaviour to the implementation of inelastic shear links that were shown to improve the prediction of forces. The agreement between the experimental and numerical prediction of the reinforcement axial strain at the base of the wall was also rather satisfactory considering the limitations of the numerical model at this location. The experimental results were also used to evaluate curvature parameters of the base of the USW at different loading stages. These analyses confirmed the importance of the diagonal seismic response of the USWs and its characterisation through experimental investigations.

## Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support of the FRQ Nature et technologies (FRQNT) [Quebec funds for research in Nature and technologies] and the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC). The authors gratefully acknowledge the staff members of the structural engineering laboratory of Polytechnique Montréal, particularly Martin Leclerc, Patrice Bélanger, Romain Séguier, Xavier Willem and David Ek. They also gratefully acknowledge the students Kevin Goguen, Sébastien Berger, Karim Elmokhles and Anibal Saidani for their contributions to the construction and instrumentation of the tested specimen.

## References

1. Behrouzi, A. A., Mock, A. W., Lehman, D. E., Lowes, L. N., Kuchma, D. A. 2020. Impact of bi-directional 337 loading on the seismic performance of C-shaped piers of core walls. *Engineering Structures*, 225,
2. Beyer, Katrin and Dazio, A. and Priestley, M. (2008a). Seismic design of torsionally eccentric buildings with U-shaped RC walls. IUSS Press, Pavia.
3. Beyer K, Dazio A, Priestley MJN (2008b). Quasi-static cyclic tests of two U-shaped reinforced concrete walls. *J Earthquake Eng* ; 12 : 1023 - 53.
4. Beyer K, Dazio A, Priestley MJN (2008c). Inelastic wide-column models for U-shaped reinforced concrete walls. *J Earthquake Eng* ; 12 : 1 - 33.
5. Brueggen BL (2009). Performance of T-shaped reinforced concrete structural walls under multi-directional loading. Ph.D. Dissertation, University of Minnesota.
6. Canadian Standards Association (2010), CAN/CSA A23.3-04 : Design of concrete structures. Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada.
7. Canadian Standards Association (2014), CAN/CSA A23.1-14 : Concrete materials and methods of concrete construction/Test methods and standard practices for concrete.

- Rexdale, ON : Canadian Standards Association.
8. Cement Association of Canada (2017). Concrete design handbook, 4 ed. Ottawa, ON : Cement Association of Canada (CAC).
  9. Choi C, Sang-Su H, Li-Hyung L, Young-Hun O, Hyun-Do Y (2008) "Evaluation of deformation capacity for RC T-shaped cantilever walls", Journal of Earthquake Engineering 8(3) : 397-414.
  10. Coleman, J and Spacone, Enrico (2001). Localization Issues in Force-Based Frame Elements. Journal of Structural Engineering-asce - J STRUCT ENG-ASCE. 127. 10.1061. (ASCE)0733- 9445(2001)127 :11(1257).
  11. Constantin, R. and Beyer, K., 2014. Non-rectangular RC walls : A review of experimental investigations. In 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology.
  12. Constantin R, Beyer K. Behaviour of U-shaped RC walls under quasi-static cyclic diagonal loading. Engineering Structures 106 (2016) 36-52.
  13. Constantin R. Seismic behavior and analysis of U-shaped RC walls. PhD Dissertation 7133. Lausanne (Switzerland) : École Polytechnique Fédérale de Lausanne ; 2016.
  14. Dazio A, Beyer K, Bachmann H. Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls. Eng Struct 2009 ;31 :1556-71.
  15. Goodsite WJ (1985). The Design of Coupled Frame-Wall Structures for Seismic Actions, Research Report 85-8, Dept. of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, NZ, 383p.
  16. Hosaka G, Funaki H, Hosoya H, Imai H (2008). Experimental study on structural performance of RC shear wall with L shaped section, Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering, Beijing, China, 12-17 October.
  17. Ile N, Reynouard JM. Behaviour of U-shaped walls subjected to uniaxial and biaxial cyclic lateral loading. J Earthquake Eng 2005 ;9(1) :67-94.
  18. Inada K, Chosa K, Sato H, Kono S, Watanabe F (2008). Seismic performance of RC L-shaped core structural walls, Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering, Beijing, China, 12-17 October.
  19. Kono S, Sakamoto K, Sakashita M (2011). Simulation of seismic load resistance of core-walls for tall buildings, Applied Mechanics and Materials, 82 : 386-391
  20. Lowes L, Lehman D, Kuchma D, Mock A, Behrouzi A (2013). Large scale tests of C-shaped reinforced concrete walls : Summary report, NEES project warehouse ; <https://nees.org/warehouse/project/104>.

21. Behrouzi, A. A., Mock, A., Lowes, L., Lehman, D., and Kuchma, D. (2014). Summary of large-scale nonplanar reinforced concrete wall tests.
22. Mander, J.B., Priestley, M. J. and Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete, *J. Struct. Eng.*, 114(8), 1804-1826.
23. Maruta M, Suzuki N, Miyashita T, Nishioka T (2000). Structural capacities of H-shaped RC core wall subjected to lateral load and torsion. Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering, Auckland, New Zealand, 3 January-4 February.
24. Mazzoni S, McKenna F, Scott M, Fenves GL. OpenSees v2.4.4. Berkeley, CA : University of California ; 2006.
25. D.P. McCrum,M.S.Williams. An overview of seismic hybrid testing of engineering structures. *Engineering Structures*, Volume 118, 2016.
26. Mechmachi Y, Bouaanani N. Experimental Hybrid Simulation of the 3D Seismic Response of a RC Shear Wall. Proceedings of the 11th National Conference in Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Los Angeles, CA. 2018.
27. Menegotto, M. and Pinto, P.E 1973. Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and nonelastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *Proc. IABSE Symposium*, Lisbon, Portugal.
28. National Research Council of Canada. National Building Code of Canada (NBCC), Ottawa, ON ; 2010.
29. National Research Council of Canada. National Building Code of Canada (NBCC), Ottawa, ON ; 2015.
30. Nakachi T, Toda T, Tabata K (1996) Experimental study on deformation capacity of reinforced concrete core walls after flexural yielding, Proceedings of the 11th world conference on earthquake engineering, Acapulco, Mexico, 23-28 June.
31. Oesterle RG, Fiorato AE, Johal LS, Carpenter JE, Russell HG, Corley WG (1976) Earthquake Resistant Structural Walls—Tests of Isolated Walls—Phase I, Report to National Science Foundation, Portland Cement Association Construction Technology Laboratories, Skokie, Illinois, USA.
32. Oyen, P.E. (2006). Evaluation of Analytical Tools for Determining the Seismic Response of Reinforced Concrete Shear Walls. Master's thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Washington.
33. Panagiotou M, Restrepo JI (2011), Displacement-Based Method of Analysis for 410 Regular Reinforced- Concrete Wall Buildings : Application to a Full-Scale 7-Story Building Slice Tested at UC-San Diego, *ASCE Journal of Structural Engineering* 137(6) :677-690.

34. Palermo D, Vecchio FJ (2002). Behavior of three-dimensional reinforced concrete shear walls, *ACI Structural Journal*, January-February, 99(1) : 81-89.
35. Paulay, T. (2001). Seismic response of structural walls : Recent developments. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 28. 922-937. 10.1139/cjce-28-6-92.
36. Paulay, T and Priestley, M.J.N (1993). Seismic Design of Concrete and Masonry structures, John Wiley and Sons, New York, 744 Pages.
37. Pégon P., Plumier C., Pinto A., Molina J., Gonzalez P., Tognoli P.C. and Hubert O. (2000). U-shaped walls : description of the experimental set-up, TMR-ICONS-TOPIC5, JRC Ispra, April, 23 p.
38. Pelletier, Kevin and Léger, Pierre. (2017). Nonlinear seismic modeling of reinforced concrete cores including torsion. *Engineering Structures*. 136. 380-392. 10.1016/j.engstruct.2017.01.042.
39. Priestley, M.J.N. and Kowalsky, Mervyn. (1998). Aspects of drift and ductility capacity of rectangular structural walls. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*. 31. 73-85. 10.5459/bnzsee.31.2.73-85.
40. Reynouard J.M. and Fardis M.N. eds. (2001) Shear wall structures, Cafeel-Ecoest Thematic Report No. 5, gen. eds. R. T. Severn and R. Bairrao (LNEC, ISBN 972-49-1891-2), September, 240 p.
41. Schellenberg et al., PEER Report 2009/104, Advanced Implementation of Hybrid Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley November 2009.
42. Schellenberg A, Kim HK, Takahashi Y, Fenves GL, Mahin SA. OpenFresco. Berkeley : University of California ; 2009.
43. Seismosoft (2019), SeismoStruct - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Available from URL : [www.seismosoft.com](http://www.seismosoft.com).
44. Sittipunt C, Wood SL (1993) Finite element analysis of reinforced concrete shear walls, Report to National Science Foundation, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois.
45. Thomson IV JH, Wallace JW (1995). Displacement-based design of RC structural wall : An experimental investigation of walls with rectangular and T-shaped cross-sections, Report No. Cu/Cee-95-06, Department of Civil and Environment Engineering at Clark University.
46. Vic-3D-Software (2018), Optical Measurements Solutions - Digital Image Correlation Systems of ISI-SYS. Zhong W (2005). Fast Hybrid Test System for Substructure Evaluation, PhD Dissertation, University of Colorado Boulder, U.S.

47. Weichert D. H. Wetmiller R. J. Munro P. (1986). Vertical earthquake acceleration exceeding 2 g? The case of the missing peak, Bull. Seism. Soc. Am. 76, 1473-1478.
48. Wetmiller R. J. Horner R. B. Hasegawa H. S. North R. G. Lamontagne M. Weichert D. H. Evans S. G. (1988). An analysis of the 1985 Nahanni earthquakes, Bull. Seism. Soc. Am. 78, 590-616.

## CHAPITRE 6 DISCUSSION GÉNÉRALE

### 6.1 Introduction

Ce chapitre présente une discussion générale en relation avec cette thèse. Les résultats complémentaires suivant sont présentés : flexion, torsion, répartition des forces, glissements relatifs, courbure et ductilité, rotation inélastique, ainsi qu'une comparaison au niveau de l'instrumentation utilisée.

### 6.2 Résultats et analyses complémentaires

#### 6.2.1 Flexion biaxiale

Les moments fléchissant  $M_x$  et  $M_y$ , autour des deux axes orthogonaux  $x$  et  $y$ , ont été déterminés expérimentalement au CG de la section, à la base du mur en U. Ces résultats ont été rapportés sur un même graphique (se référer à l'article no.1). L'enveloppe du moment résistant pondéré  $M_r$  a été calculée et montrée également en fonction de l'angle d'inclinaison  $\theta$  de l'axe neutre par rapport à l'axe des x. Les moments de flexion mesurés dans le cas du test #1, après le temps 3,5 s, ne sont pas montrés, car ils ne correspondent pas à l'enveloppe de résistance utilisée. Rappelons qu'après cet instant de l'essai, une grande variation au niveau de la charge axiale a été enregistrée. Bien que les moments de flexion expérimentaux ne dépassent pas la capacité pondérée du mur, la demande en flexion, dans ce cas, est élevée comparativement à la demande de conception. Dans le tableau 6.1, les ratios des efforts de flexion, obtenus en conception et ceux déterminés expérimentalement sont calculés et comparés entre eux. Cette comparaison montre que la différence au niveau de la demande a atteint 16 % et 11 % dans les deux directions orthogonales. La demande la plus élevée a été déterminée dans la direction diagonale du chargement et qui a atteint 26 %.

À la lumière de ces résultats, on constate que, dans le cas du chargement sismique bidirectionnel appliqué durant l'essai 1 et 2 et qui correspond à la charge de conception, les sollicitations sont plus élevées comparativement à celles de conception. Le mur a été sollicité jusqu'à 95 % dans la direction diagonale, comparativement à 69 % initialement anticipé en conception. Comme le principe du dimensionnement parasismique consiste à concevoir des murs ductiles de façon à permettre la plastification en flexion et subir de grandes déformations, un dépas-

segment de la résistance en flexion, le cas échéant, ne compromettra pas nécessairement la capacité du mur à supporter les charges sismiques. Toutefois, plus loin dans cette section, il est démontré que la ductilité dans la direction diagonale est réduite comparativement à la valeur anticipée.

Tableau 6.1 Comparaison de la demande en flexion à la base du mur .

Angle $\theta$	Ratio en flexion $\frac{M_f}{M_r}$		Différence [%]
	Concep.	Exp.	
0	0,71	0,64	-7
90	0,62	0,78	16
180	0,71	0,82	11
-90	0,82	0,66	-16
-45	0,69	0,95	26

Note :  $\theta$  = angle d'inclinaison de l'axe neutre par rapport à l'axe x.

### 6.2.2 Torsion

- Rigidité en torsion du spécimen : Dans le cadre de la caractérisation de la rigidité initiale du spécimen, des essais de chargements cycliques à très faibles amplitudes ont été réalisés sur le spécimen, à l'état neuf (avant les essais hybrides). La figure 6.1-a, montre les rotations et le moment mesurés lors de l'essai de caractérisation en torsion. La rotation en torsion a été contrôlée selon le mode relatif où les mesures sont prises à partir des encodeurs attachés directement sur le spécimen. Comme illustré à la figure 6.1-b, le signal de la rotation relative montre une forte oscillation, car l'amplitude des rotations est très basse. À ce niveau d'amplitude, la précision des encodeurs est mise en cause. Il était donc difficile d'estimer avec exactitude la rigidité réelle du spécimen. En se basant sur une moyenne mobile, la rigidité obtenue est nettement supérieure à la rigidité théorique (calculée par éléments finis). Un autre facteur qui est mise en cause correspond aux frottements générés par les vérins qui introduit une résistance supplémentaire fictive. À titre indicatif seulement, les rotations absolues déterminées par rapport au moment de torsion ont été également utilisées pour estimer la rigidité du spécimen. À la figure 6.1-c, selon la tendance linéaire des courbes d'hystérésis, la rigidité en torsion serait égale à 450 MN-m, tandis que la valeur prédictive est de 550 MN-m. On note que le spécimen était légèrement fissuré au moment de cet essai, ce qui pourrait expliquer, dans ce cas, une rigidité réduite. Pour les tests hybrides, la précision des encodeurs a été nettement améliorée et la rigidité de torsion initiale a été prise égale à 1,5 fois la

valeur théorique, compte tenu des effets de frottement. Des essais de frottement antérieurs réalisés avec le même système de chargement ont montré que le frottement est non linéaire (élastoplastique) et proportionnel à la charge axiale (Leclerc et al. 2018). Selon cette dernière référence, le moment de torsion dû au frottement dans un vérin pourrait être estimé selon l'équation suivante :  $T_f = 0,0132F_z + 2,62$ , où  $F_z$  correspond à la charge axiale dans le vérin. Selon cette équation, le frottement généré pendant les tests hybrides sur le mur serait, d'au plus, de l'ordre de 17 kN-m. Ce moment parasite est l'équivalent de 10 % du moment total mesuré.

- Demande en torsion : le moment de torsion mesuré lors des tests hybrides #1 et #2 est montré à la figure 6.2. Le moment mesuré est comparé au moment de torsion de conception ; on note un dépassement de 46 % et 21 %, respectivement dans le sens horaire et antihoraire. Cependant, rappelons que la torsion mesurée inclut les effets de frottement dans les vérins. Le moment mesuré est donc nettement plus élevé.

L'étude interne (Leclerc et al. 2018) démontre que ce frottement peut être caractérisé par un comportement élastoplastique. Il est possible de procéder à une compensation du moment mesuré qui consiste à caractériser le frottement en fonction du niveau de force appliquée et ensuite le corriger avant de l'envoyer à la portion numérique. Toutefois, cette méthode pourrait compromettre les résultats de l'essai lors d'une compensation erronée. Une alternative serait d'installer des cellules de charges permettant de mesurer directement les frottements au niveau des vérins. Les résultats de l'essai pourront être ensuite corrigés de façon plus fiable. Certes, cette correction va permettre de confirmer avec certitude les résultats obtenus, mais dans le cas d'un spécimen rigide, comme celui testé dans le cadre de ce projet, la force appliquée est généralement très grande comparativement au frottement ce qui ne compromet pas ces résultats. Les frottements seraient plus néfastes dans le cas des spécimens flexibles ou la résistance latérale est moindre.

- Sensibilité à la torsion : le ratio des déplacements latéraux des planchers a été extrait du deuxième test hybride (test #2) dans les deux directions horizontales. Ce rapport a été calculé pour chaque étage sur la base des déplacements latéraux extrêmes produits dans la même direction que la charge sismique. Ce ratio s'apparente, en quelque sorte, au paramètre  $B$  décrivant la sensibilité du prototype à la torsion. Toutefois, dans le contexte actuel, étant donnée la complicité du chargement sismique bidirectionnel, le lien entre le ratio calculé et le paramètre  $B$  n'est pas tout à fait approprié. La figure 6.3 illustre la variation de ce ratio en fonction du déplacement orthogonal du centre de masse, désigné ici par  $\Delta_x$  et  $\Delta_y$ . Le choix du centre de masse a été retenu afin d'illustrer de façon simplifiée les ratios calculés. Ces derniers sont situés sous la courbe correspondant à chaque étage. Comme illustré sur cette

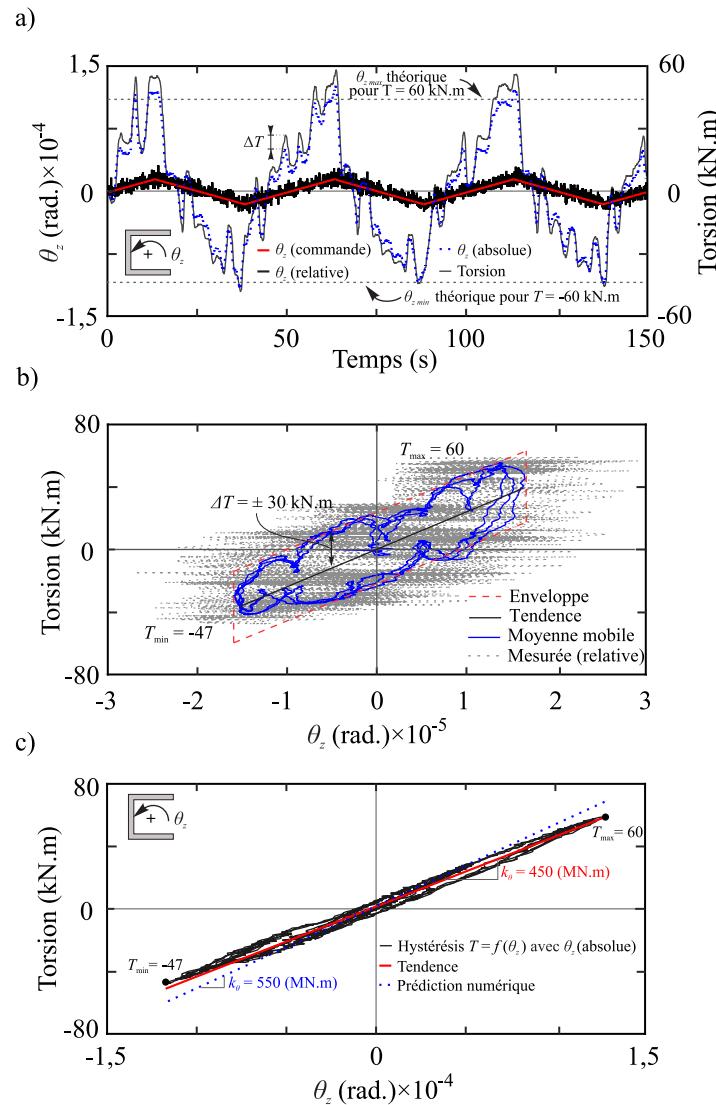


Figure 6.1 Test cyclique de torsion sur le spécimen : (a) comparaison entre commande et signal de retour ; (b) courbe hystérésis (rotation absolue) et prédition numérique ; (c)courbe hystérésis (rotation relative).

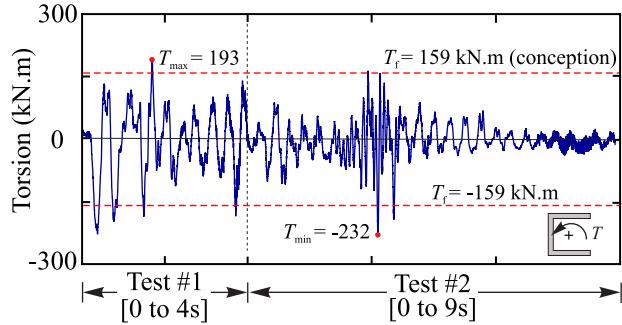


Figure 6.2 Moment de torsion mesuré lors du test #1 et test #2.

figure, certains ratios sont supérieurs à la limite 1,7. Pour plus de clarté, la limite supérieure a été limitée à 2.

Même si les ratios calculés initialement en conception prévoient le contraire, c.-à-d. un bâtiment non sensible à la torsion, les résultats obtenus et qui prouvent le contraire ont été anticipés. En effet, étant donnée l'asymétrie en plan de la structure étudiée ainsi que la nature de chargement sismique appliquée, sous forme de deux composantes sismiques horizontales, les vibrations de torsion sont accentuées. Par conséquent, dans ces conditions, la sensibilité de la structure à la torsion devient évidente. Ce phénomène a été largement étudié et rapporté par les chercheurs, tel que ceux de De La Llera et Chopra (1994). Plusieurs chercheurs rapportent également les déficiences du paramètre  $B$  dans la description de la sensibilité de torsion des bâtiments et proposent différentes approches en remplacement.

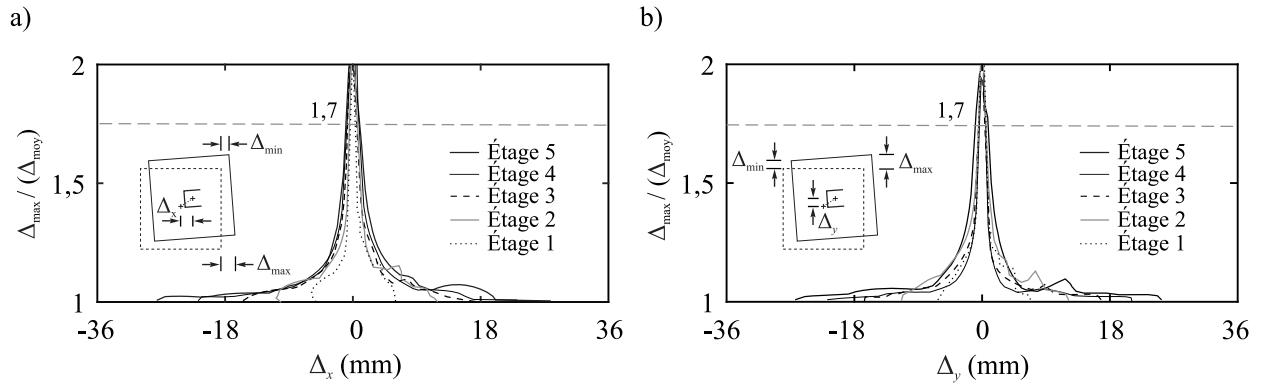


Figure 6.3 Ratios des déplacements maximums et moyens dérivés de l'essai hybride #2 : (a) direction E-O ; (b) direction N-S.

- Répartition des forces : Les forces de cisaillement à la base du spécimen, dérivées expérimentalement, ont été réparties entre l'âme et les deux semelles du mur en U. Les effets

de torsion ont été inclus dans l'effort de cisaillement total. Comme le montre la figure 6.4, la distribution du flux de cisaillement ( $q$ ), due au moment de torsion  $T$ , a été calculée avec un élément fini à deux noeuds (Murin et Kutiš 2008).  $\omega_1$  et  $\omega_2$  sont les ordonnées de déformation aux coins ;  $I_\omega$  est une constante de déformation ; et  $e$  est l'excentricité du centre de cisaillement ( $SC$ ).

La comparaison des efforts de cisaillement distribués entre les différentes parties du mur avec la prédition numérique montre quelques différences. Cette comparaison est montrée à l'article au chapitre 5. La répartition des efforts au sein du mur sous un chargement bidirectionnel demeure complexe et une méthode simplifiée a été utilisée dans ce cas. D'autres analyses plus poussées doivent être utilisées pour une estimation plus réaliste des efforts distribués. Des modèles d'éléments finis 3D peuvent être utilisés afin de déterminer les proportions des efforts en plans et hors plans du mur.

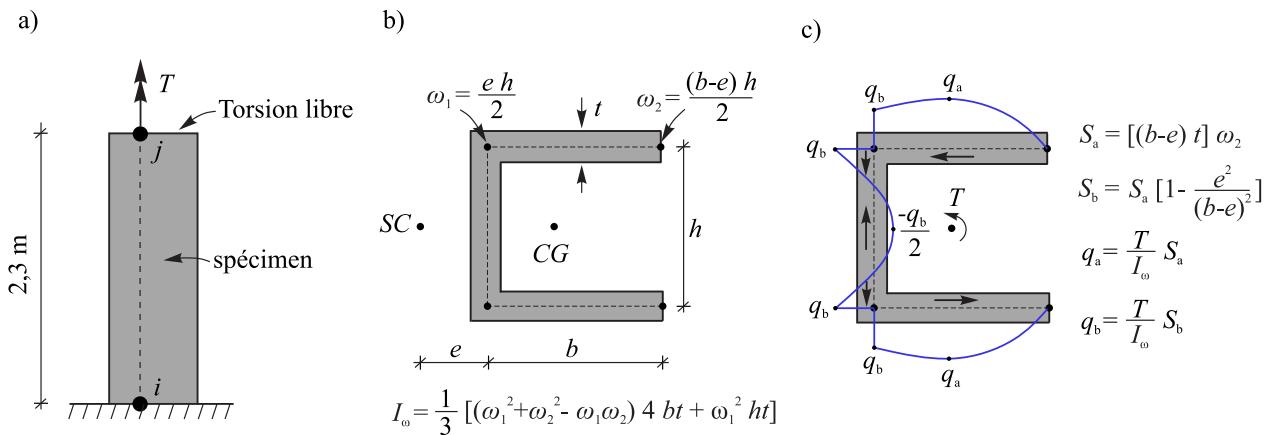


Figure 6.4 Flux de cisaillement à la base du spécimen : (a) moment de torsion concentré ; (b) Paramètre de calcul de torsion ; (c) diagramme de flux de cisaillement.

### 6.2.3 Glissements inter-étages

Les glissements inter-étages maximums obtenus expérimentalement sont comparés à ceux du modèle numérique et de conception (figure 6.5).  $\delta_x$  et  $\delta_x$  correspondent aux glissements de translation dans les deux directions orthogonales du bâtiment.  $\delta_{xy}$  correspond au glissement diagonal, calculé à partir de l'addition vectorielle des directions orthogonales.  $\delta_{\theta z}$  correspond au glissement de rotation, déterminé comme la rotation relative entre deux étages consécutifs, multipliée par la distance perpendiculaire du CM au bord du plancher. Rappelons qu'en conception, des analyses spectrales ont été menées avec le logiciel ETABS tandis que les pré-

dictions numériques correspondent aux analyses temporelles réalisées avec les logiciels OpenSees et Seismostruct. Rappelons également que les analyses spectrales considèrent une torsion accidentelle de 10 %. Les courbes identifiées avec  $\delta_{\theta z-1}$  et  $\delta_{\theta z-2}$  correspondent au glissement de rotation avec et sans la torsion accidentelle, respectivement. Les glissements de translation et de rotation à chaque étage sont déterminés au CG du mur. Le tableau 6.2 compare les glissements expérimentaux et les glissements prédis à ceux de conception ( $\delta/\delta_{\text{conception}}$ ). Dans la direction diagonale, les glissements inter-étages ont été déterminés à partir des analyses spectrales considérant la règle de 100 % + 30 %. Au premier étage, les glissements de translation obtenus expérimentalement dépassent ceux de conception de 11 %, 8 % et 14 % dans les deux directions orthogonales et dans la direction diagonale, respectivement. De plus, les glissements expérimentaux, dans la direction diagonale, sont 5 % et 22 % plus élevés aux valeurs de conception, aux étages 4 et 5, respectivement. Concernant les glissements de torsion, les résultats expérimentaux et numériques ont montré une grande variation par rapport à la conception ; au quatrième étage, le glissement de torsion expérimental est environ égal à celui de conception tandis qu'un dépassement maximum a été extrait expérimentalement au cinquième étage.

Les résultats des essais basés sur un chargement sismique bidirectionnel différent des valeurs estimées via les analyses spectrales. Les résultats provenant des essais démontrent des dépassements par rapport aux valeurs anticipées. Le glissement inter-étage ou relatif doit être bien estimé. Ce dernier décrit la performance globale de la structure et constitue un paramètre important en conception sismique des bâtiments. Un dépassement des valeurs critiques imposées par le code engendra des dommages structuraux importants et peut compromettre la stabilité de l'ouvrage.

Tableau 6.2 Comparaison du glissement expérimental et numérique au glissement de conception ( $\delta/\delta_{\text{conception}}$ ).

Étage	E-O		N-S		Diagonal		Rotational	
	Exp.	Num.	Exp.	Num.	Exp.	Num.	Exp.	Num.
1	1,11	1,22	1,08	0,97	1,14	1,05	0,46	0,77
2	0,83	0,82	0,78	0,71	0,83	0,80	0,33	0,47
3	0,82	0,75	0,76	0,71	0,92	0,80	0,47	0,83
4	0,88	0,84	0,79	0,76	1,05	0,92	1,03	1,96
5	0,96	0,92	0,88	0,85	1,22	0,93	1,57	2,78

Note : Exp. = expérimental, et Num. = numérique.

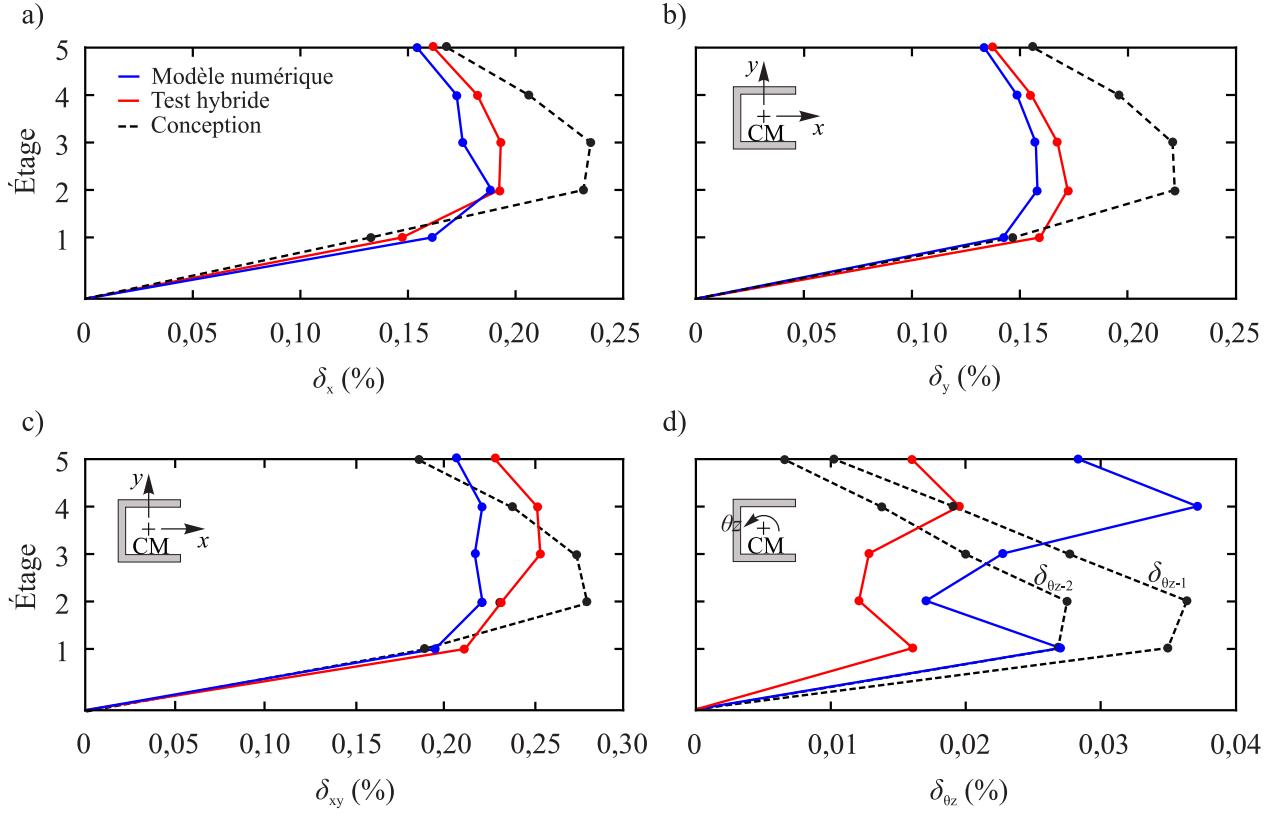


Figure 6.5 Glissement inter-étage : (a) direction E-O ; (b) direction N-S ; (c) direction diagonale ; et (d) glissement rotationnel autour de l'axe vertical.

#### 6.2.4 Courbure et ductilité

- Déplacement élastique : une fois les courbures élastiques sont déterminées, les déplacements élastiques sont calculés selon l'équation 6.1 :

$$\Delta_y = \varphi_y \frac{h_w^2}{3} \quad (6.1)$$

où  $h_w$  est la hauteur totale du mur. Selon les essais hybrides effectués sur le mur, la hauteur effective  $h_e$  qui correspond aux forces d'inertie s'est avéré être égale à environ  $0,6 h_w$ . Ceci est relativement conforme avec la théorie où  $h_e = 2/3 h_w$ . Les déplacements élastiques ont été calculés à partir du modèle réduit puis transformés pour le prototype en utilisant les lois de similitude (facteur d'échelle  $\lambda = 1,8$ ). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 6.3 en fonction de l'angle de flexion  $\alpha$  du mur. Ce dernier est défini positif dans le sens horaire, à partir de l'axe  $y$  (Fig. 6.6). Pour les positions A, B et C, les courbures élastiques utilisées correspondent aux valeurs dérivées expérimentalement tandis que pour les positions D et E,

la courbure a été trouvée en extrapolant la ligne de la courbe moment-courbure jusqu'au moment nominal.

Les résultats obtenus montrent qu'un déplacement élastique plus grand a été déterminé dans la direction orthogonale parallèle à l'âme du mur. Les valeurs les plus basses du déplacement élastique se sont produites dans la direction orthogonale quand l'âme est en tension (position D), ainsi que dans la direction diagonale, à la position B.

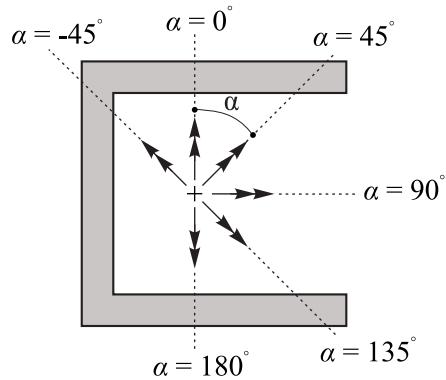


Figure 6.6 Orientation et sens de l'angle de flexion dans le mur.

Tableau 6.3 Déplacements élastiques du prototype.

Position -	$\alpha$ (°)	Test #	$\Delta_{\max}$ (mm)	$\Delta_y$ (mm)	$\Delta_{\max}/\Delta_y$
A	90°	1	24	53	0,45
B	135°	2	40	40	1,00
C	-45°	2	38	48	0,80
D	0°	2	18	38	0,47
E	180°	2	20	47	0,43
A	90°	3	54	53	1,02
B	135°	3	69	40	1,73
C'	-32°	3	85	45	1,90
D	0°	3	40	38	1,05
E	180°	3	33	47	0,70

- Courbure ultime : la relation moment-courbure a été déterminée selon les prédictions numériques, en éléments finis de fibre, puisque la ductilité maximale atteinte est seulement  $\Delta_{\max}/\Delta_y = 1,9$  in test #3 (Table 6.3). Selon la norme CSA A23.3, la déformation maximale en compression du béton et la déformation maximale des barres d'armatures en acier ont été prises égales à  $\varepsilon_{cu} = 0,0035$  et  $\varepsilon_s = 0,05$ , respectivement. Le béton confiné a donc été négligé. Comme le montre la figure 6.7-a, la courbure ultime  $\varphi_u$  est plus grande dans les directions

principales comparativement aux celles en diagonales. Dans la direction diagonale,  $\varphi_u$  à la position B est 50 % plus grand par rapport à la position C. On peut remarquer que la courbure ultime devient plus grande à mesure que le taux d'armature en compression augmente. Pour  $\alpha = 90^\circ$ , la courbe représentée par un trait plein est donnée pour la charge axiale la plus élevée enregistrée dans le premier test. Le calcul de  $\varphi_u$  en fonction de l'angle de pliage  $\alpha$  a montré que la courbure ultime atteint ses valeurs minimales lorsque  $15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$  (Fig. 6.7-c). Priestley et Kowalsky (1998) ont exprimé la courbure ultime sans dimension comme  $K_3 = \varphi_u \ell_w = 0,072$  pour les murs rectangulaires ( $\varepsilon_{cu} = 0,018$ ,  $\varepsilon_s = 0,06$  et  $f_y = 460$  MPa). Comme le montre la figure 6.7-e,  $\varphi_u \ell_w$  n'est pas constant et dépend de  $\alpha$ . La valeur de  $\varphi_u \ell_w$  est minimale lorsque  $10^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ , tandis que le maximum est plutôt constant lorsque  $65^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$ . La variation entre la valeur minimale et la valeur maximale de  $\varphi_u \ell_w$  est d'environ 53 %. Pour les murs rectangulaires, cette variation est d'environ 10 % seulement (Priestley et Kowalsky 1998).

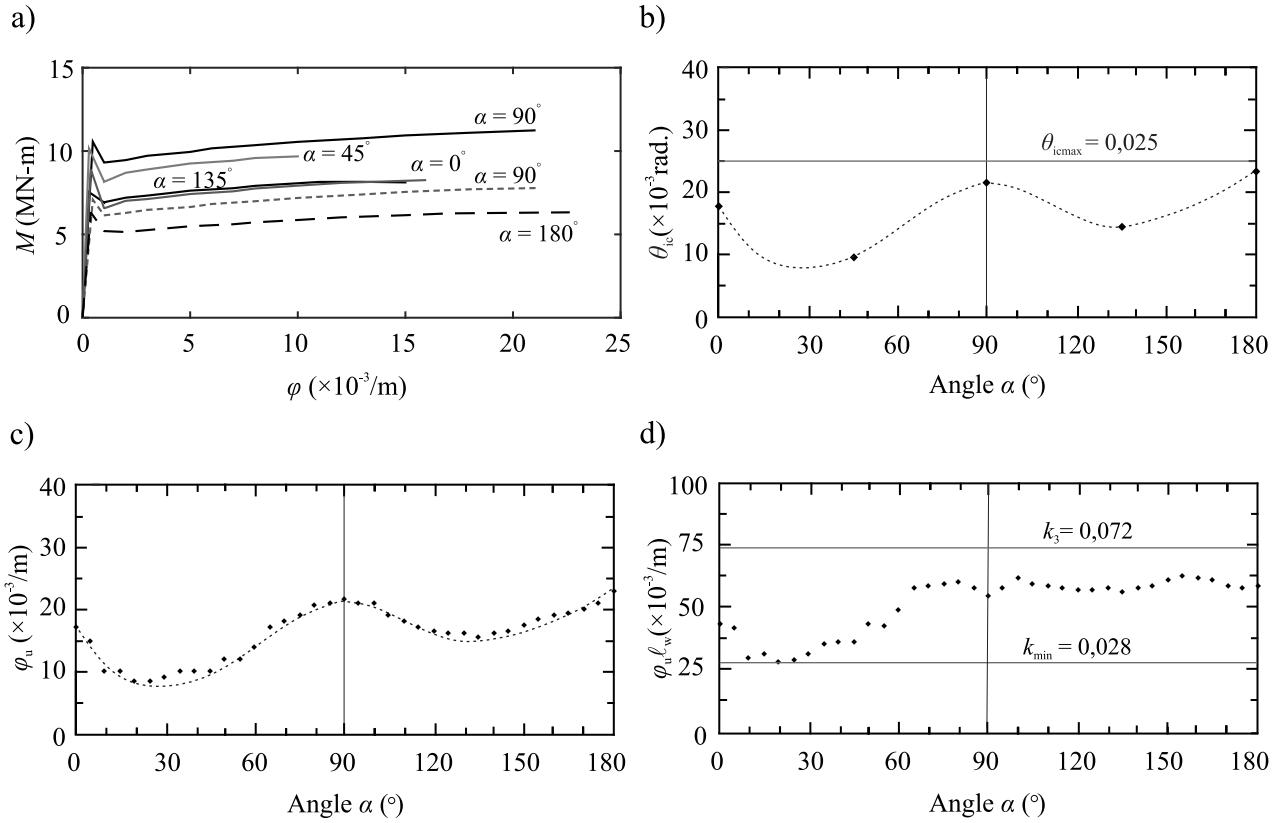


Figure 6.7 Courbure et rotation du prototype : (a) relation moment-courbure ; (b) capacité en rotation inélastique ; (c) courbure ultime ; (d) valeur de  $\varphi_u \ell_w$ .

- Ductilité : la ductilité en courbure du mur est calculée selon l'équation 6.2 :

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (6.2)$$

Comme le montre le tableau 6.4, la ductilité en courbure suit les mêmes tendances de la courbure ultime :  $\mu_\varphi$  est 65 % plus grande dans la direction principale comparativement aux directions diagonales et 44 % plus élevée à la position B comparativement à la position C, dans la direction diagonale. La ductilité en déplacement  $\mu_\Delta$  est calculée selon l'équation liée à  $\mu_\varphi$  :

$$\mu_\Delta = 1 + 3(\mu_\varphi) \frac{\ell_p}{h_e} \left(1 - \frac{\ell_p}{2h_e}\right) \quad (6.3)$$

où  $\ell_p = 0,08h_e + 0,022f_y d_b$  qui dépend de la limite d'élasticité  $f_y$  (MPa) et diamètre  $d_b$  (mm) des armatures longitudinales. Selon le tableau 6.4, la ductilité du déplacement est de 55 % plus élevée dans la direction principale par rapport aux directions diagonales et de 35 % plus élevée à la position B par rapport à la position C, dans la direction diagonale.

Il est démontré que la ductilité dépend de la direction de la charge. Les ductilités en déplacement et en courbure du mur, estimées dans la direction diagonale à la position C, sont les plus critiques et même inférieures aux valeurs anticipées. Toutefois, rappelons que les résultats à l'ultime sont basés sur des prédictions numériques dont le béton confiné a été négligé. Le confinement influence la ductilité en courbure locale du mur. Le ratio de la ductilité en courbure sur la ductilité en déplacement calculé est environ égale à 3 pour l'ensemble des positions, montrées au tableau 6.4, et égale à 2,5 à la position C. Généralement, ce ratio se situe autour de 2.

- Rotation inélastique : sur la base des résultats précédents, la capacité de rotation inélastique du mur est calculée selon l'équation 6.4 :

$$\theta_{ic} = (\varphi_u - \varphi_y)\ell_p \quad (6.4)$$

$\theta_{ic}$  n'est pas constant et dépend également de l'angle de flexion  $\alpha$ . De plus, comme le montre la figure 6.7-d), les tendances de  $\theta_{ic}$  sont similaires à celles trouvées pour  $\varphi_u$ . La capacité estimée demeure inférieure à capacité maximum décrite par le code (0,025).

- Système optique (DIC) versus potentiomètres (LVDT) : ces outils de mesures ont été tous calibrés et contrôlés avant chaque essai. Toutefois, la comparaison entre les deux révèle, dans certains cas, des variations nettement très grandes. Par exemple, la figure 6.8-a et b montrent les rotations mesurées avec le système optique au temps  $t_4$  et qui sont comparées

Tableau 6.4 Ductilité et courbure ultime du prototype.

Position -	$\alpha$ (°)	$\varphi_u$ ( $10^{-3}/m$ )	$\mu_\varphi$ -	$\mu_\Delta$ -	$\theta_{ic}$ (rad.)
A	90°	22,0	14,1	4,7	0,021
B	135°	15,5	13,2	4,5	0,014
C	-45°	10,5	7,4	2,9	0,009
D	0°	17,0	18,9	6,0	0,018
E	180°	12,3	20,9	6,5	0,024

aux rotations dérivées des potentiomètres. Les rotations, dans le cas des potentiomètres, sont jusqu'à 30 % plus élevées à celles mesurées avec le système optique. Ces dernières ont été traitées directement par le système (DIC) tandis que les rotations avec les potentiomètres correspondent aux rotations moyennes et sont calculées selon l'équation 6.5, où  $h_{gi}$  est la hauteur couverte par le i-ème instrument et  $\varphi$  correspond à la courbure.

$$\theta_i = \int \varphi(z) dz = \theta_{i-1} + \frac{(\varphi_i + \varphi_{i-1})}{2h_{gi}} \quad (6.5)$$

Les déformations dérivées à partir des chaînes LVDT correspondent aux déformations moyennes et ne permettent pas de décrire de façon judicieuse la configuration déformée du mur. Les mesures provenant des potentiomètres doivent donc être utilisées avec prudence. La performance du système optique est évidente et il doit être privilégié dans l'estimation des déformations du mur.

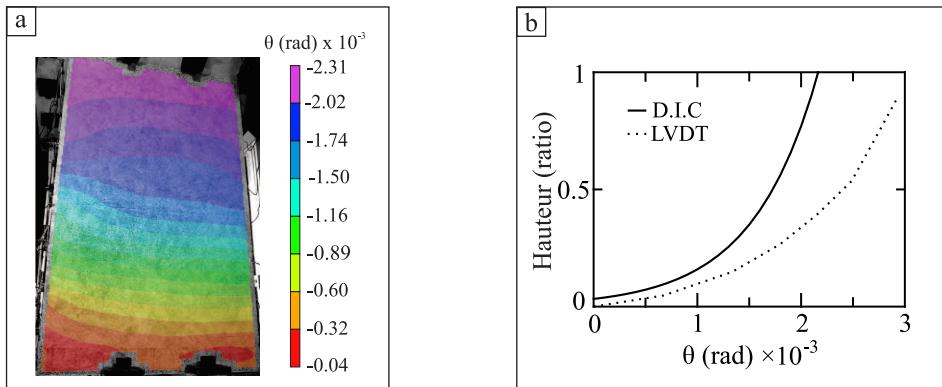


Figure 6.8 Rotations mesurées sur la hauteur du mur sud du spécimen : a) mesurées au temps  $t_4$  avec le système optique ; b) comparaison entre système optique et potentiomètres au temps  $t_4$ .

## CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Ce projet de recherche a achevé une évaluation approfondie en matière de la performance sismique d'un mur en U, en béton armé, en étudiant son comportement structural sous l'effet des sollicitations sismiques bidirectionnelles, par le biais des essais hybrides ainsi qu'avec des modèles purement numériques. L'achèvement de ce projet représente une avancée significative dans l'étude de la performance et la conception sismique des murs en U, en béton armé, des bâtiments situés au Québec et notamment dans l'est du Canada. Les principales conclusions et des recommandations spécifiques à ce sujet sont formulées et présentées ci-dessous.

### 7.1 Conclusion

Les conclusions sont présentées selon deux volets distincts. Le premier volet concerne les essais hybrides réalisés tandis que le deuxième volet porte sur la performance sismique du mur en U.

#### 7.1.1 Essais hybrides

Des simulations expérimentales hybrides originales ont été réalisées afin d'investiguer la performance sismique d'un mur en U, en béton armé. Ce dernier représente le système de résistance aux charges latérales d'un bâtiment de 5 étages. La partie du mur qui correspond au premier étage a été remplacée par un spécimen physique tandis que l'autre partie du bâtiment a été modélisé numériquement. Les deux parties interagissaient simultanément à chaque pas de temps des tremblements de terre sélectionnés pour fournir la réponse sismique de l'ensemble du bâtiment. Le spécimen a été contrôlé en mode déplacement, incluant simultanément les six degrés de liberté ; soit trois déplacements orthogonaux et les trois rotations respectives. Il convient de noter que la réactivité du système de chargement a été affectée lors du premier test, entre autres, en raison d'un gain proportionnel (P-Gain) élevé du contrôleur. L'instabilité du système a causé de grandes oscillations dans la charge axiale et l'essai a été interrompu. Pour les essais subséquents, les performances du système ont été améliorées avec : (i) la réduction du gain proportionnel du contrôleur ; (ii) l'adaptation des délais entre les commandes et les forces mesurées, et ce pour chaque DDL ; et (iii) l'ajustement du pas de temps de la charge sismique en fonction de l'amplitude de celle-ci. Par conséquent, les simulations subséquentes sont devenues plus stables et les résultats obtenus comparent avec

succès ceux provenant des modèles purement numériques. Ainsi, ce projet de recherche a démontré la possibilité d'étudier la réponse structurale des murs de formes complexes, soumis à des sollicitations sismiques multidirectionnelles. Les techniques utilisées en modélisation et notamment en laboratoire constitueront des outils d'aide essentiels pour les simulations futures. De plus, les données expérimentales obtenues constitueront une base de référence pour d'autres travaux de recherche.

### **7.1.2 Performance sismique**

La performance sismique du mur à l'étude est regroupée selon les sept catégories suivantes : (i) glissement inter-étage ; (ii) irrégularité de torsion ; (iii) demande en force ; (iv) courbure élastique ; (v) déplacement élastique ; (vi) courbure ultime ; et (vii) ductilité. Les prédictions numériques sont également énoncées dans cette section. Notez que le terme conception dans les prochaines sections fait référence aux valeurs obtenues via les analyses spectrales. Rappelons que le spectre de réponse a été utilisé en conception tandis que les résultats des essais sont obtenus sous l'effet d'un chargement bidirectionnel temporel équivalent.

- **Glissement inter-étage :**

- Les glissements au premier étage dans les deux directions orthogonales, dérivées expérimentalement, se sont révélés plus élevés comparativement aux valeurs de conception. Un dépassement maximum de l'ordre de 11 % a été déterminé dans la direction des ailes du mur.
- Dans la direction diagonale, les glissements au premier étage, obtenus à partir des prédictions numériques ainsi que par le biais des essais, ont dépassé les glissements de conception. La comparaison entre les valeurs de conception et expérimentales montre des dépassements maximums de 14 % et 22 % au premier et au cinquième étage, respectivement.
- Pour les glissements inter-étages de rotation, les résultats expérimentaux et numériques obtenus ont montré une grande variation par rapport à la conception.

- **Irrégularité de torsion :**

- Les rotations des diaphragmes, extraites des données expérimentales, se sont révélées plus élevées comparativement à celles de conception. Par conséquent, le ratio des déplacements maximums et moyens, obtenus à partir des données expérimentales, est

supérieur à la limite prescrite par le CNBC. Dans ce cas, un tel dépassement implique des irrégularités de torsion dans la structure.

- **Demande en force :**

- La demande en flexion du mur s'est avérée plus élevée sous l'effet du chargement sísmique bidirectionnel. La comparaison des données expérimentales avec l'analyse spectrale a montré des différences de l'ordre de 16 % et 11 %, dans les directions orthogonales. De plus, une demande plus élevée a été observée dans la direction diagonale et a atteint jusqu'à 26 %, soit 95 % de la résistance flexionnelle du mur.
- Le moment maximum de torsion, mesuré lors des essais, est 46 % plus élevé que le moment de conception. On note que le moment de torsion mesuré inclut une valeur additionnelle due aux frottements des vérins. Il est également important de noter que cette surcharge en torsion n'est pas transmise au spécimen et reste limitée au niveau des rotules des vérins. D'autre part, l'effet de frottement des rotules lors d'un chargement en torsion a été estimé à d'au plus 10 %. Dans ce cas, le moment de torsion mesuré serait 36 % plus élevé comparativement au moment de conception.
- Les forces de cisaillement ont été estimées dans l'âme et les ailes du mur à partir des données expérimentales. En effet, les forces de cisaillement totales mesurées ainsi que l'effet de torsion ont été distribuées entre les ailes et l'âme du mur. Ainsi, dans l'aile nord, l'effort de cisaillement estimé serait 22 % supérieure à celui de conception. Pour l'aile sud et l'âme, les forces de cisaillement estimées sont 5 % et 12 % en dessous des charges de conception, respectivement.

- **Courbure élastique :**

- L'amorce de la plastification dans les barres d'armature s'est produite d'abord dans la direction orthogonale parallèle à l'âme (position A), et ensuite dans deux directions diagonales (position B et C). Il a été constaté que la courbure est plus élevée dans la direction orthogonale parallèle à l'âme.
- Dans la direction diagonale, lorsque le coin sud-est du mur est en tension à la position C, l'axe neutre est réduit de 30 % comparativement à la position inverse B où ce coin est en compression. Par conséquent, la courbure élastique du mur à la position C est plus grande comparativement à la position B.
- Le ratio du moment nominal au moment à l'amorce de la plastification ainsi que la constante de courbure élastique  $\eta$ , calculées à la position B, se sont avérées proches des valeurs moyennes des murs rectangulaires. Toutefois,  $\eta$  est plus élevée dans la direction diagonale, à la position C, avec un dépassement de 12 % de la valeur moyenne. La valeur de  $\eta$  la plus basse se trouve dans la direction orthogonale parallèle à l'âme.

- La rotation moyenne, dérivée à partir des LVDT installés aux coins du spécimen a été comparée à la rotation mesurée par le système de corrélation des images (DIC) et la comparaison a montré des différences allant jusqu'à 30 %.

- **Déplacement élastique :**

- À la lumière des résultats obtenus des essais réalisés, un déplacement élastique plus grand a été déterminé dans la direction orthogonale parallèle à l'âme du mur. Les valeurs les plus basses du déplacement élastique se sont produites dans la direction orthogonale quand l'âme est en tension (position D), ainsi que dans la direction diagonale, à la position B.

- **Courbure ultime :**

- La relation moment-courbure théorique du mur montre que la courbure ultime  $\varphi_u$  est plus grande dans les directions orthogonales comparativement aux directions diagonales. Dans la direction diagonale, à la position B,  $\varphi_u$  estimée s'est avérée être 50 % plus grand que celle calculée à la position inverse C. Comme dans le cas des murs rectangulaires, on note que la courbure ultime augmente lorsque le ratio d'armature de compression, engagée à une position donnée, est plus grand.
- Il a été démontré que le produit de la courbure ultime et la largeur de calcul du mur,  $\varphi_u \ell_w$ , ne sont pas constants et dépendent de l'angle de flexion. La variation entre la valeur maximum et minimum de  $\varphi_u \ell_w$  a atteint environ 53 %.

- **Ductilité :**

- Les ductilités en déplacement et en courbure varient naturellement de la même façon que la courbure ultime. Ainsi, les conclusions formulées pour  $\varphi_u$  s'appliquent également à la ductilité. La ductilité en déplacement du mur, estimée dans la direction diagonale à la position C.

- **Prédictions numériques :**

- L'approche des colonnes larges (WCM) a été utilisée pour modéliser le mur en U. Une flexibilité en cisaillement a été ajoutée aux membrures verticales qui représentent le mur, au premier étage. Cette flexibilité a été simulée via des ressorts ayant un comportement bilinéaire qui inclut une portion élastique suivie d'une rigidité en cisaillement réduite équivalente à celle d'un béton fissuré. L'inclusion de cette flexibilité inélastique de cisaillement a amélioré les prédictions numériques en termes de forces. Les prédictions numériques en termes de forces, déplacements et déformations ont été comparées aux données expérimentales.

- Les déplacements et les rotations, mesurés au premier étage, concordent avec les prédictions numériques. Ces dernières ont été améliorées de manière significative avec Seismostruct, en particulier en ce qui concerne la rotation de torsion.
- Les forces de cisaillement à la base du mur, dérivées expérimentalement, correspondent assez bien aux prédictions numériques. L'approche sous-structure a été utilisée afin de réduire la taille des calculs numériques et optimiser les résultats obtenus.
- Les prédictions numériques des déformations des barres d'armature n'étaient pas d'intérêt en raison du problème connu de concentration des déformations des éléments basés sur les déplacements. La discrétisation des éléments verticaux qui représentent le mur à la base a été modifiée en adoptant des longueurs qui correspondent approximativement à la longueur de la rotule plastique théorique du mur. Le nombre de points d'intégration a été également révisé à la baisse. Ainsi, la concordance entre les résultats expérimentaux et la prédition numérique était plutôt satisfaisante, pour certaines jauge.

## 7.2 Recommandations

Les recommandations sont d'abord présentées relativement aux essais hybrides, y compris celles rattachées à la construction et à l'instrumentation du spécimen. Ensuite, d'autres recommandations sont formulées suite à l'évaluation de la performance sismique du mur en U, sous l'effet des sollicitations bidirectionnelles.

### 7.2.1 Essais hybrides

Il a été démontré dans ce projet de recherche que les simulations hybrides peuvent être utilisées avec succès pour tester des murs en U. Il est, par conséquent, possible de tester des murs de refend de formes plus complexes et multi-étages avec des excitations multidimensionnelles. Ces essais auront des retombées économiques importantes, car seulement une partie de la structure est testée physiquement. Il est donc recommandé d'utiliser ce type d'essai sur une base plus routinière. De plus, des recommandations spécifiques aux essais hybrides futurs sont présentées ci-dessous :

- Dans le cadre des simulations hybrides qui ont pour objectif de tester des murs de refend de formes complexes, le choix du prototype est une étape cruciale. D'abord, le nombre des murs d'un prototype pourrait influencer la qualité des essais. Ainsi, dans le cas

des murs multiples, il serait plus judicieux de procéder à des essais hybrides simultanés pour tous les murs du prototype sélectionné afin d'éviter toute interaction potentielle, le cas échéant, entre les murs modélisés numériquement et ceux testés physiquement, particulièrement dans le domaine non linéaire. Si plusieurs systèmes de chargement hybrides sont requis, notez qu'il est possible de recourir aux essais dits distribués où les tests se déroulent, simultanément, dans différents laboratoires. D'autre part, le nombre d'étages du prototype doit être également limité puisque la taille de la portion numérique influencera la durée de ces essais. À ce sujet, le maillage, le type d'éléments finis et celui des matériaux auraient également une influence sur la durée des essais. Par exemple, il est possible de modéliser les murs avec des éléments coques, toutefois la durée d'analyse pourrait être excessivement longue. L'approche des colonnes larges (WCM) est recommandée, car elle reste la méthode la plus rapide et en même temps elle est assez efficace. Toutefois, l'aspect de torsion nécessite encore que des études plus poussées soient menées. Dans le cas des murs très larges, l'approche des colonnes larges peut être toujours utilisée et il est, par conséquent, avantageux de raffiner le maillage par l'usage des colonnes multiples (Pelletier et Léger 2017). Il est également avantageux qu'une flexibilité inélastique en cisaillement soit ajoutée aux colonnes afin de simuler la fissuration du béton et d'améliorer ainsi les prédictions numériques. La prudence est de mise dans le cas des déplacements très larges.

- Les simulations expérimentales hybrides sur des spécimens relativement rigides présentent un grand défi, surtout lorsque plusieurs degrés de liberté sont contrôlés simultanément. Dans le cas des simulations à temps lent, afin d'éliminer toute instabilité durant les essais, il convient d'utiliser un pas de temps très faible ( $\leq dt/2$ ). Cela permet d'introduire graduellement l'incrément de charge avec une intensité réduite. Cependant, lorsque les accélérations des séismes deviennent faibles, généralement vers la fin, il est conseillé d'utiliser un pas de temps normal au risque de provoquer d'instabilité du système de chargement quand la réponse du spécimen se trouve être inférieure aux forces de frottements dans les vérins. Ces derniers peuvent provoquer des oscillations des forces mesurées. Il est conseillé de compenser ces forces, en tout temps, en réduisant l'intensité des oscillations par l'intermédiaire d'une fonction de lissage polynomiale.
- Il est conseillé que des prétests soient menés afin d'investiguer l'impact du frottement dans les rotules des vérins sur les forces. Le cas échéant, Ces tests doivent être réalisés à très faible amplitude ou dans le domaine élastique. Ainsi, la rigidité du spécimen peut être mesurée et comparée à la valeur théorique, et ce pour chaque degré de liberté. Étant donné que, la matrice de rigidité initiale du spécimen est requise au début de chaque test hybride, il est donc possible que celle-ci soit calibrée en fonction des résultats des

prétests menés.

- Plusieurs paramètres peuvent compromettre le succès d'un essai hybride. Un de ces paramètres qui peuvent être évoqués est celui rattaché aux mouvements du système de chargement qui peuvent se produire lorsqu'il est en mode arrêt. Ces mouvements sont provoqués à la fin d'un chargement quelconque par les vérins, en cherchant à équilibrer la pression interne dans la chambre d'huile. Ces mouvements parasites sont lents et faibles, mais peuvent endommager les spécimens rigides. Il est donc conseillé que le spécimen soit détaché du système de chargement, à la suite d'un chargement.
- Le spécimen est l'élément clé dans un essai expérimental. Les contrôles et les suivis rigoureux sont importants durant la phase de construction. À titre d'exemple, les caractéristiques des matériaux utilisés peuvent facilement dévier de celles prévues, particulièrement pour le béton (module élastique, résistance du béton). Une résistance plus élevée du béton modifierait la demande en force et pourrait ainsi influencer la conception initiale. Le cas échéant, les paramètres de conception doivent être ajustés et les données de conception doivent être révisées en conséquence.
- À propos de l'instrumentation, il est recommandé que toutes les barres d'armatures verticales du spécimen soient instrumentées avec des jauge à la base et au sommet de celui-ci. Dans le cas des sollicitations multidirectionnelles, ces jauge permettront de s'assurer correctement des paramètres de performance du mur dans chaque direction. Par exemple, il serait plus laborieux de déterminer l'amorce de la plastification d'un mur en U, sous l'effet d'un chargement bidirectionnel, lorsque seulement une partie des barres verticales sont instrumentées.
- Les déformations dérivées à partir des chaînes LVDT correspondent aux déformations moyennes et ne permettent pas de décrire de façon judicieuse la configuration déformée du mur, surtout dans le cas des grands déplacements ainsi que sous certaines combinaisons de charges multidirectionnelles. Les mesures provenant des potentiomètres doivent donc être utilisées avec prudence. Il serait également plus avantageux d'avoir plutôt le recours aux systèmes optiques pour mesurer adéquatement la distribution des déformations en tout point du mur.

### 7.2.2 Performance sismique

- L'irrégularité en torsion du prototype étudié a été prouvée à partir des données expérimentales. Cette sensibilité à la torsion a été causée, d'une part, par la nature du chargement sismique bidirectionnel et d'autre part à cause du système de résistance aux charges latérales asymétriques. Les critères du CNBC permettant de déterminer

l'irrégularité de torsion de ce type de bâtiments doivent donc être revus et révisés sachant que des travaux de recherches antérieurs ont déjà étudié cet aspect et diverses approches sont proposées.

- À la lumière des résultats obtenus, la demande en force du mur en U sous l'effet du chargement sismique bidirectionnelle dépasse celle issue de l'analyse spectrale, prescrite actuellement par le CNBC. Certes, les valeurs obtenues restent inférieures à la résistance du mur, toutefois dans le cas où la réserve en résistance disponible n'est pas assez large, un dépassement de ces paramètres pourrait avoir lieu. Le même constat s'applique également à la demande en déplacement. Ainsi, il est suggéré que des études complémentaires soient réalisées sur d'autres prototypes contreventés avec des murs en U, afin d'investiguer en profondeur et pouvoir affirmer ces aspects. Ces études peuvent être d'abord sous forme analytique où l'effet des chargements sismiques bidirectionnels est comparé aux résultats provenant des spectres de conception unidirectionnels. Les paramètres variants seraient essentiellement l'angle d'incidence des séismes et la configuration géométrique des murs en U. D'autres paramètres peuvent être également inclus, tels que le nombre d'étages et l'effet des diaphragmes. Les essais expérimentaux sur les murs étudiés seront toujours nécessaires afin de corroborer ces résultats. Par la suite, il est requis de vérifier la nécessité ou non de concevoir ce type de murs conformément aux méthodes d'analyses impliquant des règles de combinaison des charges sismiques ou des méthodes plus rigoureuses, telle que la méthode dynamique temporelle.
- Il a été démontré que les paramètres décrivant la performance du mur en U, telle que la courbure, le déplacement élastique et la ductilité peuvent déviés de ceux calculés dans le cas d'un mur rectangulaire. En effet, ces paramètres varient en fonction de l'angle de flexion du mur en U. De plus, certains de ces paramètres peuvent devenir plus critiques lorsque le mur est sollicité dans la direction diagonale, comme la ductilité. L'étude de l'impact de la variation de l'angle d'incidence sismique est à nouveau recommandée afin d'examiner ces paramètres et réviser, le cas échéant, les exigences de conception parasismique de ce type de murs.
- La recherche continue afin d'investiguer la performance sismique des murs en U sous l'effet des sollicitations sismiques bidirectionnelles. À cet effet, un deuxième spécimen a été conçu selon les dernières éditions des normes actuellement en vigueur, soit le CNBC (NRCC 2015) et la norme CSA A23.3 (CSA 2014). Ce spécimen a une configuration géométrique sensiblement similaire au premier spécimen et conserve le même prototype. En conception, les modifications se manifestent au niveau du spectre de réponse qui a été légèrement modifié à la baisse dans la dernière édition du CNBC de 2015. Une révision au niveau du calcul de la force de cisaillement à la base a été également introduite

dans la dernière édition de la norme CSA A23.3 de 2014. Les forces de conception sont désormais calibrées en fonction de la résistance des murs. Ainsi, dans le cas du nouveau spécimen, le ratio de l'effort de conception et la résistance en cisaillement, dans la direction de l'âme, est de 95 %. Il prévu que ce deuxième spécimen soit testé par le biais des simulations hybrides sous l'effet des charges sismiques équivalentes à celles de conception. Étant donnée la réserve en cisaillement disponible, un dépassement des charges de conception lors des essais serait plus critique, dans ce cas.

## BIBLIOGRAPHIE

- ACI Committee 318 (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) : An ACI Standard : *Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318R-14), an ACI Report.
- A. H Schellenberg et al., (2009). PEER Report 2009/104, *Advanced Implementation of Hybrid Simulation*, Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley.
- American Society of Civil Engineers (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures* (ASCE/SEI 7-10). Reston, VA.
- ASTM, E8 (2016). *Standard Test Methods of Tension Testing of Metallic Materials*, Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, Vol. 3.01.
- Behrouzi, A. A., Mock, A. W., Lehman, D. E., Lowes, L. N., Kuchma, D. A. (2020). *Impact of bi-directional loading on the seismic performance of C-shaped piers of core walls*. Engineering Structures, 225, 111289.
- Beyer K, Dazio A, Priestley MN (2008a). *Seismic design of torsionally eccentric buildings with U-shaped RC walls*. IUSS Press.
- Beyer K, Dazio A, Priestley MJN (2008b). *Quasi-static cyclic tests of two U-shaped reinforced concrete walls*. J Earthquake Eng 2008 ; 12 :1023–53.
- Beyer K, Dazio A, Priestley MJN (2008c). *Inelastic wide-column models for U-shaped reinforced concrete walls*. J Earthquake Eng ; 12 :1–33.
- Coleman, J and Spacone, Enrico (2001). *Localization Issues in Force-Based Frame Elements*. Journal of Structural Engineering-asce - J STRUCT ENG-ASCE. 127. 10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127 :11(1257).
- Constantin R, Beyer K. (2016). *Behaviour of U-shaped RC walls under quasi-static cyclic diagonal loading*. Engineering Structures 106 ; 36–52.
- Constantin R. (2016). *Seismic behavior and analysis of U-shaped RC walls*. PhD thesis, Thèse 7133. Lausanne (Switzerland) : École Polytechnique Fédérale de Lausanne ; 2016.
- Canadian Standards Association (2010), CAN/CSA A23.3-04 : *Design of concrete structures*. Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada.
- Canadian Standards Association (2014), CAN/CSA A23.1-14 : *Concrete materials and methods of concrete construction/Test methods and standard practices for concrete*. Rexdale, ON : Canadian Standards Association.

Cement Association of Canada (2010). *Concrete design handbook*, 3 ed. Ottawa, ON : Cement Association of Canada (CAC).

CSI. ETABS (2016), 16.0.0 ed. Berkeley, CA : Computers and Structures Inc..

Dazio A, Beyer K, Bachmann H (2009). *Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls*. Eng Struct ;31 :1556-71.

De La Llera J. and Chopra A.K. (1994). *Accidental and natural torsion in earthquake response and design of buildings*. Earthquake Engineering research center. Report No. UCB/EERC-94/07.

DeVall, R. (2003). *Background information for some of the proposed earthquake design provisions for the 2005 edition of the National Building Code of Canada*. Canadian Journal of Civil Engineering, 30(2) : 279–286. doi :10.1139/l02-048.

D.P. McCrum, M.S. Williams. *An overview of seismic hybrid testing of engineering structures*. Engineering Structures, Volume 118, 2016.

Dashti, F.A.R.H.A.D., Dhakal, R.P. and Pampanin, S.T.E.F.A.N.O., (2015). *Seismic Performance of Existing New Zealand Shear Wall Structures*.

Fatemi, H., (2017). *Investigation of the higher mode effects on the dynamic behaviour of reinforced concrete shear walls through a pseudo-dynamic hybrid test* (Doctoral dissertation, UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE).

Fatemi, H., (2017). *Investigation of the higher mode effects on the dynamic behaviour of reinforced concrete shear walls through a pseudo-dynamic hybrid test* (Doctoral dissertation, UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE).

Hashemi, M.J., Al-Ogaidi, Y., Al-Mahaidi, R., Kalfat, R., Tsang, H.H. and Wilson, J.L., (2017). *Application of hybrid simulation for collapse assessment of post-earthquake CFRP-repaired RC columns*. Journal of Structural Engineering, 143(1), p.04016149.

Hakuno, M., Shidawara, M., and Hara, T. (1969), *Dynamic destructive test of a cantilever beam, controlled by an analog-computer*. Jpn. Soc. Civil. Eng., (in Japanese), 171, pp. 1-9.

Hu Y-K, Nagy LI (1997). *A one-point quadrature eight-node brick element with hourglass control*. Computers and Structures ;65 :893-902.

Humar J, Yavari S, Saatcioglu M (2003). *Design for forces induced by seismic torsion*. Can J Civ Eng ; 30 :328–37.

Ile N, Reynouard JM (2005). *Behaviour of U-shaped walls subjected to uniaxial and biaxial cyclic lateral loading*. J Earthquake Eng ; 9(1) :67–94.

- Kim SH, Koutromanos I (2016). *Constitutive model for reinforcing steel under cyclic loading*, J Struct Eng. 142(12) : 04016133
- Pelletier, Kevin & Léger, Pierre (2017). *Nonlinear seismic modeling of reinforced concrete cores including torsion*. Engineering Structures. 136. 380-392. 10.1016/j.engstruct.2017.01.042.
- Kono S, Sakamoto K, Sakashita M (2011). *Simulation of seismic load resistance of core walls for tall buildings*. Appl Mech Mater ; 82 :386–91.
- Leclerc, L., Tremblay, R., Bouaanani, N., Mechmachi, Y., Imanpour, A., Balazadeh-483 Minouei, Y. 2018. *Multi Directional Hybrid Testing System at Polytechnique Montréal – System, Challenges and Applications*. PEER-MTS Workshop on Hybrid Simulation Technologies & Methods for Civil Engineering, Richmond, California, March 20-21, 2018.
- Lowes L, Lehman D, Kuchma D, Mock A, Behrouzi A (2013). *Large scale tests of C-shaped reinforced concrete walls* : Summary report, NEES project warehouse ; <https://nees.org/warehouse/project/104>.
- LSTC. Hughes-Liu (2006). Beam element In :LS-DYNA Theory Manual. Livermore Software and Technology Corporation, Livermore, CA, 2006.
- Maekawa, K., Ishida, T. and Kishi, T., (2008). *Multi-scale modeling of structural concrete*. Crc Press.
- Mander, J.B., Priestley, M. J. and Park, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*, J. Struct. Eng., 114(8), 1804-1826.
- Mazzoni S, McKenna F, Scott M, Fenves GL (2006). OpenSees v2.4.4. Berkeley, CA : University of California.
- MTS systems Corporation (2017), *Cross-coupling in Six-Degree-of-Freedom Shake table*, article écrit par Thoen Bradford K., ingénieur séniior de MTS.
- Moharrami M, Koutromanos I. (2017), *Finite element analysis of damage and failure of reinforcedconcrete members under earthquake loading*, Earthquake Engng Struct Dyn. 2017;46 :2811–2829.<https://doi.org/10.1002/eqe.2932>
- Murin, Justin & Kutiš, V. (2008). *An effective finite element for torsion of constant cross-sections including warping with secondary torsion moment deformation effect*. Engineering Structures - ENG STRUCT. 30. 2716-2723. 10.1016/j.engstruct.2008.03.004.
- Nakashima, M., Kato, H. and Takaoka, E., (1992). *Development of realtime pseudo dynamic testing*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21(1), pp.79-92.

- Nakachi T, Toda T, Tabata K (1996). *Experimental study on deformation capacity of reinforced concrete core walls after flexural yielding*, Proceedings of the 11th world conference on earthquake engineering, Acapulco, Mexico, 23-28 June.
- Nakashima, M., (2001). *Development, potential, and limitations of real-time online (pseudo-dynamic) testing*. Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A : Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 359(1786), pp.1851-1867
- National Research Council of Canada. National Building Code of Canada (NBCC), Ottawa, ON ; 2010.
- National Research Council of Canada. National Building Code of Canada (NBCC), Ottawa, ON ; 2015.
- Organisation fédérale des mesures d'urgence (OMU) (1965). Il existe des dangers de séismes au Canada. Le bulletin national de l'OMU, Ottawa, Ont. vol. 5 No. 6 (Décembre).
- Oyen, P.E. (2006). *Evaluation of Analytical Tools for Determining the Seismic Response of Reinforced Concrete Shear Walls*. Master's thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Washington.
- Palermo D, Vecchio FJ (2002). *Behavior of three-dimensional reinforced concrete shear walls*, ACI Structural Journal, January-February, 99(1) : 81-89.
- Panagiotou M (2008). *Seismic design, testing and analysis of reinforced concrete wall buildings*, PhD Thesis, University of California, San Diego, California.
- Panagiotou M, Restrepo JI (2011). *Displacement-Based Method of Analysis for Regular Reinforced-Concrete Wall Buildings : Application to a Full-Scale 7-Story Building Slice Tested at UC-San Diego*, ASCE Journal of Structural Engineering 137(6) :677-690.
- Palermo D, Vecchio FJ (2002). *Behavior of three-dimensional reinforced concrete shear walls*, ACI Structural Journal, January-February, 99(1) : 81-89.
- Paulay, T. (2001). *Seismic response of structural walls : Recent developments*. Canadian Journal of Civil Engineering. 28. 922-937. 10.1139/cjce-28-6-92.
- Paulay T, Goodson WJ (1985). *The ductility of structural walls*. Bull NZ Nat Soc Earthq Eng ; 18(3) :250-69.
- Paulay T, Priestley MJN (1993). *Stability of ductile structural walls*. ACI Struct J ; 90(4) : 385-92.
- Paultre, Patrick. (2011). *Structures en béton armé - analyse et dimensionnement*.
- Pégon P., Plumier C., Pinto A., Molina J., Gonzalez P., Tognoli P.C. & Hubert O. (2000a). *U-shaped walls : description of the experimental set-up*, TMR-ICONS-TOPIC5, JRC Ispra, April, 23 p.

- Pégon P., Plumier C., Pinto A., Molina J., Gonzalez P., Tognoli P.C. & Hubert O. (2000b). *U-shaped walls : quasi-static test in the Y direction - test report*, TMR-ICONS-TOPIC5, JRC Ispra, May, 19 p.
- Pégon P., Plumier C., Pinto A., Molina J., Gonzalez P., Tognoli P.C. & Hubert O. (2000c). *U-shaped-walls : quasi-static test in the X direction - test report*, TMR-ICONS-TOPIC5, JRC Ispra, June, 23 p.
- Pégon P., Plumier C., Pinto A., Molina J., Gonzalez P., Tognoli P.C. & Hubert O. (2000d). *U-shaped-walls : quasi-static biaxial test in the X and Y directions - test report*, TMR-ICONS-TOPIC5, JRC Ispra, June, 23 p.
- Programme projet de recherche (PPR 2015), préparé par Najib Bouannani de Polytechnique Montréal, pour Fonds de Recherche Nature et Technologies Québec. Évaluation de la sécurité et réhabilitation sismique des bâtiments contreventés par des murs de refend et noyaux en béton armé en tenant compte des effets 3D des séismes au Québec.
- Priestley, M. J. Nigel and Mervyn J. Kowalsky (1998). *Aspects of drift and ductility capacity of rectangular cantilever structural walls*.
- Priestley MJN, Calvi GM, Kowalsky MJ (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. Pavia (Italy) : IUSS Press.
- Ressources naturelles Canada (RNC 2018). Séismes canadiens importants. Disponible à l'adresse : <https://www.seismescanada.rncan.gc.ca/historic-historique/map-carte-fr.php>
- Ressources naturelles Canada (RNC 2019). Les zones sismiques dans l'Est du Canada. Disponible à l'adresse : <https://www.seismescanada.rncan.gc.ca/zones/eastcan-fr.php>
- Reynouard J.M. & Fardis M.N. eds. (2001). *Shear wall structures*, Cafeel-Ecoest Thematic Report No. 5, gen. eds. R. T. Severn & R. Bairrao (LNEC, ISBN 972-49-1891-2), September, 240 p.
- Rapport technique interne (2016). *MDHTS Friction tests on specimen CS11*, préparé par Martin Leclerc, groupe de recherche en génie des structures de Polytechnique Montréal.
- R. Al-Mahaidi et al. (2018). *Multi-axis Substructure Testing System for Hybrid Simulation*, SpringerBriefs in Structural Mechanics.
- Saouma, V. and Sivaselvan, M. eds., (2018). *Hybrid simulation : Theory, implementation and applications*. CRC Press.
- Schellenberg et al.(2009), PEER Report 2009/104, *Advanced Implementation of Hybrid Simulation*, Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley.

Schellenberg A, Kim HK, Takahashi Y, Fenves GL, Mahin SA. OpenFresco. Berkeley : University of California ; 2009.

Seismosoft (2019), SeismoStruct - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Available from URL : [www.seismosoft.com](http://www.seismosoft.com)

Stafford-Smith B, Coull A (1991). *Tall building structures : analysis and design*. New York, NY : John Wiley & Sons.

Stafford-Smith B, Taranath BS (1972). *The analysis of tall core-supported structures subjected to torsion*. In : ICE proceedings : Thomas Telford.

Stathis N. Bousias (2014), *Seismic Hybrid Simulation of Stiff Structures : Overview and Current Advances*, Journal of Structures, vol. 2014, Article ID 825692, 8 pages. <https://doi.org/10.1155/2014/825692>.

Stojadinovic, B., Mosqueda, G. and Mahin, S.A., (2006). *Event-driven control system for geographically distributed hybrid simulation*. Journal of Structural Engineering, 132(1), pp.68-77

Thewalt, C.R. and Mahin, S.A., (1995). *An unconditionally stable hybrid pseudodynamic algorithm*. Earthquake engineering and structural dynamics, 24(5), pp.723-731.

Vic-3D-Software (2018), Optical Measurements Solutions - Digital Image Correlation Systems of ISI-SYS.

Whyte, C.A., (2012). *Hybrid simulation of the seismic response of squat reinforced concrete shear walls* (Doctoral dissertation, UC Berkeley).

Whyte, C.A. and Stojadinovic, B., 2014, July. *High-Precision Displacement Control for Hybrid Simulation of the Seismic Response of Stiff Reinforced Concrete Shear Walls*. In EERI's 2014 Annual Meeting. Network for Earthquake Engineering Simulation

## ANNEXE A MODÉLISATIONS NUMÉRIQUES RAFFINÉES

Des modèles 3D détaillés en éléments finis du prototype étudié ont été préparés avec le logiciel ADINA (Fig. A.1). Ces modèles englobent le mur en U, les colonnes, les poutres et les diaphragmes. Le mur en U est modélisé avec des éléments 3D solides à 8 noeuds. Ces derniers incluent des éléments treillis à 2 noeuds représentant l'armature. Les colonnes et les poutres sont modélisées avec des éléments finis de type poutre et leurs sections retenues correspondent à des sections équivalentes permettant de tenir compte de la rigidité des armatures. Les diaphragmes sont modélisés avec des liens rigides. Des matériaux non linéaires, du béton et de l'acier, sont utilisés dans la portion du mur au premier étage, tandis que les autres portions du modèle sont simulées avec des matériaux ayant un comportement élastique. Un aperçu du modèle raffiné est montré à la figure A.2.

Des analyses temporelles ont été effectuées afin de valider la correspondance avec les résultats expérimentaux. Ces modèles ont démontré la capacité de capturer le comportement non linéaire du mur dans le cas du premier et du deuxième essai. Contrairement aux analyses avec des colonnes larges (WCM), le comportement hors plan et complexe du mur est bien assimilé avec les modèles raffinés. De plus, l'interaction entre l'effort axial et flexionnel est directement intégrée dans ce cas. Quelques aperçus des résultats numériques obtenus sont montrés à la figure A.3. Les modèles raffinés ont été légèrement calibrés par rapport aux données expérimentales pour être utilisés dans des analyses paramétriques. Ces dernières seront effectuées, dans une phase subséquente, avec des directions d'incidences sismiques diverses ainsi qu'avec d'autres configurations géométriques des murs en U.

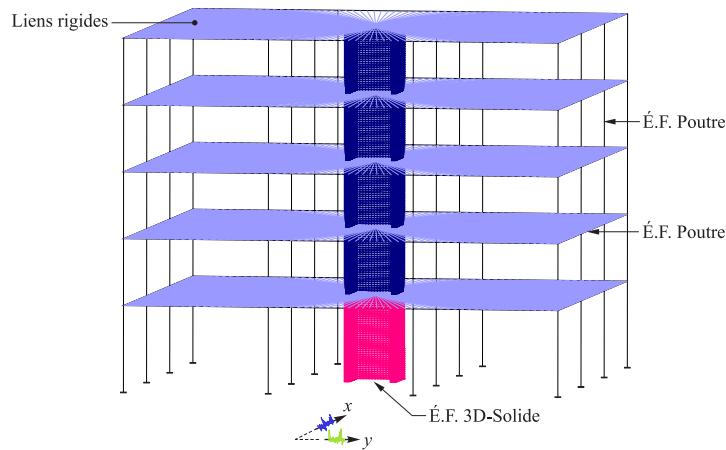


Figure A.1 Modèle 3D raffiné en éléments finis du prototype.

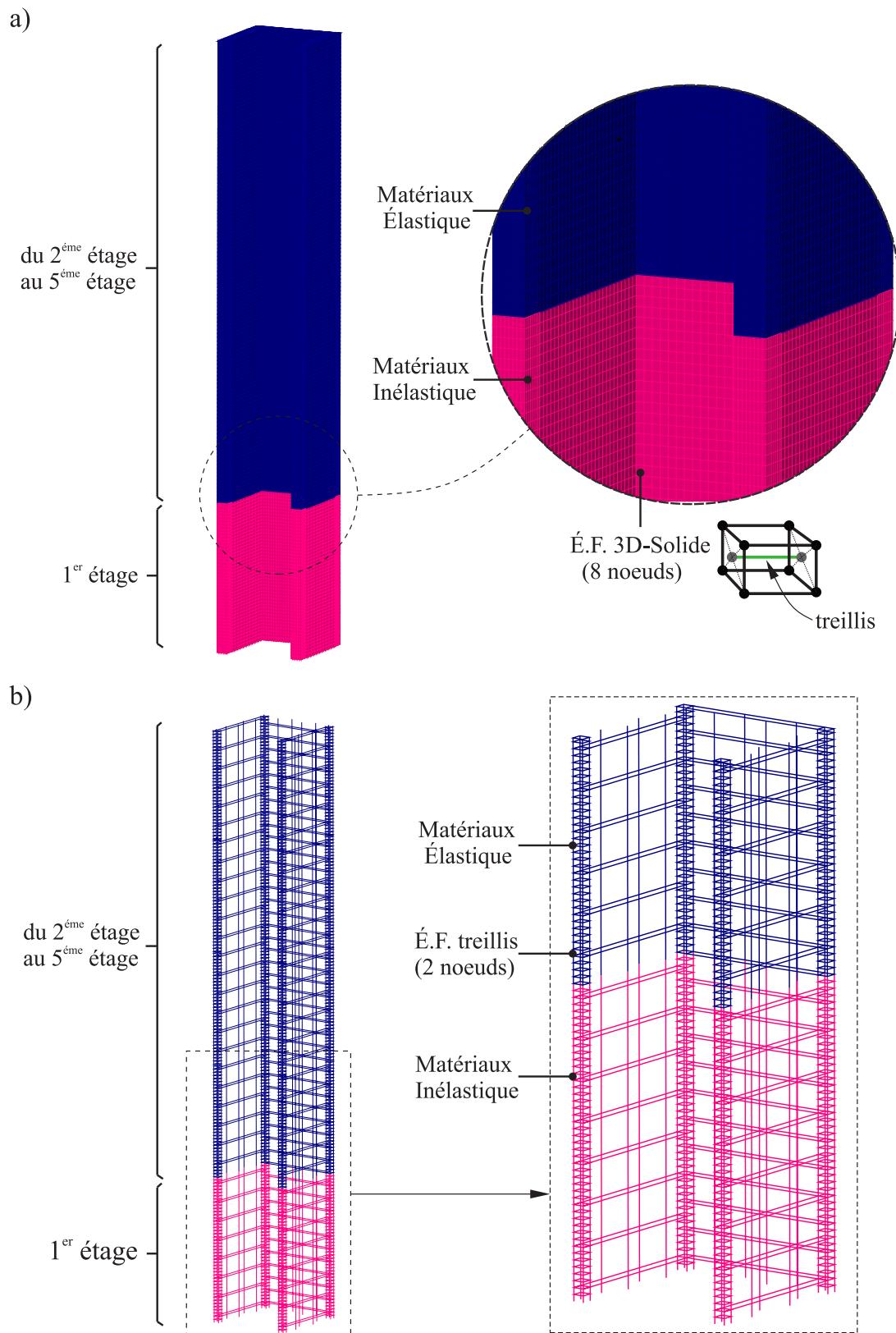


Figure A.2 Modèle 3D raffiné en éléments finis du mur en U : (a) mur en béton ; (b) cage d'armature.

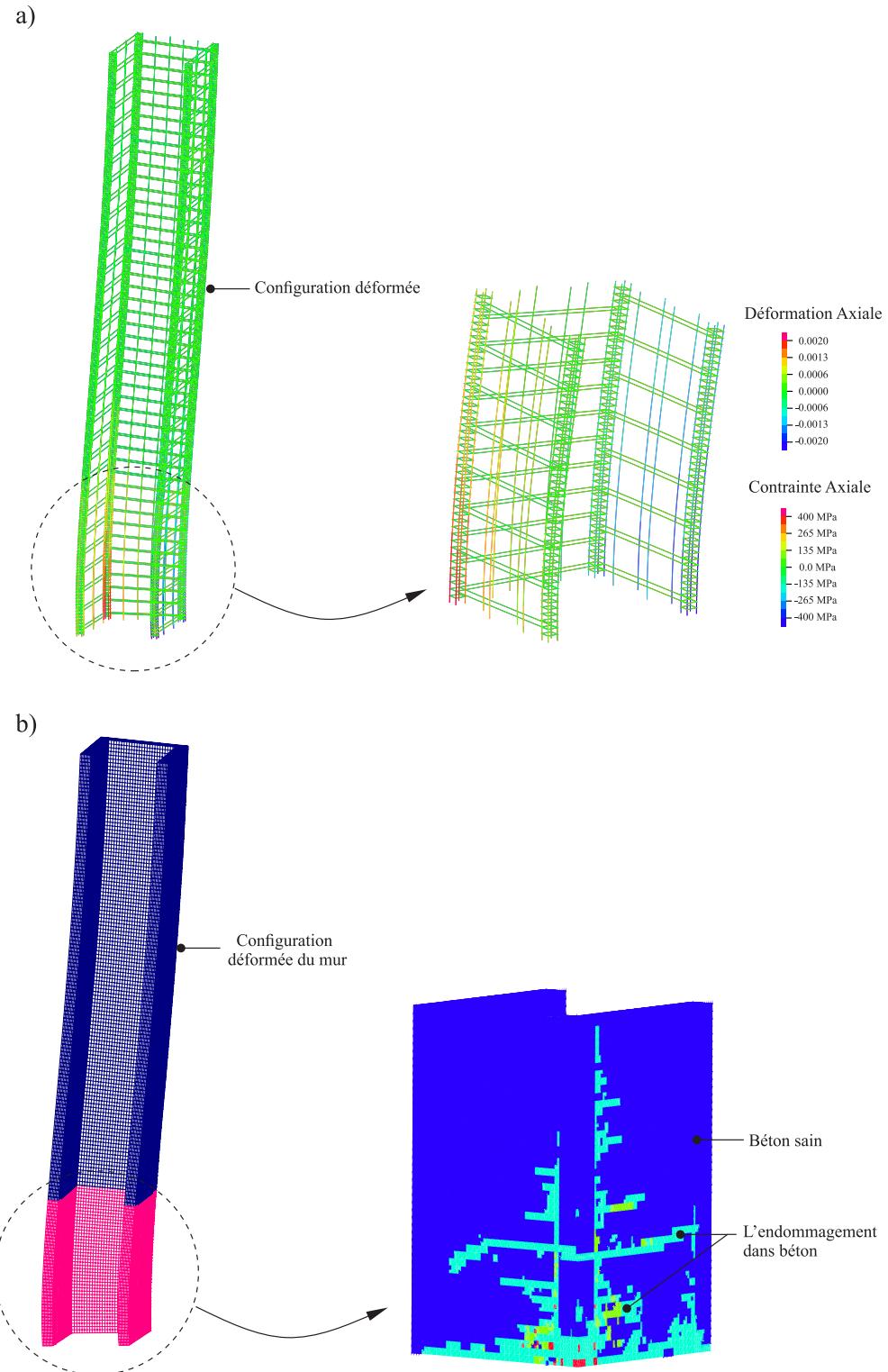


Figure A.3 (a) déformation et contrainte axiale de la cage d'armature ; (b) configuration déformée du mur et l'endommagement du béton.