

UNIVERSITÉ DE BLIDA 1
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

THÈSE DE DOCTORAT
en Génie Civil

PERFORMANCE SISMIQUE ET COMPORTEMENT EN
CISAILLEMENT DES VOILES MULTI-ÉTAGES EN BÉTON ARMÉ
AVEC OUVERTURES

Par

Rafik TALEB

Devant le jury composé de :

S. Kenai	Professeur, USDB, Blida	Président
M. Abed	Professeur, USDB, Blida	Examineur
M. Bouhicha	Professeur, UATL, Laghouat	Examineur
M. Hadid	Professeur, ENSTP, Alger	Examineur
N. Bourahla	Professeur, USDB, Blida	Directeur de thèse
H. Bechtoula	Maître de recherche, CGS, Alger	Co-directeur de thèse

Blida, Avril 2014

RÉSUMÉ

Performance sismique et comportement en cisaillement des voiles multi-étages en béton armé avec ouvertures.

Cette thèse s'inscrit dans le contexte de l'évaluation de la performance sismique des voiles en béton armé avec ouvertures. Elle se concentre en particulier sur les voiles multi-étages dont le comportement est dominé par le cisaillement. Cette thèse présente une contribution pour une meilleure compréhension de leur comportement, notamment l'influence de la taille et l'emplacement des ouvertures sur la distribution des dommages, le mécanisme de transfert de la force latérale et la capacité de résistance au cisaillement.

Une étude expérimentale est menée sur cinq spécimens de voiles multi-étages en béton armé, dont un voile plein et quatre voiles ayant des ouvertures de différentes tailles et emplacements. Chacun des spécimens est testé sous un chargement latéral quasi-statique cyclique réversible. Ces voiles ont été dimensionnés pour se rompre en cisaillement afin d'appréhender l'influence de la taille et l'emplacement des ouvertures sur leur comportement ainsi que le mécanisme de transfert de force.

Les capacités en cisaillement des voiles testés sont estimées en combinant la capacité en cisaillement du voile sans ouvertures et les facteurs de réduction qui tiennent compte de la présence des ouvertures. Les résultats expérimentaux et analytiques ont montrés que la résistance au cisaillement varie en fonction de la direction de chargement latéral due à l'emplacement des ouvertures. L'applicabilité du concept du facteur de réduction pour les voiles multi-étages a aussi été illustrée.

Cette étude propose aussi un modèle non-linéaire bidimensionnelle en éléments finis pour simuler le comportement des voiles testés. Le modèle construit simule adéquatement les relations charge latérale-angle de dérive et les dommages observés.

Mots clés : voiles en béton armé multi-étages, voiles avec ouvertures, essai quasi-statique cyclique, comportement en cisaillement, analyse non-linéaire par éléments finis.

ملخص

الأداء الزلزالي و سلوك القص للجدران الخرسانية المسلحة متعددة الطوابق و التي تحوي فتحات.

تأتي هذه الأطروحة في سياق تقييم الأداء الزلزالي للجدران الخرسانية المسلحة التي تحوي فتحات. وهي تركز بشكل خاص على الجدران متعددة الطوابق التي يهيمن على سلوكها قوى القص. هذه الدراسة تقدم مساهمة في التوصل إلى فهم أفضل لسلوكها ولاسيما تأثير حجم وموضع الفتحات على توزيع الضرر، آلية نقل القوة الأفقية و كذا الحمولة القصوى للقص.

لهذا تم إجراء دراسة تجريبية على خمس عينات لجدران خرسانية مسلحة، جدار بدون فتحة و أربعة جدران بفتحات مختلفة الحجم والموضع، تحت تأثير قوة أفقية دورية-عكسية. الجدران المختبرة صممت لتتكسر بقوى القص و هذا من أجل دراسة تأثير حجم وموضع الفتحات على سلوكها وآلية نقل القوة.

الحمولة القصوى للقص في الجدران المختبرة قيمت من خلال الجمع بين قدرة القص للجدار بدون فتحات ومعاملات التخفيض التي تأخذ بعين الاعتبار وجود الفتحات. النتائج التجريبية والتحليلية أظهرت أن الحمولة القصوى للقص تختلف باختلاف اتجاه القوة الأفقية بسبب تأثير موضع الفتحات. كما وقد تبين إمكانية تطبيق مفهوم معامل التخفيض على الجدران متعددة الطوابق.

هذه الدراسة اقترحت كذلك نموذج رقمي لا خطي ثنائي الأبعاد باستعمال طريقة العناصر المحدودة لمحاكاة سلوك الجدران المختبرة. النموذج المقترح يحاكي بشكل صحيح العلاقة بين القوة الأفقية و زاوية الانحراف و كذا الأضرار الملاحظة تجريبياً.

الكلمات المفتاحية : جدران الخرسانة المسلحة متعددة الطوابق، جدار بفتحات، إختبار دوري شبه ثابت، سلوك القص، التحليل اللا خطي بطريقة العناصر المحدودة.

ABSTRACT

Seismic Performance and Shear Behavior of Multi-Story Reinforced Concrete Structural Walls with Openings.

This thesis addresses the evaluation of the seismic performance of reinforced concrete structural (RC) walls with openings. In particular, it focuses on the multi-story wall dominated by shear behavior. This work is intended to bring a better insight of their behavior especially the influence of size and position of openings on the distribution of damages, the transfer mechanism of lateral force and the shear strength.

An experimental study on five reinforced concrete multi-story wall specimens, one without openings and four having openings with different size and location, was carried out under lateral reversed quasi-static cyclic load. These walls were designed to fail in shear in order to understand the influence of the size and location of openings on their behavior and on the force transfer mechanism.

The shear capacities of the tested RC walls were estimated by combining shear capacity of the RC wall without openings and the reduction factors that take into account openings. The experimental and analytical results showed that the variation of the shear capacity depends on lateral load direction due to openings position. The applicability of reduction factor concept for multistory RC walls was also illustrated.

A 2D finite element nonlinear model was proposed to simulate the behavior of the tested walls. The constructed model adequately simulates the lateral load-drift angle relations and the observed damages

Keywords: multi-story RC walls; wall with openings; quasi-static cyclic test; shear behavior; nonlinear finite element analysis.

REMERCIEMENT

Je souhaite remercier en premier lieu mon Directeur de Thèse Pr. Nouredine Bourahla, Professeur à l'Université Saad Dahleb de Blida, qui m'a ouvert les portes pour réaliser cette thèse dans les meilleures conditions. Je lui suis également reconnaissant pour la confiance qu'il m'a accordée, pour ces qualités pédagogiques et scientifiques, sa franchise et son soutien incessant. J'ai beaucoup appris à ses côtés et je lui adresse ma gratitude pour tout cela. Qu'ils trouvent ici l'expression de mon plus profond respect.

J'adresse de chaleureux remerciements à mon Co-Directeur de Thèse Dr. Hakim Bechtoula, Maître de recherche au Centre National de la Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), pour ses conseils avisés et son écoute qui ont été prépondérants pour la bonne réussite de cette thèse. Son énergie et sa confiance ont été des éléments moteurs pour moi. J'ai pris un grand plaisir à travailler avec lui.

J'adresse toute ma gratitude au Pr. Susumu Kono, Professeur à Tokyo Institute of Technology et ancien Professeur Associé à l'Université de Kyoto, pour m'avoir accepté au sein de son équipe de recherche et pour le cadre de travail idéal au laboratoire d'ingénierie des structures de l'Université de Kyoto où le travail expérimental de cette thèse s'est déroulé.

Je souhaite remercier Masanobu Sakashita, Professeur Assistant à l'Université de Kyoto, et également Monsieur Hyeong Jae YOON, thésard à l'Université de Kyoto, pour les nombreux conseils qui m'ont guidé dans l'accomplissement de la modélisation par éléments finis des spécimens testés. J'ai apprécié leur enthousiasme et leur sympathie.

Je désire grandement remercier l'Agence Japonaise de la Coopération Internationale (JICA) pour avoir supporté financièrement mon séjour au Japon afin d'entreprendre ce travail.

Je remercie également Dr. Fukuyama, Ingénieur Principal de Recherche et Chef du Département d'ingénierie des structures au sein du Building Research Institute (BRI, Japan), ainsi que Pr. Taiki Saito, Professeur à Toyohashi University of Technology et Directeur du Research Center for Collaborative Area Risk Management (CARM) pour leur implication dans mes travaux en acceptant de répondre à mes questions avec gentillesse.

Le succès du travail expérimental est dû principalement à l'aide précieuse des Messieurs K. Mori, M. Doi and K. Chosa, anciens étudiants en Master à l'Université de

Kyoto, pour leur précieux aide et assistance durant les tests et le traitement des données expérimentales.

J'adresse mes très sincères remerciements aux membres de mon jury de soutenance de thèse qui me font l'honneur de juger ce travail. En effet, leurs critiques et leurs remarques éclairées vont largement contribuer à améliorer ma thèse. Je remercie également les enseignants du département de génie civil de l'université Saad Dahleb de Blida pour la qualité de l'enseignement qu'ils ont bien voulu me prodiguer durant toutes mes années d'étude au sein du département afin de me donner une formation de qualité.

Enfin, qu'il me soit permis de dédier cette thèse aux membres de ma famille et à mes amis qui m'ont soutenue dans la réalisation de cette thèse. Je tiens à remercier tout particulièrement mes chers parents, mon frère Noureddine et ma femme Hanane pour leur soutien et leur patience.

TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ	3
ملخص	4
ABSTRACT	5
REMERCIEMENT	6
TABLE DES MATIÈRES	8
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	12
INTRODUCTION	19
CHAPITRE 1 : COMPORTEMENT ET DIMENSIONNEMENT EN CISAILLEMENT DES VOILES EN BÉTON ARMÉ PLEINS ET AVEC OUVERTURES	24
1.1. Introduction	24
1.2. Classification des voiles	24
1.3. Modes de rupture des voiles pleins	25
1.4. Paramètres contribuant à la résistance des voiles au cisaillement	27
1.5. Problématique du comportement des voiles avec ouvertures	28
1.6. Travaux expérimentaux antérieurs sur les voiles avec ouvertures	29
1.6.1. BENJAMIN et WILLIAMS (1958)	30
1.6.2. SHIU et al., 1981	30
1.6.3. UMEMURA et al. (1980)	32
1.6.4. ADACHI et al. (1981)	32
1.6.5. LIN et KUO (1988)	33
1.6.6. YANEZ et al. (1991)	34
1.6.7. ALI et WIGHT (1991)	36
1.6.8. TAYLOR et WALLACE (1995)	38
1.6.9. ONO (1995), ONO et TOKUHINO (1996) et ONO et EZAKI (2000)	40
1.7. Dimensionnement au cisaillement des voiles	43
1.7.1. Modèles en treillis pour le dimensionnement au cisaillement	43
1.7.2. Méthodes règlementaires de dimensionnement au cisaillement des voiles pleins	46
1.7.3. Principes de dimensionnement au cisaillement des voiles avec ouvertures	47
1.8. Conclusions	50
CHAPITRE 2 : MODÉLISTION NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT NON- LINÉAIRE DES VOILES EN BÉTON ARMÉ	52
2.1. Introduction	52
2.2. Principes de modélisation	52
2.3. Modèles macroscopiques (ou modèles globaux)	53
2.3.1. Modèle à deux éléments linéiques	53
2.3.2. Modèle a un seul élément linéique	54
2.3.3. Modèle multi-ressorts	56
2.3.4. Modèle a ressorts multiaxiaux	56

2.3.5. Modèles en treillis (ou modèles bielles-et-tirants)	58
2.3.6. Modèles à éléments verticaux linéiques	59
2.4. Modèles microscopiques	62
2.4.1. Modèles à fibres et modèles multicouche (ou modèles semi-locaux)	62
2.4.2. Modèles locaux par la méthode des éléments finis	64
2.5. Comportement mécanique du béton	65
2.5.1. Comportement du béton en compression uniaxiale	65
2.5.2. Comportement du béton en traction uniaxiale	66
2.5.3. Comportement biaxiale du béton	67
2.6. Comportement mécanique de l'acier	68
2.7. Modélisation numérique du comportement du béton	69
2.7.1. Modèles élasto-plastiques	69
2.7.2. Modèles d'endommagement	69
2.8. Modélisation numérique du comportement de l'acier	70
2.8.1. Modèle élasto - plastique simplifié	70
2.8.2. Modèle de MINEGOTTO-PINTO	70
2.9. Conclusions	71
CHAPITRE 3 : ÉTUDE EXPÉRIMENTALE SUR LE COMPORTEMENT EN CISAILLEMENT DES VOILES AVEC OUVERTURES	72
3.1. Introduction	72
3.2. Spécimens d'essais	72
3.2.1. Description et conception des spécimens	72
3.2.2. Détails de ferrailages des spécimens	74
3.3. Propriétés des matériaux	77
3.3.1. Béton	77
3.3.2. Acier	80
3.4. Construction des spécimens	82
3.5. Dispositif de chargement	83
3.6. Protocol de chargement	85
3.7. Capteurs de déplacement	86
3.8. Jauges de déformation des armatures	89
3.9. Fissuromètres	91
3.10. Conclusions	91
CHAPITRE 4 : EXPLOITATION ET ANALYSE DES DONNÉES EXPÉRIMENTALES	92
4.1. Introduction	92
4.2. Fissuration et dommages	92
4.2.1. Constatations communes aux spécimens	92
4.2.2. Constatations propre pour chaque spécimen	93
4.3. Relations globales charge latérale-angle de dérive	99
4.4. Relations locales charge latérale-angle de dérive	102
4.5. Évaluation de la plastification des armatures	105
4.6. Évaluation de la fissuration	106
4.7. Conclusions	108
CHAPITRE 5 : ÉVALUATION DES MODES DE RUPTURE AU POINT DE CAPACITÉ EN FONCTION DES DOMMAGES LOCAUX	109
5.1. Introduction	109
5.2. Méthodologie de l'évaluation	109

5.3. Spécimen N1	109
5.3.1. Direction positive	110
5.3.2. Direction négative	110
5.4. Spécimen S1	111
5.4.1. Direction positive	111
5.4.2. Direction négative	111
5.5. Spécimen M1	114
5.5.1. Direction positive	114
5.5.2. Direction négative	114
5.6. Spécimen L1	117
5.6.1. Direction positive	117
5.6.2. Direction négative	117
5.7. Spécimen L3	120
5.7.1. Direction positive	120
5.7.2. Direction négative	120
5.8. Identification et classification des modes de rupture	123
5.9. Conclusions	124

CHAPITRE 6 : ÉVALUATION EXPÉRIMENTALE DES PRATIQUES DE DIMENSIONNEMENT AU CISAILLEMENT DES VOILES PLEINS ET AVEC OUVERTURES

	126
6.1. Introduction	126
6.2. Pratiques réglementaires de dimensionnement au cisaillement des voiles pleins	126
6.2.1. La pratique américaine	127
6.2.2. La pratique japonaise	128
6.2.3. La pratique européenne	132
6.2.4. Commentaires sur les pratiques réglementaires	134
6.3. Pratiques réglementaires de dimensionnement au cisaillement des voiles avec ouvertures	135
6.4. Évaluation expérimental des équations de la capacité en cisaillement	138
6.5. Conclusions	142

CHAPITRE 7 : MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DES VOILES TESTÉS

	144
7.1. Introduction	144
7.2. Choix de la modélisation et du maillage	144
7.3. Modélisation du béton	145
7.3.1. Concept général de modélisation	145
7.3.2. Critère de rupture du béton	145
7.3.3. Relation contrainte-déformation en traction	146
7.3.4. Relation contrainte-déformation en compression	147
7.3.5. Relation contrainte-déformation sous chargement/déchargement en compression	148
7.3.6. Relation contrainte-déformation sous chargement/déchargement en traction	150
7.3.7. Modèle de fissuration du béton	153
7.3.8. Relation contrainte-déformation en cisaillement après fissuration	154
7.4. Modélisation de l'acier	155
7.5. Choix des caractéristiques mécaniques des matériaux	156
7.6. Chargement	157

7.7. Relations charge latérale-angle de dérive sous chargement monotone	157
7.8. Prédiction des dommages	159
7.9. Relations charge latérale-angle de dérive sous chargement cyclique	163
7.10. Conclusions	165
CHAPITRE 8 : ÉTUDE PARAMÉTRIQUE SUR LA CAPACITÉ EN CISAILLEMENT DES VOILES AVEC OUVERTURES	166
8.1. Introduction	166
8.2. Méthodologie de l'étude paramétrique	166
8.3. Caractéristiques et appellation des voiles analysés	167
8.3.1. Géométrie et ferrailage	167
8.3.2. Règles pour le chargement	168
8.3.3. Propriétés des matériaux	168
8.3.4. Variables d'analyse	168
8.3.5. Effet du pourcentage d'armature longitudinal dans les poutres	169
8.4. Facteurs de réduction de la capacité en cisaillement	170
8.5. Caractéristiques des voiles analysés	171
8.6. Résultats et discussions	177
8.6.1. Comparaison entre facteurs de réduction du calcul numérique	180
8.6.2. Comparaison entre facteurs de réduction de l'AIJ et du calcul numérique	181
8.6.3. Comparaison entre facteurs de réduction d'ONO et du calcul numérique	181
8.7. Conclusions	184
CONCLUSIONS	186
APPENDICE A : LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS	190
APPENDICE B : EVOLUTION DES FISSURES ET DES DOMMAGES DANS LES SPECIMENS	194
B.1. Spécimen N1	194
B.2. Spécimen S1	196
B.3. Spécimen M1	197
B.4. Spécimen L1	199
B.5. Spécimen L3	201
APPENDICE C : ÉTAT DE PLASTIFICATION DES ARMATURES	203
C.1. Armatures longitudinales des poteaux et des poutres	203
C.2. Armatures transversales et armatures de renforts des ouvertures	204
C.3. Armatures horizontales et verticale des panneaux de voile	206
RÉFÉRENCES	207
RÉFÉRENCES RELATIVES À CETTE THÈSE	219

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1 : Classification des voiles par section transversal.	25
Figure 1.2 : Modes de rupture des voiles élancés [14].	26
Figure 1.3 : Modes de rupture des voiles intermédiaires [14].	26
Figure 1.4 : Modes de rupture des voiles courts [14].	27
Figure 1.5 : Interactions à l'interface de fissure [19].	28
Figure 1.6 : Détail de ferrailage des spécimens testés par SHUI et al.[27].	31
Figure 1.7 : Voiles avec ouvertures testés par UMEMURA et al. (1980) [30].	32
Figure 1.8 : Configuration des voiles testés par LIN et KUO (1988) [32].	34
Figure 1.9 : Dimensions et ferrailage du spécimen A1 (LIN et KUO, 1988) [32].	34
Figure 1.10 : Dispositif expérimental (YANEZ et al., 1991) [33].	35
Figure 1.11 : Voiles avec ouvertures testés par YANEZ et al. (1991) [33].	35
Figure 1.12 : Relation expérimentale charge latérale-déplacement latérale des spécimens S1 et S2 (YANEZ et al, 1991) [33].	36
Figure 1.13 : Voiles avec ouvertures testés par ALI et WIGHT [34] .	38
Figure 1.14 : Ferrailage des spécimens testés par TAYLOR et WALLACE [37].	39
Figure 1.15 : Dispositif expérimental [37].	40
Figure 1.16 : Distribution des fissures et réponse des voiles testés par ONO [40].	41
Figure 1.17 : Fissures et réponse des voiles testés par ONO et TOKUHINO [41].	42
Figure 1.18 : Dispositif expérimental utilisé par ONO et EZAKI [43].	42
Figure 1.19 : Protocoles de chargement statique et dynamique d'ONO et EZAKI [43].	43
Figure 1.20 : Principe du modèle en treillis.	44
Figure 1.21 : Principe du modèle de bielles et tirants.	48
Figure 1.22 : Modèle en bielles et tirants pour le specimen S2 [33].	48
Figure 1.23 : Voile cadré avec une ouverture.	50
Figure 2.1: Modèle à deux composants [57].	54
Figure 2.2 : Modèle à un composant [63].	54
Figure 2.3 : Courbe d'hystérésis avec prise en compte de la flexion composée [68].	55
Figure 2.4 : Modèle de TAKEDA modifié [65].	56
Figure 2.5 : Modèle multi-ressorts de TAKAYANAGI et SCHNOBRICH [72].	56
Figure 2.6 : Modèle a ressorts multiaxiaux [74].	57
Figure 2.7 : (a) Modèles en treillis.	58
Figure 2.8 : Principe du Béton Armé Équivalent [83].	59

Figure 2.9 : Modèle à trois éléments verticaux linéiques [85].	60
Figure 2.10 : Modèle à éléments axiaux en série [89].	60
Figure 2.11 : Modèle à panneau [90].	61
Figure 2.12 : Modèle à plusieurs éléments verticaux linéiques [91].	62
Figure 2.13 : Modèle de MASSONE [95].	62
Figure 2.14 Modèle multicouche.	63
Figure 2.15 Élément surfacique multicouche proposé par MIAO et al. [102].	64
Figure 2.16 : Modèle proposé par KOTRONIS et MAZARD [103].	64
Figure 2.17 : Comportement uniaxial du béton non armé en compression simple.	66
Figure 2.18 : Comportement cyclique du béton non armé en compression simple [106].	66
Figure 2.19 : Comportement uniaxial du béton non armé en traction simple.	67
Figure 2.20 : Comportement cyclique du béton en traction simple [107].	67
Figure 2.21 : Comportement de l'acier en traction simple.	68
Figure 2.22 : Comportement de l'acier en traction - compression : Effet Bauschinger.	69
Figure 2.23 : Modèle élasto-plastique simplifié sous chargement monotone.	70
Figure 2.24 : Modèle de MENEGOTTO-PINTO.	70
Figure 3.1 : Configurations géométriques des spécimens testés.	73
Figure 3.2 : Disposition des armatures des spécimens de voile.	76
Figure 3.3 : Courbe contrainte-déformation des éprouvettes de béton testées.	80
Figure 3.4 : Courbes contrainte-déformation des barres d'armature utilisées.	81
Figure 3.5 : Étapes de réalisation d'un spécimen.	83
Figure 3.6 : Diapositive de chargement.	84
Figure 3.7 : Protocole de chargement.	85
Figure 3.8 : Position des écrous de fixation pour N1.	86
Figure 3.9 : Capteurs des déplacements relatifs pour (N1 et L1).	87
Figure 3.10 : Capteurs des déplacements relatifs pour M1 et L3.	88
Figure 3.11 : Capteurs des déplacements relatifs élémentaires pour M1 et L3.	88
Figure 3.12 : Capteur de déplacement pour renversement/glissement à la base (N1).	88
Figure 3.13 : Capteurs des déplacements absolus pour N1 et L1.	89
Figure 3.14 : Position des jauges de déformation des armatures.	90
Figure 3.15 : Principe de montage des fissuromètres bidirectionnels.	91
Figure 4.1 : Dommages observés pour le spécimen N1.	94
Figure 4.2 : Dommages observés pour le spécimen S1.	95
Figure 4.3 : Dommages observés pour le spécimen M1.	96

Figure 4.4 : Dommages observés pour le spécimen L1.	97
Figure 4.5 : Dommages observés pour le spécimen L3.	98
Figure 4.6 : Dommages observés à la fin de chargement.	98
Figure 4.7 : Courbe d'hystérésis du spécimen N1.	100
Figure 4.8 : Courbe d'hystérésis du spécimen S1.	100
Figure 4.9 : Courbe d'hystérésis du spécimen M1.	100
Figure 4.10 : Courbe d'hystérésis du spécimen L1.	101
Figure 4.11 : Courbe d'hystérésis du spécimen L3.	101
Figure 4.12 : Relations charge latérale-angle de dérive des poteaux de M1.	103
Figure 4.13 : Relation charge latérale-angle de dérive des poutres courtes de M1.	103
Figure 4.14 : Relation charge latérale-angle de dérive du 1 ^{er} niveau du voile M1.	103
Figure 4.15 : Relation charge latérale-angle de dérive du 2 ^e niveau du voile M1.	104
Figure 4.16 : Relation charge latérale-angle de dérive des poutres courtes de L3.	104
Figure 4.17 : Relation charge latérale-angle de dérive du 1 ^{er} niveau du voile L3.	104
Figure 4.18 : Relation charge latérale-angle de dérive du 2 ^e niveau du voile L3.	105
Figure 4.19 : Position des fissuromètres pour M1 et L3.	106
Figure 4.20 : Ouvertures des fissures pour M1.	107
Figure 4.21 : Ouvertures des fissures pour L3.	107
Figure 5.1 : Emplacement des fissures significatives dans le spécimen N1 (R= 0,5%).	110
Figure 5.2 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (N1-positive).	110
Figure 5.3 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (N1-Négative).	111
Figure 5.4 : Situation de dommage au point de capacité du spécimen S1.	112
Figure 5.5 : Emplacement des fissures significatives dans le spécimen S1 (R= 0,5%).	112
Figure 5.6 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (S1-Positive).	113
Figure 5.7 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (S1-Négative).	113
Figure 5.8 : Situation de dommage au point de capacité du spécimen M1.	115
Figure 5.9 : Emplacement des fissures significatives dans le spécimen M1 (R= 0,75%).	115
Figure 5.10 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (M1-Positive).	116
Figure 5.11 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (M1-Négative).	116
Figure 5.12 : Situation de dommage au point de capacité du spécimen L1.	118
Figure 5.13 : Emplacement des fissures significatives dans le spécimen L1 (R= 0,75%).	118
Figure 5.14 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (L1-Positive).	119
Figure 5.15 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (L1-Négative).	119
Figure 5.16 : Situation de dommage au point de capacité du spécimen L3.	121

Figure 5.17 : Emplacement des fissures significatives dans le spécimen L3 (R= 0,75%).	121
Figure 5.18 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (L3-Positive).	122
Figure 5.19 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (L3-Négative).	122
Figure 6.1 : Contribution des armature dans la capacité en cisaillement [129].	129
Figure 6.2 : Surface du panneau de voile formant le champ de compression.	137
Figure 6.3 : Approches de calcul du facteur de réduction d'ONO.	138
Figure 7.1 : Maillage en élément finis du spécimen L1.	145
Figure 7.2 : Modèle de comportement en traction du béton.	146
Figure 7.3 : Comparaison des enveloppes contrainte-déformation en compression.	148
Figure 7.4 : Modèle déchargement/rechargement du béton en compression.	148
Figure 7.5 : Comparaison du modèle avec des tests cycliques en compression.	150
Figure 7.6 : Modèle déchargement/rechargement du béton en traction.	151
Figure 7.7 : Comparaison du modèle avec des tests cycliques en traction.	152
Figure 7.8 : Courbe contrainte-déformation sous contraintes réversibles entre traction et comparaison.	152
Figure 7.9 : modèle de fissuration du béton en contraintes planes.	154
Figure 7.10 : Modèle déchargement/rechargement du béton en cisaillement suivant la direction de fissuration.	155
Figure 7.11 : Comparaison du modèle avec des tests cycliques en cisaillement.	155
Figure 7.12 : Comparaison du modèle de Ciampi avec des résultats de tests.	156
Figure 7.13 : Comparaison entre courbes d'hystérésis expérimentales et courbes analytiques sous chargement monotone.	158
Figure 7.14 : Dommages et fissuration au point de capacité (N1).	160
Figure 7.15 : Champs des contraintes principales au point de capacité (N1).	160
Figure 7.16 : Dommages et fissuration au point de capacité (S1).	161
Figure 7.17 : Champs des contraintes principales au point de capacité (S1)	161
Figure 7.18 : Dommages et fissuration au point de capacité (M1).	161
Figure 7.19 : Champs des contraintes principales au point de capacité (M1).	162
Figure 7.20 : Dommages et fissuration au point de capacité (L1).	162
Figure 7.21 : Champs des contraintes principales au point de capacité (M1).	162
Figure 7.22 : Dommages et fissuration au point de capacité (L3).	163
Figure 7.23 : Champs des contraintes principales au point de capacité (L3).	163
Figure 7.24 : Comparaison entre courbes d'hystérésis expérimentales et analytiques.	164
Figure 8.1 : Principe d'appellation des voiles analysés.	168

Figure 8.2 : Résultat de l'analyse du modèle voile sans ouvertures.	170
Figure 8.3 : Les deux approches de calcul du facteur de réduction de l'AIJ 2010.	171
Figure 8.4 : Les deux approches de calcul du facteur de réduction d'ONO.	171
Figure 8.5 : Facteur de réduction de l'AIJ des voiles avec ouvertures opposées au 1 ^{er} et 2 ^{ème} niveau.	172
Figure 8.6 : Facteur de réduction de l'AIJ des voiles avec ouvertures alignées au 1 ^{er} et 2 ^{ème} niveau.	172
Figure 8.7 : Facteur de réduction de l'AIJ des voiles avec une seule ouverture au 1 ^{er} ou 2 ^{ème} niveau.	173
Figure 8.8 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec petites ouvertures opposées au 1 ^{er} et 2 ^{ème} niveau.	173
Figure 8.9 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec grande ouvertures opposées au 1 ^{er} et 2 ^{ème} niveau.	174
Figure 8.10 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec petites ouvertures alignées au 1 ^{er} et 2 ^{ème} niveau.	174
Figure 8.11 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec grandes ouvertures alignées au 1 ^{er} et 2 ^{ème} niveau.	175
Figure 8.12 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec une seule petite ouverture au 1 ^{er} niveau.	175
Figure 8.13 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec une seule petite ouverture au 2 ^{ème} niveau.	176
Figure 8.14 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec une seule grande ouverture au 1 ^{er} niveau.	176
Figure 8.15 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec une seule grande ouverture au 2 ^{ème} niveau.	177
Figure 8.16 : Comparaison des facteurs de réduction de la capacité en cisaillement de l'AIJ et d'ONO avec ceux obtenus par calcul par éléments finis (Voiles avec ouvertures de type S).	178
Figure 8.17 : Comparaison des facteurs de réduction de la capacité en cisaillement de l'AIJ et d'ONO avec ceux obtenus par calcul par éléments finis (Voiles avec ouverture de type L).	179
Figure 8.18 : Modèles de voile où l'influence du pourcentage des armatures longitudinales dans la poutre du premier niveau sur la capacité en cisaillement est négligeable.	180

Figure 8.19 : Comparaison des facteurs moyens de réduction d'ONO de la capacité en cisaillement ceux obtenus par calcul numérique par éléments finis.	183
Tableau 3.1 : Détails de ferrailage des spécimens.	75
Tableau 3.2 : Détails de ferrailage des éléments constituant les voiles.	77
Tableau 3.3 : Détails de ferrailage de la poutre de chargement et la fondation.	77
Tableau 3.4 : Composition du béton utilisé.	77
Tableau 3.5 : Propriétés mécaniques du béton utilisé.	78
Tableau 3.6 : Propriétés mécaniques des armatures.	81
Tableau 4.1 : Capacité latérale et rigidité initiale.	101
Tableau 4.2 : Point de fissuration en cisaillement.	102
Tableau 5.1 : Classification des modes de rupture.	124
Tableau 6.1 : Q_s évaluée par le ACI et le facteur de réduction de l'AIIJ.	139
Tableau 6.2 : Q_s évaluée par l'équation d'ARAKAWA et le facteur de réduction de l'AIIJ.	139
Tableau 6.3 : Q_s évaluée par l'équation de l'AIIJ et le facteur de réduction de l'AIIJ.	139
Tableau 6.4 : Q_s évaluée par l'ACI et le facteur de réduction d'ONO (1 ^{ère} approche)	140
Tableau 6.5 : Q_s évaluée par l'équation d'ARAKAWA et le facteur de réduction d'ONO (1 ^{ère} approche)	140
Tableau 6.6 : Q_s évaluée par l'AIIJ et le facteur de réduction d'ONO (1 ^{ère} approche)	140
Tableau 6.7 : Q_s évaluée par l'ACI et le facteur de réduction d'ONO (2 ^{ème} approche)	140
Tableau 6.8 : Q_s évaluée par l'équation d'ARAKAWA et le facteur de réduction d'ONO (2 ^{ème} approche)	141
Tableau 6.9 : Q_s évaluée par de l'AIIJ et le facteur de réduction d'ONO (2 ^{ème} approche)	141
Tableau 7.1 : Propriétés mécaniques du béton utilisé.	156
Tableau 7.2 : Propriétés mécaniques des barres d'armature.	157
Tableau 7.3 : Comparaison des résultats dans la direction positive.	159
Tableau 7.4 : Comparaison des résultats dans la direction négative.	159
Tableau 8.1 : Moyennes et écart-types des rapports des facteurs de réduction de la capacité des différentes approches de calcul.	184

INTRODUCTION

a. Contexte

Depuis les années 1960, des travaux de recherches considérables, ainsi que des enseignements tirés des précédents tremblements de terre, ont conduit à une meilleure compréhension du comportement sismique des voiles en béton armé. Parmi les premières observations concernant la performance sismique des voiles en béton armé sont ceux rapportées, après le séisme Chilien de 1960, par le PCA (« Portland Cement Association ») [1], où l'efficacité des voiles à réduire les dommages structurels a été notée. FINTEL [2] a indiqué que les voiles correctement conçues pourraient être utilisés efficacement comme système résistant primaire pour les bâtiments multi-étages face aux sollicitations latérales comme le vent ou le séisme. Les systèmes structuraux à voiles ont également été reconnus comme une alternative favorable par rapport aux systèmes à portiques auto-stables ductiles du fait que leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé pour la réalisation des nœuds des portiques [3, 4]. À l'heure actuelle, les voiles en béton armé sont fréquemment utilisés comme le composant principal du système résistant aux charges latérales dans les bâtiments en béton armé situés dans des zones sismiques. En effet, l'utilisation du système constructif avec voiles permettent, grâce à leur grande rigidité, de réduire les déplacements latéraux, et donc, d'un part ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux et d'autres part, permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants.

En Algérie, la grande majorité des bâtiments de la zone affectée par le séisme de Boumerdès de 2003 sont constitués de portiques en béton armé avec remplissage en panneaux de maçonnerie. En règle générale, ces bâtiments sont de un à trois étages pour des maisons individuelles et où le rez-de-chaussée est souvent réservé à une activité commerciale ou comme garage ou parking. Ainsi, l'effondrement de ce type de bâtiments était associé à la présence d'étage souple, entre autres anomalies liées à la qualité des matériaux de construction et la qualité de réalisation [5, 6, 7]. Plusieurs contre-mesures ont été initiées par les autorités suite à ce séisme destructeur tel que la révision des lois relatives à la planification urbaines, la révision des règles parasismiques algérienne et l'établissement ou la révision des cartes de micro-zonages sismique [8]. L'une des principaux changements dans les règles parasismiques algériennes [9] a été la limitation en

hauteur du système constructif en portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie, et par conséquent, promouvoir l'utilisation du système constructif à voiles pour résister aux sollicitations sismiques, et ceux même pour les bâtiments de faible hauteur, conduisant parfois à l'utilisation de voiles courts.

Les voiles courts sont généralement attribués à un comportement dominé par le cisaillement ou bien à la limite, la composante de déformation en cisaillement est non négligeable, contrairement aux voiles élancés dominés par la flexion où les effets du cisaillement sont secondaires. Le comportement des voiles en cisaillement est souvent attribué dans la littérature à un comportement non ductile et donc non dissipative d'énergie accompagné par une dégradation brusque de la capacité et une rupture fragile. Néanmoins, les progrès dans la compréhension du comportement des éléments en béton armé dominé par le cisaillement sont moins avancés et les chercheurs expriment la complexité du problème du cisaillement qui comprend une série de difficultés liées principalement au schéma réel de transmission des efforts. À l'heure actuelle, les méthodes de dimensionnement à l'effort tranchant ne prennent pas en compte tous les aspects du comportement en cisaillement. Pour les effets de la flexion, le problème peut être abordé avec la simplification habituelle en béton armé consistant à négliger la résistance en traction du béton, cette simplification ne peut être réaliste pour les sollicitations tangentes, comme en témoigne certains règlements de construction qui autorisent des voiles sans armatures horizontales, en dessous d'un certain niveau de sollicitation tangente.

D'autre part, les voiles peuvent avoir, pour des raisons fonctionnelles, des ouvertures comme les fenêtres et les portes par exemple. La taille et l'emplacement de ces ouvertures affectent le comportement du voile en changeant son mécanisme de transfert de force, en réduisant sa rigidité et sa capacité de résistance en flexion et/ou en cisaillement, et en changeant aussi sa ductilité. Une ouverture dans le voile peut aussi déplacer la zone de formation de la rotule plastique. De ces faits, le comportement d'un bâtiment comportant des voiles avec ouvertures pourra donc être complètement différent par rapport au cas des voiles pleins. PARK et PAULAY [10] considèrent que les voiles avec ouvertures peuvent être classés comme des éléments irrationnels qui défient les solutions classiques de la mécanique des structures, et où seuls des études expérimentales ou des analyses avancées par la méthode des éléments finis peuvent divulguer leur comportement.

Depuis plusieurs décennies, de nombreuses études expérimentales sur le comportement des voiles en béton armé ont été effectuées dans le monde. Les chercheurs japonais et américains, et par la suite à travers des projets de coopération, ont été les

premiers à étudier expérimentalement le comportement des voiles en béton armé sous charges latérales. Un nombre considérable de travaux expérimentaux ont été conduits sur des voiles pleines en béton armé peut être trouvé dans la littérature. En revanche, les études expérimentales sur des voiles avec ouvertures sont peu nombreuses, surtout pour le cas des voiles courts.

La modélisation numérique du comportement non-linéaire des voiles en béton armé est plus difficile en comparaison à celui des éléments linéaires de type poteau et poutre puisqu'il dépend, entre autres, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles et de leur élancement. Cette modélisation devient encore plus complexe pour les voiles courts à comportement dominé par le cisaillement. Des progrès considérables ont été réalisés, depuis les années 1960, dans le domaine de la modélisation des éléments en béton armé, y compris les voiles. Le développement rapide dans la technologie de l'informatique et le calcul à permis aux chercheurs de mettre au point des modèles sophistiqués qui peuvent expliquer plusieurs phénomènes dans le comportement des voiles en béton armé qui étaient ignorés en raison de la complexité de leur modélisation.

b. Objectifs

Ce travail s'est tracé comme objectif de contribuer à une meilleure compréhension du comportement des voiles multi-étages avec ouvertures et à comportement dominé par le cisaillement, et l'influence de la taille et l'emplacement des ouvertures sur le comportement en cisaillement des voiles, notamment sur la capacité en cisaillement ainsi que la distribution des fissures et des dommages. Afin d'atteindre cet objectif, les tâches suivantes ont été réalisées :

- Étude bibliographique : Revue des différents aspects du comportement et du dimensionnement des voiles en béton armé pleines et avec ouvertures ainsi que la revue des techniques de modélisation de leur comportement non-linéaire.
- Étude expérimentale : Le programme expérimental comprenait la conception et la réalisation des essais sous chargement latéral quasi-statique cyclique réversible de cinq spécimens de voiles multi-étages en béton armé avec ouvertures et ceux afin d'appréhender le mécanisme de transfert de force ainsi que l'influence de la taille et l'emplacement des ouvertures sur leur comportement. L'évaluation du comportement expérimentale s'est basée principalement sur les courbes d'hystérésis charge latérale-angle de dérive, la distribution des fissures et dommages, ainsi que la plastification des armatures de renforcement.

- Étude analytique : La confrontation des pratiques de dimensionnement réglementaire vis-à-vis de l'effort tranchant des voiles pleins et avec ouvertures aux résultats expérimentaux.
- Étude numérique : Proposition d'un modèle numérique en éléments finis capable de simuler le comportement expérimental observé des spécimens de voile testés en tenant compte des aspects du cisaillement. Le modèle numérique proposé était ensuite utilisé pour conduire une étude paramétrique afin d'appréhender l'influence de la taille et la position des ouvertures dans les voiles sur les facteurs de réduction de la capacité en cisaillement.
- Conclusions : La dernière tâche consistait en un résumé des principaux aspects du programme de recherche et les conclusions tirées des différentes études expérimentales, analytiques et numériques réalisées.

c. Organisation de la thèse

Nous nous proposons donc de décomposer la restitution de nos études comme suit :

Le premier chapitre présente un aperçu général sur le comportement des voiles en béton armé, et la revue des différents travaux de recherche expérimentaux antérieurs réalisés sur des voiles en béton armé avec ouvertures sous sollicitations latérales. Les principes de dimensionnement au cisaillement des voiles sont aussi présentés.

Le deuxième chapitre expose l'état d'art sur les avancées et les défis impliqués pour la modélisation du comportement non-linéaire des voiles en béton armé.

Dans le troisième chapitre, le programme des essais de chargement sur des spécimens de voiles avec ouvertures est présenté en considérant la configuration et les détails de ferrailage des spécimens, le dispositif expérimental, le protocole de chargement ainsi que l'instrumentation de mesure utilisée.

Dans le quatrième chapitre, l'analyse détaillée des différents résultats expérimentaux décrivant le comportement des voiles testés est examinée. Les constatations sur l'évolution et la distribution de la fissuration et de l'endommagement, la plastification des armatures, ainsi que l'ouverture des fissures en fonction du chargement latérale sont présentés pour chaque spécimen.

L'objet du cinquième chapitre est d'identifier et de classer les différents modes de rupture des voiles testés. Les modes de rupture sont identifiés en faisant la liaison entre ces modes de rupture et la distribution des dommages locaux correspondant au point de capacité, notamment, la distribution des fissures et leur ouverture ainsi que la distribution

de la plastification des armatures horizontales dans les poutres et les panneaux de voiles.

Dans le sixième chapitre nous présentons une évaluation des pratiques de dimensionnement à l'effort tranchant des voiles pleins et avec ouvertures par la confrontation de ces pratiques aux résultats expérimentaux. Pour les voiles avec ouvertures, on présente surtout les méthodes d'évaluation de la capacité en cisaillement basée sur le concept du facteur de réduction.

Le septième chapitre s'attache à la simulation numérique du comportement non-linéaire des spécimens de voile testés par la méthode des éléments finis, et ceux par la construction d'un modèle bidimensionnel capable de tenir compte des aspects du comportement en cisaillement.

Dans le huitième chapitre, le modèle numérique proposé est utilisé pour conduire une étude paramétrique afin d'appréhender l'influence de la taille et la position des ouvertures sur les facteurs de réduction de la capacité en cisaillement. Un total de 46 modèles de voiles avec différentes tailles et positions des ouvertures a été construits et analysés. Deux approches de calcul pour les facteurs de réduction de la capacité en cisaillement ont été évaluées et comparées avec les facteurs de réduction issus du calcul numérique.

CHAPITRE 1 :

COMPORTEMENT ET DIMENSIONNEMENT EN CISAILLEMENT DES VOILES EN BÉTON ARMÉ PLEINS ET AVEC OUVERTURES

1.1. Introduction

Dans le présent chapitre, on présente une revue bibliographique sur le comportement des voiles en béton armé sous charge latérale ainsi que les principes de dimensionnement en cisaillement des voiles en béton armé pleins et avec ouvertures. En premier lieu, un aperçu général sur le comportement des voiles en béton armé est donné, suivi par la revue des différents travaux de recherche expérimentaux antérieurs réalisés sur des voiles avec ouvertures. Cette revue propose aussi d'exposer les principaux paramètres contribuant à la résistance au cisaillement des voiles en béton armé ainsi que les principes de leur dimensionnement au cisaillement. Vu la similitude du comportement des voiles avec des poutres, il est souvent admis que les méthodes développées pour le dimensionnement de ces dernières sont aussi utilisées pour les voiles.

1.2. Classification des voiles

Les voiles en béton armé sont généralement classés selon leur élancement (ou rapport d'aspect), définie comme le rapport de la hauteur H sur la largeur L du voile. Selon cette définition, on distingue deux catégories : voiles courts et voiles élancés. Généralement, les voiles avec un élancement inférieur à 1,0 sont considérés comme voiles courts et ceux avec un élancement supérieur à 3,0 sont considérés comme voiles élancés [11, 12]. Les voiles avec un rapport d'aspect entre 1,0 et 3,0 sont considérés comme un cas intermédiaire. Cependant, il n'y pas une définition unique pour ces bornes ; l'ATC 40 [13] par exemple définit un voile comme élancé lorsque son rapport hauteur/longueur est supérieur ou égale à 4,0, et définit un voile comme court si son rapport hauteur/longueur est inférieur ou égale à 2,0. DAVIDOVICI et al. [14] définissent la borne de hauteur/longueur égale à 1,5 comme limite entre voiles courts et élancés. La classification des voiles selon leur élancement et une classification grossière qui sert, en fait, à donner une idée générale sur le type de comportement probable et le mode de rupture attendu. Les voiles courts sont

généralement attribués à un comportement dominé par le cisaillement. En revanche, les voiles élancés sont dominés par un comportement flexionnel où les effets du cisaillement sont généralement secondaires. Les voiles de classe intermédiaire tendent à avoir un comportement combiné du cisaillement et de la flexion. Le comportement des voiles en cisaillement est souvent attribué dans la littérature à un comportement non ductile et donc non dissipative d'énergie accompagné par une dégradation brusque de la capacité et un mode de rupture fragile [15, 16]. PARK et PAULAY [10] considèrent que le nom « shear walls », souvent utilisé dans la littérature anglophone, n'est pas adéquat pour tous les types de voiles, puisqu'il fait allusion à un comportement conditionné par le cisaillement. Cette appellation est adéquate pour les voiles courts, alors que le nom « murs structuraux » (« structural walls ») devrait être utilisé en général.

Les voiles peuvent aussi être classés par la forme de leur section transversale (voile rectangulaire, voile en forme de I, T, U ou L) comme montré sur la Figure 1.1. Beaucoup de travaux de recherche ont été menés sur ces types de voile et leur comportement est bien assimilé en comparaison avec les voiles en forme de T, U ou L dont le comportement est plus compliqué. De plus, les voiles rectangulaires ou en forme de I sont souvent préférés puisque leurs méthodes de dimensionnements sont plus faciles.



Figure 1.1 : Classification des voiles par section transversal.

1.3. Modes de rupture des voiles pleins

Le comportement d'un voile élancé est assimilable à celui d'une console et ne présente pas de difficulté pour évaluer la résistance à la flexion par les méthodes classiques. Les principaux modes de rupture des voiles pleins élancés sont représentés sur la Figure 1.2. La rupture en flexion par plastification en traction des armatures verticales (a1) est le mode de rupture usuel lorsque la flexion est prépondérante et que l'effort normal est faible. La rupture en flexion par écrasement du béton (a2) apparaît pour des voiles assez fortement sollicités et armés en flexion. Le mode de ruine (a3) concerne les voiles

faiblement armés en flexion, surtout si les armatures verticales sont uniformément réparties sur toute la section et non pas concentrées aux extrémités. Dans ce dernier cas, la ductilité et la capacité de dissipation d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

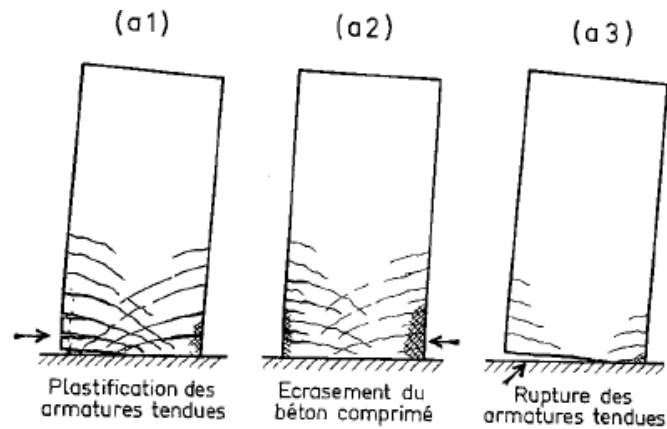


Figure 1.2 : Modes de rupture des voiles élancés [14].

Les deux modes de rupture représentés sur la Figure 1.3 apparaissent quand le cisaillement devient prépondérant. Ces deux modes de rupture peuvent être attribués aux voiles à élancement intermédiaire. Rupture en flexion/cisaillement par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures horizontales (b1), et rupture par écrasement dans le béton de l'âme (b2).

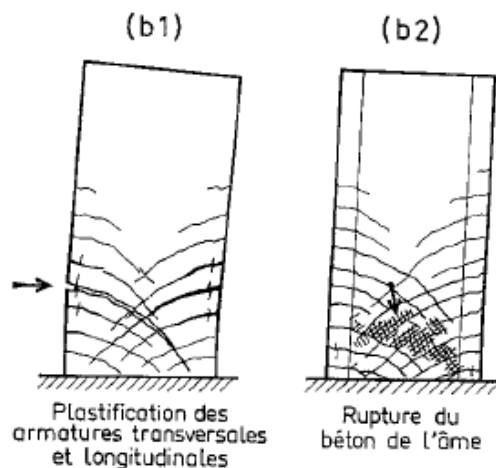
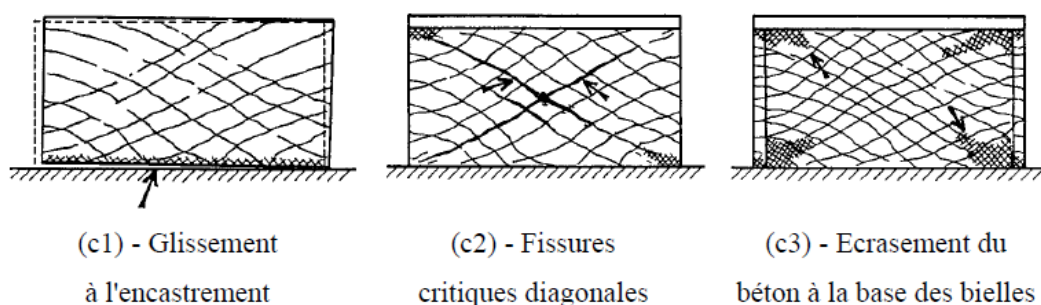


Figure 1.3 : Modes de rupture des voiles intermédiaires [14].

Dans le cas des voiles pleins courts, le comportement en cisaillement est généralement prépondérant par rapport à celui de la flexion. Les principaux mécanismes de rupture des voiles courts sont représentés sur la Figure 1.4. La rupture par glissement à

l'encastrement (« shear sliding failure ») (c1) est obtenue par plastification progressive des armatures verticales sous l'action de la flexion et du cisaillement ou par insuffisance d'armatures verticales reparties. Ce mode de rupture est caractérisé par une fissure horizontale située à la base de mur dont les lèvres glissent l'une par rapport à l'autre. La rupture par cisaillement avec plastification (éventuellement rupture) des armatures le long de fissures diagonales (« shear failure »), ce mode de rupture pourra être accompagné par une large ouverture des fissures diagonales due à la plastification excessive des armatures (« shear/tension failure ») ou bien aussi accompagné par un glissement entre les lèvres des fissures diagonales (« shear sliding failure ») (c2). Le mode de rupture (c3) est un cas où la rupture est due au cisaillement dans le béton du panneau de voile (l'âme du voile) qui se produit par un écrasement du béton aux extrémités des bielles diagonales qui transmettent les efforts de compression aux coins du voiles (« shear/compression failure ») (c3). Ce mode de rupture est souvent observé pour les voiles avec poteaux de rive rigides.



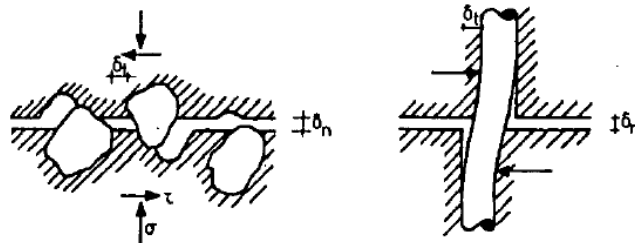
Cependant, et surtout pour les voiles intermédiaires, il n'est pas évident de séparer le comportement en flexion de celui en cisaillement. Selon des données expérimentales plus récentes [17, 18], l'interaction entre flexion et cisaillement existe même pour des voiles relativement élancés (avec un élancement de 3 à 4), dans lesquels les déformations de cisaillement contribuent de 10% à 30% dans le déplacement latéral. Dans la suite, nous allons nous intéresser aux cas des voiles à comportement en cisaillement, et plus particulièrement aux cas des voiles comportant des ouvertures telles que des portes ou des fenêtres.

1.4. Paramètres contribuant à la résistance des voiles au cisaillement

Les paramètres couramment admis contribuant à la résistance au cisaillement d'un élément en béton armé peuvent être classés comme suit :

1. La résistance du béton non fissuré ;
2. La capacité du béton fissuré à transmettre des contraintes de traction par adoucissement (« tension stiffening ») ;
3. Le glissement et l'effet d'engrènement entre les lèvres des fissures (Figure 1.5(a)) ;
4. La présence d'armatures transversales qui empêchent l'ouverture des fissures ;
5. La résistance de l'acier longitudinal au cisaillement (effet de goujon) (Figure 1.5(b)).

L'effet d'engrènement (« aggregate interlock ») est dû au fait que les deux lèvres d'une fissure dans le béton ne sont pas parfaitement planes (Figure 1.5(a)). Lorsqu'il y a glissement relatif, des forces de contact entre agrégats apparaissent, résistant au cisaillement de la fissure. Plus particulièrement, le glissement engendre une contrainte de cisaillement parallèle à la fissure et opposée au mouvement ainsi qu'une contrainte normale qui tend à ouvrir la fissure. Ces contraintes sont inversement proportionnelles à l'ouverture de la fissure.



(a) effet d'engrènement dans la surface de fissures (b) effet de goujon

Figure 1.5 : Interactions à l'interface de fissure [19].

L'effet de goujon (« dowel effect ») est un phénomène assez complexe où intervient, en plus du cisaillement de l'acier, l'interaction avec le béton et les armatures transversales (Figure 1.5(b)). Il apparaît lorsqu'une fissure est traversée par le ferrailage : le glissement entre les lèvres des fissures est gêné par le ferrailage qui travaille en flexion et en tension. De plus, il exerce sur le béton avoisinant des efforts de compression très élevés qui peuvent induire son écrasement.

1.5. Problématique du comportement des voiles avec ouvertures

Les voiles peuvent avoir, pour des raisons fonctionnelles, des ouvertures comme les fenêtres et les portes par exemple. La taille et l'emplacement de ces ouvertures affectent le comportement du voile en changeant son mécanisme de transfert de force, en réduisant sa

rigidité et sa capacité de résistance en flexion et/ou en cisaillement, et en changeant aussi sa ductilité. Une ouverture dans le voile peut aussi déplacer la zone de formation de la rotule plastique. Par exemple, pour un voile de bâtiment qui est plein au premier niveau et comporte une ouverture au deuxième niveau, la rotule plastique peut se développer au deuxième niveau au lieu de la base du voile en fonction des capacités relatives des deux sections et l'importance du moment sollicitant chaque section. Dans de tels cas, la section critique doit être bien identifiée et proprement dimensionnée. De ces faits, le comportement d'un bâtiment comportant des voiles avec ouvertures pourra donc être complètement différent par rapport au cas des voiles pleins. PARK et PAULAY [10] considèrent que les voiles avec ouvertures peuvent être classés comme des éléments irrationnels qui défient les solutions classiques de la mécanique des structures, où seuls des études expérimentales ou des analyses numériques avancées peuvent divulguer leur comportement.

1.6. Travaux expérimentaux antérieurs sur les voiles avec ouvertures

Depuis plusieurs décennies, de nombreuses études expérimentales sur le comportement des voiles en béton armé ont été effectuées dans le monde. Des essais sur des éléments de structures ainsi que sur des structures complètes de géométries différentes ont été réalisés. En raison de leurs coûts et de la difficulté de leur réalisation, les essais sur des structures complètes représentatives d'un bâtiment à plusieurs étages sont plus rares. Ils sont toutefois très utiles puisqu'ils permettent d'une part, d'intégrer le comportement d'un élément isolé dans le comportement de l'ensemble structurel et d'autre part de valider la conception dans des conditions plus proches de la réalité. Il existe deux grandes familles d'essais pour l'analyse des structures : l'analyse sous chargement dynamique (les essais sur table vibrante ou les essais pseudo-dynamiques), et l'analyse sous chargement statique (monotone ou cyclique). Les essais sur table vibrante permettent de solliciter des modèles, souvent réduits, de structure par une excitation sismique. Les essais pseudo-dynamiques et statiques peuvent s'appliquer à des structures ou des éléments de structures de taille plus importante, mais l'effet de vitesse sur le comportement n'est pas pris explicitement en compte.

Les chercheurs Japonais et Américains, et par la suite à travers des projets de coopération, ont été les premiers à étudier expérimentalement le comportement des voiles en béton armé sous charges latérales. Un nombre considérable de travaux expérimentaux

menés sur des voiles pleins en béton armé peut être trouvé dans la littérature. En revanche, les études expérimentales sur des voiles avec ouvertures sont peu nombreuses. Les premiers travaux cités dans la littérature sur les voiles avec ouvertures sont ceux de TANABASHI [20], BAN [21] et BENJAMIN et WILLIAMS [22] qui ont examiné l'effet de la présence d'ouvertures sur le comportement élastique et inélastique des voiles en béton armé. BENJAMIN et WILLIAMS [22] ont rapporté le problème de concentration des contraintes autour des coins des ouvertures. YAMADA et al. [23] et SEYA et MATSUI [24] ont conduit des travaux expérimentaux sur des voiles avec différentes configurations d'ouvertures sous chargement latérale monotone afin d'étudier leur comportement inélastique. Un aperçu sur certains travaux de recherche expérimentaux sur le comportement des voiles avec ouvertures sous charges latérales est présenté dans les paragraphes qui suivent.

1.6.1. BENJAMIN et WILLIAMS (1958)

BENJAMIN et WILLIAMS [22] ont conduit une étude expérimentale sur des voiles à un seul niveau avec des ouvertures de type fenêtre et porte. Les voiles testés étaient construits avec des poteaux de rive et étaient testés sous chargement monotone jusqu'à la rupture. Le mode primaire de rupture observé était la rupture par cisaillement du panneau de voile. Une des conclusions de cette étude était que les armatures diagonales placées aux coins des ouvertures contrôlent efficacement l'ouverture des fissures. Les auteurs ont aussi déterminé que la capacité en cisaillement des voiles avec ouvertures peut être déterminée par sommation des capacités des deux sections transversales des trumeaux de part et d'autre de l'ouverture.

1.6.2. SHIU et al., 1981

La première étude dans la littérature sur le comportement des voiles avec ouvertures sous charge dynamique est celle réalisée par SHIU et al. [27]. Il s'agissait en fait de la troisième partie d'un projet de recherche mené par le laboratoire de structure de « Portland Cement Association (PCA) » [25, 26, 27] sur une totalité de 16 spécimens à échelle réduite à 1/3 qui ont été testés sous différentes conditions de chargement statique et dynamique. Les résultats de ces tests ont été utilisés pour formuler la section 11.16 du code américain ACI 318-71 [28] sur le dimensionnement et les dispositions spéciales pour les voiles en béton armé.

La troisième partie de ce projet [27] a été consacrée à l'étude de l'effet des ouvertures centrées dans un voile en béton armé sur ces capacités en force et en déplacement, et de vérifier une pratique de dimensionnement et d'arrangement des armatures pour les voiles avec ouvertures centrées qui consistait à placer le ferrailage vertical interrompu par la présence d'une ouverture aux deux extrémités verticales de l'ouverture. Ainsi, deux voiles, dont l'un avec des ouvertures, ont été testés sur table vibrante sous deux sollicitations sismiques différentes. Les deux voiles avaient une hauteur de 5,5 m, une largeur de 1,9 m et une épaisseur uniforme sur toute la largeur du voile de 102 mm. Des ouvertures de type fenêtre ont été réalisées au centre du voile avec des dimensions de 317 mm de largeur et 457 mm de hauteur (Figure 1.6).

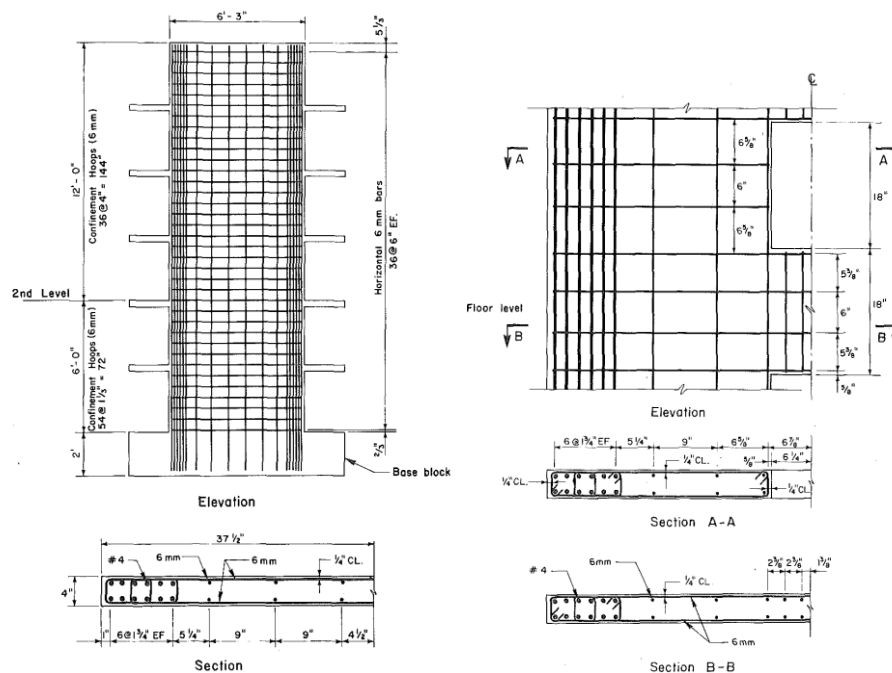


Figure 1.6 : Détail de ferrailage des spécimens testés par SHUI et al.[27].

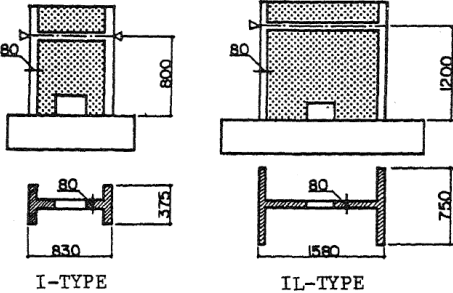
Ce travail a permis aux auteurs de conclure que [29] :

1. Les linteaux assuraient un bon couplage des deux trumeaux, même en absence d'armatures diagonales, car aucune plastification d'armature n'a été signalée au niveau des linteaux même après plastification des armatures verticales dans les trumeaux ;
2. La pratique de dimensionnement utilisée pour les voiles avec ouvertures qui consiste à mettre le ferrailage vertical interrompu par la présence d'une ouverture

aux deux extrémités autour de l'ouverture semble bien fonctionnée et il n'est pas nécessaire de placer des éléments de rive confinés.

1.6.3. UMEMURA et al. (1980)

UMEMURA et al. [30] ont traité le cas des voiles en béton armé destinés pour les bâtiments des centrales nucléaires et comportant de petites ouvertures pour les conduites. Plusieurs voiles à un seul niveau à différentes configurations géométriques pour les ouvertures et différentes dispositions d'armatures autour de ces ouvertures ont été testés sous chargement latérale monotone. La Figure 1.7 montre les deux formes géométriques étudiées ainsi que les différentes formes et position des ouvertures et leur ferrailage de renfort associés. Ce travail leur a permis de conclure que les armatures de renforcement autour des ouvertures permettaient non seulement d'augmenter la capacité en cisaillement mais aussi la capacité en déformation du panneau de voile avec ouvertures. Ces armatures participaient aussi dans l'amélioration du comportement des voiles avec ouvertures excentrées.











Specimen	Forme	Surface ouvertures	Ferrailage d'ouvertures
I-1			
I-2		600 cm ²	H D13 V 2-D10
I-3		600 cm ²	H D13 V 2-D10
I-4		514 cm ²	2-D13
IL-1			
IL-2		1820 cm ²	H D16 V D16 D 4-D6
IL-3		1530 cm ²	D ^{D16}
IL-4		2153 cm ²	H D13 V D13 D D13

Figure 1.7 : Voiles avec ouvertures testés par UMEMURA et al. (1980) [30].

1.6.4. ADACHI et al. (1981)

ADACHI et al. [31] ont conduit une investigation expérimentale sur l'effet des ouvertures de type fenêtre sur le comportement des voiles multi-étages. Des voiles à trois étages avec poteaux de rive ont été testés sous chargement cyclique. Quatre spécimens ont été construits : un spécimen sans ouvertures et trois spécimens avec des ouvertures centrées de différentes tailles. Les auteurs ont conclu que plus la taille de l'ouverture

augmente plus la capacité diminue, la ductilité augmente et le taux de dégradation augmente avec l'augmentation de la charge cyclique. De plus, le spécimen avec grandes ouvertures tendait à se comporter comme un portique plutôt que comme une console verticale. Le mode de rupture de trois de ces spécimens était par écrasement du béton dans l'âme du voile, quant au spécimen de voile avec grandes ouvertures, son mode de rupture était par cisaillement du linteau du deuxième niveau.

1.6.5. LIN et KUO (1988)

LIN et KUO [32] ont conduit une série de test sur 12 spécimens de voiles réduit à une échelle de 2/3 et à un étage sous charge monotone et cyclique jusqu'à rupture. Les variables expérimentales étaient la taille et la forme géométrique des ouvertures ainsi que les armatures de renforcement autour de ces ouvertures (Figure 1.8). Les dimensions géométriques des poteaux de rive et du panneau de voile ainsi que leur ferrailage étaient similaires pour tous les spécimens (Figure 1.9). Lorsque le ferrailage de renforcement était interrompu par l'ouverture, différentes configurations et quantités de ferrailage étaient disposées afin de vérifier leurs performances.

Pour les deux spécimens sans ouverture, l'apparition des fissures a commencée à la base du voile à l'interface entre le panneau du voile et les poteaux de rive, alors que pour les spécimens avec ouverture, les fissures ont commencé à apparaître aux coins de l'ouverture, et ceux pour un niveau de charge moins important que pour les voiles sans ouverture. Avec l'augmentation de la charge, des fissures de cisaillement orientées à 45° sont apparus et se sont propagées davantage dans le panneau du voile, sauf pour le voile rectangulaire sans poteaux de rive où le comportement été dominé par la flexion. Pour les voiles avec ouvertures rectangulaires, les auteurs ont conclu que l'orientation de l'ouverture n'a pas une grande influence sur la capacité en cisaillement mais plutôt sur le mode de rupture seulement. Ils ont conclu aussi que la ductilité et la capacité en cisaillement des voiles avec ouvertures sont fortement influencées par le ferrailage autour de l'ouverture. De plus, les auteurs ont signalé l'importance des armatures diagonales afin d'assurer une grande capacité en cisaillement.

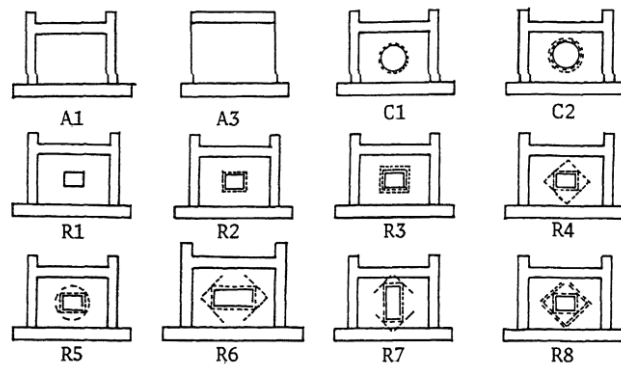


Figure 1.8 : Configuration des voiles testés par LIN et KUO (1988) [32].

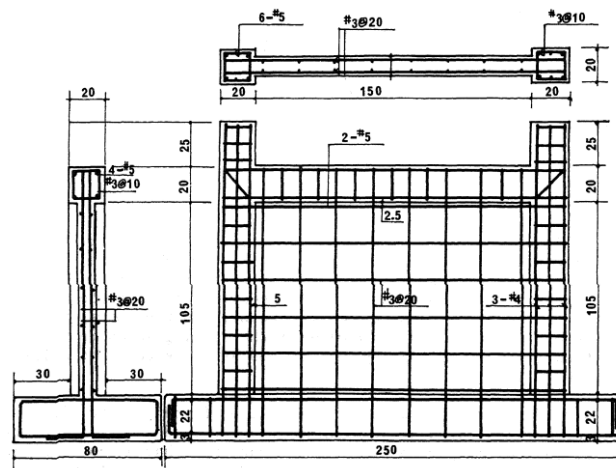


Figure 1.9 : Dimensions et ferrailage du spécimen A1 (LIN et KUO, 1988) [32].

1.6.6. YANEZ et al. (1991)

L'étude menée par YANEZ et al. [33] traite le comportement sismique des voiles en béton armé avec des ouvertures à disposition régulières et irrégulières. Six voiles ont été testés sous chargement cyclique réversible contrôlé en déplacement. Cependant, aucune charge verticale n'a été appliquée (Figure 1.10). Le spécimen S1 sans ouvertures, et les spécimens S2 à S6 avec différentes taille et emplacement des ouvertures (Figure 1.11). Les dimensions des spécimens étaient 2,0 m de largeur, 2,3 m de hauteur et 120 mm d'épaisseur, résultant en un rapport hauteur/longueur de 1,15. Le pourcentage du ferrailage vertical était maintenu constant à 0,5% pour tous les spécimens.

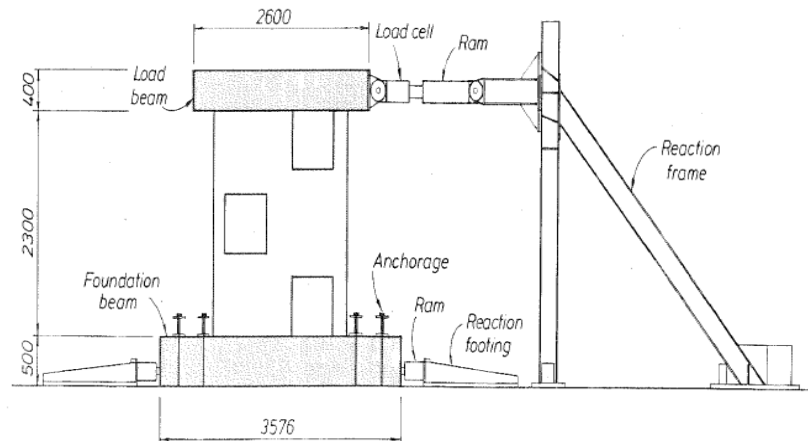


Figure 1.10 : Dispositif expérimental (YANEZ et al., 1991) [33].

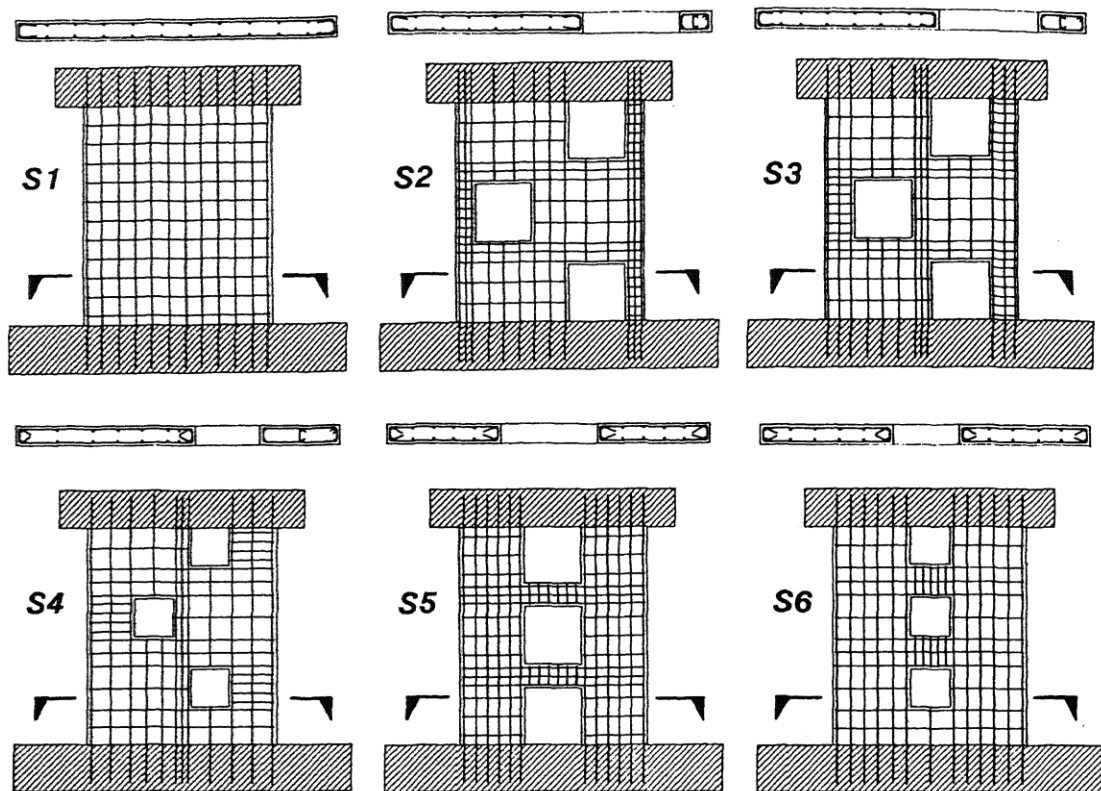


Figure 1.11 : Voiles avec ouvertures testés par YANEZ et al. (1991) [33].

Les trois spécimens S2, S3 et S4 avec ouvertures opposées ont été dimensionnés par des modèles de bielles-et-tirants équivalents (« strut and tie models »). Les résultats des tests ont montré que ces modèles sous estimaient les capacités latérales jusqu'à un rapport d'environ 1,6. Cette différence a été attribuée à l'écroutissement de l'acier et le fait que les modèles utilisés supposaient des appuis doubles à la base, alors qu'en réalité un petit glissement entre la fondation des spécimens et la dalle d'essai a été constaté. Tous les spécimens ont montré un comportement ductile pour un angle de dérive d'au moins 2,0%,

correspondant à une ductilité en déplacement d'environ 5 à 6. La Figure 1.12 présente les courbes d'hystérésis des spécimens S1 et S2. Les voiles se sont rompues par rupture des armatures verticales des extrémités tendues et écrasement du béton comprimé à la base des voiles. Le flambement des armatures verticales des extrémités comprimées s'est produit avant que les spécimens atteignent l'angle de dérive maximale pour une ductilité en déplacement d'environ 3 à 5, mais avec peu d'effet sur la capacité. Il a été constaté que la superposition de deux mécanismes de modèles bielles-et-tirants équivalents pour chaque direction du chargement latérale était valable.

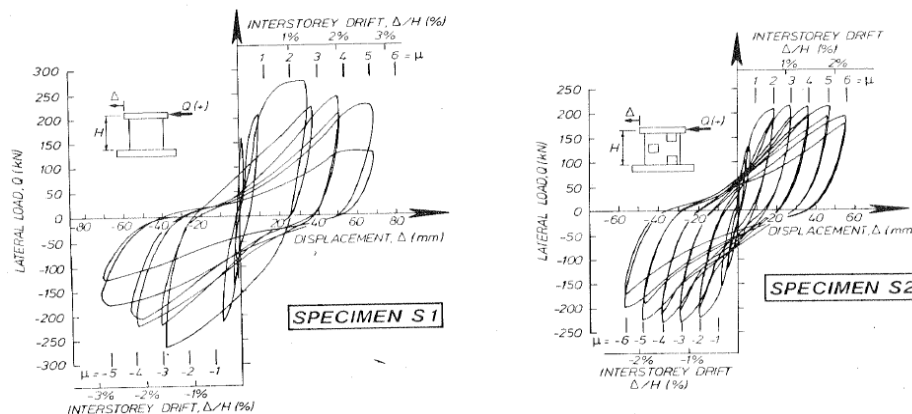


Figure 1.12 : Relation expérimentale charge latérale-déplacement latérale des spécimens S1 et S2 (YANEZ et al, 1991) [33].

La distribution des fissures dans les voiles indiquait que le cisaillement est porté par les bielles diagonales de compression comme supposé par les modèles bielles-et-tirants. Il a été conclu que la disposition des ouvertures n'a pas un effet significatif sur le comportement sismique des voiles, surtout pour des ouvertures de petite taille. Ce travail a montré aussi que l'utilisation des modèles bielles-et-tirants peut être un outil efficace pour le dimensionnement des voiles courts, dont le comportement est dominé par le cisaillement.

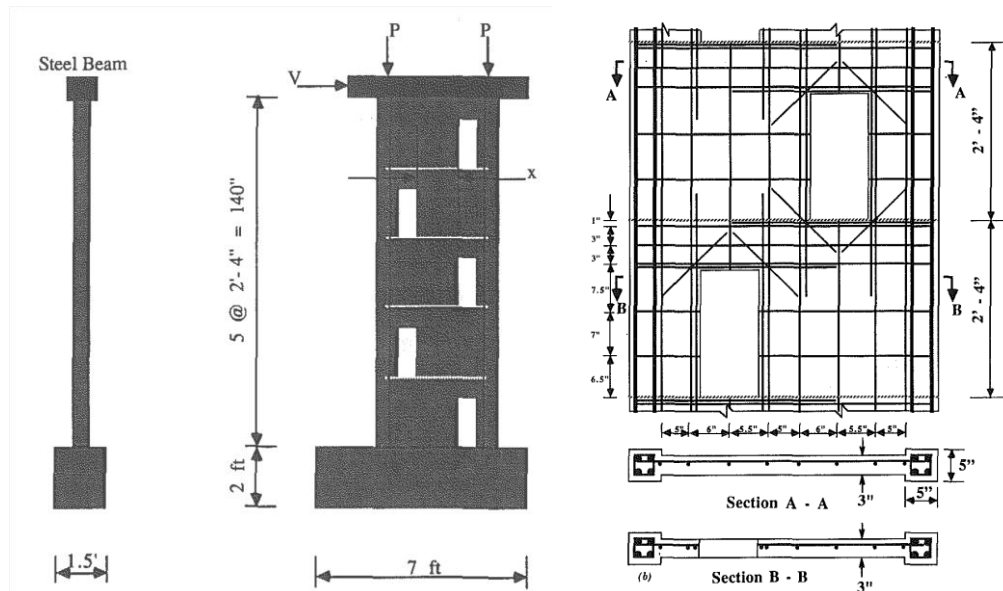
1.6.7. ALI et WIGHT (1991)

ALI et WIGHT [34] ont mené une étude expérimentale sur des voiles avec ouvertures opposées de type porte. Quatre spécimens faiblement armés de cinq niveaux ont été construits avec un facteur d'échelle de 1/5. Les dimensions des spécimens étaient 1,22 m de largeur, 3,56 m de hauteur, résultant en un rapport d'aspect hauteur/longueur de 2,9 (Figure 1.13(a)). Les poteaux de rive avaient une section carrée de 127 mm×127 mm renforcés par quatre barres d'armature de diamètre 12 mm. L'épaisseur du panneau du

voile était de 76 mm avec une seule nappe d'armatures de diamètre 6,4 mm espacées de 19 mm (Figure 1.13(b)). Trois de ces spécimens avaient des ouvertures opposées à chaque niveau avec des distances variables entre ces ouvertures. Le quatrième spécimen était construit sans ouvertures afin de comparer le comportement des voiles avec et sans ouvertures. La taille des ouvertures était de 229 mm×508 mm pour tous les spécimens avec ouvertures.

Les voiles testés n'ont pas fait l'objet d'un dimensionnement détaillé. Les dimensions et les armatures ont été plutôt pris du plan de ferrailage d'un bâtiment Chilien typique qui s'est bien comporté suite au séisme majeur du Chili de 1985 [35, 36]. Les armatures transversales dans les poteaux de rive étaient de diamètre 4,8 mm espacées de 63,5 mm, résultant en un pourcentage d'armatures de 0,4%. Des barres d'armature diagonales de diamètre 4,8 mm ont été disposées aux coins des ouvertures afin de contrôler la fissuration.

Les voiles ont été testés sous chargement cyclique réversible avec une force verticale constante égale approximativement à $0,07A_g f_c$ appliquée sur les deux poteaux de rive. Un comportement ductile a été observé jusqu'à un angle de dérive, R , de 1,0%, avec plastification des armatures longitudinales dans les poteaux de rive tendus. Pour $R=1,5\%$, tous les spécimens avec ouvertures ont subi une rupture brusque en cisaillement-compression (« shear-compression failure ») dans le panneau du voile et les poteaux de rive du premier niveau. Cela était accompagné par l'écrasement du béton comprimé et le flambement des armatures longitudinales à la base du poteau de rive comprimé. Aucun endommagement sévère n'a été observé dans les zones entre les ouvertures. Il a été conclu qu'une disposition opposée des ouvertures est préférée par rapport à une disposition alignée au centre. Néanmoins, lorsque ces ouvertures sont très rapprochées aux poteaux de rives, cela réduit l'effet de confinement et peut déclencher une rupture prématurée.



(a) Configuration géométrique des spécimens (b) Détail de ferrailage

Figure 1.13 : Voiles avec ouvertures testés par ALI et WIGHT [34] .

1.6.8. TAYLOR et WALLACE (1995)

Le travail de recherche mené par TAYLOR et WALLACE [37] était axé sur le développement et la vérification expérimentale d'une procédure de dimensionnement des voiles avec ouvertures. En fait, cette procédure de dimensionnement a été développée initialement par WALLACE [38] et vérifiée expérimentalement sur des voiles sans ouvertures par THOMSEN et WALLACE [39]. L'objectif de leur travail était de vérifier expérimentalement que l'utilisation de leur procédure développée, ainsi qu'un modèle en bielles-et-tirants équivalents sont convenables pour le dimensionnement des voiles avec ouvertures afin d'éviter un mode de rupture par cisaillement et d'assurer ainsi un comportement ductile.

Deux spécimens de voiles ont été testés, un spécimen avec une section rectangulaire sans poteaux de rive (BW3-O) et un spécimen avec poteaux de rive (BW1-O) avec un facteur d'échelle de 1/4. Des ouvertures relativement grandes ont été disposées à la base du voile près de l'extrémité. La géométrie des voiles testés été approximativement similaire à ceux testés par THOMSEN et WALLACE [39] et ALI et WIGHT [34] afin d'assurer une comparaison direct entre voiles avec et sans ouvertures. Les voiles testés avaient 3,66 m de hauteur et 1,22 m de longueur et donc un élancement de 3. Chaque spécimen contenait des zones confinées aux extrémités. L'épaisseur du panneau était de 102 mm et la section des poteaux de rive pour le spécimen BW3-O était 127 mm×127 mm. La Figure 1.14 présente les détails de ferrillages de ces deux spécimens. Les spécimens

ont été testés sous chargement cyclique réversible avec une force verticale constante égale à $0,1A_gf_c'$ appliquée sur les deux bords des voiles. La Figure 1.15 schématise le dispositif expérimental.

Les résultats expérimentaux ont montrés que les voiles contenant des ouvertures à la base peuvent manifester un comportement d'hystérésis stable avec une ductilité considérable. L'observation des niveaux de plastification des armatures verticales par les jauges de déformation a permis de conclure que l'hypothèse des sections planes qui restent planes après déformation était valable dans ce cas. De plus, les auteurs ont confirmés l'efficacité des modèles en bielles-et-tirants équivalents pour le dimensionnement des voiles avec ouvertures où les équations réglementaires existantes ne peuvent pas être appliquées directement.

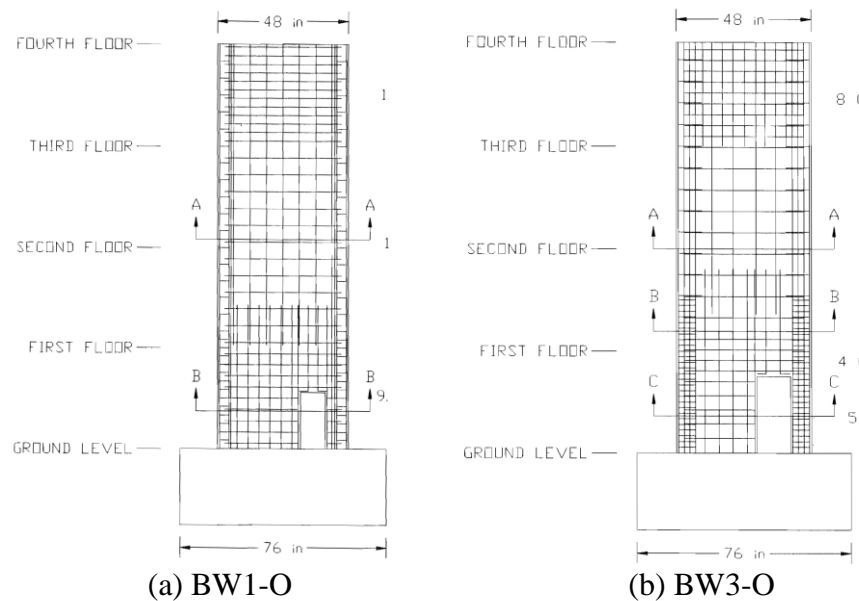


Figure 1.14 : Ferrailage des spécimens testés par TAYLOR et WALLACE [37].

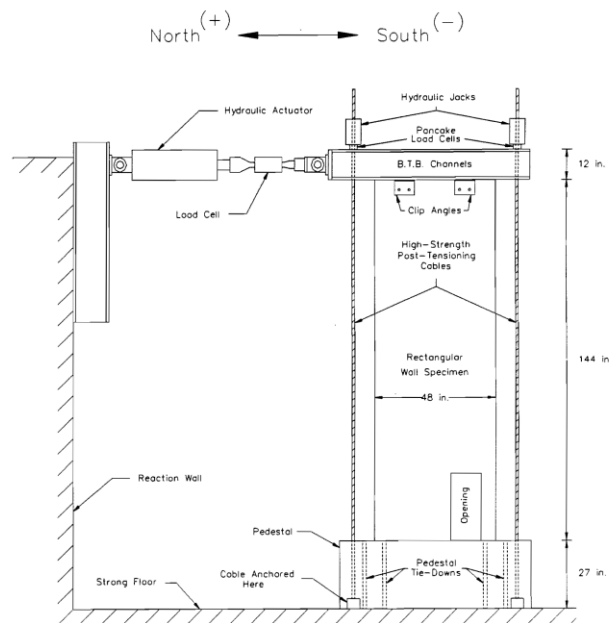


Figure 1.15 : Dispositif expérimental [37].

1.6.9. ONO (1995), ONO et TOKUHINO (1996) et ONO et EZAKI (2000)

Le travail d'ONO [40] et puis de ONO et TOKUHINO [41] qui ont conduit une campagne d'études expérimentales sur des voiles avec ouvertures a permis de valider leur proposition sur une méthode simple pour l'évaluation de la capacité en cisaillement des voiles avec ouvertures basé sur le concept du facteur de réduction [42]. Cette méthode consiste à évaluer la capacité en cisaillement d'un voile avec ouverture en multipliant la capacité en cisaillement de ce voile en le supposant sans ouverture par un facteur de réduction de la capacité qui est fonction de l'ouverture. Cette méthode sera présentée plus en détail plus loin dans ce chapitre (§ 1.7.3). Les auteurs ont conduit des tests sous chargement cyclique sur des voiles à échelle 1/3 ayant plusieurs configurations d'ouvertures. La première campagne d'essai était conduite sur une série de voiles avec une seule ouverture centrée. La taille de l'ouverture était la variable expérimentale principale. La Figure 1.16 illustre la distribution des fissures et la courbe d'hystérésis des voiles testés par ONO [40]. Cette étude a permis de fixer une borne supérieure sur la taille de l'ouverture pour appliquer la méthode du facteur de réduction. L'auteur a conclu que pour les voiles avec ouvertures de petite ou moyenne taille, la méthode proposée peut être efficacement appliquée car le comportement dans ce cas est nettement dominé par le cisaillement. Par contre, elle ne peut être appliquée pour le cas des voiles à grandes ouvertures. Dans ce cas, la contribution de la flexion ne peut être ignorée et le

comportement a tendance à être plus ductile avec une dégradation progressive de la capacité.

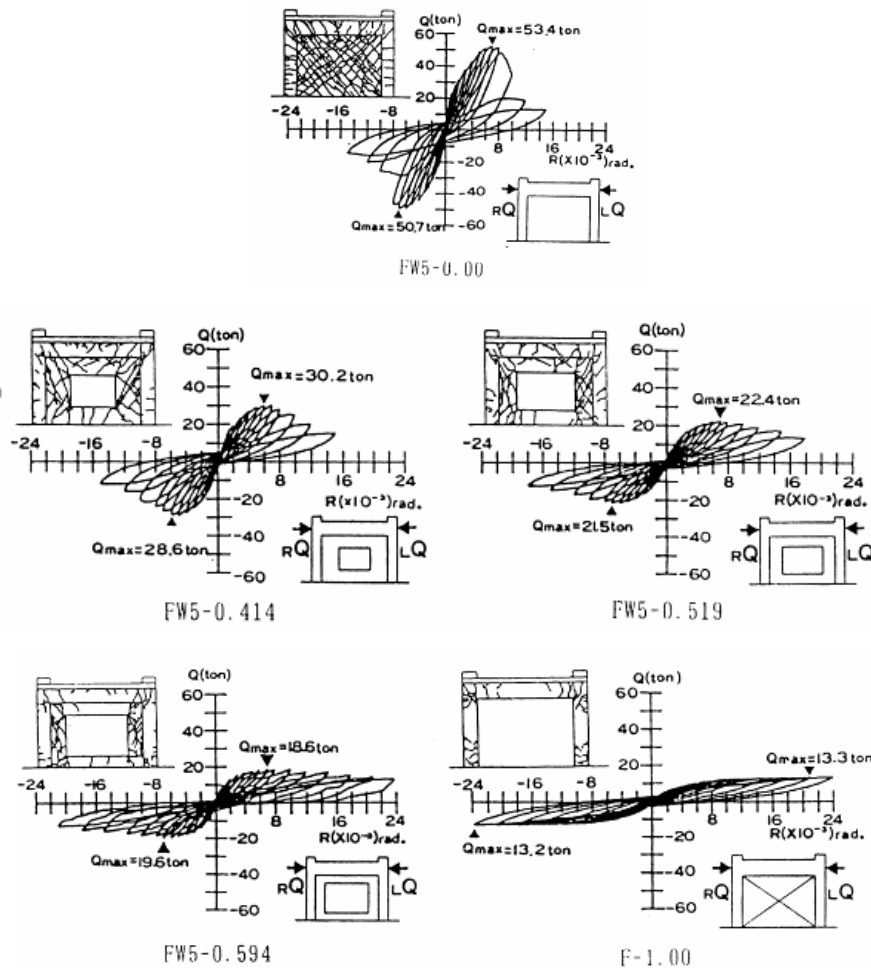


Figure 1.16 : Distribution des fissures et réponse des voiles testés par ONO [40].

La méthode proposée pour des voiles à ouverture centrée étant validée, ONO et TOKUHINO [41] ont conduit par la suite une deuxième campagne d'essai pour valider la méthode du facteur de réduction de la capacité en cisaillement pour le cas des voiles avec ouvertures excentrées et le cas des voiles avec ouvertures multiples. La Figure 1.17 montre la distribution des fissures et la courbe de réponse des voiles testés par ONO et TOKUHINO [41]. Leur étude a permis de conclure que l'angle d'inclinaison des fissures diagonales dans le panneau du voile varie de 45° à 60° selon la position des ouvertures, la forme des ouvertures et l'effet de la force verticale appliquée. De plus, il est difficile de prédire exactement cet angle d'inclinaison selon les caractéristiques des ouvertures.

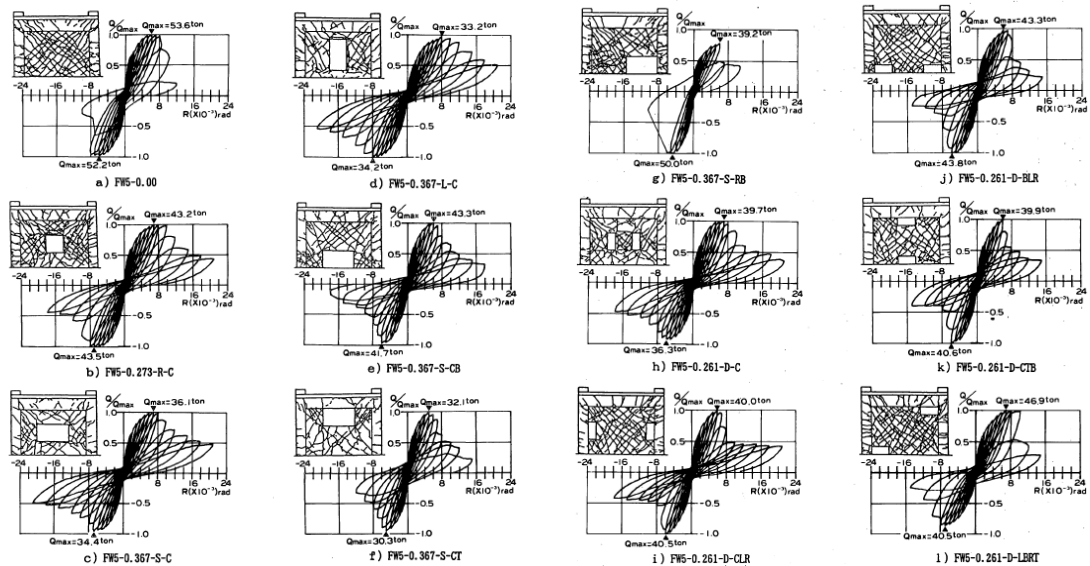


Figure 1.17 : Fissures et réponse des voiles testés par ONO et TOKUHINO [41].

ONO et EZAKI [43] ont étudié expérimentalement les effets de la vitesse de chargement sur le comportement non-linéaire des voiles avec ouvertures. L'objectif principal de leur étude était de préciser les effets de la vitesse de chargement sur la distribution des fissures, les modes de rupture, les courbes d'hystérésis et la capacité des voiles cadrés par des portiques et contenant une ouverture. Le second objectif de cette étude était de vérifier la conformité du facteur de réduction de la capacité proposé par les auteurs pour l'évaluation de la capacité.

Six spécimens avec des ouvertures centrées ont été construits pour cet effet. Les variables expérimentales principales étaient la taille des ouvertures et la vitesse de chargement latéral. Le dispositif expérimental est illustré sur la Figure 1.18. Trois variantes d'ouvertures, deux spécimens pour chaque variante, ont été soumis à un chargement cyclique statique et cyclique dynamique (Figure 1.19(b)). Deux vitesses de chargement ont été adoptées : 0,1 cm/sec pour le chargement statique et 1,0 cm/sec pour le chargement dynamique.

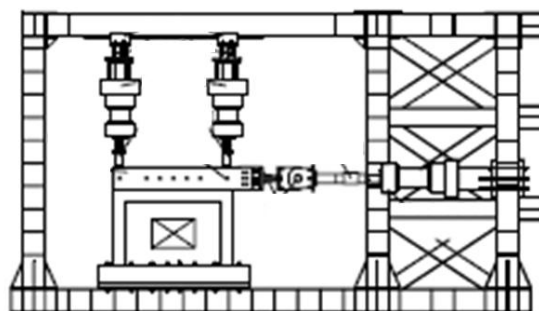


Figure 1.18 : Dispositif expérimental utilisé par ONO et EZAKI [43].

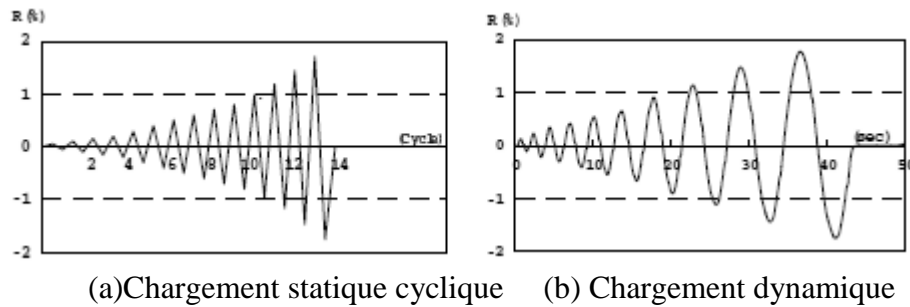


Figure 1.19 : Protocoles de chargement statique et dynamique d'ONO et EZAKI [43].

Les effets de la vitesse de chargement n'ont pas été observés pour l'angle d'inclinaison des fissures diagonales dans l'âme des voiles. Les effets de la vitesse de chargement ont été observés plutôt dans le nombre des fissures et le degré des dommages. Le degré des dommages dans le panneau de voile et les poteaux de rive était plus prononcé sous chargement statique. Sous chargement dynamique, les capacités maximales en chargement positif étaient environ 10 à 20% plus grandes que celles en chargement négative. En outre, les capacités maximales sous chargement négatif étaient presque égales à celles du chargement statique. Les auteurs ont conclu aussi que même sous chargement dynamique leur méthode proposée basé sur le concept d'un facteur de réduction pour estimer la capacité en cisaillement peut être efficacement appliquée.

1.7. Dimensionnement au cisaillement des voiles

1.7.1. Modèles en treillis pour le dimensionnement au cisaillement

Le comportement et les mécanismes de ruines des éléments en béton armé soumis à la flexion pure ont déjà été suffisamment étudiés et bien assimilés. De plus, le comportement d'un élément en béton armé sous flexion pure peut être rationnellement prédit sur la base de la théorie de Bernoulli sous l'hypothèse que les sections planes avant déformation due à la flexion restent planes après déformation. Par conséquent, les codes de calcul béton armé ont souvent le même concept et méthodes en ce qui concerne le dimensionnement à la flexion. Cependant, les progrès dans la compréhension du comportement et des mécanismes de ruine des éléments en béton armé soumis au cisaillement sont moins avancés et les chercheurs expriment la complexité du problème de cisaillement. A l'heure actuelle, les méthodes de dimensionnement au cisaillement ne prennent pas en compte tous les aspects du comportement en cisaillement. En générale, la capacité en cisaillement d'un élément en béton armé est estimée d'une manière plus

conservatrice que la capacité en flexion dans les pratiques de dimensionnement réglementaires

Le cisaillement est généralement supposé repris par une contribution apportée par le béton et l'acier. La contribution apportée par l'acier est calculée à partir du modèle de treillis. Par contre, pour la contribution du béton dans la résistance au cisaillement, il est souvent admis qu'elle comprend tous les autres phénomènes qui contribuent à la résistance autre que celle de l'acier. La contribution du béton est souvent considérée comme un paramètre empirique qui est insensible aux séquences de chargement et à sa magnitude. Cependant, l'augmentation de la déformation ou du nombre de cycles de chargement diminue l'influence de l'effet de goujon et d'engrènement, et donc la contribution du béton devient de plus en plus minime avec l'augmentation du chargement latérale [44].

Les premiers modèles qui traitent de la simulation du comportement non-linéaire d'une poutre en béton armé soumise à des efforts de cisaillement datent du début de siècle dernier. MORSCH [45] a introduit l'analogie du treillis pour décrire le comportement d'une poutre fissurée (Figure 1.20). Des fissures inclinées par rapport aux barres horizontales d'acier apparaissent et séparent le béton en une série de bielles parallèles aux fissures. Les bielles de compression inclinées à 45° sont supposées résister en compression axiale. Avec les barres d'acier qui reprennent la traction axiale, elles forment un treillis capable de résister à l'effort tranchant appliqué.

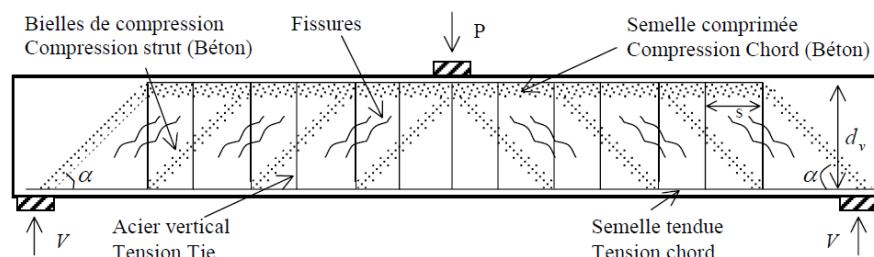


Figure 1.20 : Principe du modèle en treillis.

Le modèle des bielles à 45° a eu beaucoup de succès à cause de sa simplicité et au sens physique qu'on peut facilement y accorder pour comprendre le mécanisme de transfert des forces. Néanmoins, dès son apparition le modèle a été sérieusement critiqué. Des expériences ont montré que les résultats étaient souvent trop conservateurs, surtout pour les poutres avec de faibles pourcentages de renforcement, car le modèle ignore la contribution du béton dans la résistance au cisaillement [46, 47]. Pour le cas des murs à faible élancement le modèle semble surestimer la résistance jusqu'à 50% [48]. Depuis les années soixante du siècle dernier plusieurs chercheurs ont travaillé sur le problème et aujourd'hui

des développements majeurs sont proposés afin d'expliquer la différence entre le modèle des bielles à 45° et les résultats des essais.

i) Angle d'inclinaison des bielles

Les travaux expérimentaux conduits par LAMPERT et THURLIMANN [49] ont montré que l'inclinaison des bielles de compression n'est pas en général égale à 45° mais peut varier entre 30° et 60° . COLLINS [50] a proposé par la suite le modèle en treillis à angle variable qui suppose qu'après fissuration le béton n'a plus de résistance en traction et le cisaillement est transmis par un champ de compression diagonale. Il arrive ainsi à calculer l'angle de la compression diagonale pour tout le domaine de chargement à partir des déformations des armatures et du béton puisque l'angle de l'inclinaison des bielles coïncide avec l'angle de l'inclinaison de la contrainte et de déformation principale de compression.

ii) L'adoucissement des bielles de béton

Le phénomène de l'adoucissement des bielles de béton se produit à cause de l'état triaxial des contraintes dans ces bielles. En effet, lorsqu'un panneau en béton armé est soumis à un effort de compression il est adouci à cause de la traction dans la direction perpendiculaire. Plusieurs chercheurs ont travaillé par la suite pour le quantifier et on trouve aujourd'hui plusieurs propositions dans la littérature sur des paramètres et des lois de comportement qui gère l'adoucissement [51, 52].

iii) Contraintes de traction dans le béton

Le modèle des bielles à 45° suppose que le béton ne résiste pas en traction. Cependant, plusieurs essais ont prouvé que le béton, même après avoir subi une fissuration importante, est capable de transmettre des contraintes de traction [53]. Ces contraintes diminuent les déformations, rigidifient l'élément et le rendent capable à résister de plus grandes déformations de cisaillement. Leur influence peut donc être significative et elles doivent être prises en compte. Ce phénomène est souvent approché par une modélisation adéquate du comportement post-pic en traction du béton.

À l'instar de ces résultats, plusieurs méthodes ont été développées pour le dimensionnement des éléments en béton armé soumis à des efforts de cisaillement.

a) La théorie du champ de compression

La théorie du champ de compression (« Compression Field Theory », CFT) [50] utilise les équations d'équilibre du treillis et la loi de comportement du béton proposée, qui tient compte du phénomène d'adoucissement, pour simuler le comportement non-linéaire d'un élément en béton armé soumis à une séquence de chargements en cisaillement. Le

comportement des armatures est supposé élastique parfaitement plastique et la résistance du béton en traction est négligée. Les bielles de compression coïncident avec la direction des déformations et des contraintes principales de compression qui tournent avec l'augmentation du chargement. VECCHIO et COLLINS [53] ont proposé une modification de la théorie du champ de compression pour tenir compte de l'existence des contraintes de traction dans le béton fissuré. Cette modification est nommée théorie modifiée du champ de compression (« Modified Compression Field Theory », MCFT).

b) La théorie du treillis adoucissant

La théorie du treillis adoucissant (« Softened truss model theory »), développée à l'Université de Houston, est nommée ainsi pour mettre en avant l'importance du phénomène d'adoucissement dans les bielles diagonales. Basé sur cette théorie, le modèle de treillis adoucissant d'angle variable (« Rotating angle softened truss model ») a été développé pour la simulation du comportement des éléments en béton armé soumis à des efforts de cisaillement [48].

1.7.2. Méthodes règlementaires de dimensionnement au cisaillement des voiles pleins

Vu la similitude du comportement des voiles avec des poutres, les méthodes développées pour le dimensionnement de ces dernières sont souvent utilisées pour les voiles. Beaucoup de règlements de calcul du béton armé utilisent une relation traditionnelle dérivée du concept des contraintes de cisaillement des sections homogènes qui s'écrit simplement :

$$\tau = \frac{V}{b_w d} \quad (1.1)$$

où,

V est l'effort tranchant ;

b_w est la largeur de l'âme de la section en béton armé ;

d est la hauteur effective de la section béton armé.

En supposant que la hauteur efficace est égale à 0,9 fois la hauteur totale de la section, et en supposant aussi que le bras de levier interne est égale à 0,9 fois la hauteur efficace, La contrainte de cisaillement peut être réécrite sous la forme suivante :

$$\tau = \frac{V}{b_w \cdot 0,9^2 d} \approx \frac{V}{b_w \cdot 0,8d} \quad (1.2)$$

Cette mesure de l'intensité du cisaillement, souvent utilisée dans la littérature, est convenable pour les sections homogènes en comportement parfaitement élastique, mais elle peut être considérée seulement comme « indice » de cette intensité pour les sections en béton armé fissurées.

Dans les codes de dimensionnement du béton armé, l'effort tranchant agissant sur une section en béton armé est repris par une contribution du béton et de l'acier. Le code américain ACI 318 [54] par exemple divise le terme de l'effort tranchant, V , en un terme apporté par le béton, V_c , et un terme apporté par l'acier transversal, V_s , comme suit :

$$V = V_c + V_s \quad (1.3)$$

Une revue des différentes pratiques réglementaires en ce qui concerne le dimensionnement et la vérification à l'effort tranchant de différents codes, notamment le code Américain et Japonais est présentée dans le chapitre 6 afin de les confrontées aux résultats expérimentaux.

1.7.3. Principes de dimensionnement au cisaillement des voiles avec ouvertures

i) Méthode des bielles-et-tirants

La méthode des bielles-et-tirants (« Strut and tie ») se fonde sur l'analogie du treillis formulée pour la première fois par MORSCH [45] et qui a connue beaucoup de développement par la suite a permis de concevoir des modèles mécaniques simples visant à expliquer le fonctionnement des structures en béton armé depuis la phase de service jusqu'à la phase de ruine. La méthode se fonde sur une représentation du comportement d'une structure plane en béton armé par celui d'un treillis en faisant appel à une décomposition en bielles et en tirants dans lequel les barres comprimées modélisent des bielles de béton, et les barres tendues ou les tirants représentent les armatures. On construit donc à cet effet un treillis de barres reliées par des articulations auxquels sont appliqués les efforts extérieurs à la structure (Figure 1.21). Ces barres sont dans le modèle, l'idéalisation d'un champ de contrainte uni axial. La géométrie du treillis est choisie de manière à représenter au mieux le fonctionnement mécanique de la structure, et de permettre le dimensionnement des armatures. Selon SCHLAICH [55], les cheminements des efforts est un élément fondamental dans le développement des modèles en bielles et tirants qui peuvent être

réalisés en conformité avec la direction moyenne des contraintes principales de compression. Les modèles en bielles-et-tirants peuvent assurés une meilleure visualisation et compréhension de la répartition des forces internes et leur mécanisme de transfert.

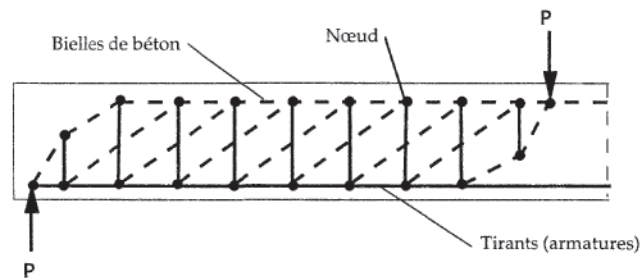


Figure 1.21 : Principe du modèle de bielles et tirants.

Le premier modèle trouvé dans la littérature pour le dimensionnement de voiles avec ouvertures sous chargement latéral par la méthode des bielles et tirant et celui proposé par YANEZ et al. [33] pour dimensionner les trois spécimens S2, S3 et S4 avec ouvertures opposées (§ 1.6.6). Les auteurs ont conclu que les modèles en bielles et tirant sont valables pour le dimensionnement sismique des voiles en béton armé avec ouvertures irrégulières. La Figure 1.22 montre le modèle en bielles et tirants pour le spécimen S2.

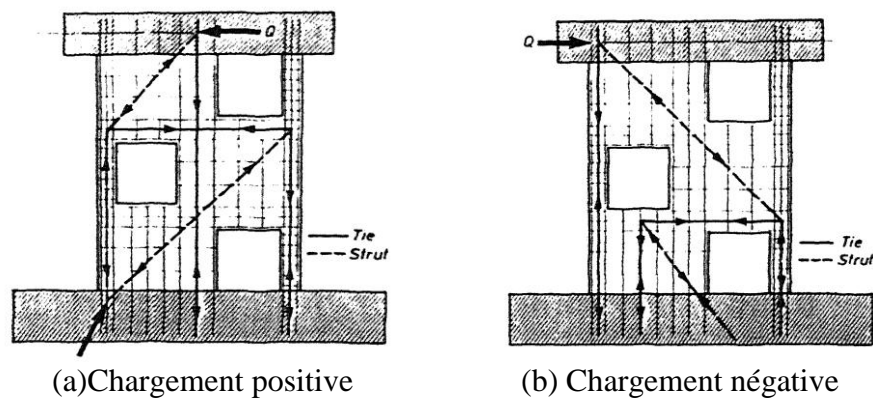


Figure 1.22 : Modèle en bielles et tirants pour le spécimen S2 [33].

À travers une analyse non linéaire en éléments finis, WU et LI [56] ont validés le modèle en bielles-et-tirants proposé par YANEZ et al. [33], mais ils signalent toutefois qu'en raison de la présence d'ouvertures qui provoque un état de contraintes complexe dans le voile sous chargement latéral, il n'est pas toujours évident de concevoir un modèle en bielles-et-tirants capable de bien représenter cette état de contrainte complexe car cela nécessite une certaines compétence et jugement issu de l'expérience.

La construction d'un modèle en bielles-et-tirants ne devient plus évidente lorsque le comportement du voile est dominé par le cisaillement. En effet, le béton dans ce cas procure une marge importante vis-à-vis de la capacité en résistance du voile, cette marge

provient de la capacité de ce matériau à transférer directement aux fondations une contrainte de cisaillement significativement. Ce transfert direct et important d'effort ne se résume pas à un simple effet de bielles dont les seules armatures constitueraient les tirants. GALLITRE [57] a mis en évidence par une analyse détaillée d'une campagne expérimentale effectuée sur des voiles courts en béton armé que les capacités des tirants équilibrant verticalement ces bielles étaient bien inférieures aux efforts théoriques tirés d'un tel schéma. Il y a donc transfert direct par le béton, vraisemblablement via les multiples indentations caractérisant ce matériau à l'échelle des granulats.

ii) Méthode des facteurs de réductions

Une méthode simple pour estimer la capacité en cisaillement d'un voile avec ouvertures est l'utilisation d'un facteur de réduction qui consiste à multiplier la capacité en cisaillement du voile sans ouvertures par un facteur de réduction de la capacité tenant compte de la présence des ouvertures :

$$Q_s = r.V_u \quad (1.4)$$

où,

V_u est la capacité en cisaillement du voile sans présence d'ouverture ;

r est le facteur de réduction.

Cette méthode est initialement proposée par le guide japonais de dimensionnement des bâtiments en béton armé (AIJ 1999) [58]. Par exemple, pour le voile cadré montré sur la Figure 1.23, le facteur de réduction, r , est donné comme suit :

$$r = 1 - \max\left(\eta, \frac{l_0}{l}, \frac{h_0}{h}\right) \quad (1.5)$$

avec,

$$\eta = \sqrt{\frac{h_0.l_0}{h.l}} \leq 0.4 \quad (1.6)$$

où,

h_0 , l_0 sont, respectivement, la hauteur et la longueur de l'ouverture ;

h est la hauteur du voile calculé entre les lignes moyennes des deux poutres d'en haut et d'en bas ;

l est la longueur du voile calculé entre les lignes moyennes des deux poteaux de rive ;
 η est le rapport d'ouverture.

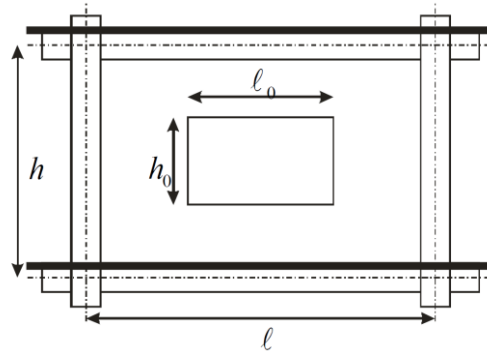


Figure 1.23 : Voile cadré avec une ouverture.

Bien que la méthode du facteur de réduction est très simple, le facteur de réduction tel que défini est donné en fonction de la taille d'ouverture seulement et ne tient pas compte de sa position ni du cas d'ouvertures multiples. De plus, il ne reflète pas le mécanisme de résistance au cisaillement. D'autres approches existent pour le facteur de réduction et qui sont présentées plus loin dans ce manuscrit (§ 6.3) où elles sont expérimentalement évaluées.

1.8. Conclusions

Dans ce chapitre nous avons présentés un état de l'art sur le comportement et le dimensionnement en cisaillement des voiles en béton armé pleins et avec ouvertures sous l'effet d'un chargement latéral. De nombreuses études expérimentales sur le comportement des voiles en béton armé ont été effectuées dans le monde, principalement par les chercheurs japonais et américains. Plusieurs paramètres influents sur le comportement des voiles en béton armé avec ouvertures qui incluent l'élancement du voile, la taille, la position et la forme des ouvertures, la configuration des voiles, la quantité et les détails de ferrailage dans le panneau de voile et au droit des ouvertures, ainsi que les charges verticales.

Une différence dans la pratique américaine et japonaise de construction des voiles en béton armé. Les japonais utilisent des voiles cadrés par des poteaux de rive et des poutres pour assurer un confinement du panneau de voile. Par contre, la pratique américaine fait que les poteaux et poutres ne sont pas automatiquement nécessaires aux extrémités des voiles car le voile seul peut garantir la transmission des efforts. La pratique

algérienne pour la construction des voiles de contreventement en béton armé est semblable à la pratique japonaise.

Nous avons aussi présentés les principes de dimensionnement en cisaillement des voiles avec et sans ouvertures. La méthode du facteur de réduction semble une méthode simple et adéquate qui peut éviter à avoir recoure aux méthodes d'analogie en treillis équivalent.

CHAPITRE 2 :

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT NON-LINÉAIRE DES VOILES EN BÉTON ARMÉ

2.1. Introduction

La modélisation numérique non-linéaire des éléments en béton armé a commencé par CLOUGH et al. [59] quand ils ont proposé le premier macro-modèle non-linéaire, et par NGO et SCORDELIS [60] qui ont proposé la première application de la méthode des éléments finis pour l'analyse non-linéaire des éléments en béton armé. Depuis lors, des progrès considérables ont été réalisés dans le domaine de la modélisation des éléments en béton armé, y compris les voiles. L'objectif de ce chapitre est de présenter les différents modèles numériques proposés dans la littérature pour l'analyse des voiles en béton armé, et de présenter un état de l'art sur les avancées et les défis impliqués pour la modélisation des voiles en béton armé.

Le développement rapide dans la technologie de l'informatique et le calcul a permis aux chercheurs de mettre au point des modèles sophistiqués qui peuvent expliquer plusieurs phénomènes dans le comportement des voiles en béton armé qui étaient ignorés en raison de leurs complexités. La modélisation numérique des voiles n'est pas seulement liée au cas des constructions nouvelles, mais elle est également étendue aux problèmes liés à l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants. Dans ce dernier cas, il est important de construire un modèle représentatif fiable qui sera capable d'évaluer la réponse attendue d'un voile existant sous charge latérale incertaines, et de prévoir son mode de rupture afin d'être en mesure de choisir la technique de confortement la plus appropriée.

2.2. Principes de modélisation

Les deux principales approches pour la modélisation des éléments en béton armé sont la modélisation macroscopique à l'échelle de l'élément, et la modélisation microscopique à l'échelle des matériaux. La modélisation macro est basée sur la représentation du comportement global de l'élément de structure comme les déformations,

la capacité et la ductilité. Le comportement global d'un élément par un macro-modèle doit être calibré par une vérification expérimentale afin d'ajuster les paramètres nécessaires pour le modèle. L'avantage de cette approche est qu'elle est simple et ne nécessite pas un grand effort pour le traitement numérique, ce qui la rend appropriée pour simuler la réponse de structures complètes. En revanche, la modélisation micro telle que l'analyse des fibres ou couches ou bien l'analyse avancée par la méthode des éléments finis par des modèles locaux se base sur la représentation des modèles locaux de comportement des différents matériaux qui composent l'élément en béton armé et l'interaction entre eux. L'élément structural est discrétisé en petits éléments et les principes de l'équilibre sont appliqués. Cette approche est souvent jugée comme complexe et nécessitant un grand effort de traitement numérique, et par conséquent, elle n'est pas pratique pour les grandes structures et elle est souvent limitée pour la modélisation d'éléments structuraux comme un poteau, une poutre ou un voile.

2.3. Modèles macroscopiques (ou modèles globaux)

2.3.1. Modèle à deux éléments linéiques

Le premier modèle utilisé pour la modélisation non-linéaire du comportement des voiles en béton armé est le modèle à deux éléments linéiques développé initialement pour la modélisation des poteaux et poutres. Le modèle à deux éléments a été le premier modèle non-linéaire de type poteau-poutre qui était utilisé pour l'analyse des éléments en béton armé. Le modèle développé par CLOUGH et al. [57] se compose principalement de deux éléments parallèles, l'un est entièrement élastique et l'autre est élastique parfaitement plastique comme montré sur la Figure 2.1. Les deux éléments ainsi assemblés, sont en mesure de représenter le comportement élastique et l'écroutissement. La non-linéarité de ce modèle est supposée uniforme sur toute la longueur de l'élément. Le principal problème de ce modèle est son incapacité à représenter la rigidité ou la dégradation de la capacité sous chargement cyclique. Ce modèle a été amélioré par la suite par TAKIZAWA [61, 62] pour simuler le comportement hystérétique des éléments en béton armé en utilisant des lois d'hystérésis appropriées (modèle généralisé à deux éléments).

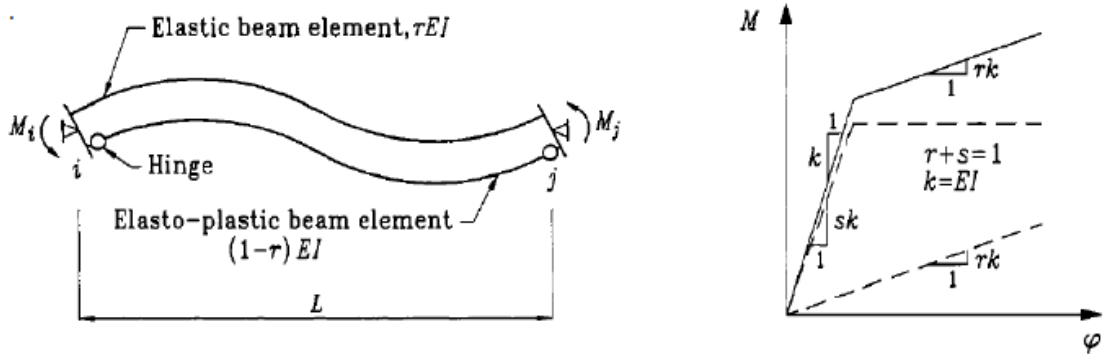


Figure 2.1: Modèle à deux composants [57].

2.3.2. Modèle à un seul élément linéique

Ce modèle, développé par GIBSON [63], se compose d'un élément élastique linéique avec deux ressorts de rotation à comportement non-linéaires sur les deux extrémités de l'élément comme illustré sur la Figure 2.2. Les déformations non-linéaires sont supposées être concentrées dans ces ressorts de longueur nulle (plasticité concentrée). Pour ce modèle, la déformée est supposée avoir une double courbure avec un point d'inflexion au milieu de l'élément. L'hypothèse des sections planes qui restent planes après déformation était supposée satisfaite. Le modèle à un élément linéique et le modèle généralisé à deux éléments linéiques nécessitent une définition appropriée de leur courbe d'hystérésis force-déformation (ou moment-courbure). Cela nécessite la définition des différentes propriétés des rotules plastiques de l'élément telles que la rigidité, la capacité, la ductilité, les règles du comportement cyclique...etc, qui peut être difficile, à moins que certaines hypothèses soit posées.

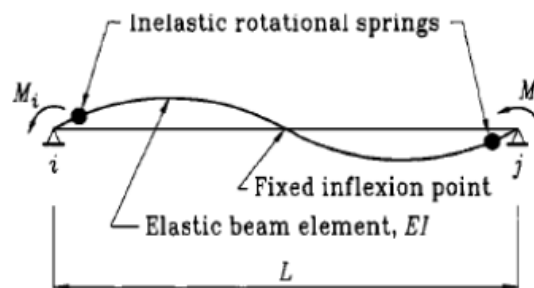


Figure 2.2 : Modèle à un composant [63].

La loi bilinéaire élasto-plastique était la première loi hystérétique non-linéaire à être utilisée pour les ressorts. L'inconvénient principal des premières lois d'hystérésis était qu'elles ne considéraient pas les déformations non-linéaires de cisaillement, ce qui a rendu ces modèles non convenables pour analyser les voiles dominées par un comportement en cisaillement. Plusieurs améliorations sur ces modèles ont été faites par la suite afin de

mieux simuler les différentes caractéristiques du comportement des éléments en béton armé. TAKEDA et al. [64] ont proposé la courbe tri-linéaire force-déplacement pour tenir compte de la fissuration, la plastification et l'écroutissage de l'élément. La dégradation de la rigidité en déchargement a été aussi prise en compte dans ce modèle d'hystérésis. Ce modèle a été utilisé pour évaluer le comportement dynamique d'un oscillateur à un degré de liberté.

OTANI [65] a modifié ce modèle d'hystérésis pour prendre en compte l'effet du glissement à l'interface acier-béton. ANDERSON et TOWNSEND [66] ont proposé un modèle hystérétique tri-linéaire pour l'analyse des systèmes à plusieurs degrés de liberté. Ils ont comparé plusieurs modèles et ils ont conclu que le modèle tri-linéaire avec dégradation de rigidité était le plus représentatif. SOLEIMANI et al. [67] ont amélioré le modèle à un élément pour avoir une longueur variable des zones non-linéaires aux extrémités de l'élément au lieu des zones non-linéaires de longueurs nulles supposées auparavant. SAATCIOGLU et al. [68] ont modifié ce modèle pour prendre en compte l'effet de l'interaction entre la flexion et l'effort normal (la flexion composée) en déplaçant la courbe primaire de l'élément avec l'augmentation du niveau de la charge axiale comme représenté sur la Figure 2.3. Ils ont par la suite utilisé ce modèle modifié pour analyser le comportement hystérétique des voiles avec ouvertures centrées (voiles couplés). TAKAYANAGI et al. [69] ont ajouté deux autres ressorts non-linéaires de rotation aux extrémités de l'élément afin de tenir compte des déformations de cisaillement. Le modèle à un seul élément a été utilisé par TREMBLAY et al. [70] et PANNETON et al. [71] pour étudier les effets des modes supérieurs sur le comportement des voiles en béton armé de grande hauteur. Dans ces deux études, le modèle hystérétique modifié de TAKEDA [65] avec une rigidité dégradante a été utilisé pour modéliser le comportement non-linéaire des ressorts de rotation (Figure 2.4), tandis que les déformations de cisaillement ont été supposées linéaires.

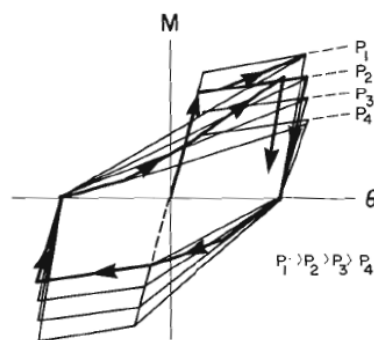


Figure 2.3 : Courbe d'hystérésis avec prise en compte de la flexion composée [68].

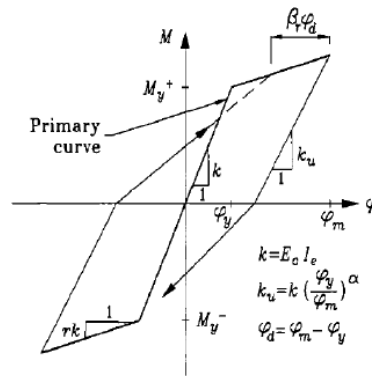


Figure 2.4 : Modèle de TAKEDA modifié [65].

2.3.3. Modèle multi-ressorts

Ce modèle a été proposé par TAKAYANAGI et SCHNOBRICH [72]. Le modèle multi-ressorts se compose de plusieurs ressorts à comportement non-linéaire connectés en série par des éléments rigides comme illustré sur la Figure 2.5. Les propriétés inélastiques de chaque ressort varient en fonction des propriétés mécaniques et de la force axiale de chaque segment, mais les propriétés des segments sont supposés constantes sur toute sa longueur. Le modèle a été utilisé pour représenter le comportement des voiles couplées, tandis que les poutres de couplage ont été modélisées par le modèle à un élément linéique. Ce modèle a été utilisé par EMORI et SCHNOBRICH [73] pour modéliser les voiles d'un bâtiment à dix étages. Les déformations de cisaillement étaient supposées linéaires dans l'analyse. Les auteurs ont conclu que les modèles utilisés représentent de manière satisfaisante le comportement non-linéaire de la structure étudiée.

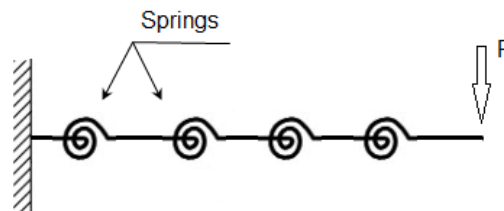


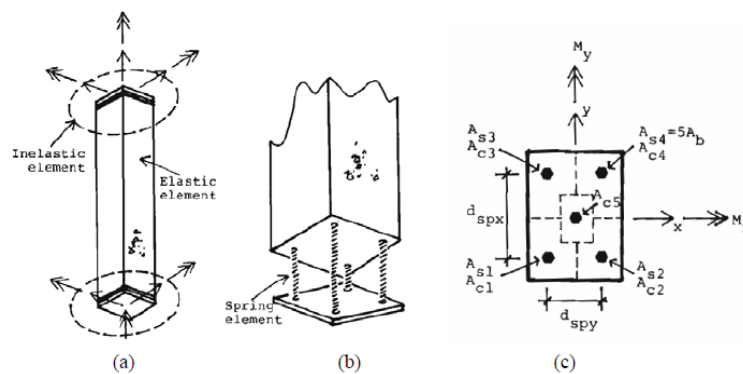
Figure 2.5 : Modèle multi-ressorts de TAKAYANAGI et SCHNOBRICH [72].

2.3.4. Modèle a ressorts multiaxiaux

Ce modèle a été proposé par LAI et al. [74] pour simuler le comportement en flexion composée des poteaux en béton armé. Le modèle proposé consiste en un élément linéique à comportement élastique avec deux ressorts multiaxiaux (« Multi Spring element ») de longueur nulle aux deux extrémités de l'élément comme schématisé sur la Figure 2.6. L'élément multi-ressorts se compose de cinq ressorts modélisant le comportement du béton et 4 ressorts pour l'acier, et sont régis par les lois de comportement

hystérétique contrainte-déformation des matériaux simulés (béton ou acier). Les ressorts sont chargés uni axialement et l'entrée principale du modèle sont les lois de comportement des matériaux acier et béton plutôt que la relation force-déformation globale de l'élément. Des lois de comportement non-linéaires ont été utilisées pour représenter la relation contrainte-déformation ou (force-déformation) pour les ressorts représentant l'acier et le béton, et l'hypothèse des sections planes été supposée. L'élément multi-ressorts a été simplifié par JIANG et SAIIDI [75] pour avoir quatre ressorts seulement, chaque ressort représente le comportement combiné des deux matériaux acier et béton par une loi hystérétique non symétrique. En revanche, LI et OTANI [76] ont modifié le modèle en augmentant le nombre de ressorts de l'élément multi-ressorts à 16 pour le béton et 9 pour l'acier afin de différencier entre le béton d'enrobage et le béton confiné et tenir compte ainsi de l'effet du confinement. Ils ont indiqué que l'augmentation du nombre de ressorts a conduit à une plus grande précision sans avoir un impact significatif sur le temps nécessaire pour le calcul.

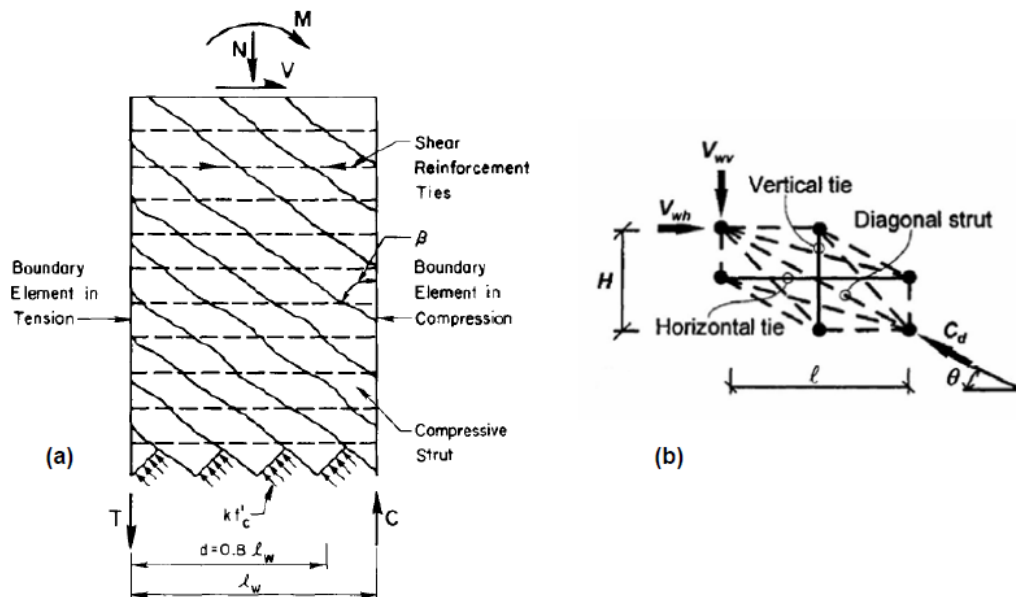
Ce modèle a été modifié pour être étendu au cas des voiles en béton armé en augmentant le nombre de ressorts. Le modèle numérique a été vérifié expérimentalement par des essais sur table vibrante sur des spécimens de voile en béton armé du programme CAMUS 2000 [77]. Dans cette étude, les voiles ont été modélisés à l'aide du programme CANNY [78] par des modèles multi-ressorts. Ce modèle permet de tenir compte de l'interaction flexion-force axiale, de la fissuration du béton, de l'adoucissement en traction, et de l'effet du confinement. Le modèle comprenait un ressort non-linéaire de cisaillement qui contrôle les déformations de cisaillement du voile. Le modèle avait efficacement représenté les résultats expérimentaux. Ce modèle a été aussi utilisé par GALAL [79] pour analyser la réponse des voiles en béton armé soumis à des charges latérales.



a) modèle de l'élément, b) ressorts inélastiques, c) surfaces efficaces des ressorts
 Figure 2.6 : Modèle à ressorts multiaxiaux [74].

2.3.5. Modèles en treillis (ou modèles bielles-et-tirants)

Les modèles de treillis (ou modèles bielles-et-tirants) ont été depuis longtemps utilisés pour évaluer la résistance au cisaillement des éléments structuraux en béton armé comme les poutres et les voiles. La modélisation en treillis des voiles en béton armé suppose un système en treillis isostatique équivalent composé de bielles de compression pour le béton, des barres horizontales représentant les armatures horizontales de l'âme du voile et deux éléments aux bords pour reprendre le moment de flexion. La Figure 2.7 (a) montre le modèle en treillis utilisé par OESTERLE et al. [80] pour l'analyse de la réponse au cisaillement des voiles de contreventement en béton armé. D'autres modèles basés sur la même analogie ont été proposés et utilisés pour évaluer la capacité des voiles, tels que le modèle en treillis dégradable illustré sur la Figure 2.7 (b).



(a) Modèle en treillis utilisé par OESTERLE et al. [80] (b) Modèle bielles-et-tirants adoucissant [81]

Figure 2.7 : Modèles en treillis.

Ce modèle a été utilisé par YU et HWANG [81] pour prédire la capacité en cisaillement des voiles courts. Ils ont noté que, bien que ces modèles soient capables de prédire la capacité des voiles en béton armé, ils ne peuvent pas capturer le comportement cyclique ou hystérétique de ces éléments. Des études plus récentes ont proposées des modèles adaptés au comportement non-linéaire cyclique des voiles [82, 83, 84]. KOTRONIS [84] a proposé une stratégie de modélisation simplifiée 2D pour des voiles soumis à des efforts de cisaillement dynamique par une méthode dite du « Béton Armé Équivalent (BEA) ». Cette méthode utilise des éléments barres pour la discrétisation du

voile la structure et des lois de comportement uniaxiales pour le béton et l'acier. Le principe de cette méthode est schématisé sur la Figure 2.8.

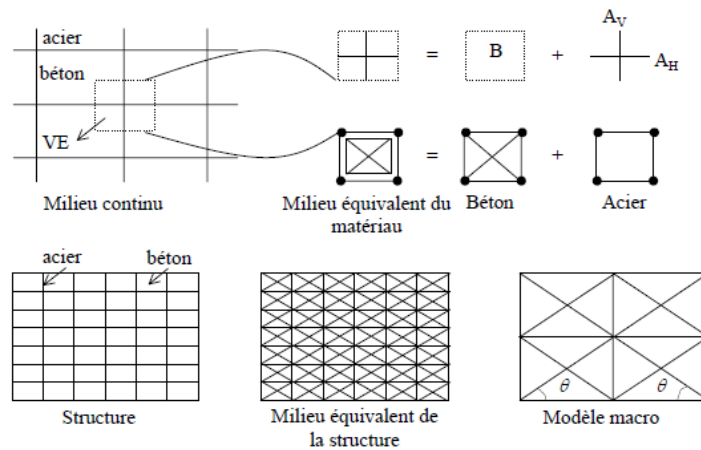


Figure 2.8 : Principe du Béton Armé Équivalent [83].

2.3.6. Modèles à éléments verticaux linéiques

a) Modèle à trois éléments verticaux linéiques

Le modèle à trois éléments verticaux linéiques (« Three Vertical Line Element (TVLE) model ») a été initialement introduit par KABEYASAWA et al. [85]. Le modèle se compose de trois éléments linéiques verticaux reliés entre eux par des barres rigides en tête et pied du panneau de voile, deux éléments de bords avec ressorts axiaux représentant les éléments de bords, et un élément centrale avec trois ressorts contrôlant les déformations verticale, horizontale et rotationnelle du panneau du voile, comme montré sur la Figure 2.9. Les principaux inconvénients de ce modèle sont l'incompatibilité des déformations entre le panneau du voile et les éléments de bords, et la difficulté de définir les propriétés mécaniques des ressorts. Afin de contourner ces inconvénients, ce modèle a été modifié par la suite en retirant le ressort de rotation de l'élément central, et en prévoyant un couplage entre la flexion et la force axiale. Le modèle modifié a été utilisé par KUNNATH et al. [86], LINDE et BACHMANN [87] et par KIM et FOUTCH [88] pour simuler le comportement des voiles en béton armé.

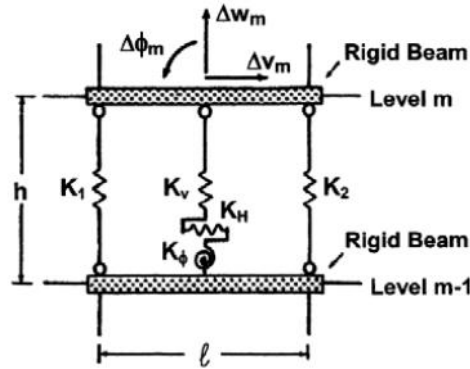


Figure 2.9 : Modèle à trois éléments verticaux linéiques [85].

Une autre modification a été proposée par VULCANO et BERTERO [89] afin de réduire la complexité pour la définition des propriétés hystérétiques des ressorts du modèle. Le ressort axial de l'élément de bord a été remplacé par deux éléments axiaux reliés en série (modèle à éléments axiaux en série) comme schématisé sur la Figure 2.10. L'élément supérieur à un seul ressort représente la rigidité axiale de l'élément de bord où la liaison entre l'acier et le béton existe toujours, alors que l'élément inférieur est un élément à deux ressorts (ressort acier et ressort béton) qui représentent la rigidité axiale de l'élément de bord lorsque la liaison acier béton se dégrade dû aux déformations non-linéaires dans cette zone du voile. Ce modèle est capable de simuler la réponse hystérétique des matériaux acier et béton ainsi que leur interaction (fissuration du béton, détérioration de la liaison acier/béton). Bien que ce modèle fût capable de prédire le comportement en flexion des voiles testés dont le comportement était dominé par la flexion, il n'a pas pu simuler les déformations de cisaillement observées dans les panneaux de voile, ce qui indique que ce modèle ne convient pas pour les voiles dominés par un comportement en cisaillement. De plus, la compatibilité des déformations entre le panneau de voile et les éléments de bord persistait toujours.

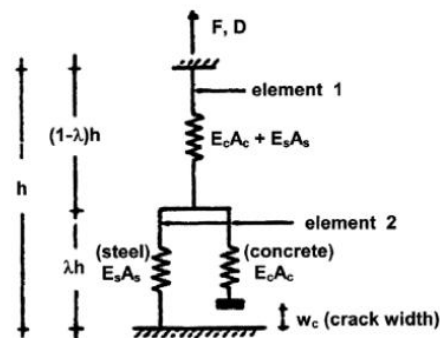


Figure 2.10 : Modèle à éléments axiaux en série [89].

Afin d'améliorer le modèle initialement proposé par KABEYASAWA et al. [85] pour prédire le comportement en cisaillement des voiles courts, CHEN et KABEYASAWA [90] ont proposé le modèle à panneau qui consiste à remplacer l'élément centrale du modèle initial par un élément quadrilatéral iso-paramétrique à 4 nœuds (Figure 2.11). Le panneau de voile est constitué par un seul élément quadrilatéral afin de surestimer les déformations de cisaillement. Toutefois, ce modèle est adapté seulement pour les voiles courts dominés par le cisaillement et ne peut être appliqué pour les voiles dominés par un comportement flexionnel.

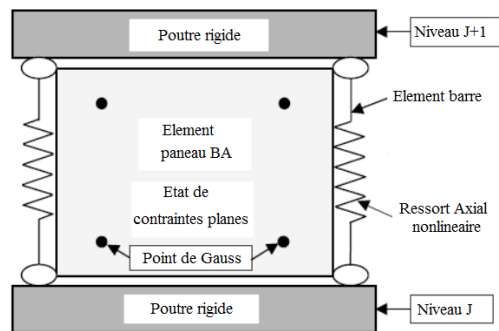


Figure 2.11 : Modèle à panneau [90].

b) Modèle multiéléments verticaux linéiques

Le modèle multiéléments verticaux linéiques (« Multiple Vertical Line Element (MVLE) model ») a été introduit par VULCANO et al. [91]. Dans ce modèle, le voile est représenté par un certain nombre d'éléments uni-axiaux connectés en parallèle à des barres infiniment rigides situées en tête et pied du voile : deux éléments extérieurs simulant les zones de bords, tandis que les autres éléments simulent la flexion composée de la zone centrale du panneau du voile (Figure 2.12). Un ressort horizontal est utilisé pour représenter le comportement non-linéaire en cisaillement du panneau de voile. Des lois de comportement du béton (fissuré et non fissuré) et de l'acier ont été définies pour décrire la réponse hystérétique des matériaux. Les auteurs ont conclu que le modèle proposé prédit la réponse en flexion des voiles de manière efficace même avec un nombre relativement réduit d'éléments uni-axiaux (4 éléments). Il est à noter que, bien que le modèle proposé tient compte à la fois du comportement en flexion et celui en cisaillement, leur interaction n'est pas considérée. COLOTTI [92] a modifié le modèle MVLE pour inclure l'interaction entre les réponses axiales et de cisaillement, ce qui conduit à une simulation plus précise. ORAKCAL et al. [93] ont amélioré ce modèle par l'introduction de lois de comportement hystérétique plus fiables. Le modèle amélioré a été expérimentalement validé [94].

MASSONE [95] a proposé un modèle multi-ressorts plus raffiné pour tenir compte de l'interaction entre flexion et cisaillement (Figure 2.13).

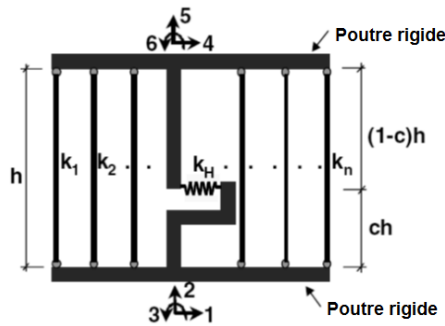


Figure 2.12 : Modèle à plusieurs éléments verticaux linéiques [91].

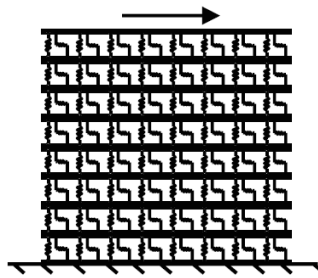


Figure 2.13 : Modèle de MASSONE [95].

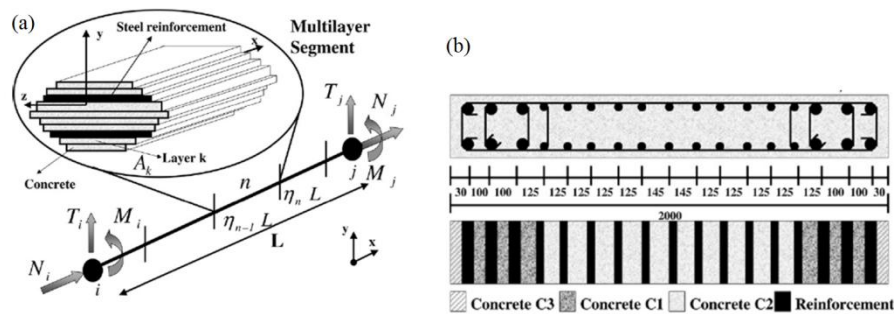
2.4. Modèles microscopiques

2.4.1. Modèles à fibres et modèles multicouche (ou modèles semi-locaux)

Les modèles semi-locaux, tels que ceux à fibres ou à couches, s'appuient sur une cinématique simplifiée de type poutre ou plaque (hypothèse des sections planes) avec des lois de comportement locales. Ces modèles sont particulièrement performants pour des structures sollicitées en flexion ou en flexion couplée au cisaillement, tout en limitant le temps de calcul par rapport aux modèles locaux. Le comportement de chaque fibre ou couche associée à un même matériau est décrit par une loi de comportement appropriée.

Le modèle multicouche pour la modélisation des voiles a été développé sur la base du modèle à fibres proposé pour l'analyse du comportement des éléments linéiques de type poteau et poutres sous chargement cyclique [96, 97]. MONTI et SPACONE [98] ont par la suite modifié le modèle à fibres pour représenter le glissement à l'interface acier-béton. Dans le modèle multicouche, le voile est divisé sur sa longueur en plusieurs segments, et chaque segment est constitué de couches parallèles. Certaines couches représentent le béton et d'autres l'acier. L'avantage principal de ces types de modèles est que des lois de comportement propres à chaque matériau peuvent être introduites (micro-modèle) au lieu des lois de comportement globales utilisés pour les macro-modèles. Dans le modèle

multicouche, les lois de comportement des matériaux béton et acier sont définis, et donc la relation moment-courbure de l'élément peut être calculée pour différents niveaux de charge axiale. Ce modèle tient compte de la répartition de la flexibilité sur la longueur de l'élément et de l'interaction entre moment de flexion et force axiale. Ce modèle a été utilisé par KOTRONIS et al. [99] pour simuler le comportement des murs de refend RC sous excitations dynamiques. L'hypothèse des déformations de cisaillement linéaire, la complexité de simuler les conditions aux limites, et l'effet de glissement à l'interface acier-béton sont les principales limitations de ce modèle. BELMOUBEN et LESTUZZI [100] ont utilisé le modèle multicouche pour simuler le comportement non-linéaire des voiles en béton armé sous chargement cyclique inversé sur la base des tests effectués par DAZIO et al. [101]. Dans leur modèle, le comportement non linéaire en cisaillement et l'effet de glissement des barres d'acier ont été considérés dans l'analyse.



(a) Modèle élément fini multicouche (b) Discrétisation multicouche sur la longueur du voile [100].

Figure 2.14 Modèle multicouche.

MIAO et al. [103] ont proposé un élément surfacique multicouche basé sur les principes de mécanique des matériaux composites. L'élément surfacique multicouche est constitué de plusieurs couches sur l'épaisseur de l'élément avec différentes propriétés des matériaux. Le principe de la discrétisation multicouche de l'élément surfacique est schématisé sur la Figure 2.15. Pour les voiles en béton armé, les armatures sont intégrées comme une ou plusieurs couches. Lors de l'analyse par éléments finis, la déformation axiale, la contrainte et la courbure de l'élément à la couche intermédiaire peut être déterminée. Les déformations axiales, les contraintes et les courbures des autres couches sont calculées sous l'hypothèse de Bernoulli qui suppose que les sections planes restent planes après déformation. Ainsi, le comportement global du voile peut être simulé.

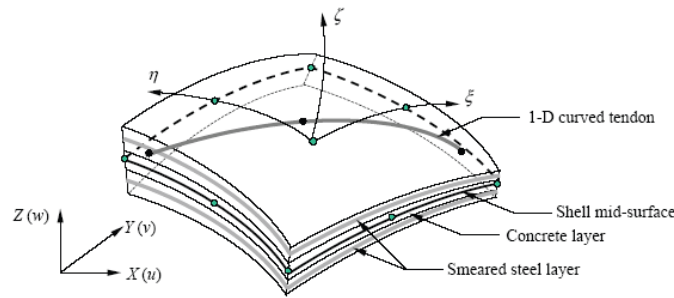


Figure 2.15 Élément surfacique multicouche proposé par MIAO et al. [103].

Pour les voiles dominés par les déformations de cisaillement, l'hypothèse de Bernoulli n'est plus valable. KOTRONIS et MAZARD [104] ont proposé un modèle hybride qui consiste à modéliser les zones de bords par des poutres de TIMOSHENKO multicouches et l'âme du voile par un système en treillis équivalent (Figure 2.16).

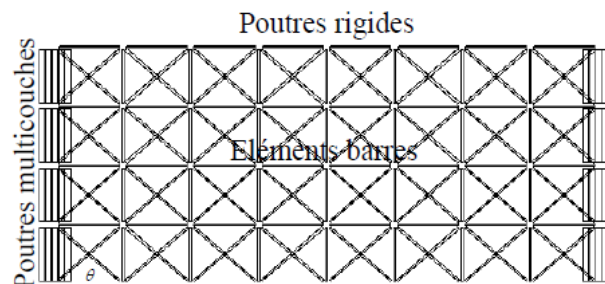


Figure 2.16 : Modèle proposé par KOTRONIS et MAZARD [104].

2.4.2. Modèles locaux par la méthode des éléments finis

La modélisation micro par la méthode des éléments finis est considérée comme la technique la plus générale pour la modélisation du comportement non-linéaire des éléments en béton armé. Ils ne mettent en œuvre aucune hypothèse sur la forme des distributions spatiales du champ de déplacement. Cette loi de comportement est en général indépendante de la géométrie de la structure. Comme pour les modèles semi-locaux, la rhéologie est exprimée en variables locales : contraintes et déformations. Dans cette méthode, l'élément en béton armé est discrétisé en un nombre d'éléments finis (éléments béton et acier) interconnectés par des points nodaux. Les déformations sont accessibles en tout point de la structure en fonction des déplacements nodaux, et les contraintes correspondantes sont intégrées sur le volume de l'élément pour accéder aux forces internes. Cette approche qui conduit à un modèle très général rend des résultats très complets, et donne accès notamment à la distribution spatiale de l'état du matériau. L'inconvénient principal de l'approche locale réside dans le volume important de calcul, généré par le

grand nombre de degré de liberté utilisé. Cet inconvénient majeur devrait être toutefois relativisé, puisque aujourd'hui les moyens informatiques permettent d'aborder une large gamme de problèmes aussi bien en statique qu'en dynamique. Les voiles sollicités dans leur plan s'adaptent bien à une modélisation 2D et de ce point de vue les moyens informatiques dont nous disposons sont tout à fait performants.

Dans le cadre de ce travail, et pour modéliser le comportement des différents voiles testés présentés dans cette étude, nous nous orientons donc vers une approche locale pour essayer d'accéder à une meilleure compréhension des modes de fonctionnement et de se rapprocher au mieux du mode de ruine observé lors des divers essais. De plus, l'effort de calcul nécessaire ne devait pas être très important à partir du moment où une approche plane est utilisée avec une modélisation bidimensionnelle. Dans le cadre d'une approche plane, les caractéristiques des matériaux peuvent toutefois être calculées pour que la loi puisse rendre compte implicitement d'un certain confinement latéral qui dépend de la géométrie de la structure.

Les modèles de béton qui considèrent ce matériau comme un milieu continu sont basés sur des lois constitutives tirées de la théorie de la plasticité, de celle de l'endommagement et des modèles de fissuration. Il existe une littérature très abondante relative à ces aspects de modélisation [105, 106], mais le but de ce chapitre n'est pas de faire une revue de ces modèles. Toutefois, une description détaillée des modèles locaux utilisés lors des divers calculs effectués dans ce mémoire, est présentée dans le chapitre 7. Dans les paragraphes qui suivent une présentation succincte des aspects du comportement mécanique des matériaux béton et acier ainsi que leurs principes de modélisation numérique sont présentés.

2.5. Comportement mécanique du béton

2.5.1. Comportement du béton en compression uniaxiale

L'essai de compression uniaxiale est utilisé pour connaître la résistance et le comportement du béton en compression. L'allure générale de la courbe contrainte-déformation est donnée par la Figure 2.17. Nous observons généralement quatre phases pour les bétons ordinaires. Au premier stade de chargement (entre environ 0 à 30% de la résistance ultime), le comportement peut être considéré comme totalement linéaire, ceci provenant du non évolution des microfissures préexistantes dans le domaine des petites déformations. Entre environ 30% à 80% de la résistance ultime, la courbe devient de plus

en plus non-linéaire à cause des fissures qui se développent progressivement ce qui correspond à une diminution de rigidité. Au-delà de 80% de la résistance ultime et jusqu'à la contrainte ultime de résistance, les fissures se développent nettement et la courbe présente un pic suivi d'une branche post-pic décroissante correspondant à un comportement adoucissant accompagnées d'une expansion volumique et une diminution du module de Young. Cette dégradation du matériau liée donc essentiellement au développement de microfissures s'orientant parallèlement à la direction du chargement.

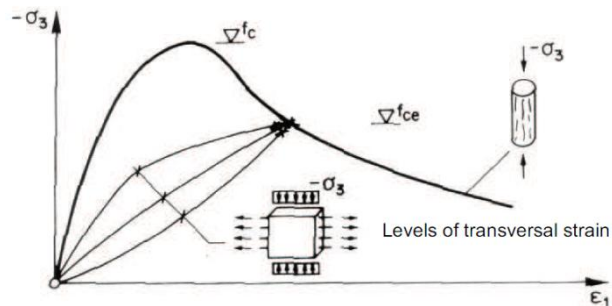


Figure 2.17 : Comportement uniaxial du béton non armé en compression simple.

Le comportement cyclique du béton en compression montre également que les microfissures provoquent une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. De plus, il est clairement distingué l'apparition de boucles d'hystérésis lors des cycles de chargement-déchargement (Figure 2.18). L'amplitude de ces boucles évolue avec l'endommagement du matériau. Cette dissipation d'énergie s'explique par la présence d'une certaine viscosité et d'une plasticité induite par le frottement et le glissement des lèvres des microfissures lorsque celles-ci s'ouvrent et se referment.

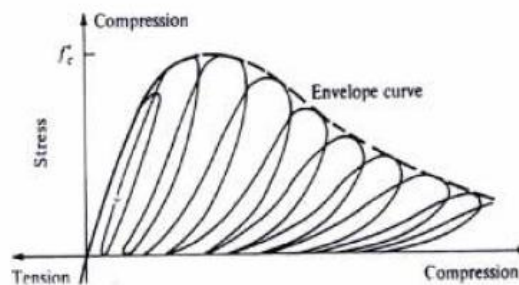


Figure 2.18 : Comportement cyclique du béton non armé en compression simple [107].

2.5.2. Comportement du béton en traction uniaxiale

Il est bien connu que le béton est nettement moins résistant en traction qu'en compression. Toutefois la connaissance de ses propriétés en traction est importante. La forme des courbes $\sigma = f(\varepsilon)$ peut être décrite comme suit (Figure 2.19) :

- Jusqu'à 60% de la résistance de rupture en traction, f_t , le comportement est élastique (peu de développement de la fissuration) ;
- De 60 % de f_t à f_t , le développement de la fissuration se traduit par une baisse du module ;
- Au-delà de f_t , les fissures se propagent rapidement ce qui rend difficile la caractérisation expérimentale de la courbe $\sigma = f(\varepsilon)$.

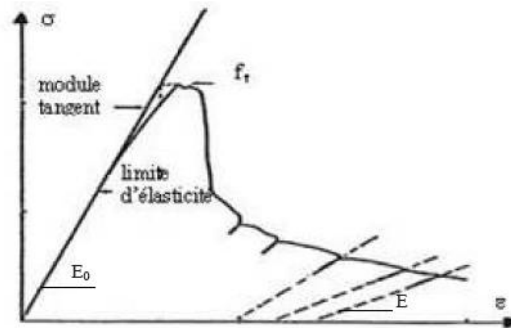


Figure 2.19 : Comportement uniaxial du béton non armé en traction simple.

L'essai de traction cyclique montre que les boucles d'hystérésis sont très faibles (Figure 2.20). Ceci s'explique par le fait que le frottement entre les lèvres des microfissures est moins important qu'en compression. Il est aussi constaté une chute importante de la rigidité en fin d'essai.

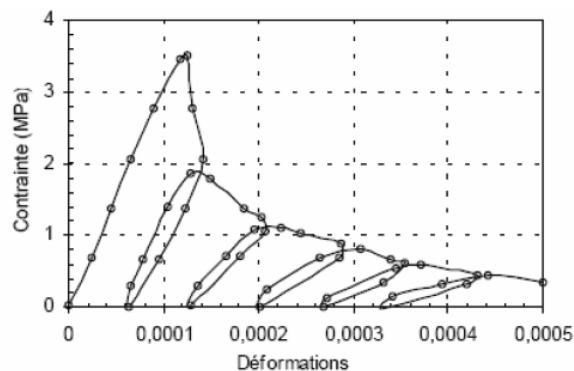


Figure 2.20 : Comportement cyclique du béton en traction simple [108].

2.5.3. Comportement biaxiale du béton

Dans un état de contraintes bi-axial, qui est le cas des voiles en béton armé, les principales différences par rapport au comportement uni axial dépendent de la nature de cet état de contraintes bi-axial. En état de bi-compression, la résistance à la compression augmente jusqu'à 20% à 25 %. Par contre en état de compression-traction, cette résistance à la compression diminue quasiment linéairement jusqu'à la résistance de rupture en

traction. En état de bi-traction, le comportement est analogue à état uniaxial avec toutefois des déformations à la rupture plus faibles.

2.6. Comportement mécanique de l'acier

Contrairement au béton, le comportement de l'acier est quasi identique en traction et en compression. La courbe de la Figure 2.21 montre l'allure du comportement de l'acier soumis à un essai de traction. Il est clairement constaté deux comportements :

- Au-dessous du point de la limite élastique, le comportement reste élastique, c'est à dire que la courbe de décharge est confondue avec la courbe de charge.
- Quand le chargement dépasse la limite élastique, des déformations permanentes apparaissent. Contrairement au béton, le module de décharge est pratiquement le même avec le module de Young initial.

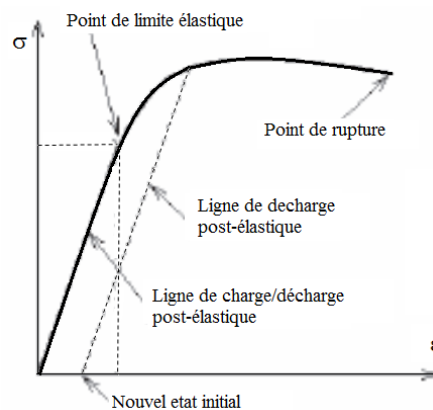


Figure 2.21 : Comportement de l'acier en traction simple.

Lors de sollicitations cycliques de traction-compression, la plupart des aciers voient leurs propriétés varier au cours des cycles. Lorsqu'une éprouvette en acier est soumise à un essai de traction suivi d'un essai de compression nous constatons que la traction préalable écroute le matériau dans le sens de traction (augmentation de la limite d'élasticité) mais l'adoucit dans le sens de la compression (effet Bauschinger). La Figure 2.22 montre clairement que la limite d'élasticité en compression est plus faible que la limite initiale en compression.

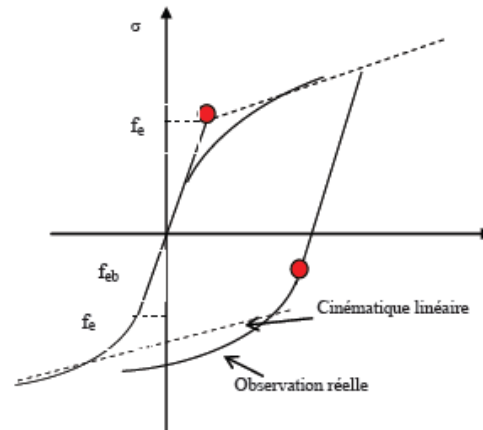


Figure 2.22 : Comportement de l'acier en traction - compression : Effet Bauschinger.

2.7. Modélisation numérique du comportement du béton

Face à la complexité de comportement du béton, plusieurs modèles numériques ont été proposés. Cette partie est consacrée à la présentation de quelques familles de modèles existants. Les modèles utilisés plus spécifiquement dans la suite de ce travail seront développés en détail au chapitre 6.

2.7.1. Modèles élasto-plastiques

Le traitement du comportement dissymétrique du béton est pris en compte de la façon suivante : En traction, le modèle de fissuration élastique est souvent adopté avec les critères de fissuration de Rankine, KUPFER-GERSTLE [109] ou OTTOSEN [110]. En compression, l'approche élasto-plastique est adoptée. Plusieurs critères différents sont utilisés (MOHR-COULOMB, DRUCKER-PRAGER, NADAI [111]).

2.7.2. Modèles d'endommagement

Il s'agit d'une approche qui se base sur la thermodynamique des processus irréversibles. Le potentiel thermodynamique énergie libre est une fonction convexe de toutes les variables d'état et, en particulier, de l'endommagement comme un scalaire. Nous pouvons citer dans ce cadre les travaux de MAZARS [112], KACHANOV [113], LEMAITRE et CHABOCHE [114], LA BORDERIE [115], RAGUENEAU et al. [117] et JIRASEK [118].

2.8. Modélisation numérique du comportement de l'acier

2.8.1. Modèle élasto - plastique simplifié

Un premier modèle simple qui peut être utilisé pour la simulation du comportement de l'acier est le modèle uniaxial élasto-plastique avec écrouissage cinématique linéaire. La courbe utilisée dans ce modèle est représentée par la Figure 2.23. Ce modèle est souvent utilisé dans le cas d'un chargement monotone.

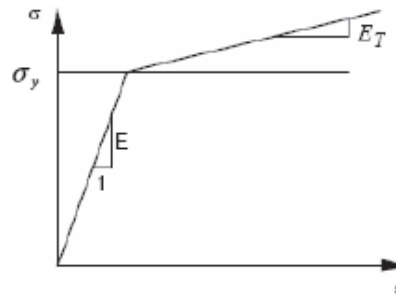


Figure 2.23 : Modèle élasto-plastique simplifié sous chargement monotone.

2.8.2. Modèle de MINEGOTTO-PINTO

Plusieurs chercheurs ont proposé des modèles de lois de comportement afin de caractériser la réponse de l'acier de renforcement utilisé pour le béton armé. L'un des premiers modèles utilisés était celui de RAMBERG-OSGOOD [119]. Le modèle de MENEGOTTO-PINTO [120] est utilisé couramment pour représenter le comportement uniaxial des armatures du béton armé sous chargement cyclique (Figure 2.24). Il traduit la non-linéarité de l'écrouissage des barres et prend en compte l'effet Bauschinger. Ce modèle a connu plusieurs modifications par la suite [121, 122, 123]. MONTI et NUTTI [123] ont modifié ce modèle pour permettre de simuler le flambement des armatures.

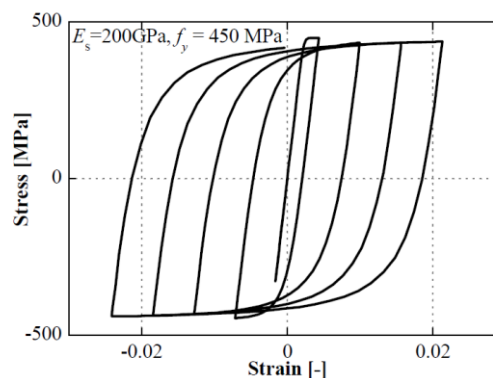


Figure 2.24 : Modèle de MENEGOTTO-PINTO.

2.9. Conclusions

Les différentes techniques de modélisation utilisées par les chercheurs pour la modélisation des voiles en béton armé ont été présentées. Ces techniques varient du macro-modèle à plasticité concentrée jusqu'aux modèles en fibres et en éléments finis. L'efficacité de chaque modèle dans la représentation du comportement global et local des voiles en béton armé était aussi discutée. Une bonne modélisation numérique de la réponse des voiles en béton armé doit tenir compte de plusieurs facteurs affectants la réponse des voiles, tel que la fissuration du béton et la plastification des armatures. Les macro-modèles présentés dans ce chapitre sont plus adaptés aux voiles dont la réponse est dominée par un comportement flexionnel. En revanche, la modélisation des voiles à réponse dominée par le cisaillement, par les macro-modèles ou même les modèles à fibres présente toujours un défi. Cependant, la modélisation par micro-modèles en élément finis est la mieux adaptée si une analyse raffinée du comportement local est désirée.

CHAPITRE 3 :

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE SUR LE COMPORTEMENT EN CISAILLEMENT DES VOILES AVEC OUVERTURES

3.1. Introduction

Plusieurs paramètres influent sur le comportement des voiles en béton armé avec ouvertures. Ces paramètres incluent principalement l'élanement du voile, la taille, la position et la forme des ouvertures, ainsi que la quantité et les détails de ferrailage dans le voile et aux droits des ouvertures. L'objectif de ce chapitre est de présenter le programme de recherche expérimental élaboré afin d'étudier la performance sismique des voiles en béton armé avec ouvertures dont le comportement est principalement dominé par le cisaillement. Les spécimens de voile testés dans cette étude ont été conçus afin d'étudier l'influence de la taille et l'emplacement des ouvertures sur le comportement en cisaillement, notamment sur la distribution des fissures, les dommages ainsi que la capacité en cisaillement. Dans les paragraphes qui suivent, une description détaillée des tests conduits est présentée. Cette description inclut les caractéristiques des matériaux utilisés pour la construction des spécimens, la conception et la géométrie des spécimens, le dispositif expérimental et l'instrumentation de mesure.

3.2. Spécimens d'essais

3.2.1. Description et conception des spécimens

Un programme d'essai sur des spécimens de voiles en béton armé avec un facteur d'échelle de 40% a été conduit au laboratoire de structure de l'université de Kyoto comportant 12 spécimens de voiles avec ouvertures. L'auteur a participé dans les tests et l'analyse des résultats expérimentaux de cinq spécimens qui sont présentées dans le cadre de cette étude. Les cinq spécimens sont classés selon leur rapport d'ouverture, η . Le spécimen N1 sans ouvertures ($\eta=0$), le spécimen S1 ($\eta=0,3$), le spécimen M1 ($\eta=0,34$), le spécimen L1 ($\eta=0,46$) avec des ouvertures excentrées et le spécimen L3 ($\eta=0,46$) avec des ouvertures centrées de même taille de celles du spécimen L1. Les configurations géométriques des spécimens testés sont représentées sur la Figure 3.1.

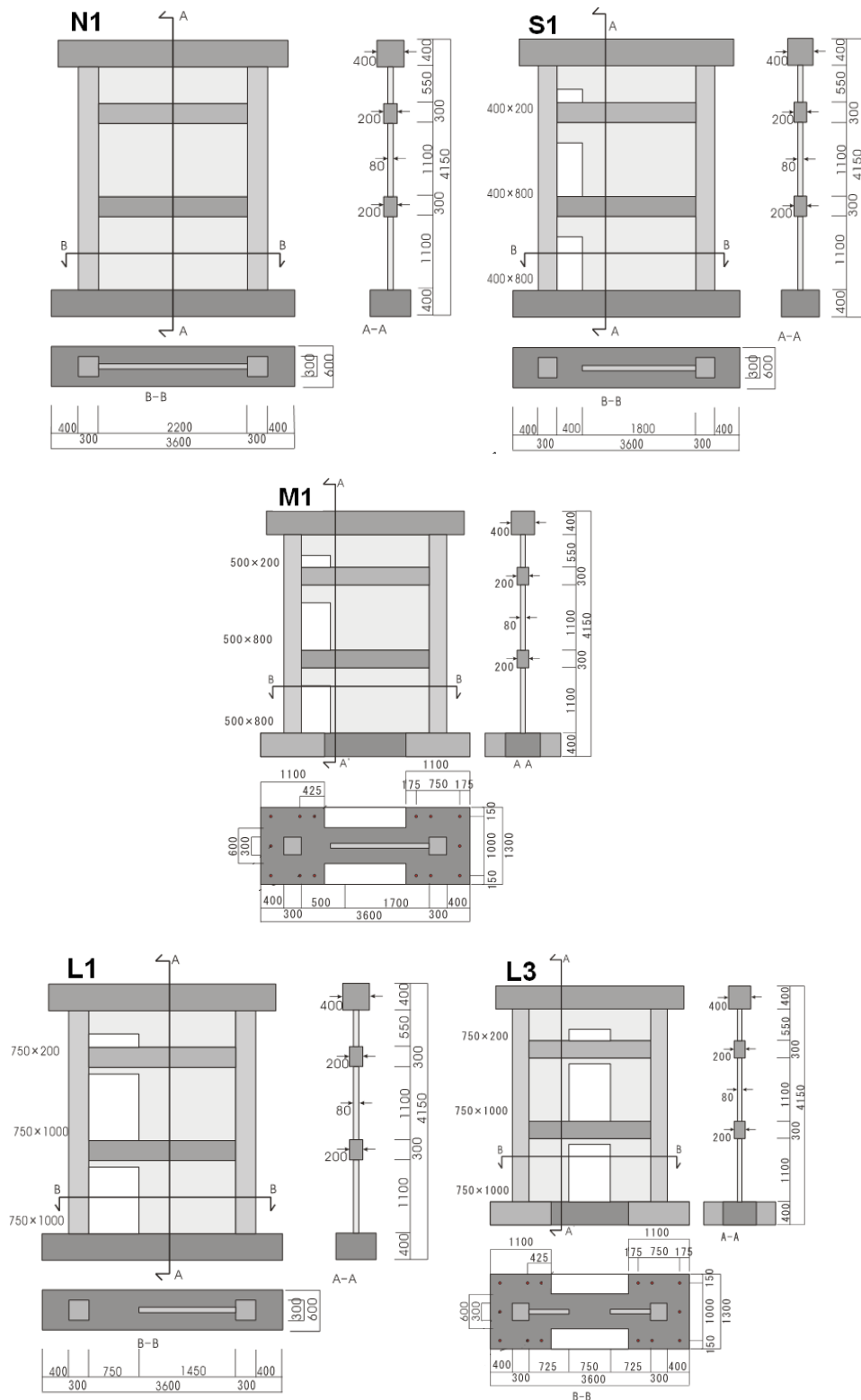


Figure 3.1 : Configurations géométriques des spécimens testés.

L'intérêt principal de disposer du spécimen N1 sans ouvertures et d'assurer une comparaison entre voiles avec et sans ouvertures. La configuration des voiles testés a été déterminée de façon à représenter la direction transversale des trois niveaux inférieurs d'un bâtiment typique à usage d'habitation. Ces voiles ont été dimensionnés en sorte que la

ruine par cisaillement sera prépondérante. Les spécimens avaient pour dimension 4150 mm de hauteur totale et 3600 mm de largeur totale y compris la poutre de chargement et la fondation. Les voiles avaient pour dimensions 2800 mm de longueur et 3350 mm de hauteur et se terminaient par des poteaux de rives de section transversale 300 mm×300 mm qui servaient comme raidisseurs. Les poutres avaient une section transversale de 200 mm de largeur et 300 mm de hauteur. L'épaisseur du panneau de voile est de 80 mm. Pour garantir une bonne fixation à la base des spécimens, une fondation de 600 mm de largeur, 400 mm de hauteur et de 3600 mm de longueur a été construite en première phase. La fondation était par la suite fixée sur la dalle d'essai par des barres métalliques précontraints afin d'empêcher toute possibilité de décollement ou de glissement à l'interface entre fondation et dalle d'essai. La hauteur des niveaux était 1100 mm, 1100 mm et 550 mm pour le premier, deuxième et troisième étage, respectivement. Le troisième niveau de hauteur 550 mm était principalement disposé afin d'assurer une transmission douce de la charge latérale appliquée ponctuellement au niveau de la poutre de chargement. Le point d'inflexion se situait à 2200 mm de hauteur par rapport à la face supérieure de la fondation. La poutre de chargement qui avait 400 mm de largeur et 400 mm de hauteur a été fournie dans la partie supérieure du voile pour assurer la transmission des charges appliquées.

3.2.2. Détails de ferrailages des spécimens

Les détails de ferrailage pour tous les spécimens testés sont listés dans le Tableau 3.1. La configuration du ferrailage pour tous les spécimens est illustrée sur la Figure 3.2. Les dimensions et les armatures des différents éléments constituant les voiles testés sont données dans le Tableau 3.2, et les dimensions et les armatures de la poutre de chargement et la fondation sont données dans le Tableau 3.3. Les voiles testés ont fait l'objet d'un dimensionnement capacitair ; et donc le ferrailage des différents éléments constituant le voile de telle sorte à voir la capacité flexionnelle plus grande que la capacité en cisaillement. Le calcul du ferrailage au droit des ouvertures pour les spécimens S1 et L1 a été conduit selon la méthode simplifiée du règlement japonais AIJ 2004 [124]. Cette méthode est présentée plus loin dans le chapitre 6 (§ 6.2.2). Cependant, il est signalé que les spécimens M1 et L3 qui ont été construits et testés ultérieurement n'ont pas été munis d'armatures diagonales pour les ouvertures après avoir constaté la non plastification de ces derniers pour les spécimens S1 et L1. De plus, les poteaux de rives ont été construits avec des armatures transversales à haute résistance pour avoir un bon confinement et ceux afin d'éviter une rupture par écrasement du béton sous compression.

Tableau 3.1 : Détails de ferrailage des spécimens.

Eléments	Catégorie		Barres d'armature	% des armatures
Poteau (300mm×300mm)	Armatures longitudinales		8-D19	2,55%
	Armatures transversales		φ10@75	0,63%
Poutre (200mm×300mm)	Armatures supérieures		2-D13	0,47%
	Armatures inférieures		2-D13	0,47%
	Armatures transversales		2-D6@100	0,32%
Panneau du voile (80mm)	Verticales		D6@100	0,40%
	Horizontales			0,40%
	Armatures d'ouverture (Verticales)	S1	1-D13	—
		M1	3-D13	
		L1	1-D16	
		L3	4-D13	
	Armatures d'ouverture (Horizontales)	S1	2-D10	
		M1	3-D10	
		L1	2-D13	
		L3	4-D10	
	Armatures d'ouverture (Diagonales)	S1	1-D13	
Fondation (600mm×400mm)	Armatures supérieures		4-D25	
	Armatures inférieures		4-D25	0,84%
	Armatures transversales		4-D10@100	0,48%
Poutre de chargement (400mm×400mm)	Armatures supérieures		2-D25	1,27%
	Armatures inférieures		2-D25	1,27%
	Armatures transversales		2-D10@100	0,36%

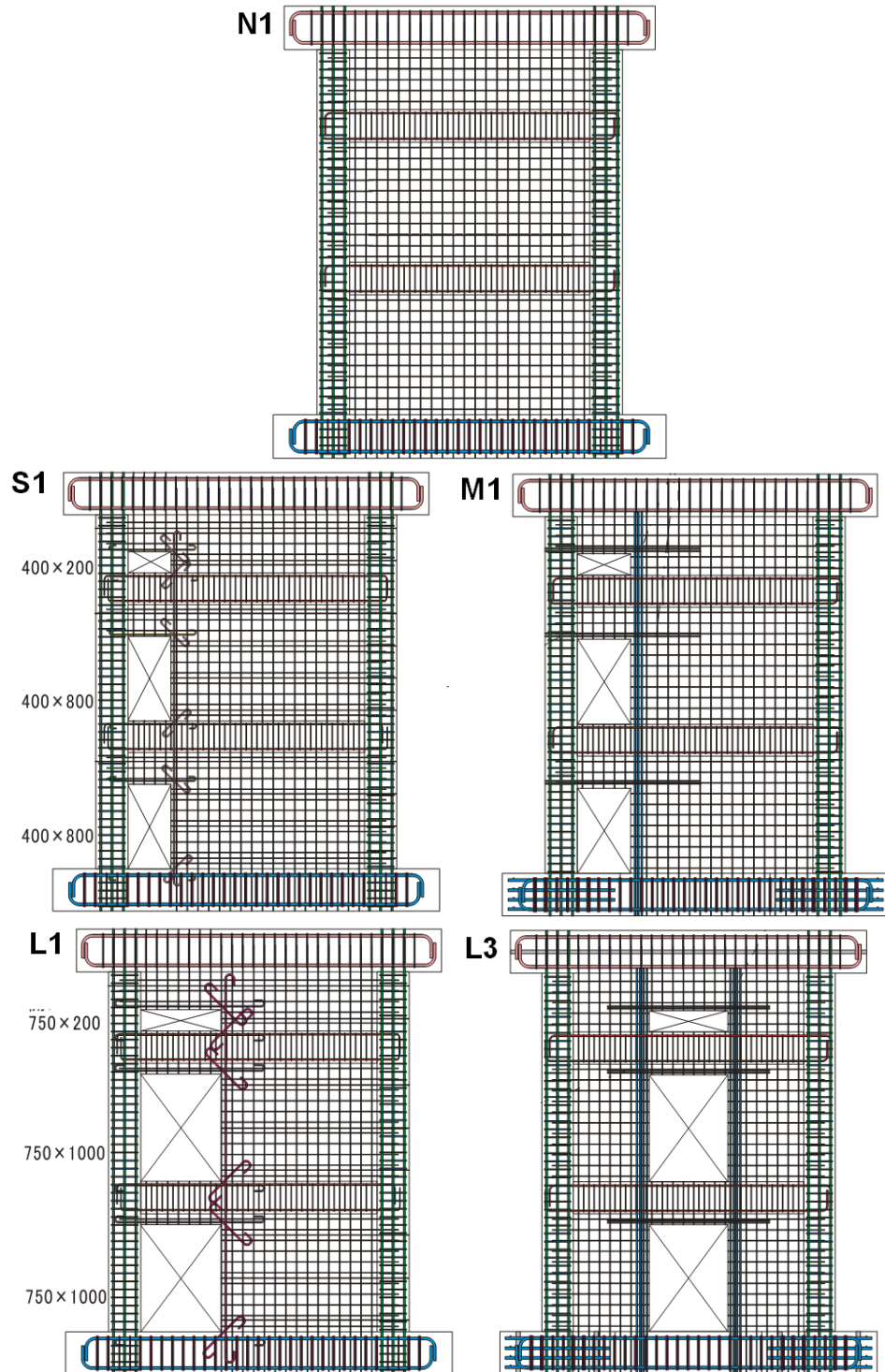


Figure 3.2 : Disposition des armatures des spécimens de voile.

Tableau 3.2 : Détails de ferrailage des éléments constituant les voiles.

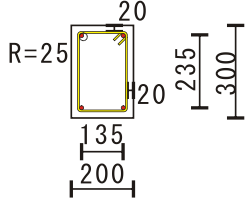
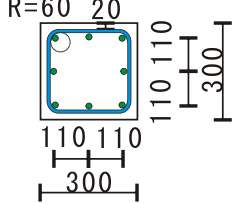
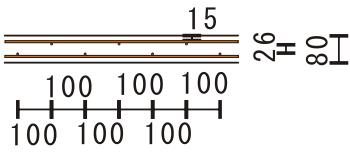
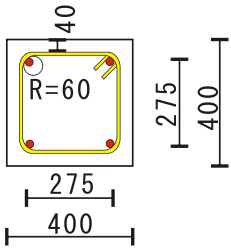
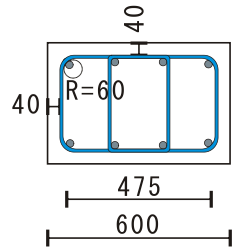
	Poutre	Poteau de rive	Panneau de voile
Coupe			
Section	200 × 300	300 × 300	Epaisseur: 80
Ferrailage long.	2-D13	8-D19	Vertical : D6@100
Ferrailage trans.	2-D6@100	2-D10@75	Horizontal : D6@100

Tableau 3.3 : Détails de ferrailage de la poutre de chargement et la fondation.

	Poutre de chargement	Poutre fondation
Coupe		
Section	400 × 400	600 × 400
Ferrailage long.	4-D25	8-D25
Ferrailage trans.	2-D10@100	4-D10@100

3.3. Propriétés des matériaux

3.3.1. Béton

La composition du béton utilisée a été choisie afin d'avoir un béton avec une résistance à la compression au moins égale à 20 Mpa. Les propriétés de cette composition sont données dans le Tableau 3.4. La taille maximale du gravier utilisée est de 15 mm. Les adjuvants utilisés étaient un entraîneur d'air et un plastifiant réducteur d'eau.

Tableau 3.4 : Composition du béton utilisé.

Ciment (kg/m ³)	Eau (kg/m ³)	Granulats fins (kg/m ³)	Gros granulats (kg/m ³)	Adjuvants (kg/m ³)	E/C	Pourcentage des granulats fins (%)
326	186	824	891	2.93	0,57	48,3

Afin de déterminer les caractéristiques mécaniques du béton utilisé, des essais d'écrasement sur des éprouvettes de béton cylindriques de diamètre 100 mm et de hauteur 200 mm ont été réalisés le jour d'avant le test. Pour chaque spécimen, six éprouvettes ont été préparées : trois éprouvettes testées en compression afin d'évaluer la résistance en compression et le module de Young, et trois autres éprouvettes pour évaluer la résistance en traction. La résistance caractéristique a été définie comme la moyenne des résultats de tests des trois éprouvettes. Les essais de traction du béton étaient réalisés par fendage qui consiste à écraser le cylindre de béton suivant deux génératrices opposées entre les plateaux de la presse. Cet essai est souvent appelé « Essai Brésilien ». Si P est la charge de compression maximale produisant l'éclatement du cylindre par mise en traction du diamètre vertical, la résistance en traction est donc :

$$f_{ij} = 2 \frac{P}{\pi DL} \quad (3.1)$$

avec :

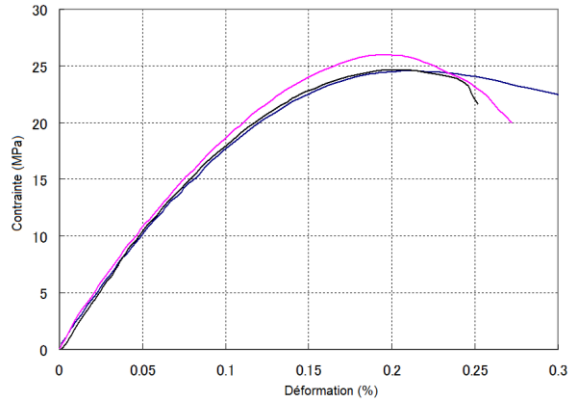
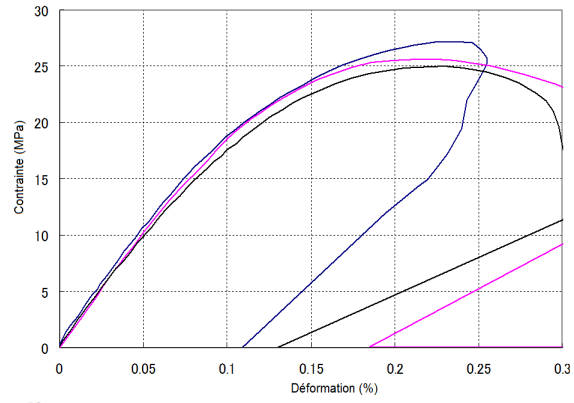
j est l'âge du béton en jours au moment de l'essai ;

D et L sont le diamètre et la longueur de l'éprouvette cylindrique du béton, respectivement.

Les résistances moyennes à la compression et à la traction ainsi que les modules de Young moyens pour chaque spécimen sont donnés au Tableau 3.5. La Figure 3.3 montre les courbes contrainte-déformation des essais de compression des éprouvettes pour chaque spécimen. Cependant, il est à signaler que lors des essais d'écrasement du béton pour le spécimen L1, les résistances en compression observées ont été inférieures aux résistances nominales. D'autres essais de compression sur des carottes prélevées des poteaux de rive ont été réalisés postérieurement à l'essai de chargement afin de réévaluer la résistance en compression.

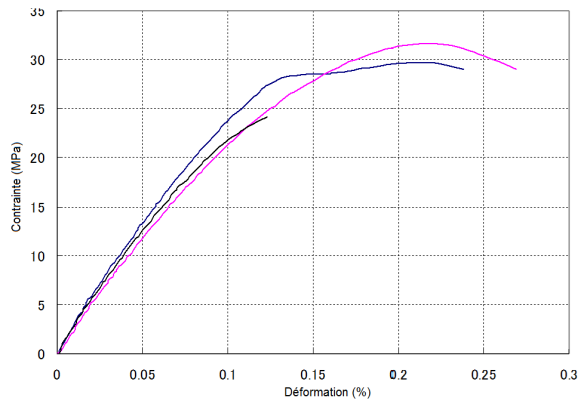
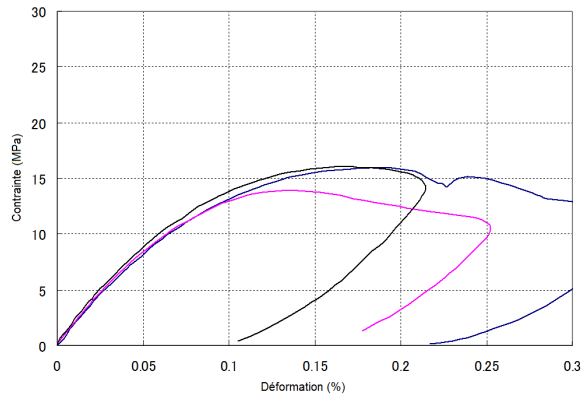
Tableau 3.5 : Propriétés mécaniques du béton utilisé.

Spécimen	N1	S1	M1	L1	L1(Carotte)	L3
Résistance à la compression (MPa)	25,9	25,1	21,7	15,3	28,9	32,7
Résistance à la traction (MPa)	2,3	2,2	2,1	1,6	—	2,9
Module de Young (GPa)	21,0	21,7	15,8	19,6	26,0	23,3



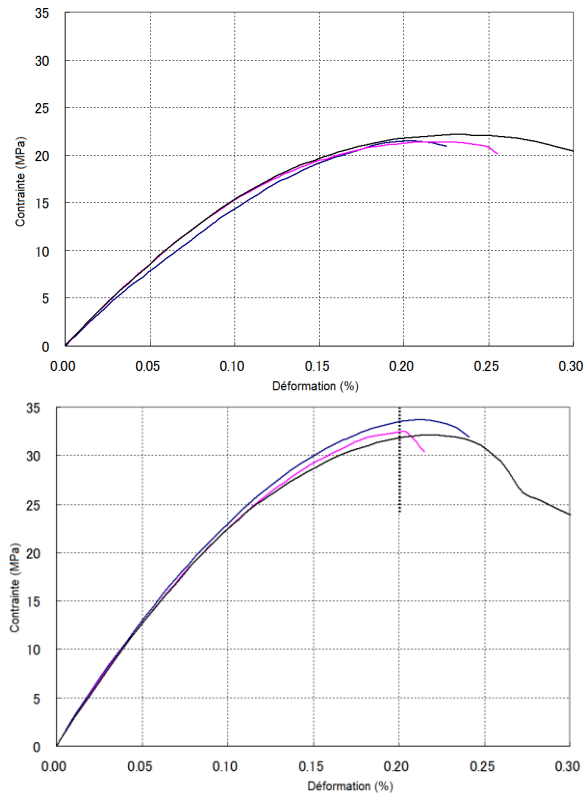
(a) N1 (Eprouvette)

(b) S1 (Eprouvette)



(c) L1 (Eprouvette)

(d) L1 (Carotte)



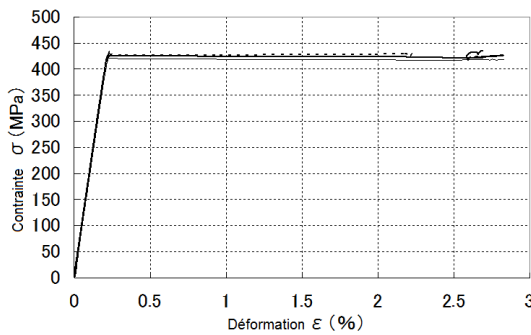
(e) M1 (Eprouvette)

(f) L3 (Eprouvette)

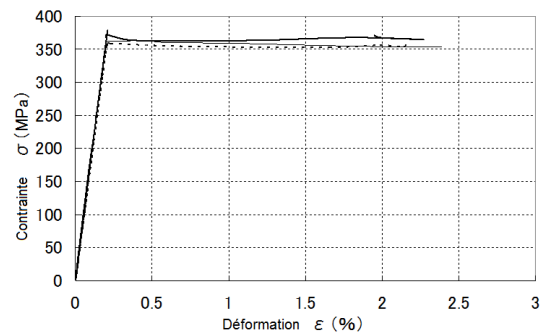
Figure 3.3 : Courbe contrainte-déformation des éprouvettes de béton testées.

3.3.2. Acier

Trois échantillons de barres pour chaque diamètre d'armature utilisé ont été soumis à un essai de traction direct afin de déterminer, pour chaque type de barre, la limite d'élasticité, la résistance ultime à la traction et le module d'élasticité longitudinale. La Figure 3.4 montre les courbes contrainte-déformation pour chaque type d'armature utilisée.



(a) D6



(b) D10

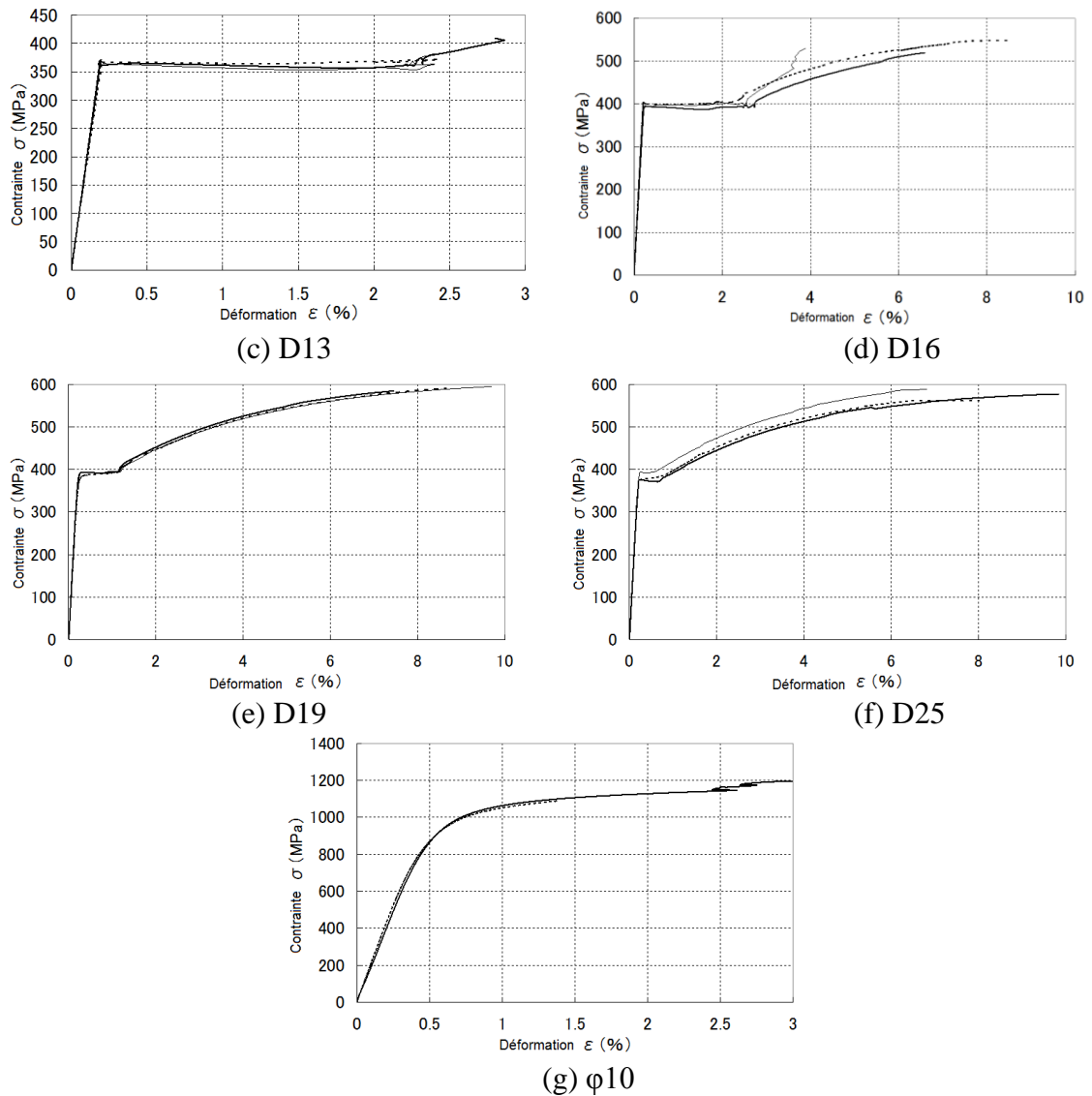


Figure 3.4 : Courbes contrainte-déformation des barres d'armature utilisées.

Les valeurs moyennes des propriétés mécaniques de ces armatures sont données dans le Tableau 3.6.

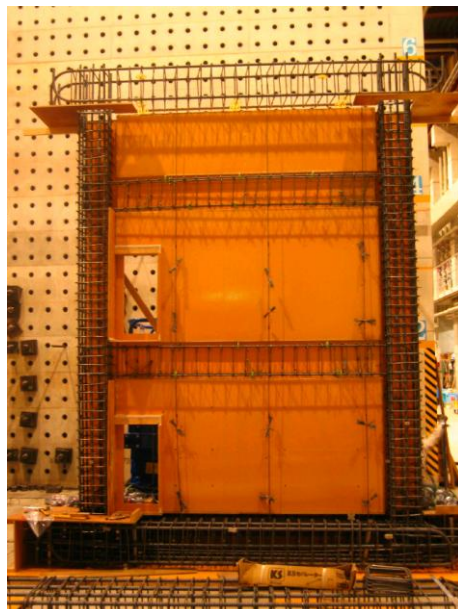
Tableau 3.6 : Propriétés mécaniques des armatures.

Diamètre nominale	Limite d'élasticité (MPa)	Résistance ultime (MPa)	Module d'élasticité longitudinale (GPa)
D6	425	538	204
D10	366	509	180
D13	369	522	189
D16	400	569	194
D19	384	616	183
D25	382	597	188
$\phi 10$	985	1143	197

3.4. Construction des spécimens

Les spécimens ont été construits au laboratoire de structures de l'université de Kyoto. Chaque spécimen était construit indépendamment du fait des contraintes d'espace de travail et de disponibilité du coffrage. La cage de ferrailage de la fondation était réalisée en premier lieu et placée en suite au coffrage. Des tuyaux en PVC qui servaient de conduites pour les barres de fixation de la fondation du spécimen sur la dalle d'essai. Les fils des jauges de déformation qui étaient montées a priori sur les armatures étaient regroupés et acheminés vers l'extérieur. La Figure 3.6 montre les étapes principales pour la réalisation des spécimens. La séquence de construction des spécimens été comme suit :

1. Assemblage de la cage de ferrailage de la fondation, les poteaux et poutres ainsi que la poutre de chargement ;
2. Coffrage du spécimen ;
3. Coulage de la poutre fondation ;
4. Coulage du voile et poutre de chargement.



(a) Ferrailage poteaux et poutres



(b) Ferrailages panneaux de voile



(c) Coffrage et coulage du béton



(d) Réalisation de l'essai

Figure 3.5 : Étapes de réalisation d'un spécimen.

3.5. Dispositif de chargement

Le dispositif de chargement est schématisé sur la Figure 3.6. La charge latérale, Q , est appliquée d'une manière quasi-statique cyclique au milieu et à mi-hauteur de la poutre de chargement par le biais de deux vérins hydrauliques d'une capacité de 2 MN chacun selon les deux directions positive et négative dans le plan du voile testé. Pour la mesure des forces appliquées, chaque vérin est doté d'un capteur de force. Les deux vérins horizontaux prennent appui sur le mur de réaction et sont attachés à un dispositif métallique composé de deux bras servant à transmettre la force apportée par ces deux vérins au milieu de la poutre de chargement. Les deux vérins verticaux d'une capacité de 1 MN chacun sont installés sur chacun des deux poteaux de rive et sont liés et prenaient appui sur un portique de chargement. Initialement, ces deux vérins verticaux appliquent chacun une force de 400 kN pour les spécimens N1 et S1 et 244 kN pour les spécimens M1, L1 et L3 pour représenter l'effet des charges gravitaires apportés par les étages supérieurs. Deux capteurs de force tridimensionnels sont placés entre la fondation du spécimen et la dalle d'essai sous les poteaux de rive afin de mesurer la force axial transmise par les deux vérins verticaux aux poteaux de rive. Ces capteurs de force sont liés au spécimen et à la dalle d'essai par 8 tiges métallique de diamètre 32 mm de chaque cote. Ces tiges sont boulonnées des deux extrémités et une force de précontraint de 0,45MN chacune leurs est appliquée afin de prévenir tout risque de glissement aux interfaces.

Lors du chargement cyclique, ces deux vérins sont ajustés pour appliquer deux forces verticales, N_w et N_e , qui varie on fonction de la charge latérale appliquée, Q , afin de garder le rapport portée en cisaillement (« shear span ratio » M/Ql) approximativement égal à 1,0.

$$\frac{M}{Ql} = 1,0 \quad (3.2)$$

Où,

M est le moment fléchissant appliqué à la base du voile ;

Q est la charge latérale appliquée au niveau de la poutre de chargement ;

l est la largeur effective du voile.

Cela afin de garantir que la rupture en cisaillement précède la rupture en flexion par plastification des armatures longitudinales dans les poteaux de rives. Le point d'inflexion est maintenu donc au milieu de la poutre du deuxième niveau à une distance de 2200 mm au-dessus de la face supérieure de la fondation.

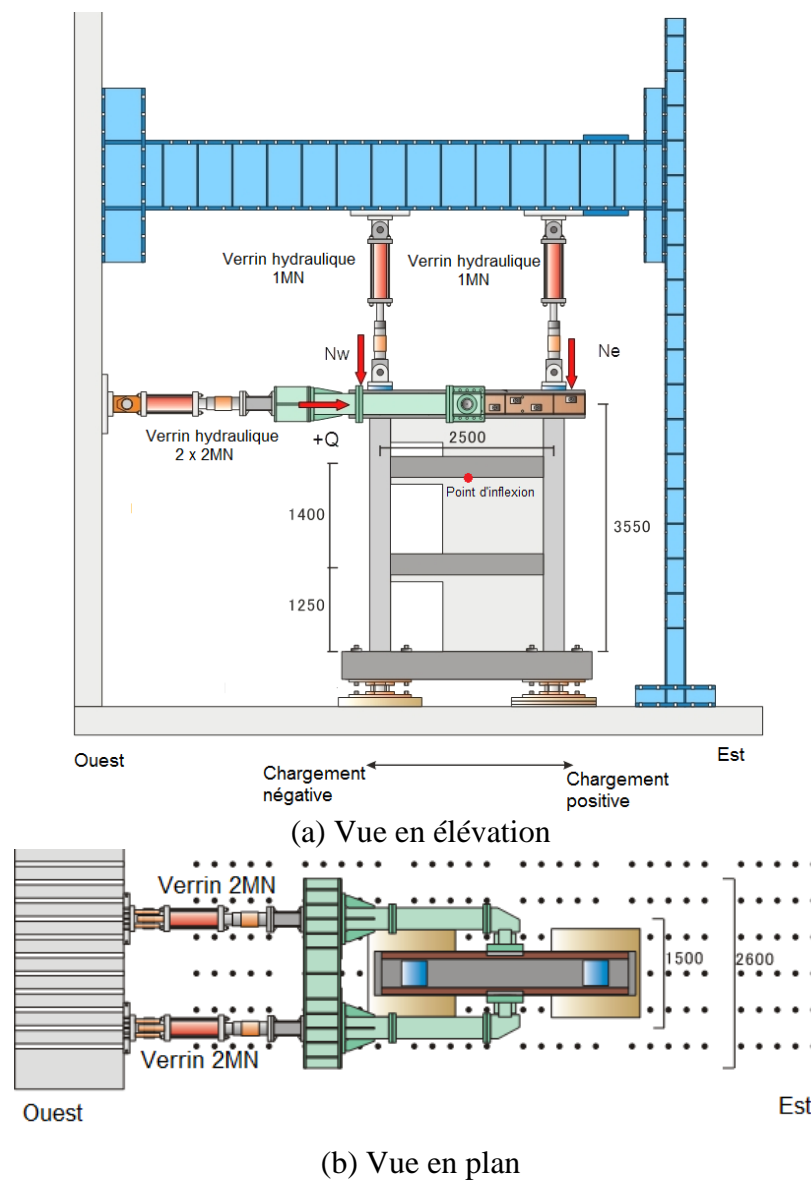


Figure 3.6 : Diapositive de chargement.

3.6. Protocole de chargement

L'histoire du protocole de chargement latérale est contrôlée par mesure de déplacement horizontal en termes d'angle de dérive (« drift angle »). L'angle de dérive est défini par le déplacement latéral mesuré au niveau du point d'inflexion divisé par la hauteur de ce point par rapport à la base du voile. La même histoire de chargement est appliquée à tous les spécimens. Le protocole de chargement était divisé en deux parties : le premier cycle de chargement, qui était contrôlé en force, était appliqué jusqu'à 200 kN, en suite, deux cycles de chargement étaient appliqués pour chaque angle de dérive, R , de ± 0.05 , ± 0.1 , ± 0.25 , ± 0.5 , ± 0.75 , ± 1.00 , $\pm 1.5\%$, 2.0% et 3.0% . La Figure 3.7 présente le protocole de chargement jusqu'à une angle de dérive de 1.0% .

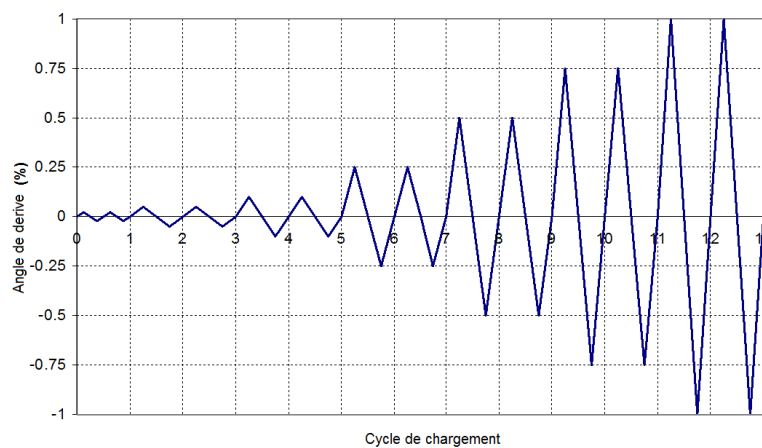


Figure 3.7 : Protocole de chargement.

Les forces verticales, N_w et N_e , appliquées respectivement sur les poteaux est et ouest varient en fonction de la charge latérale, Q , comme suit :

Pour les spécimens N1 et S1 :

$$N_e = 0.42Q + 400kN \quad (3.3)$$

$$N_w = -0.42Q + 400kN \quad (3.4)$$

Pour les spécimens M1, L1 et L3 :

$$N_e = 0.42Q + 244kN \quad (3.5)$$

$$N_w = -0.42Q + 244kN \quad (3.6)$$

3.7. Capteurs de déplacement

L'instrumentation utilisée pour effectuer des mesures globales et locales comporte des capteurs de déplacement LVDT (« Linear Variable Displacement Transducers »). Pour assurer la fixation des capteurs de déplacement qui ont été montés sur les spécimens, des écrous de fixation ont été montés au préalable avant coulage du béton. Les écrous montaient sur la fondation et la poutre de chargement assuraient aussi le transport et le déplacement des spécimens dans l'espace de travail par le biais du pont roulant. La Figure 3.8 illustre la position de ces écrous pour le spécimen N1.

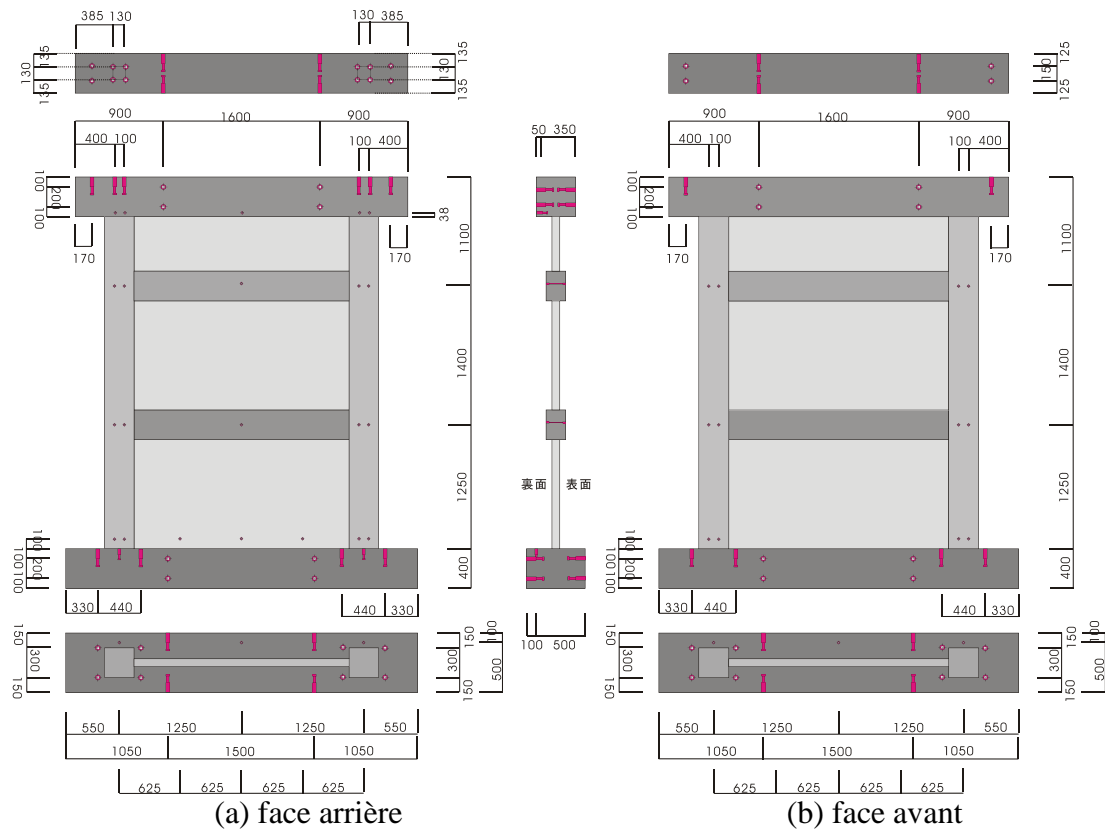


Figure 3.8 : Position des écrous de fixation pour N1.

La Figure 3.9 montre la disposition des capteurs de déplacement pour la mesure des déplacements relatifs pour les spécimens N1 et L1. La mesure des déplacements relatifs verticaux, horizontaux et diagonaux sur des segments des spécimens permet une mesure séparée des angles de dérive due aux déformations de la flexion et celles du cisaillement. L'angle de dérive totale des deux types de déformation est évaluée par la sommation par rapport au point de référence situé à mi-travée de la poutre du deuxième niveau à une distance de 2650 mm de la face supérieure de la fondation. Les deux spécimens M1 et L3 ont fait l'objet d'une instrumentation plus raffinée afin de mesurer les réponses locales des différentes parties constituant le voile avec ouvertures. Des capteurs de déplacement

disposés en diagonal au niveau de chaque ouverture et chaque panneau de voile et un capteur vertical à la limite entre ouverture et panneau du voile ont été fixés afin de mesurer séparément les déformations de flexion et de cisaillement pour chaque partie (Figure 3.10). De plus, un système de capteur de déplacement est fixé sur les poutres courtes des deux spécimens et sur les poteaux de rive au droit des ouvertures du spécimen M1 qui servaient à mesurer leurs réponses locales (Figure 3.11).

La Figure 3.12 montre les positions des capteurs de déplacement qui servaient à mesurer le glissement et le soulèvement à la base du voile (à l'interface entre la fondation et le panneau de voile). Les capteurs de déplacement étaient installés dans certains points clés à travers un portique métallique monté parallèlement au plan du voile et fixé à sa base sur la dalle d'essai. Un exemple de la disposition du système de capteur des déplacements absolus est montré sur la Figure 3.13 pour les deux spécimens N1 et L1, respectivement.

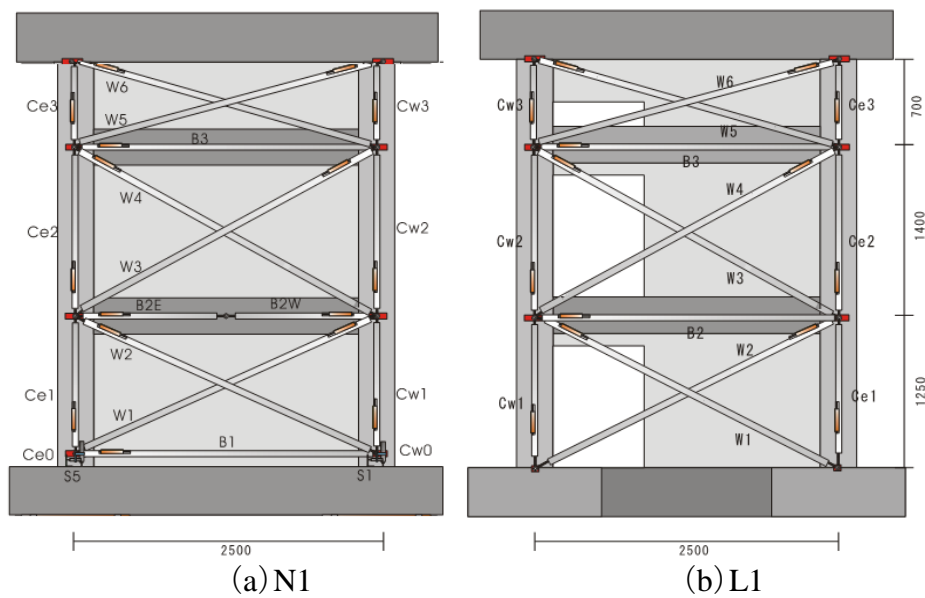


Figure 3.9 : Capteurs des déplacements relatifs pour (N1 et L1).

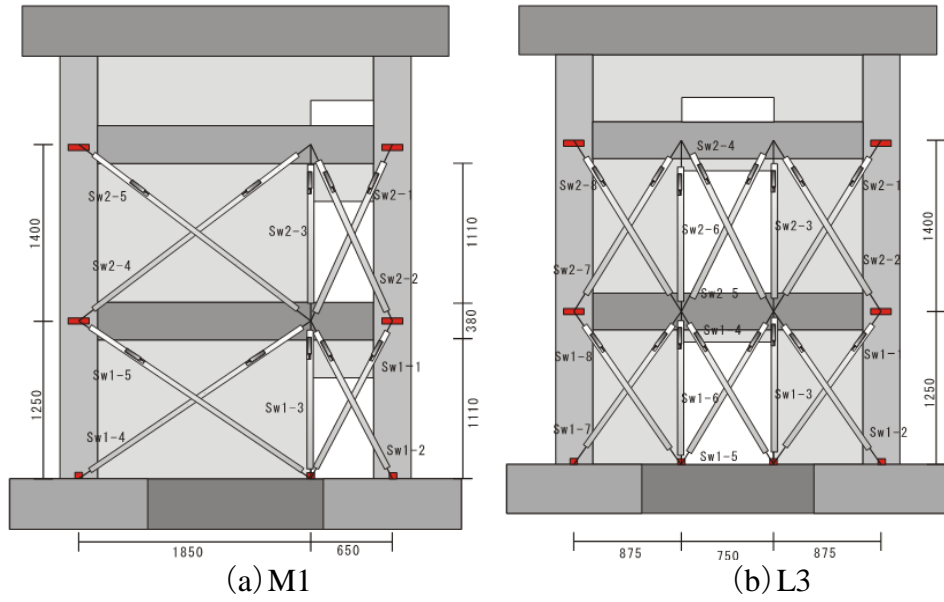


Figure 3.10 : Capteurs des déplacements relatifs pour M1 et L3.

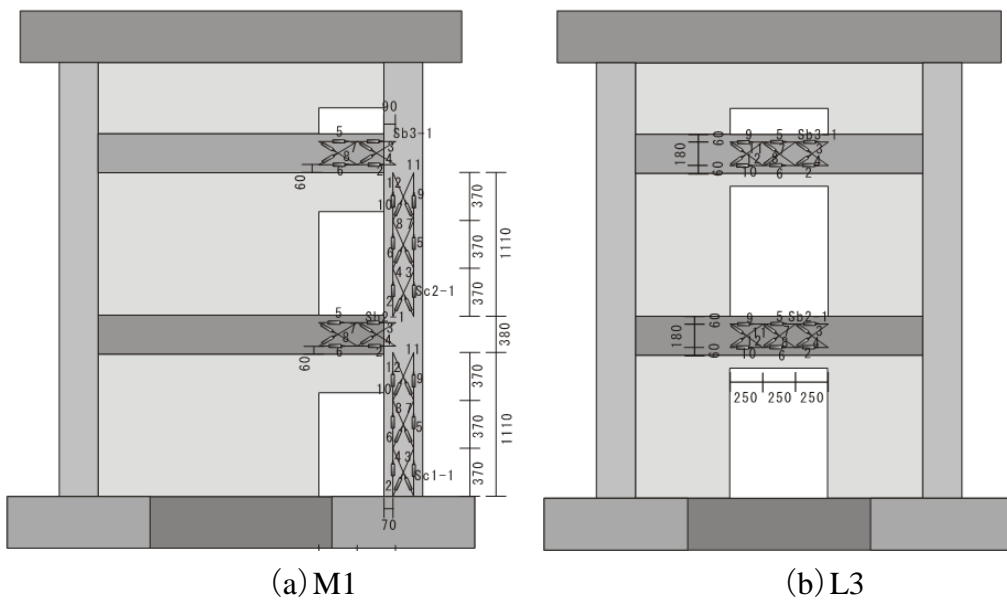


Figure 3.11 : Capteurs des déplacements relatifs élémentaires pour M1 et L3.

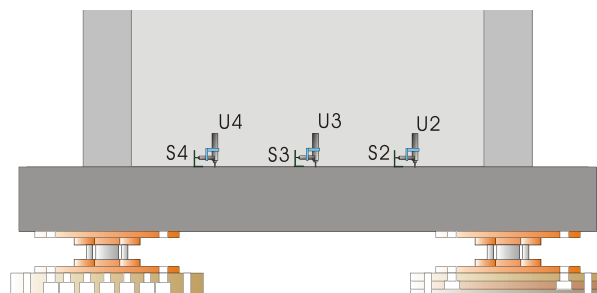


Figure 3.12 : Capteur de déplacement pour renversement/glissement à la base (N1).

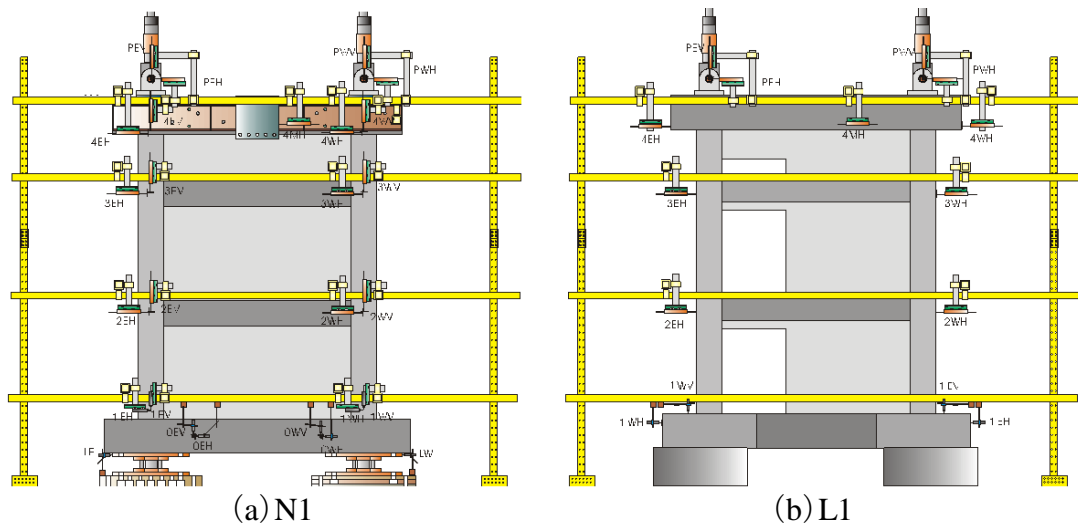


Figure 3.13 : Capteurs des déplacements absolus pour N1 et L1.

3.8. Jauges de déformation des armatures

Les jauges de déformations servent à mesurer les déformations des armatures. Des capteurs de déformation étaient attachés à certaines armatures horizontales et verticales du panneau du voile, et à certaines armatures longitudinales et transversales des poteaux et poutres dans des positions présumées de concentration des dommages. Des capteurs de déformation étaient aussi attachés aux armatures horizontales, verticales et diagonales aux droits des ouvertures. La Figure 3.14 montre la position des jauges de déformation pour chaque spécimen.

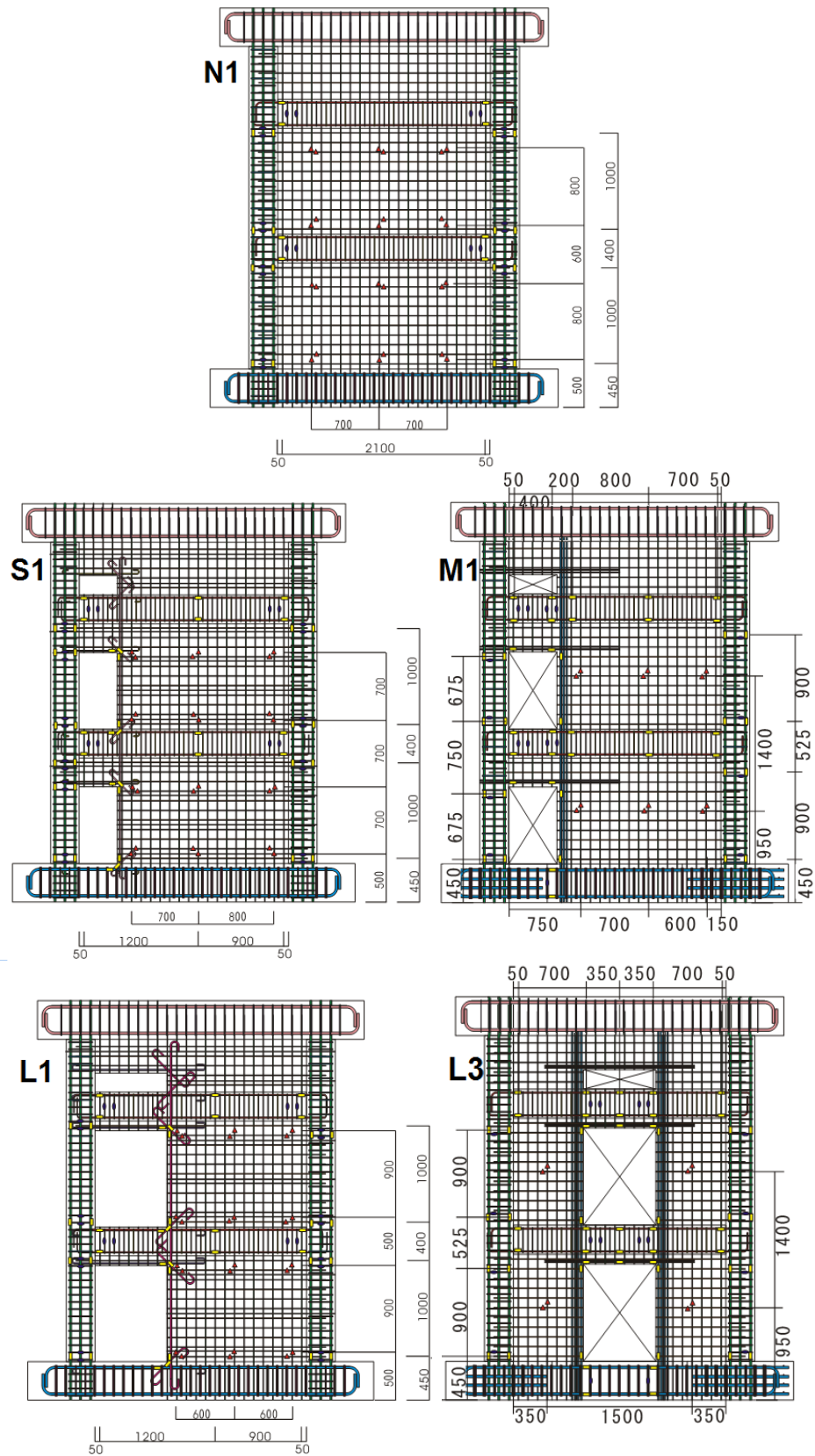


Figure 3.14 : Position des jauges de déformation des armatures.

3.9. Fissuromètres

Des fissuromètres bidirectionnels (« crack displacement transducer ») étaient utilisés pour mesurer l'ouverture des fissures diagonales dans deux directions orthogonales d'une manière simultanée et continue. Une direction pour mesurer le déplacement entre les lèvres de la fissure (ouverture de la fissure) et la direction orthogonale pour la mesure du déplacement de la fissure suivant sa direction (glissement entre les lèvres de la fissure). Le fissuromètre est fixé sur une plaque de montage qui lui-même sera collé par la suite sur la fissure à surveiller. La Figure 3.15 montre le principe de montage des fissuromètres bidirectionnels sur une fissure diagonale. Après formation des fissures diagonales de cisaillement dans les panneaux de voile, les fissuromètres bidirectionnelles étaient fixés sur certaines fissures afin de mesurer leurs déplacements. Seuls les spécimens M1 et L3 ont été instrumentés par des fissuromètres.



Figure 3.15 : Principe de montage des fissuromètres bidirectionnels.

3.10. Conclusions

Ce chapitre donne un aperçu sur le programme expérimental conduit sur cinq spécimens de voiles dont l'un est sans ouverture. Les principales variables expérimentales sont la taille et la position des ouvertures. L'objectif de ces tests était d'étudier l'effet des ouvertures sur la performance sismique et le comportement en cisaillements des voiles courts multi-étages avec ouvertures. Les voiles étaient construits avec un facteur d'échelle de 40%. Les spécimens ont été instrumentés par des capteurs de déplacement ainsi que des capteurs de déformation sur les barres de ferrailages. Cela permet de suivre les déformations en divers points judicieusement choisis pour mesurer le niveau de déformation et juger la plastification.

CHAPITRE 4 :

EXPLOITATION ET ANALYSE DES DONNÉES EXPÉRIMENTALES

4.1. Introduction

Dans ce chapitre nous exposons les résultats expérimentaux et les comportements observés lors des essais sous chargement cyclique des spécimens de voiles présentés au chapitre précédent. Spécifiquement, on présente la progression des dommages, la réponse en termes de relations charge latérale-angle de dérive globale et locale, la plastification des armatures dans les différents éléments et parties constituant les voiles testés ainsi que l'ouverture des fissures. Pour la description des dommages, l'objectif est de montrer la distribution des fissures, identifier l'occurrence des états de dommages en fonction de l'angle de dérive, identifier les endroits de ces dommages et enfin décrire le mode de rupture et l'état final des dommages.

4.2. Fissuration et dommages

4.2.1. Constatations communes aux spécimens

Le processus de fissuration commence par la formation de fissures diagonales de cisaillement dans les panneaux des voiles et à la partie supérieure des ouvertures pour les voiles avec ouvertures à un angle de dérive d'environ 0,05%. Des fissures de flexion dans le poteau de rive en traction ont été également observées. Avec l'augmentation de l'angle de dérive, le nombre et la longueur des fissures de cisaillement augmente et se propage davantage dans les panneaux de voile et s'étend plus vers la base du voile en illustrant le chemin de transfert des contraintes. La formation d'un mécanisme de transfert du cisaillement est empêchée par la présence des ouvertures et les contraintes tendaient à se concentrer dans le coin inférieur aux droits des ouvertures. La charge latérale atteignait son maximum pour un angle de dérive entre 0,5% et 0,75%. A ce stade, certaines barres d'armatures longitudinales dans les poutres et les panneaux de voile devenaient apparentes suite à l'éclatement du béton d'enrobage. De plus, le flambement de certaines armatures des panneaux de voiles du premier niveau était observé. Au stade final de chargement, le glissement entre les fissures de cisaillement dans le voile avait lieu avec diminution

significative de la capacité latérale des spécimens. Le processus de détérioration décrit ci-dessus est commun à tous les spécimens. Les dommages particuliers à chaque spécimen et les différences observées sont décrits dans ce qui suit. L'évolution de la fissuration et des dommages avec l'angle de dérive est présenté en plus en détail dans l'appendice B

4.2.2. Constatations propre pour chaque spécimen

i) Spécimen N1

La Figure 4.1 représente, respectivement, les dommages observés pour un angle de dérive $R= 0,75\%$ et à la fin du chargement pour le spécimen N1. Des fissures de cisaillement ont été observées dans les panneaux du voile et la poutre du premier niveau pour un angle de dérive $R= 0,05\%$. Pour un angle de dérive $R= 0,1\%$, des fissures de flexion ont apparu au niveau du poteau de rive du premier niveau sous tension. Lorsque la charge latérale a atteint le niveau $R = \pm 0,5\%$, une augmentation considérable du nombre des fissures de cisaillement dans les panneaux du voile était constatée tandis que les fissures de flexion dans les poteaux de rive s'étendaient de la base du poteau du premier niveau jusqu'au milieu du poteau du deuxième niveau. Le voile a atteint sa capacité maximale suivi par une diminution remarquable de cette capacité après $R= 0,5\%$. Pour $R= +0,5\%$, de petites éclats du béton d'enrobage sont observées au niveau de l'interface entre le panneau du voile et la poutre du premier niveau. Au premier cycle correspondant à $R= -0,5\%$, un glissement à l'interface entre le panneau du voile et la poutre du premier niveau a été observé (Zone A dans la Figure 4.1.a) alors qu'un écrasement du béton est constaté à la base du poteau de rive sous compression. Au premier cycle de $R= +0,75\%$, un glissement par cisaillement s'est produit en haut du panneau de voile du premier niveau. Pour $R = \pm 1,5\%$, un écrasement du béton s'étalant sur toute l'épaisseur du panneau du voile été observé. La courbe d'hystérésis force-déformation devenait alors plate et la force horizontale ne variait pas considérablement.

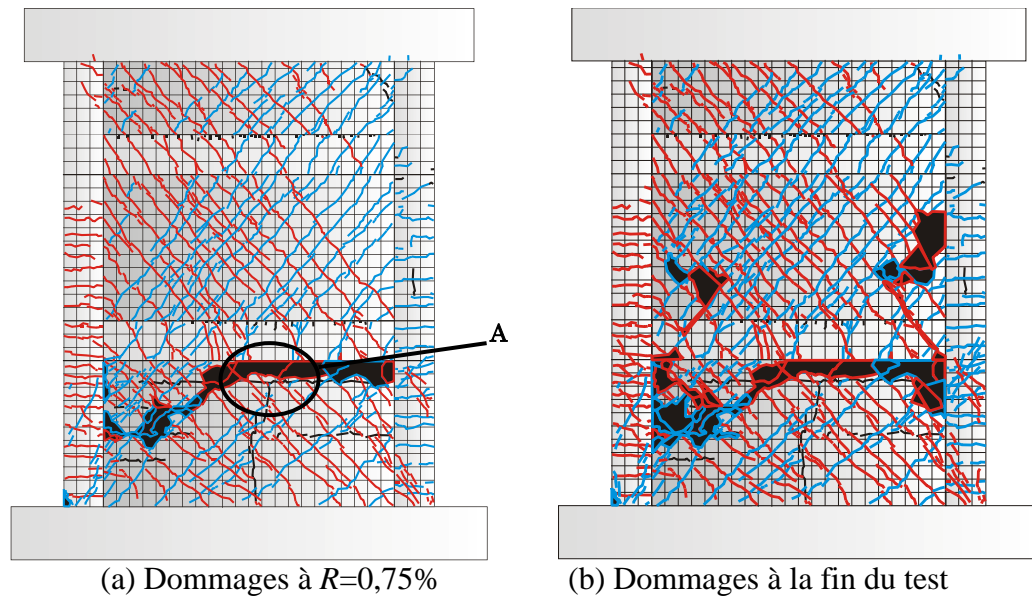


Figure 4.1 : Dommages observés pour le spécimen N1.

ii) Spécimen S1

La Figure 4.2 schématise, respectivement, les dommages observés pour un angle de dérive $R= 0,75\%$ et à la fin du chargement pour le spécimen S1. Des fissures de cisaillement dans le panneau de voile du premier niveau et des fissures de flexion dans le poteau sous traction du premier niveau ont été observées pour un angle de dérive de $0,05\%$. Pour $R= \pm 0,1\%$, les fissures de cisaillement se propageaient d'avantage dans les panneaux de voile et évoluaient aux poutres avec tendance de se concentrer dans les poutres courtes et linteaux au-dessus des ouvertures (Zone A dans la Figure 4.2.a). Pour $R= -0,5\%$, la base du panneau de voile du premier niveau au droit de l'ouverture était sévèrement endommagée (Zone B dans la Figure 4.2.a), suivi par un éclatement du béton dans cette zone et au niveau de la poutre courte au-dessus de l'ouverture du premier niveau. La capacité en cisaillement atteignait son maximum pour $R=0,5\%$ suivi par une diminution brusque, et ceux pour les deux directions positive et négative de chargement. Un flambement des barres verticales de renfort autour de l'ouverture avait lieu dans le panneau de voile du premier niveau à un angle de dérive de $-0,75\%$ (Zone B dans la Figure 4.2.a). Pour $R= -1,0\%$, le glissement par cisaillement été survenu à la base du panneau de voile du premier étage (Zone C dans la Figure 4.2.b). Pour $R= +1,25\%$, un écrasement du béton a été constaté au panneau de voile du troisième niveau avec une séparation à l'interface entre panneau de voile et poutre de chargement (Zone D dans la Figure 4.2.b).

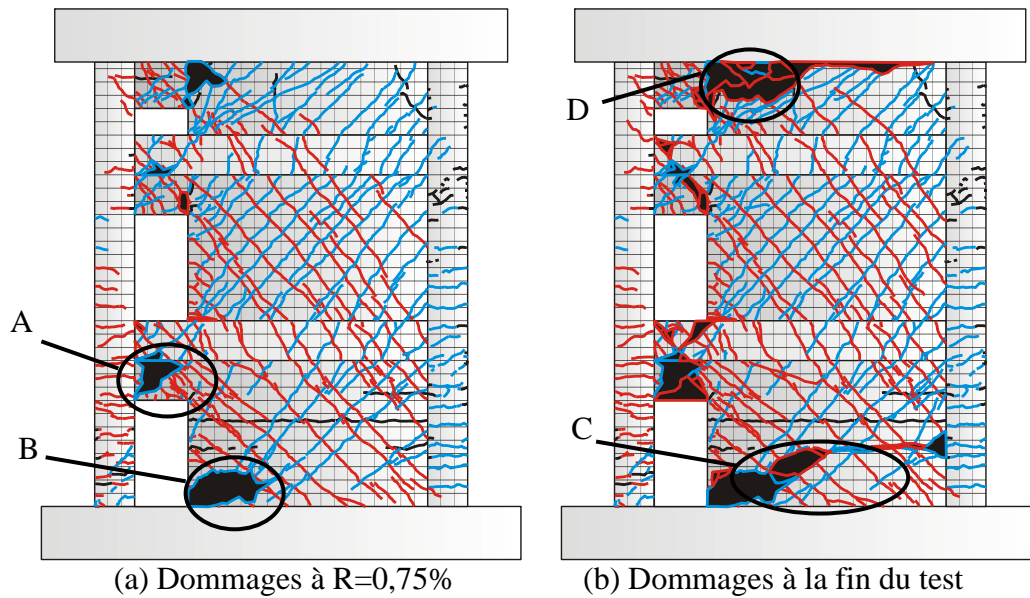
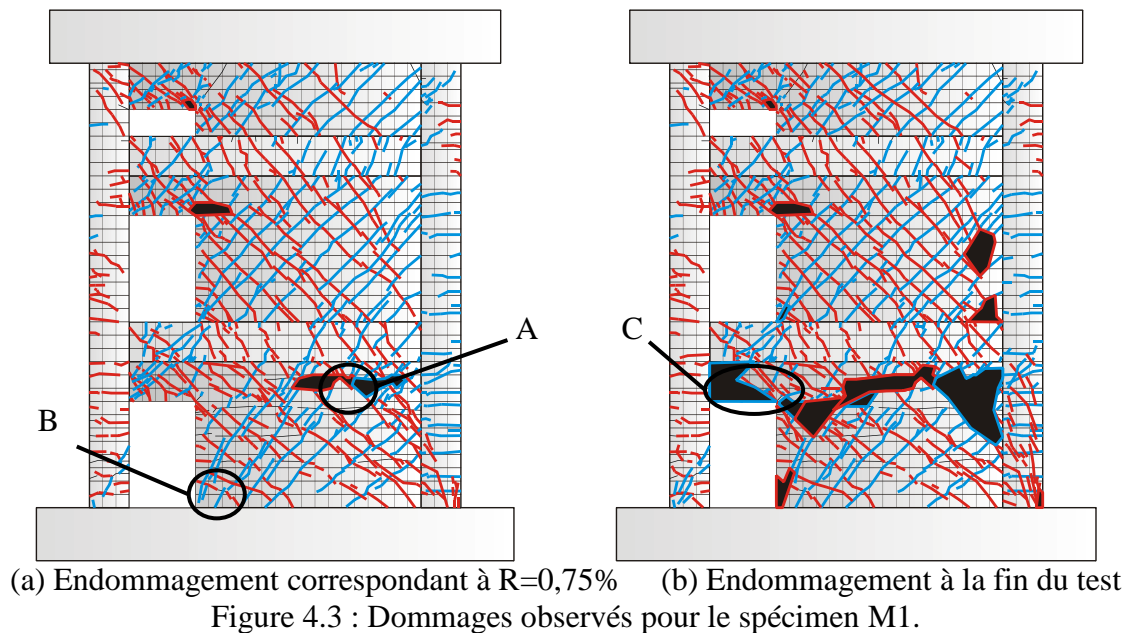


Figure 4.2 : Dommages observés pour le spécimen S1.

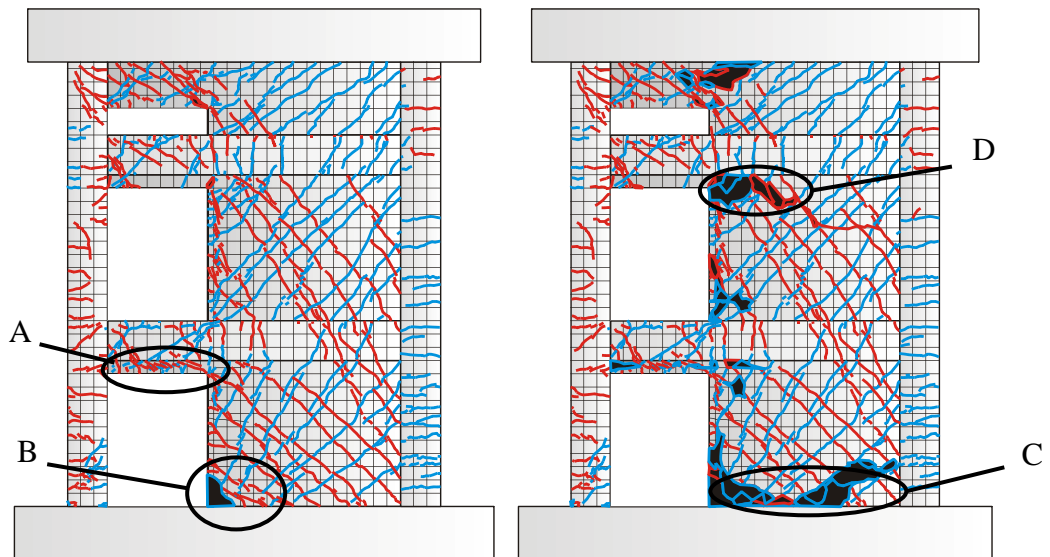
iii) Spécimen M1

La Figure 4.3 montre, respectivement, les dommages observés pour un angle de dérive $R= 0,75\%$ et à la fin du chargement pour le spécimen M1. Des fissures de cisaillement dans le panneau de voile du premier étage ainsi que des fissures de flexion dans le poteau sous traction du premier niveau étaient observées pour un angle de dérive de $0,05\%$. L'angle de dérive $R= \pm 0,25\sim 0,5\%$ marquait l'étendue des fissures de cisaillement dans les panneaux de voiles. L'éclatement du béton d'enrobage dans la zone A de la Figure 4.3.a été observé pour un angle de dérive $R= -0,5\%$, suivi par un éclatement du béton la base du panneau de voile du premier niveau au droit de l'ouverture sous compression (zone B dans la Figure 4.3.a). Les dommages observés pour le spécimen M1 étaient moins importants que ceux observés pour le spécimen S1. Toutefois, l'étendue des fissures de cisaillement était plus importante en comparaison avec L1. La capacité en cisaillement atteignait son maximum pour $R= -0,5\%$ dans la direction de chargement négative, et pour $R= +0,75\%$ dans la direction positive. Pour $R= -0,75\%$, un glissement par cisaillement s'est produit dans le panneau du voile du premier niveau. Pour les poutres courtes au-dessus des ouvertures, des fissures de cisaillement commençaient à apparaître au niveau de la poutre courte du premier niveau pour un angle de dérive de $-0,25\%$. Pour $R= -0,5\%$, de petits éclats de béton d'enrobage ont été observés à cause de la concentration des contraintes de compression. L'écrasement du béton était apparu au niveau de la poutre courte du premier niveau (Zone C dans la Figure 4.3.b). Cependant, ces dommages dans les poutres courtes étaient moins importants en comparaison avec S1.



iv) Spécimen L1

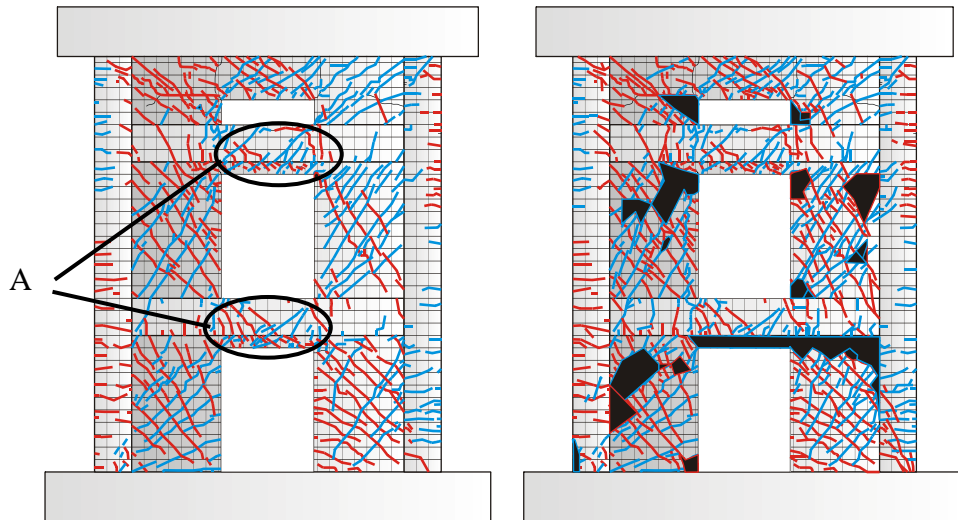
La Figure 4.4 représente, respectivement, les dommages observés pour $R= 0,75\%$ et à la fin du chargement pour le spécimen L1. Des fissures de cisaillement dans le panneau du voile du premier niveau ainsi que des fissures de flexion dans le poteau de rive sous tension ont été observées pour $R= 0,05\%$ comme pour les spécimens S1 et M1. De plus, des fissures de flexion au niveau de la poutre courte du premier et deuxième niveau ont aussi été observées. Cependant, le nombre des fissures de cisaillement était moins important comparé aux spécimens S1 et M1 (Zone A dans la Figure 4.4.a). Cette diminution est due à la différence de longueur de la poutre courte qui, dans le cas du spécimen L1 tend à se comporter plus en flexion qu'en cisaillement. Pour $R= -0,5\%$, un flambement des armatures longitudinales autour de l'ouverture du premier étage a été constaté ainsi qu'un écrasement sévère du béton à cet endroit à $R= -0,75\%$ (Zone B dans la Figure 4.4.a). Pour $R= 1,5\%$, un glissement par cisaillement avait lieu à la base du panneau de voile du premier niveau à l'interface avec la fondation (Zone C dans la Figure 4.4.b). Pour $R = -2\%$, un éclatement du béton a été observé au panneau de voile du deuxième niveau suivi par un glissement par cisaillement (Zone D dans la Figure 4.4.b).



(a) Endommagement correspondant à $R=0,75\%$ (b) Endommagement à la fin du test
Figure 4.4 : Dommages observés pour le spécimen L1.

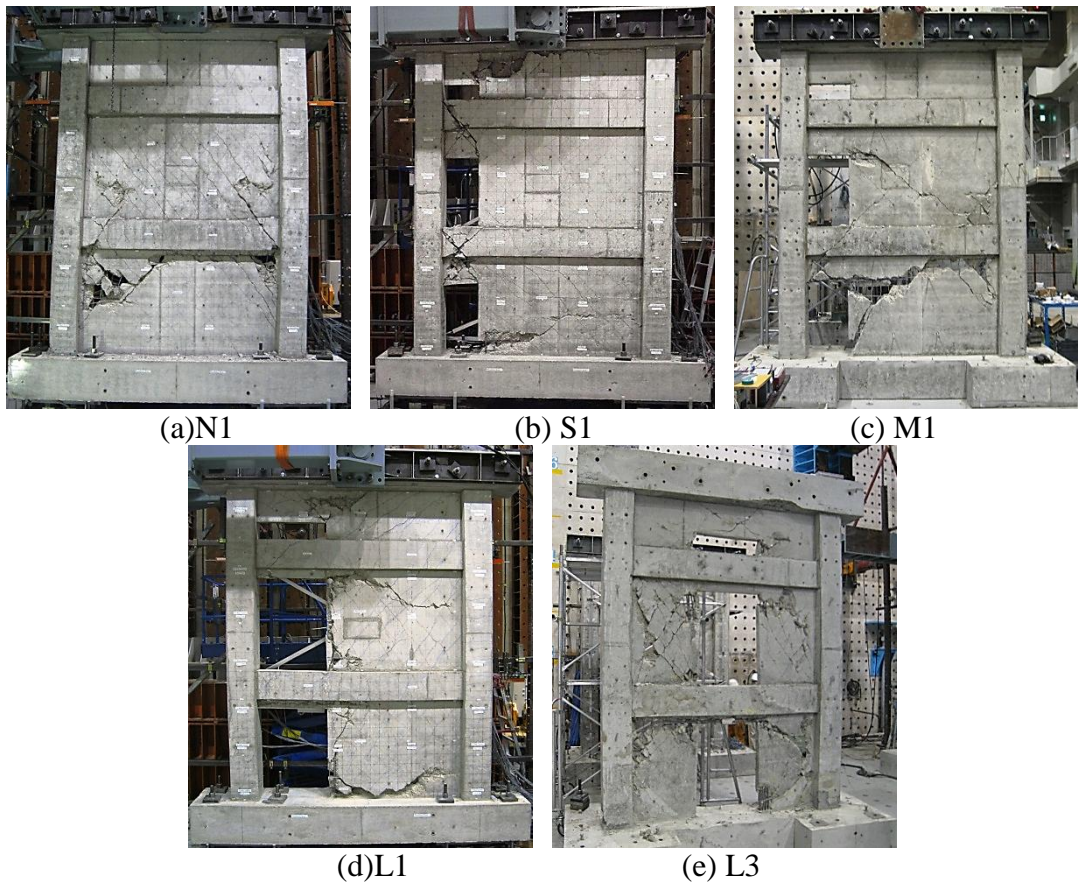
v) Spécimen L3

La Figure 4.5 montre, respectivement, les dommages observés pour un angle de dérive $R= 0,75\%$ et à la fin du chargement pour le spécimen L3. Pour $R= 0,05\%$, des fissures de flexion étaient apparues aux extrémités des poutres de liaison courtes du premier et deuxième niveau, et leur nombre est moins important comparé aux spécimens S1 et M1 (Zones A dans la Figure 4.5.a). Pour $R= 0,1\%$, des fissures de cisaillement dans les panneaux de voile du premier et deuxième niveau ainsi que des fissures de flexion dans le poteau de rive sous traction étaient observées. $R= 0,25\sim 0,5\%$ marque l'étendue des fissures de cisaillement dans les panneaux de voiles. Pour $R= 0,50\sim 0,75\%$, l'ouverture des fissures était plus importante en comparaison avec les autres spécimens et la capacité maximale était atteinte à ce stade. À partir de $R= 1,0\%$, la dégradation de la capacité se faisait d'une manière progressive. Les dommages au niveau des poutres de liaison courtes étaient minimes et ceux jusqu'à la fin de chargement.



(a) Endommagement correspondant à $R=0,75\%$ (b) Endommagement à la fin du test
Figure 4.5 : Dommages observés pour le spécimen L3.

La Figure 4.6 montre les dommages observés à la fin de chargement pour tous les spécimens.



(a)N1 (b) S1 (c) M1
(d)L1 (e) L3
Figure 4.6 : Dommages observés à la fin de chargement.

4.3. Relations globales charge latérale-angle de dérive

Les Figures 4.7 à 4.11 représentent les relations charge latérale-angle de dérive pour les spécimens N1, S1, M1, L1 et L3, respectivement. Pour la direction positive de chargement, la charge latérale maximale a été atteinte dans le cycle de chargement correspondant à $R= 0,5\%$ pour les spécimens N1 et S1 et au cycle correspondant à $R= 0,75\%$ pour les autres spécimens. Dans la direction négative, la charge latérale maximale pour les spécimens N1, S1 et M1 correspondait à $R= -0,5\%$, et $R= -0,75\%$ pour les spécimens L1 et L3. Pour les spécimens avec ouvertures, plus la taille de l'ouverture était petite plus la charge latérale maximale était grande. Cependant, il est noté que pour les spécimens avec ouvertures excentrées, la charge latérale maximale suivant la direction positive de chargement était plus importante par rapport à celle de la direction négative. Cela est dû au fait que la position excentrée des ouvertures influe sur le mécanisme de transfert du cisaillement traduit par la formation d'une bielle de compression. Pour une charge latérale positive, le cisaillement est transféré à la base du poteau de rive qui est plus rigide par rapport à la partie renforcée au droit de l'ouverture où le cisaillement est transféré lorsque la charge latérale est appliquée selon la direction négative. La présence ou l'absence du poteau de rive pour recevoir la compression diagonale influe donc considérablement sur la capacité globale en cisaillement du voile. La dégradation de la capacité après le pic été plus prononcée pour les spécimens N1, S1 et M1 comparé aux spécimens L1 et L3 avec grandes ouvertures.

Pour les modes de rupture, les spécimens N1, S1 et M1 avaient rompues d'une manière brusque après avoir atteint leur capacité maximale. La rupture du spécimen S1 a été par cisaillement des poutres courtes, tandis que la rupture des spécimens N1 et M1 était par cisaillement dans les panneaux de voile. En revanche, les modes de rupture des spécimens L1 et L3 a été plus progressive avec une dégradation graduelle de la capacité après le point de capacité. Cela est dû au comportement flexionnel des poutres courtes au-dessus des ouvertures qui était traduit par la plastification des armatures longitudinales dans ces dernières. Un glissement par cisaillement s'était produit au stade final de chargement. Toutefois, la courbe d'hystérésis force-déformation montre un comportement post-pic adoucissant et la capacité montre une diminution progressive contrairement à celle constatée pour le spécimen S1.

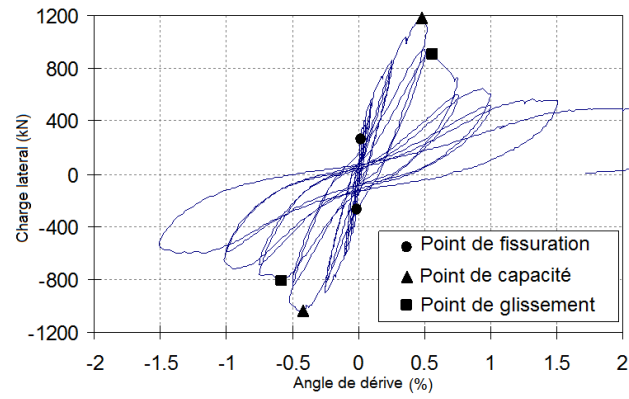


Figure 4.7 : Courbe d'hystérésis du spécimen N1.

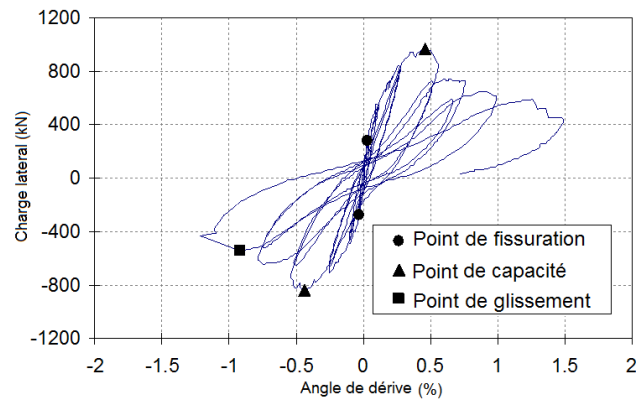


Figure 4.8 : Courbe d'hystérésis du spécimen S1.

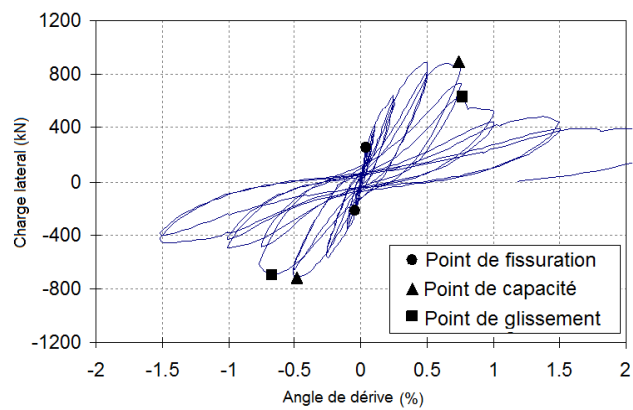


Figure 4.9 : Courbe d'hystérésis du spécimen M1.

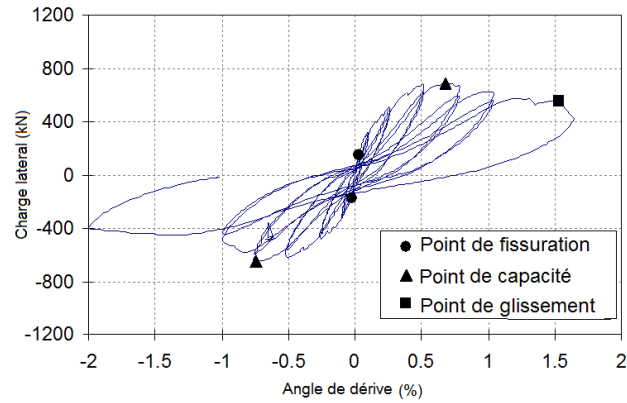


Figure 4.10 : Courbe d'hystérésis du spécimen L1.

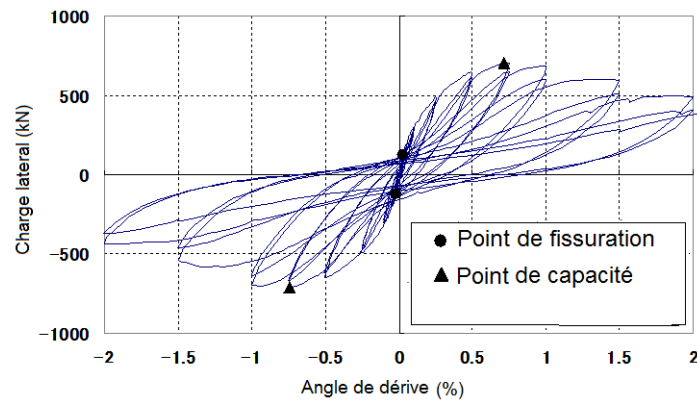


Figure 4.11 : Courbe d'hystérésis du spécimen L3.

Le Tableau 4.1 donne la charge latérale maximale et l'angle de dérive correspondant, ainsi que la rigidité initiale de cisaillement pour chaque spécimen. La rigidité initiale était définie comme la pente de la droite reliant l'origine au pic du premier cycle de chargement en déplacement contrôlé. Elle était déterminée en divisant la charge du point de réponse maximale par l'angle de dérive qui lui correspondait. La charge latérale et l'angle de dérive correspondant au point de fissuration sont donnés dans le Tableau 4.2.

Tableau 4.1 : Capacité latérale et rigidité initiale.

Spécimen	Direction positive			Direction négative		
	Q_{max} (kN)	R (%)	K_{ini} ($\times 10^5$ kN/rad)	Q_{max} (kN)	R (%)	K_{ini} ($\times 10^5$ kN/rad)
N1	1179	0,48	16,0	-1039	-0,42	13,4
S1	967	0,46	9,8	-838	-0,44	11,7
M1	889	0,74	6,5	-723	-0,48	5,8
L1	686	0,68	5,9	-649	-0,74	6,7
L3	701	0,71	5,0	-713	-0,74	4,7

Tableau 4.2 : Point de fissuration en cisaillement.

Spécimen		N1	S1	M1	L1	L3
Direction positive	Q_{fis} (kN)	258	274	250	148	122
	R (%)	0,017	0,028	0,040	0,026	0,027
Direction négative	Q_{fis} (kN)	-267	-274	-217	-176	-125
	R (%)	-0,015	-0,027	-0,038	-0,024	-0,018

4.4. Relations locales charge latérale-angle de dérive

Les deux spécimens M1 et L3 ont fait l'objet d'une instrumentation plus complète en capteur de déplacement dans le but d'analyser le comportement indépendant des panneaux de voiles, des ouvertures, des poutres courtes et des poteaux. Les Figures 4.12 à 4.15 présentent les relations charge latérale-angle de dérive du spécimen M1 pour, respectivement, les poteaux du premier et deuxième niveau, les poutres courtes du premier et deuxième niveau, l'ouverture et le panneau de voile du premier niveau, ainsi que l'ouverture et le panneau de voile du deuxième niveau. Les Figures 4.16 à 4.18 présentent les relations charge latérale-angle de dérive du spécimen L3 pour, respectivement, les poutres courtes du premier et deuxième niveau, l'ouverture et les deux panneaux de voile est et ouest du premier niveau, et l'ouverture et le panneau de voile est et ouest du deuxième niveau. Ces figures montrent séparément la réponse en flexion et celle en cisaillement. Pour le spécimen M1, le poteau du premier niveau a subi une grande déformation par rapport au poteau du deuxième niveau et qui étaient dominés par une déformation de flexion. La déformation des poutres courtes a été largement concentrée dans la poutre du premier niveau. Cependant, et due à la différence de longueur des poutres courtes de M1 et L3, la réponse des poutres de M1 était une combinaison de réponse en flexion et en cisaillement, tandis que les poutres de L3 étaient nettement dominées par la

flexion. La réponse au niveau des panneaux de voiles était imposée par un comportement en cisaillement quoi que la contribution de la flexion fût plus importante pour L3 que pour M1.

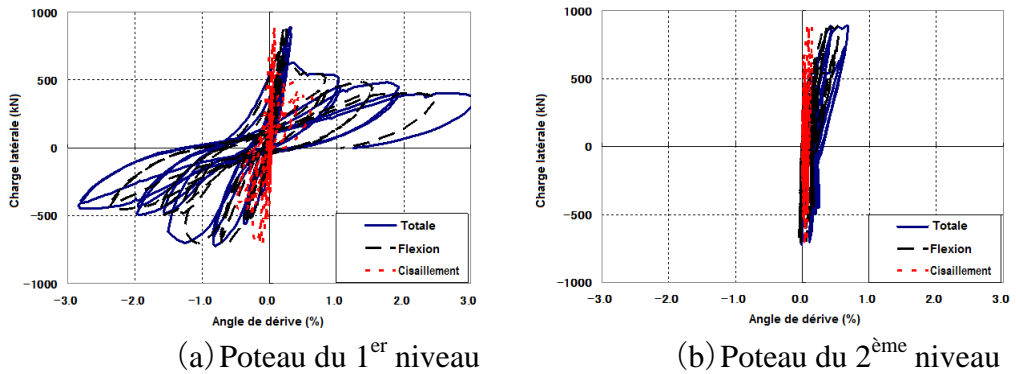


Figure 4.12 : Relations charge latérale-angle de dérive des poteaux de M1.

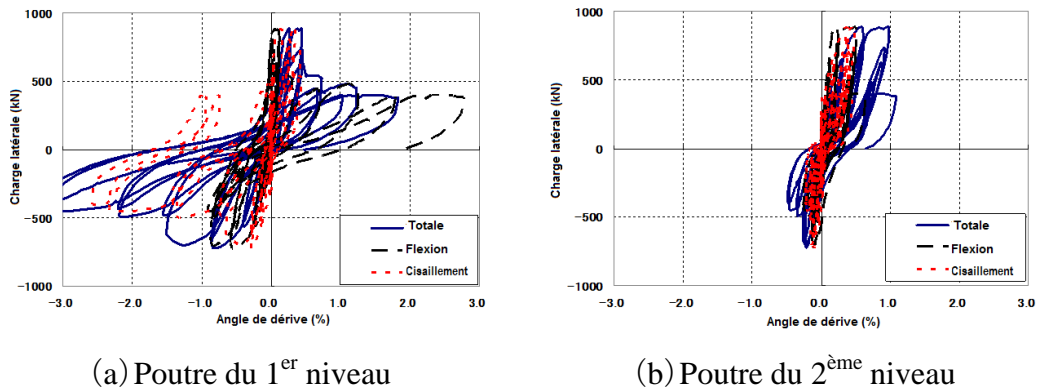


Figure 4.13 : Relation charge latérale-angle de dérive des poutres courtes de M1.

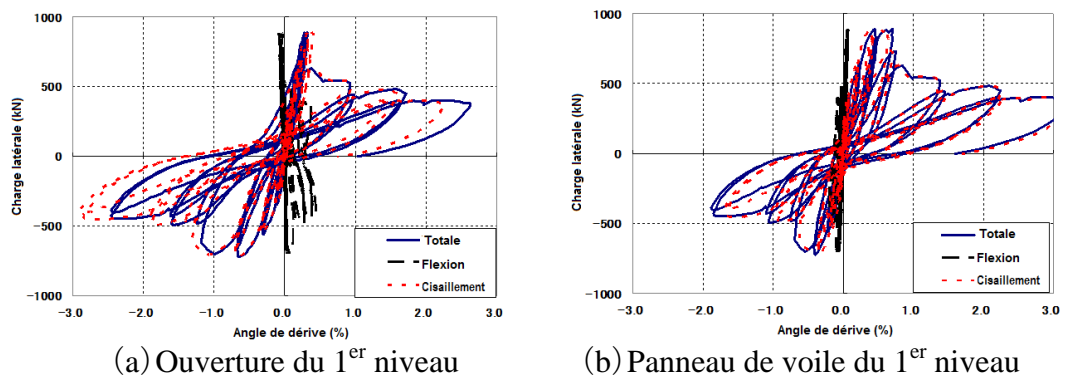
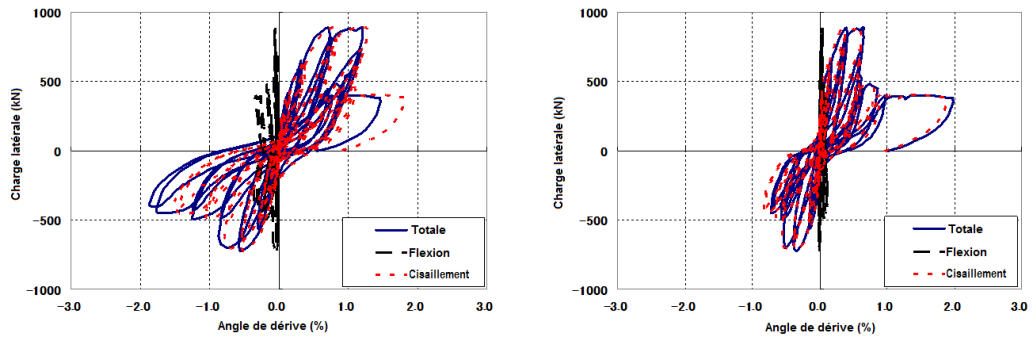


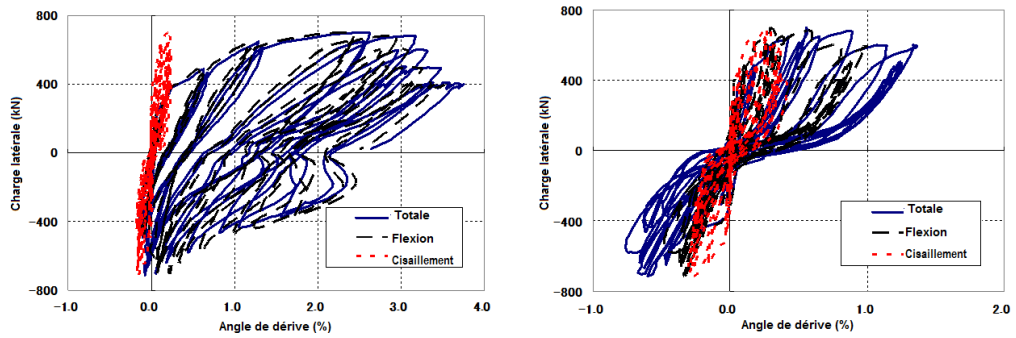
Figure 4.14 : Relation charge latérale-angle de dérive du 1^{er} niveau du voile M1.



(a) Ouverture du 2^{ème} niveau

(b) Panneau de voile du 2^{ème} niveau

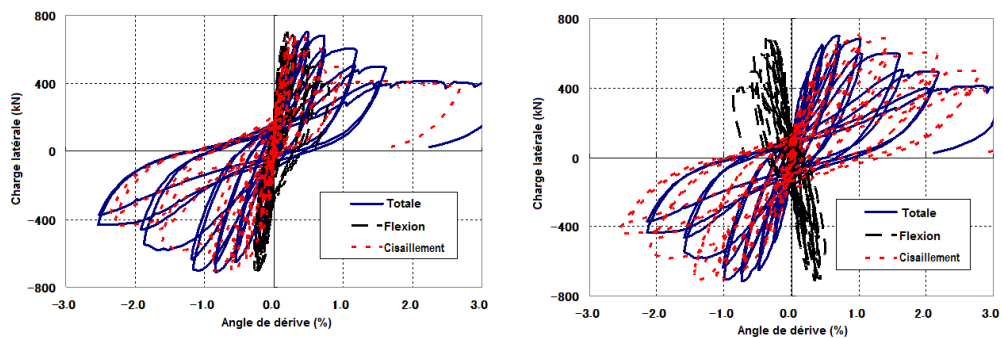
Figure 4.15 : Relation charge latérale-angle de dérive du 2^e niveau du voile M1.



(a) Poutre du 1^{er} niveau

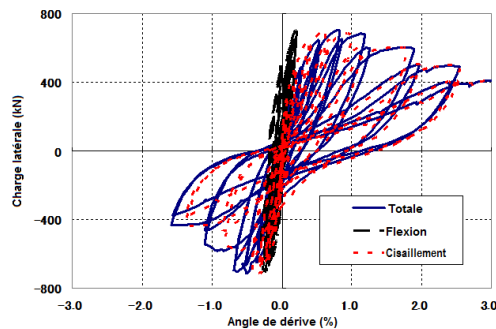
(b) Poutre du 2^{ème} niveau

Figure 4.16 : Relation charge latérale-angle de dérive des poutres courtes de L3.



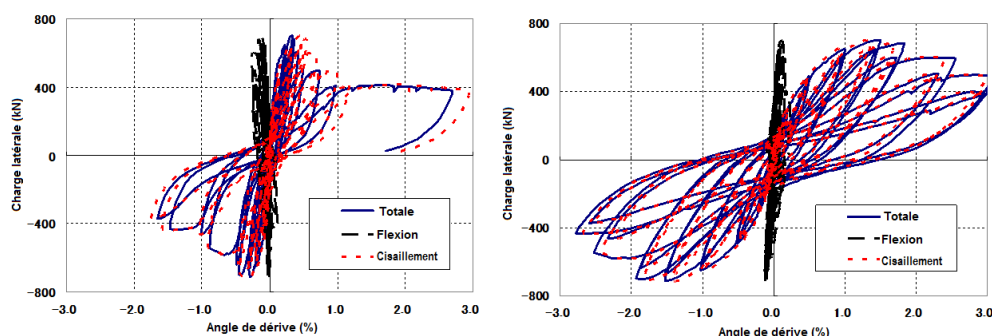
(a) Panneau de voile ouest du 1^{er} niveau

(b) ouverture du 1^{er} niveau du 1^{er} niveau

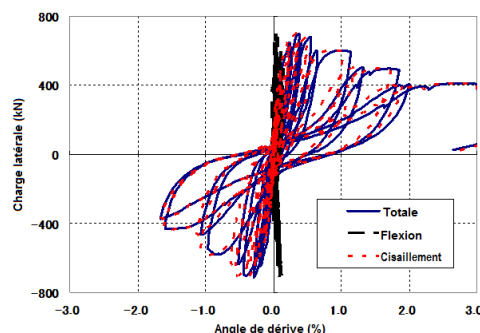


(c) Panneau de voile est du 1^{er} niveau

Figure 4.17 : Relation charge latérale-angle de dérive du 1^{er} niveau du voile L3.



(a) Panneau de voile ouest du 2^{ème} niveau (b) ouverture du 1^{er} niveau du 2^{ème} niveau



(c) Panneau de voile est du 2^{ème} niveau

Figure 4.18 : Relation charge latérale-angle de dérive du 2^e niveau du voile L3.

4.5. Évaluation de la plastification des armatures

Pour tous les spécimens, les armatures longitudinales des poteaux de rive ont été plastifiées à la base du premier niveau pour un angle de dérive entre 0,75% et 1,0%, quant à ceux des poutres courtes, elles ont été plastifiées autour de $R=0,25\%$. De plus, beaucoup de barres d'armatures horizontales dans les panneaux de voiles ont été plastifiées autour de la charge maximale correspondant à un angle de dérive $R=0,5\% \sim 0,75\%$. Pour les spécimens avec ouvertures, les armatures transversales des poutres courtes des spécimens S1 et M1 ont été sévèrement plastifiées. En revanche, seule la plastification de certaines armatures transversales de la poutre du premier niveau a été constatée pour L1 et L3. Certaines armatures horizontales et verticales de renforts autour des ouvertures ont été plastifiées autour de $R=1,0\%$. Cependant, il a été remarquable qu'aucune plastification des armatures diagonales n'ait été constatée. C'est pour cette raison que les spécimens M1 et L3, qui étaient construits et testés en deuxième phase, n'ont pas été munis d'armatures diagonales au droit des ouvertures. En effet, les armatures diagonales sont généralement disposées pour contrôler l'ouverture des fissures diagonales qui potentiellement peuvent apparaître aux coins des ouvertures. Cependant, l'ouverture des fissures aux coins des ouvertures est considérée minimale pour les voiles dominés par le

cisaillement. Les figures représentant la plastification des armatures sont données en appendice C.

4.6. Évaluation de la fissuration

Après formation des fissures diagonales de cisaillement dans les panneaux des voiles, des fissuromètres bidirectionnelles ont été fixés sur certaines fissures jugées importantes afin de mesurer leur déplacement. Seuls les spécimens M1 et L3 ont été instrumentés. Les fissuromètres mesurent le déplacement des fissures d'une manière continue suivant deux directions orthogonales, X et Y. La direction X pour mesurer le déplacement entre les lèvres de la fissure (ouverture de la fissure) et la direction orthogonale Y pour la mesure du déplacement de la fissure suivant sa direction (glissement entre les lèvres de la fissure). Trois fissures dans le spécimen M1 et cinq dans le spécimen L3 dans le panneau de voile du premier niveau ont été choisis pour la mesure de leur déplacement comme le montre la Figure 4.19 qui schématise la position des fissuromètres pour ces deux spécimens. Les Figures 4.20 et 4.21 montrent la variation du déplacement des fissures en fonction de l'angle de dérive pour les deux spécimens M1 et L3, respectivement. Comme le montrent ces figures, l'ouverture et le glissement des fissures augmente avec l'augmentation de l'angle de dérive. Pour le spécimen M1, l'ouverture et le glissement des fissures surveillées étaient plus au moins similaire, et leur déplacement était plus important pour les fissures proches au niveau de fixation à la base. De plus, les déplacements résiduels étaient faibles. Pour le spécimen L3, l'ouverture et le glissement des fissures surveillées étaient en générale plus important en comparaison avec le spécimen M1.

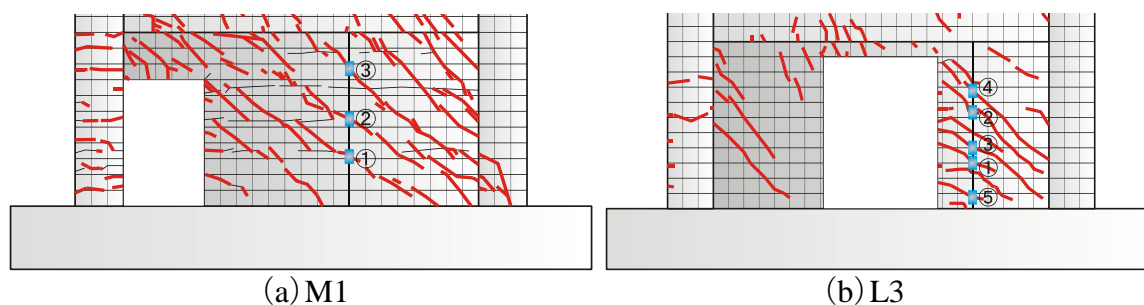


Figure 4.19 : Position des fissuromètres pour M1 et L3.

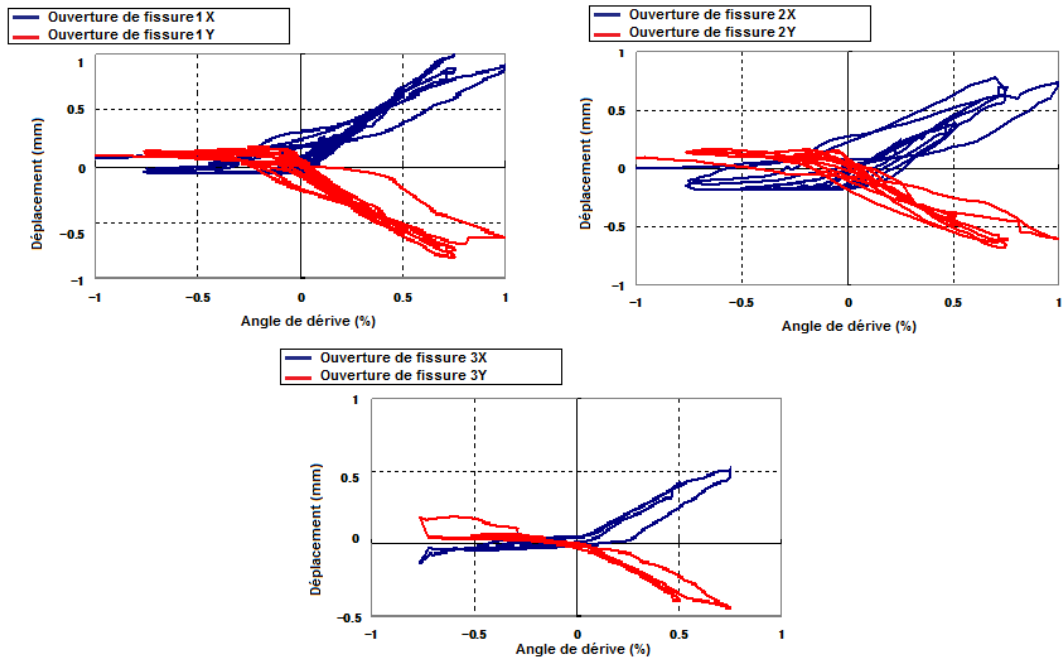


Figure 4.20 : Ouvertures des fissures pour M1.

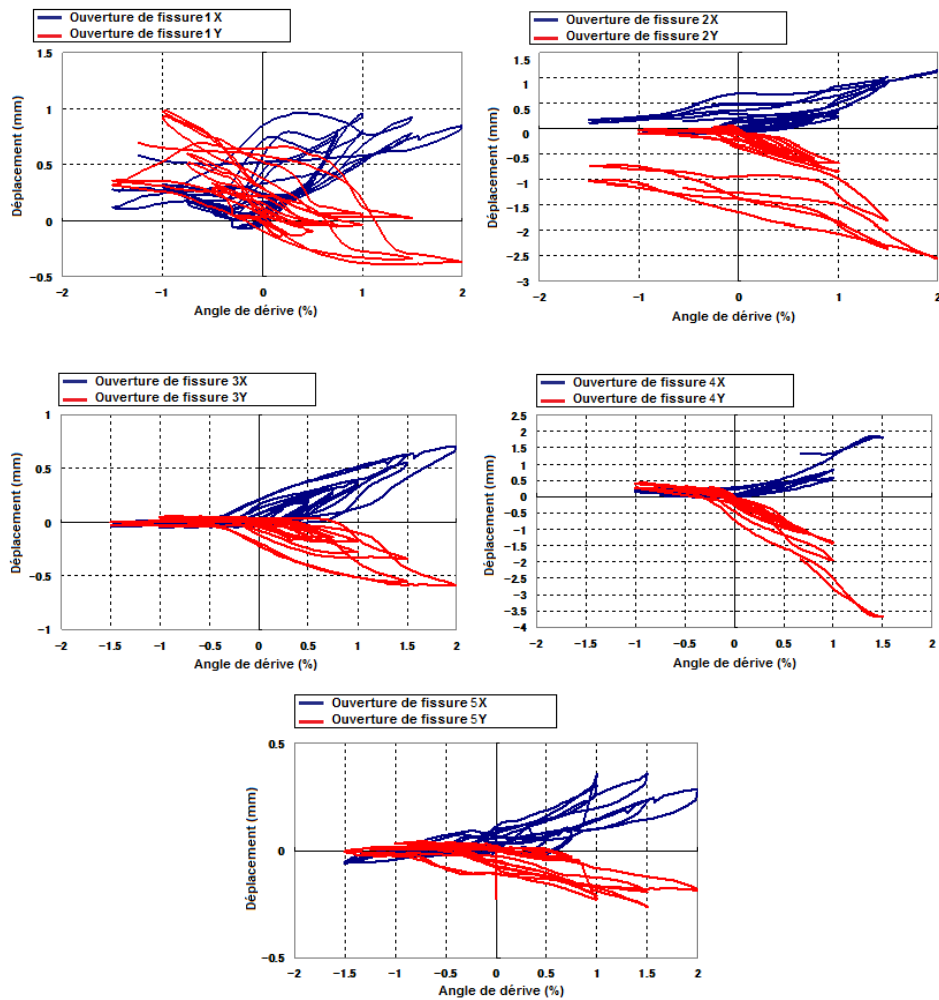


Figure 4.21 : Ouvertures des fissures pour L3.

4.7. Conclusions

Des essais sous chargement pseudo-statique cyclique étaient conduits sur cinq spécimens de voiles, un voile sans ouvertures et quatre voiles avec ouvertures de différentes tailles et positions, à échelle réduite à 40% afin d'évaluer leur comportement et leurs mécanismes de transfert de force ainsi que l'influence de la présence des ouvertures. Pour les voiles avec ouvertures, les résultats expérimentaux ont montré la différence des dommages en fonction de la taille d'ouvertures, et donc la longueur des poutres courtes au-dessus de ces ouvertures. Dans les spécimens avec petites et moyennes ouvertures (S1 et M1), les fissures de cisaillement tendaient à se produire au niveau des poutres courtes au-dessus des ouvertures. Les dommages les plus importants ont été observés pour la poutre courte du spécimen S1. En revanche, le comportement des poutres des spécimens L1 et L3, avec grandes ouvertures, était dominé plus par un comportement de flexion.

La capacité en cisaillement des voiles avec ouvertures excentrées est différente selon les deux directions positive et négative du chargement en raison de l'emplacement excentré des ouvertures. La capacité en cisaillement obtenue pendant le chargement à partir du côté d'ouverture est plus grande que celle obtenue à partir du côté opposé. La raison est due au fait que ces ouvertures excentriques affectaient la formation des bielles diagonales de compression dans les panneaux de voile. Le mécanisme de transfert de force est donc interrompu et les dommages tendent à se concentrer à la base du voile au droit de l'ouverture du premier niveau.

CHAPITRE 5 :

ÉVALUATION DES MODES DE RUPTURE AU POINT DE CAPACITÉ EN FONCTION DES DOMMAGES LOCAUX

5.1. Introduction

L'objet de ce chapitre est d'identifier et de clarifier d'une manière plus détaillée les modes de rupture pour chaque spécimen et suivant les deux directions positive et négative du chargement latérale. Le lien est fait entre ces modes de rupture est les indicateurs choisis pour l'identification de ces modes, à savoir, la distribution des fissures et leurs ouvertures ainsi que la distribution de la plastification des armatures horizontales dans les poutres et les panneaux de voiles au point de capacité. Les modes de ruptures sont liés au point de capacité car au-delà de ce point, et du faite du comportement dominé par le cisaillement, la capacité tend à diminuer. La situation de dommage au point de capacité traduit donc le mode de rupture des voiles testés.

5.2. Méthodologie de l'évaluation

La méthodologie que nous avons suivie pour identifier les modes de ruptures se base sur :

- L'examen des dommages dominants au moment où la capacité maximale est atteinte telle que la distribution, l'ouverture des fissures et l'écrasement du béton.
- La distribution des déformations dans les armatures par les tracés de ces déformations aux points de capacité suivant certaines lignes verticales définie au préalable. Le tracé des déformations permet d'avoir une image globale de leur distribution.

5.3. Spécimen N1

La Figure 5.1 montre l'emplacement de fissures dominantes qui correspond au point de capacité pour le spécimen N1 pour les deux directions de chargement positive et négative. Les points verts sur la figure montrent la position des jauges de déformation. Les Figures 5.2 et 5.3 présentent la distribution des déformations dans armatures horizontales pour les deux directions positive et négative du chargement latérale suivant des lignes

verticales choisie au préalable.

5.3.1. Direction positive

Les deux fissures de cisaillement A et B au panneau de voile du deuxième niveau caractérisaient la situation de dommage sous la charge maximale. Ces fissures étaient plus significatives en termes d'ouverture en comparaison avec la fissure C au panneau de voile du premier niveau. Les armatures longitudinales de la poutre n'ont pas été plastifiées.

5.3.2. Direction négative

Les deux fissures de cisaillement D et E au panneau du voile du deuxième niveau marquaient la situation de dommage pour le point de capacité. Un glissement entre les lèvres de ces deux fissures de cisaillement a été observé.

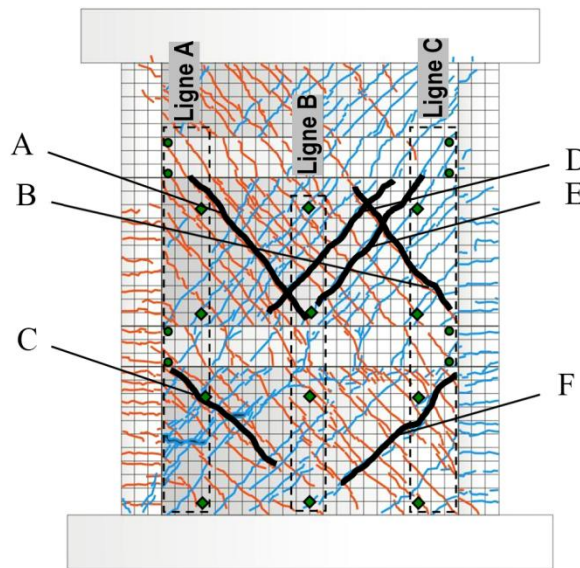


Figure 5.1 : Emplacement des fissures significatives dans le spécimen N1 (R= 0,5%).

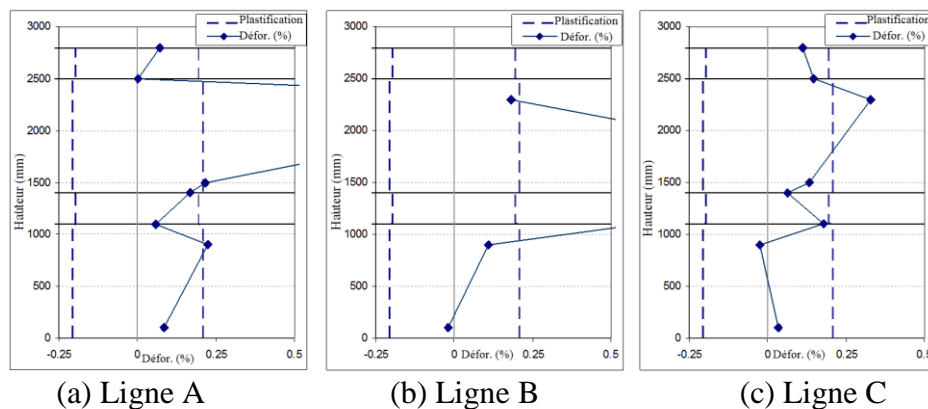


Figure 5.2 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (N1-positive).

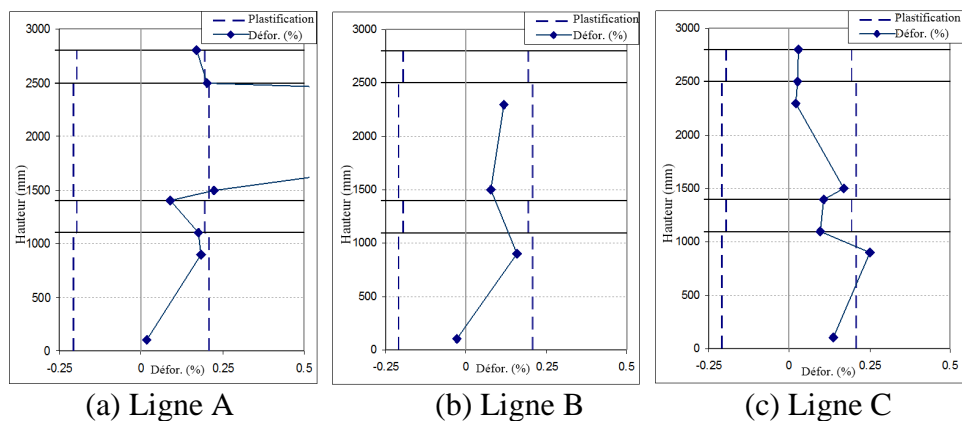


Figure 5.3 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (N1-Négative).

5.4. Spécimen S1

La Figure 5.4 montre la situation de dommage au niveau des poutres courtes du spécimen S1 au point de capacité pour les deux directions de chargement positive et négative. La Figure 5.5 représente l'emplacement des fissures dominantes au point de capacité. Les Figures 5.6 et 5.7 présentent la distribution des déformations dans les armatures horizontales pour les deux directions du chargement positive et négative, respectivement.

5.4.1. Direction positive

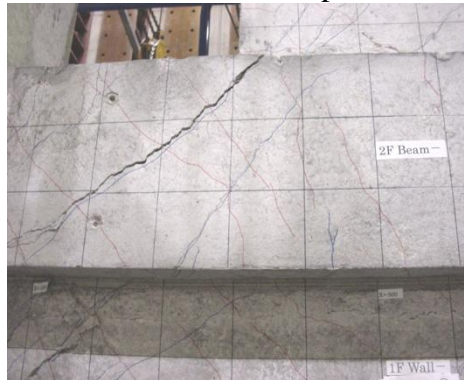
L'ouverture de la fissure de cisaillement A dans la poutre courte du deuxième niveau était plus significative comparée à l'ouverture des autres fissures dans la poutre courte du premier niveau ou dans les panneaux du voile. Les armatures longitudinales dans la poutre suivant la ligne A1 ainsi que les armatures horizontales autour de l'ouverture suivant la ligne A2 ont été plastifiées. Les armatures horizontales du panneau de voiles du deuxième niveau ont été aussi plastifiées, mais l'ouverture des fissures n'été pas significative comme pour la fissure A.

5.4.2. Direction négative

L'ouverture de la fissure de cisaillement B dans la poutre courte du premier niveau était plus significative comparée aux autres fissures dans la poutre courte du deuxième niveau ou dans les panneaux du voile. Les armatures longitudinales de la poutre se sont aussi plastifiées selon la ligne A1.



(a) Fissure de cisaillement dans la poutre du 2^{ème} niveau



(b) Fissure de cisaillement dans la poutre du 1^{er} niveau

Figure 5.4 : Situation de dommage au point de capacité du spécimen S1.

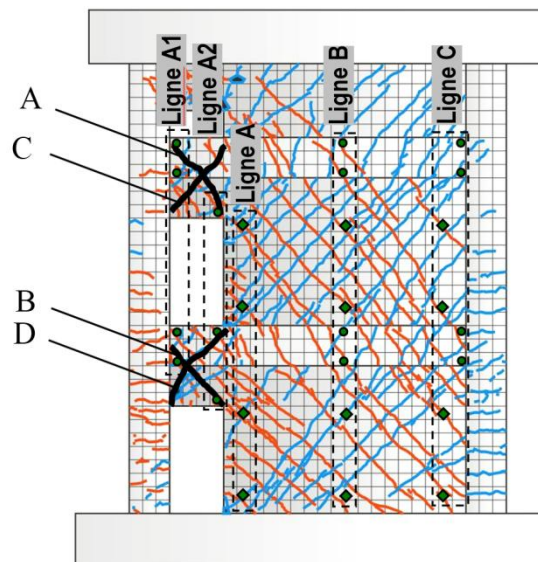
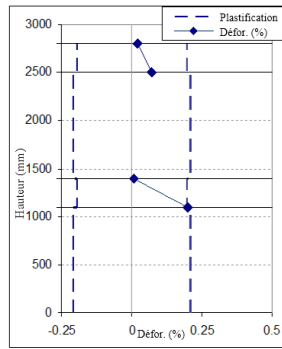
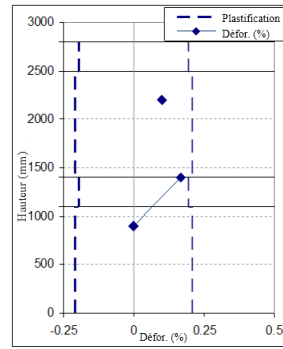


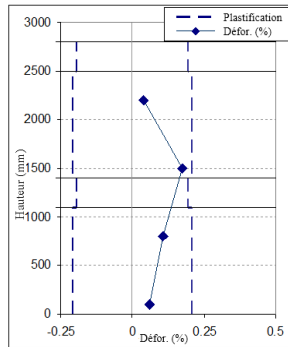
Figure 5.5 : Emplacement des fissures significatives dans le spécimen S1 (R= 0,5%).



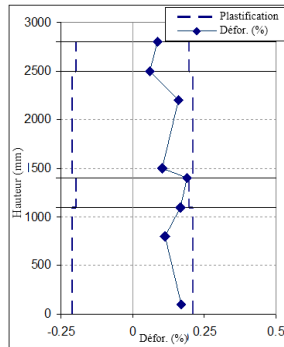
(a) Ligne A1



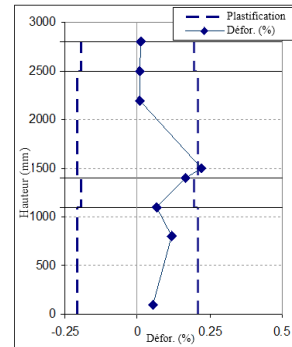
(b) Ligne A2



(c) Ligne A

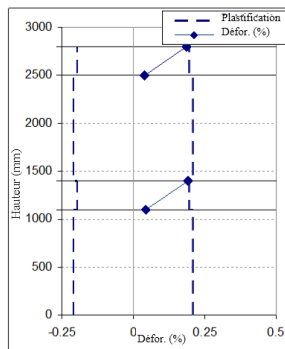


(d) Ligne B

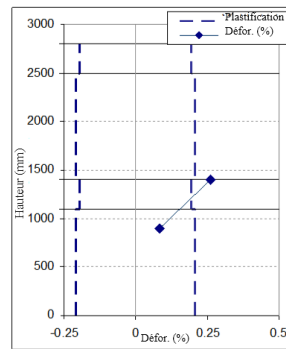


(e) Ligne C

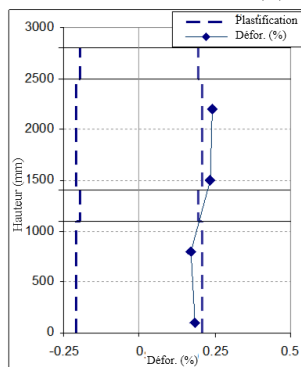
Figure 5.6 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (S1-Positive).



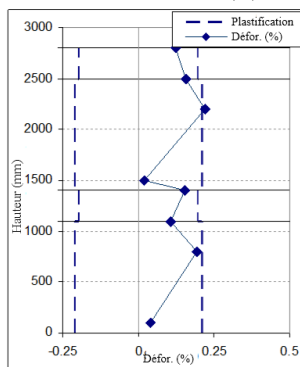
(a) Line A1



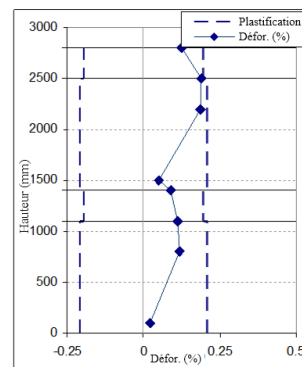
(b) Line A2



(c) Ligne A



(d) Ligne B



(e) Ligne C

Figure 5.7 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (S1-Négative).

5.5. Spécimen M1

La Figure 5.8 montre la situation de dommage au niveau des panneaux de voile du spécimen M1 correspondant au point de capacité pour les deux directions de chargement. La Figure 5.9 représente l'emplacement des fissures significatives. Les Figures 5.10 et 5.11 présentent la distribution des déformations dans les armatures horizontales pour les deux directions respectives du chargement positive et négative.

5.5.1. Direction positive

Les fissures de cisaillement A, B et C dans le panneau de voile du deuxième étage ont marquaient la situation de dommage correspondant au point de pic du chargement latérale. Bien que la fissure C était plus prolongée, l'ouverture des fissures A et B étaient plus prononcée que celle de la fissure C. De plus, un glissement entre les lèvres de ces deux fissures était constaté. La fissure A traversait la poutre du premier niveau et se prolongeait jusqu'au panneau de voile du premier niveau puisque les armatures longitudinales de cette poutre ont été plastifiées suivant la ligne B. Les fissures de cisaillement dans les poutres courtes n'étaient pas aussi prononcées que ceux du spécimen S1.

5.5.2. Direction négative

Les fissures D et E dans le panneau de voile du deuxième niveau caractérisaient la situation de dommage correspondant au pic du chargement latérale. Un glissement entre les lèvres de ces deux fissures était constaté.



(a) Fissures de cisaillement dans le panneau de voile du 2^{ème} niveau



(b) Fissures de cisaillement dans le panneau de voile du 2^{ème} niveau

Figure 5.8 : Situation de dommage au point de capacité du spécimen M1.

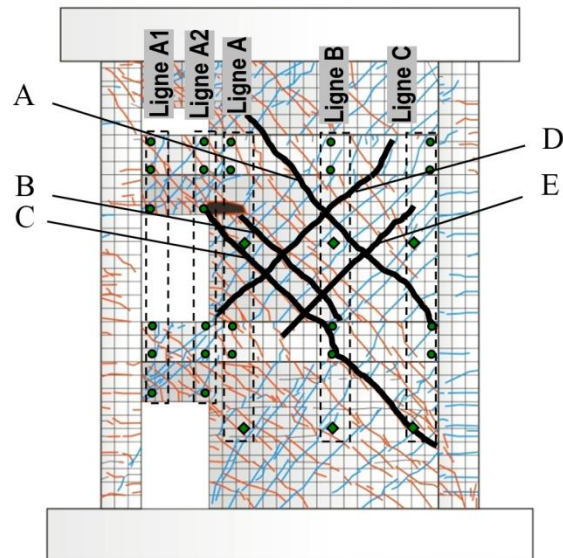
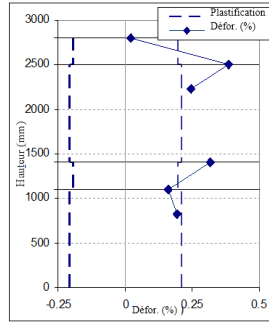
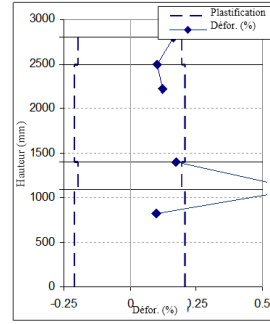


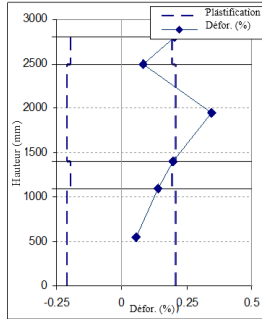
Figure 5.9 : Emplacement des fissures significatives dans le spécimen M1 (R= 0,75%).



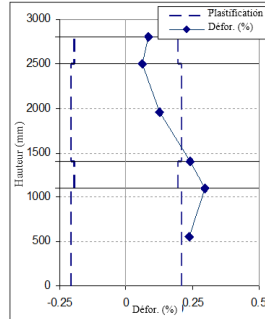
(a) Ligne A1



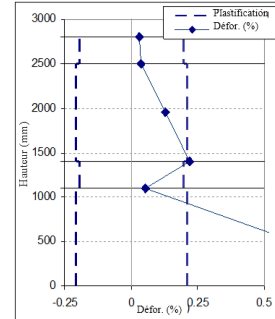
(b) Ligne A2



(c) Ligne A

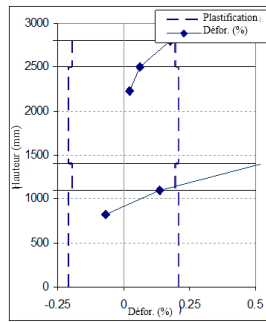


(d) Ligne B

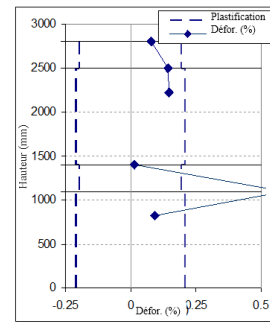


(e) Ligne C

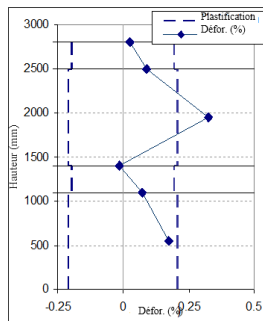
Figure 5.10 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (M1-Positive).



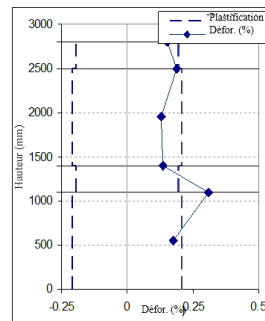
(a) Ligne A1



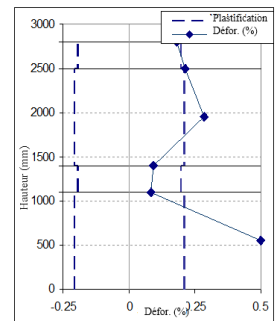
(b) Ligne A2



(c) Ligne A



(d) Ligne B



(e) Ligne C

Figure 5.11 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (M1-Négative).

5.6. Spécimen L1

La Figure 5.12 montre la situation de dommage au niveau des panneaux de voile du spécimen L1 correspondant au point de capacité pour les deux directions de chargement. La Figure 5.13 représente l'emplacement des fissures significatives. Les Figures 5.14 et 5.15 présentent la distribution des déformations dans armatures horizontales pour les deux directions respectives du chargement positive et négative.

5.6.1. Direction positive

Les deux fissures B et C caractérisaient la situation de dommage au panneau de voile du deuxième niveau, ainsi que la fissure A au panneau de voile du troisième niveau. L'ouverture de la fissure C était plus importante en comparaison avec les fissures A et B. Cependant, aucun glissement apparent entre les lèvres de ces fissures n'a été constaté. Les armatures longitudinales dans les poutres suivant la ligne A1 ont été plastifiées du fait de leur comportement flexionnel.

5.6.2. Direction négative

La fissure E dans le panneau de voile du deuxième niveau et les deux fissures F et G au panneau de voile du premier niveau ont caractérisé la situation de dommage au point de capacité. La fissure G était la plus prononcée. L'écrasement du béton sous compression au panneau de voile du premier niveau au coin de l'ouverture et le flambement des armatures verticales au droit de l'ouverture a été aussi observé.



(a) Fissures de cisaillement dans le panneau de voile du 2^{ème} niveau



(b) Fissures de cisaillement dans le panneau de voile du 1^{er} niveau

Figure 5.12 : Situation de dommage au point de capacité du spécimen L1.

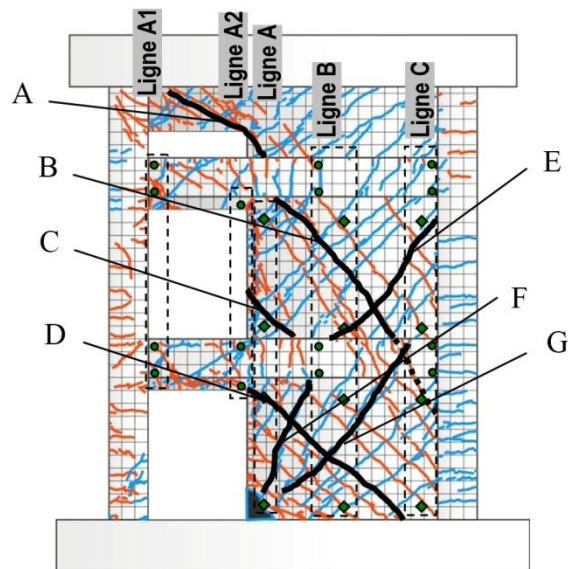
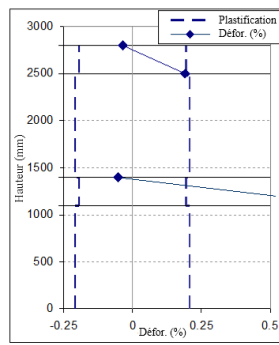
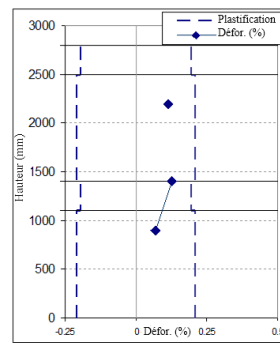


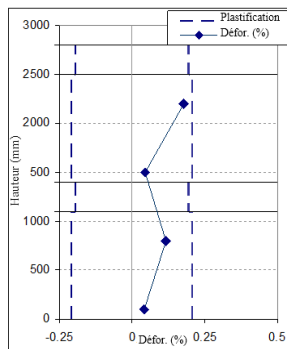
Figure 5.13 : Emplacement des fissures significatives dans le spécimen L1 (R= 0,75%).



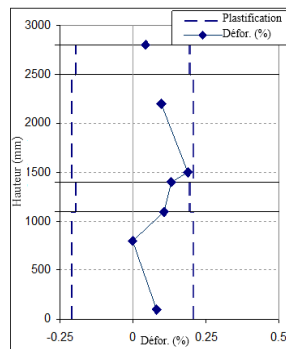
(a) Ligne A1



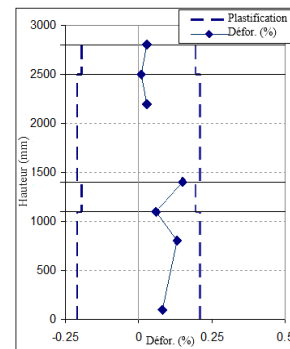
(b) Ligne A2



(c) Ligne A

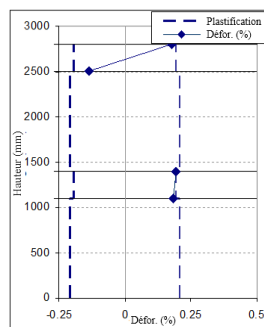


(d) Ligne B

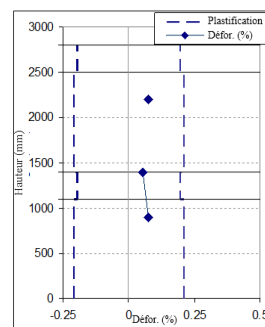


(e) Ligne C

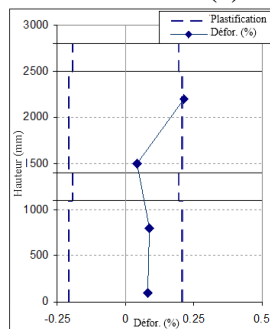
Figure 5.14 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (L1-Positive).



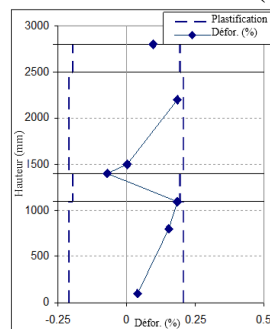
(a) Ligne A1



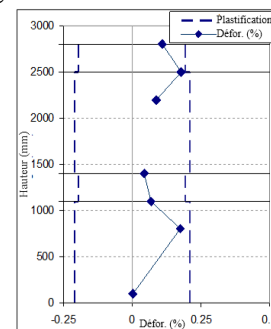
(b) Ligne A2



(c) Ligne A



(d) Ligne B



(e) Ligne C

Figure 5.15 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (L1-Négative).

5.7. Spécimen L3

La Figure 5.16 montre la situation de dommage du spécimen L3 correspondant au point de capacité pour les deux directions de chargement. La Figure 5.17 représente l'emplacement des fissures significatives. Les Figure 5.18 et 5.19 présentent la distribution des déformations dans les armatures horizontales pour les deux directions respectives du chargement positive et négative.

5.7.1. Direction positive

Les deux fissures B et C dans le panneau de voile du deuxième niveau étaient les plus importantes, avec des ouvertures plus prononcées comparés aux ouvertures des autres fissures (Figure 5.16.a). Les armatures horizontales du panneau de voile suivant les lignes A et B se sont plastifiées.

5.7.2. Direction négative

Les fissures de cisaillement dans le panneau de voile ont apparu dans les panneaux de voile du premier et deuxième niveau au moment où la capacité maximale a été atteinte. La plastification des armatures horizontales dans le panneau de voile du premier niveau a été plus prononcée que celle du deuxième. De plus, un glissement entre les lèvres des fissures du premier niveau a été constaté.



(a) Fissures de cisaillement dans le panneau de voile du 2^{ème} niveau



(b) Fissures de cisaillement dans le panneau de voile du 1^{er} niveau

Figure 5.16 : Situation de dommage au point de capacité du spécimen L3.

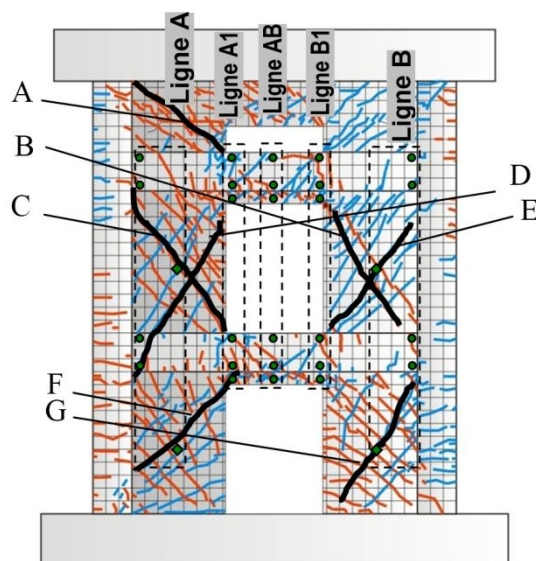
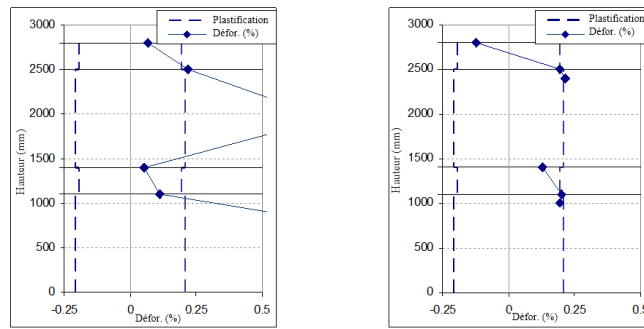
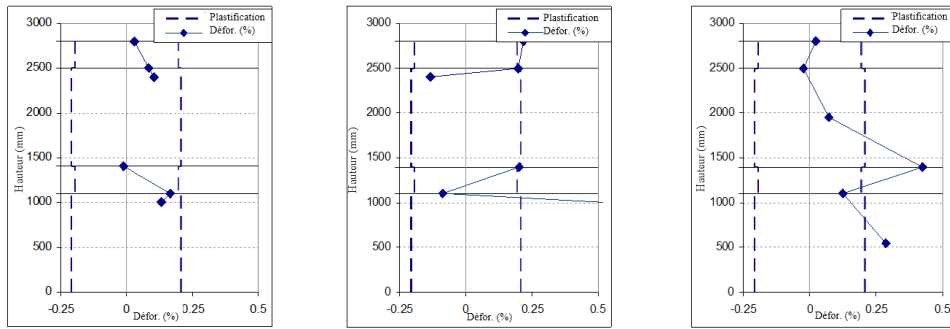


Figure 5.17 : Emplacement des fissures significatives dans le spécimen L3 (R= 0,75%).



(a) Ligne A

(b) Ligne A1

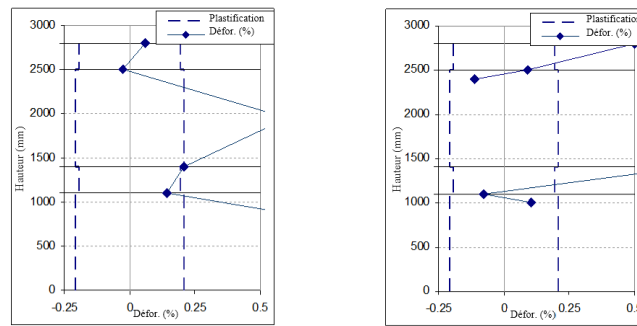


(c) Ligne AB

(d) Ligne B1

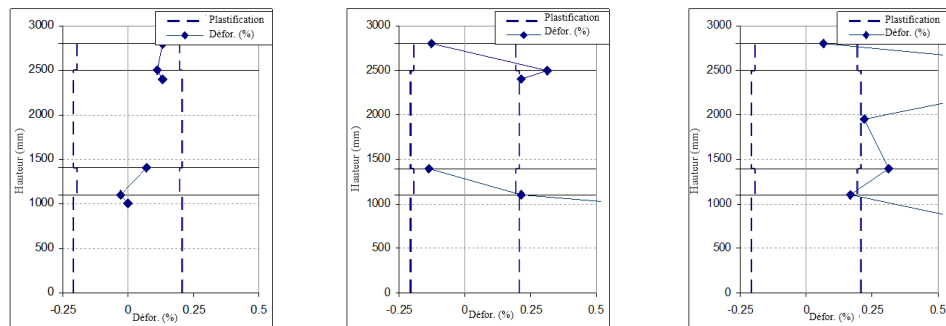
(e) Ligne B

Figure 5.18 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (L3-Positive).



(a) Ligne A

(b) Ligne A1



(c) Ligne AB

(d) Ligne B1

(e) Ligne B

Figure 5.19 : Distribution des déformations correspondant à la capacité (L3-Négative).

5.8. Identification et classification des modes de rupture

Trois types de mode de rupture peuvent être distingués et sont définies comme suit :

- Mode 1 : Glissement entre les lèvres des fissures de cisaillement dans les panneaux des voiles et les poutres ;
- Mode 2 : Développement et ouverture des fissures de cisaillement ;
- Mode 3 : Rupture par cisaillement des poutres courtes.

Pour le mode 1, glissement entre les lèvres des fissures de cisaillement dans les panneaux des voiles et les poutres, les armatures horizontales dans les panneaux de voiles ou longitudinale dans les poutres qui traversaient les fissures de cisaillement, ont été plastifiées. Au point de capacité, l'effet d'engrènement n'a pas été effectivement déclenché et le glissement entre les lèvres des fissures de cisaillement s'était produit. Ce glissement a causé une dégradation de la capacité. Ce mode de rupture est divisé en deux sous modes : mode 1A et mode 1B. Dans le mode 1A, le glissement s'est produit dans les panneaux de voile seulement, et dans le mode 1B, le glissement s'est produit dans les panneaux de voile et les poutres.

Pour le mode 2, développement et ouverture des fissures de cisaillement, et comme pour le mode 1, les armatures horizontales dans les panneaux de voiles ou longitudinale dans les poutres qui traversent les fissures de cisaillement ont été plastifiées. Cependant, l'ouverture de ces fissures était nettement plus grande que pour le cas du mode 1. Ce mode de rupture est divisé en deux sous modes : mode 2A et mode 2B. Dans le mode 2A, l'ouverture des fissures est localisée dans les panneaux de voile seulement, et dans le mode 2B, l'ouverture des fissures est localisée les panneaux de voile et les poutres.

Pour le mode 3, cisaillement des poutres courtes, les armatures transversales dans les poutres courtes au-dessus des ouvertures ont été plastifiées et une rupture par cisaillement des poutres courtes s'est produite. Cette rupture était suivie par une chute brusque de la capacité. Ce mode de rupture est aussi divisé en deux sous modes : mode 3A pour le cisaillement de la poutre courte du premier niveau, et le mode 3B pour le cisaillement de la poutre courte du deuxième niveau.

Les modes de rupture sont classés dans le Tableau 5.1 pour chaque spécimen et pour les deux directions positive et négative de chargement.

Tableau 5.1 : Classification des modes de rupture.

Direction positive		
N1	Rupture en cisaillement dû aux fissures de cisaillement au panneau de voile du deuxième niveau.	Mode 2-A
S1	Rupture par cisaillement de la poutre courte du deuxième niveau.	Mode 3-B
M1	Rupture par cisaillement dû au glissement entre les lèvres des fissures de cisaillement développées dans la poutre et le panneau de voile du deuxième niveau.	Mode 1-B
L1	Rupture par cisaillement due aux fissures de cisaillement au panneau de voile du deuxième niveau.	Mode 2-A
L3	Rupture par cisaillement due aux fissures de cisaillement au panneau de voile du deuxième niveau.	Mode 2-A
Direction negative		
N1	Rupture par cisaillement dû au glissement entre les lèvres des fissures de cisaillement au panneau de voile du deuxième niveau.	Mode 1-A
S1	Rupture par cisaillement de la poutre courte du premier niveau.	Mode 3-A
M1	Rupture par cisaillement dû au glissement entre les lèvres des fissures de cisaillement au panneau de voile du premier niveau.	Mode 1-A
L1	Rupture en cisaillement dû aux fissures de cisaillement développées dans la poutre et le panneau de voile du premier niveau.	Mode 2-B
L3	Rupture par cisaillement dû au glissement entre les lèvres des fissures de cisaillement au panneau de voile du premier niveau.	Mode 1-A

5.9. Conclusions

Dans ce chapitre nous avons identifiés les modes de ruptures des voiles testés. Trois modes de rupture ont été identifiés :

- Glissement entre les lèvres des fissures de cisaillement au panneau de voile ;
- Développement des fissures de cisaillement ;
- Cisaillement des poutres courtes.

Il est à noter que les modes de rupture en cisaillement peuvent être différents selon la direction de chargement positive ou négative. De plus, même pour les voiles symétriques, N1 et L3, le mode de rupture constaté était différent selon la direction de chargement.

Le mode de rupture dû au cisaillement de la poutre courte entre ouvertures, constaté pour le spécimen S1, nécessite plus d'étude afin de tenir compte de tel mode de rupture dans le dimensionnement. En effet, les équations de dimensionnement au cisaillement

supposent une rupture par cisaillement dans l'âme du voile, une rupture prématuré par cisaillement des poutres courtes ne permet pas aux panneaux de voile de développer toute leur capacité, et peut induire donc une surestimation de la capacité réelle en cisaillement.

CHAPITRE 6 :

ÉVALUATION EXPÉRIMENTALE DES PRATIQUES DE DIMENSIONNEMENT AU CISAILLEMENT DES VOILES PLEINS ET AVEC OUVERTURES

6.1. Introduction

Jusqu'à présent, les pratiques d'ingénierie consistent à raisonner en contraintes sur les matériaux acier et béton. Une des façons les plus directes d'évaluer ces pratiques est de les confronter aux résultats expérimentaux puis de comparer les valeurs obtenues. Le cisaillement est généralement supposé repris par une contribution apportée par le béton et l'acier. La contribution apportée par l'acier est généralement calculée à partir du modèle en treillis. Cependant, il est souvent admis que la contribution du béton dans la résistance au cisaillement comprend tous les autres phénomènes qui contribuent à la résistance autre que celle de l'acier. La contribution du béton est souvent considérée comme un paramètre empirique qui est insensible aux séquences de chargement et à sa magnitude. Dans la littérature, plusieurs équations pour l'estimation de la capacité en cisaillement des voiles en béton armé sont proposées, et il est évident qu'à l'heure actuelle, ces méthodes ne prennent pas tous les aspects du comportement en cisaillement en compte du fait de sa complexité. Nous nous sommes limités donc à l'évaluation des pratiques réglementaires. La première partie de ce chapitre est consacrée à la revue des différentes pratiques réglementaires en ce qui concerne le dimensionnement et la vérification à l'effort tranchant de différents codes, notamment le code américain, japonais et européen. De plus, différentes approches du facteur de réduction de la capacité en cisaillement des voiles avec ouvertures sont présentées et évaluées. La deuxième partie consiste à comparer ces pratiques de dimensionnement aux résultats expérimentaux en termes de capacité en cisaillement.

6.2. Pratiques réglementaires de dimensionnement au cisaillement des voiles pleins

Dans les codes de dimensionnement du béton armé, l'effort tranchant repris par une section en béton armé est repris par une contribution du béton et de l'acier. Une revue des différentes pratiques réglementaires en ce qui concerne le dimensionnement et la

vérification à l'effort tranchant de différents codes, notamment le code américain ACI, le code japonais AIJ et le code européen EC2 est présentée dans cette partie. Par souci d'une meilleure traçabilité, les notations d'origine de ces codes sont utilisées.

6.2.1. La pratique américaine

Le code américain de calcul des bâtiments en béton armé, ACI 318 [54], fixe non seulement les règles générales de dimensionnement des structures en béton armé, mais aussi des règles de dimensionnement parasismique. Par ailleurs, un coefficient de sécurité (« strength reduction factor ») Φ inférieur à 1 est introduit sur la capacité en cisaillement pour représenter la sécurité affectée. Le code Américain ACI 318 utilise une équation semi-empirique basé sur l'analogie en treillis est qui consiste à déterminer la résistance au cisaillement nominale, V_n , et à vérifier ensuite que le cisaillement ultime appliqué, V_u , satisfait cette équation suivante :

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (6.1)$$

avec,

$\Phi = 0,75$ pour les constructions nouvelles et $0,8$ pour les constructions existantes.

La résistance nominale au cisaillement, V_n , est la somme de deux termes, résistance apportée par le béton seul, V_c , et résistance apportée par les armatures d'effort tranchant, V_s . Elle est donnée comme suit (en unités métriques) :

$$V_n = V_c + V_s \leq 0,83 A_w \sqrt{f'_c} \quad (6.2)$$

avec,

$$V_c = \alpha_c \cdot A_w \cdot \sqrt{f'_c} \quad (6.3)$$

et,

$$V_s = \rho_t \cdot A_w \cdot f_y \quad (6.4)$$

où ;

$$\alpha_c = \begin{cases} 0,25 & h_w/l_w \leq 1,5 \\ 0,17 & h_w/l_w \geq 2,0 \end{cases} \quad (6.5)$$

La valeur de α_c varie linéairement pour un rapport hauteur/largeur entre 1,5 et 2,0 ;

$\rho_t \geq 0,0025$ est le taux du ferrailage horizontal dans l'âme du voile (le taux de ferrailage vertical, ρ_t , ne peut pas avoir une valeur inférieure à ρ_t) ;

A_w est l'aire de la section transversale totale du voile ;

f_y est la limite d'élasticité de l'acier ;

f'_c est la contrainte caractéristique en compression du béton.

FEMA 356 [124] est le règlement destiné à la réévaluation sismique des bâtiments existants. Dérivé du FEMA 273 [126], le FEMA 356 a été écrit avec un langage de code afin de recevoir le statut de prénorme. Puisque il était établi selon le concept des niveaux de performance, il peut être appliqué aux bâtiments de tous types de matériaux tels que le béton, l'acier, ...etc. Pour la vérification de la résistance au cisaillement des voiles en béton armé, FEMA 356 utilise les mêmes règles définies au chapitre 21 de l'ACI 318-02 pour le dimensionnement sismique. La différence avec l'ACI est que pour la réévaluation des bâtiments existants, il est admis que $\Phi = 1,0$. Il n'y a donc pas de réduction de la résistance due à l'incertitude sur les caractéristiques des matériaux. De même pour l'ATC 40 [127], qui un code californien pour la réévaluation et le renforcement sismique des bâtiments et qui s'applique spécifiquement aux structures en béton armé, il se réfère également à l'ACI 318 pour la voiles et adopte $\Phi = 1,0$.

6.2.2. La pratique japonaise

L'équation d'Arakawa est l'équation empirique la plus familière dans la pratique japonaise pour l'évaluation de la capacité en cisaillement des éléments en béton armé. Dérivé à partir d'un grand nombre de résultats expérimentaux initiés par Arakawa [128, 129], elle est largement adoptée par les codes et guides de calcul béton armé. L'un des principaux mérites de cette équation est sa simplicité et sa prise en compte d'une manière claire des principales variables contribuant à la résistance au cisaillement, y compris l'effet de la charge axiale. En fait, l'équation originale proposée par Arakawa été destinée pour l'évaluation de la capacité en cisaillement des poteaux et des poutres en béton armé. Elle a connu par la suite quelque modification pour être adaptée au cas des voiles et pour tenir compte de l'effet de l'effort axiale. L'équation originale d'Arakawa pour l'évaluation de la capacité en cisaillement des poutres et poteaux en béton armé est donnée par :

$$v_u \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 0,82 p_t^{0,23} \cdot K_u \cdot \frac{0,12 \cdot (180 + f'_c)}{M/Vl + 0,12} + 2,7 \sqrt{p_w \cdot f_y} \quad (6.6)$$

Ou ;

K_u est un facteur de réduction pour tenir compte de l'effet d'échelle (=0,72 lorsque d est supérieur à 40cm) ;

f'_c est la contrainte caractéristique du béton en compression

p_t est le pourcentage d'armature de traction ;

M/Vl est le rapport de portée en cisaillement (M : moment de flexion maximal, V : effort tranchant correspondant, l : largeur du voile) ;

f_y est la limite d'élasticité des armatures horizontale ;

p_w est le taux d'armature transversale.

La contribution des armatures de renforcement dans la capacité en cisaillement, V_s , le second terme de l'équation ci-avant, été obtenue empiriquement comme illustré sur la Figure 6.1. Un total de 219 paires de spécimens de poutre de différente dimensions et détails de ferrailage, et où pour chaque paire seul les armatures de cisaillement été la variable expérimentale (i.e. une poutre avec armatures de cisaillement et l'autre poutre sans) été utilisées pour déterminer la contribution des armatures de cisaillement. Cette contribution été définie comme étant la différence entre la capacité en cisaillement de la poutre avec armatures de cisaillement et la capacité en cisaillement de la poutre sans armatures de cisaillement.

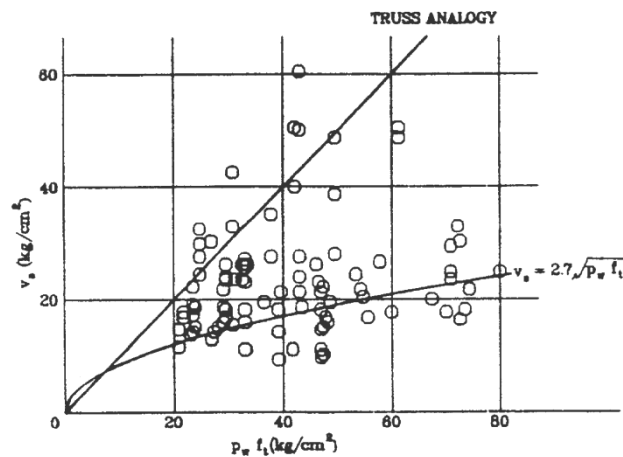


Figure 6.1 : Contribution des armature dans la capacité en cisaillement [130].

L'équation d'ARAKAWA était modifiée par la suite par HIROSAWA pour le calcul de la capacité en cisaillement des voiles en béton armé, et qui tient compte de l'influence des charges axiales. Cette équation est couramment utilisée pour les structures ordinaires de même que pour les structures des installations nucléaires. L'équation de HIROSAWA (appelée aussi équation d'ARAKAWA modifiée) est donnée par :

$$V_u = \left\{ \frac{0,0679 p_t^{0,23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/Vl + 0,12}} + 2,7 \sqrt{p_w f_y} + 0,1 \sigma_0 \right\} b_c \cdot j \quad (6.7)$$

Avec :

b_e est l'épaisseur effective du voile (lorsque le voile possède des débords aux extrémités, l'épaisseur effective est calculée à partir d'une section rectangulaire équivalente)

j est égal à $0,83l$ (l étant la longueur totale du voile)

σ_0 est la contrainte normale.

Cette équation accorde une contribution au béton en la pénalisant par l'existence d'un moment qui contribue à une diminution légère de la résistance à l'effort tranchant, même sous contrainte normale moyenne nulle. Cette équation attribue aussi une contribution légère à la contrainte normale.

Le règlement japonais pour le dimensionnement des bâtiments en béton armé, AIJ 2010 [131], adopte l'équation modifiée d'Arakawa pour l'évaluation de la capacité en cisaillement des voiles en béton armé avec une légère modification par la formule suivante :

$$V_u = \left[\frac{0,053 p_{te}^{0,23} (17,6 + F_c)}{M/(V.l) + 0,12} + 0,845 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0,1 \sigma_{0e} \right] b_e \cdot j_e \quad (6.8)$$

D'autre part, le guide japonais pour l'évaluation de la performance sismique des bâtiments en béton armé, AIJ 2004 [124], basé sur le concept de la capacité ultime, estime la capacité en cisaillement d'un voile en béton armé par une analogie en treillis à angle d'inclinaison variable (mécanisme en bielles-et-tirants) comme suit :

$$V_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad (6.9)$$

Avec

$$p_s \sigma_{sy} \leq v \sigma_B / 2 \quad (6.10)$$

où,

$$\tan \theta = \sqrt{\left[\left(h_w / l_{wa} \right)^2 + 1 \right]} - h_w / l_{wa} \quad (6.11)$$

et,

$$\beta = \left(1 - \cot^2 \phi \right) p_s \sigma_{sy} / (v \sigma_B) \quad (6.12)$$

avec,

t_w est l'épaisseur du panneau du voile ;

h_w est la hauteur du voile ;

l_{wb} est la longueur équivalente du voile correspondant au mécanisme en tirants ;

l_{wa} est la longueur équivalente du voile correspondant au mécanisme en bielles ;

σ_B est la contrainte caractéristique du béton en compression ;

σ_{sy} est la limite d'élasticité des armatures horizontales de cisaillement dans le panneau du voile ;

p_s est le taux des armatures horizontales dans le panneau de voile ;

ϕ est l'angle de la bielle de compressions dans le mécanisme en tirants (il est généralement admis de prendre $\cot\phi = 1,0$) ;

ν est le facteur d'efficacité de la contrainte caractéristique du béton en compression ;

Pour les voiles où la formation d'une rotule plastique à la base n'est pas attendue, le facteur d'efficacité de la résistance en compression du béton doit être remplacé par :

$$\nu_0 = 0.8 - \sigma_B / 200 \quad (6.13)$$

En revanche, lorsque la formation d'une rotule plastique à la base du voile est attendue le calcul de la capacité en cisaillement dans la zone de la rotule doit utiliser le facteur d'efficacité de suivant :

$$\nu = \begin{cases} \nu_0 & R_u < 0.005 \\ (1.2 - 40R_u) \cdot \nu_0 & 0.005 \leq R_u < 0.02 \\ 0.4\nu_0 & 0.02 \leq R_u \end{cases} \quad (6.14)$$

Avec,

R_u est l'angle de dérive ultime du voile en béton armé.

Le calcul des largeurs équivalentes du voile doivent être estimées comme suit :

$$l_{wa} = l'_w + D_c + \Delta l_{wa} \quad (6.15)$$

$$l_{wb} = l'_w + D_c + \Delta l_{wb} \quad (6.16)$$

Avec,

l'_w est la largeur du panneau de voile ;

D_c est la largeur des poteaux de rive ;

Δl_{wa} est la largeur équivalente du voile correspondant au mécanisme en bielles ;

Δl_{wb} est la largeur équivalente du voile correspondant au mécanisme en tirants ;

$$\Delta l_{wa} = \begin{cases} A_{ce} / t_w & A_{ce} \leq t_w \cdot D_c \\ \left(D_c + \sqrt{A_{ce} \cdot D_c / t_w} \right) / 2 & A_{ce} > t_w \cdot D_c \end{cases} \quad (6.17)$$

$$\Delta l_{wb} = \begin{cases} A_{ce} / t_w & A_{ce} \leq t_w \cdot D_c \\ D_c & A_{ce} > t_w \cdot D_c \end{cases} \quad (6.18)$$

avec,

$$A_{ce} = A_c - N_{cc} / \sigma_B \leq 3t_w D_c \quad (6.19)$$

ou,

A_c est la surface de la section transversale du poteau de rive sous compression ;

A_{ce} est la surface efficace du Poteau de rive ;

N_{cc} est l'effort axial du poteau de rive sous compression dû à la charge verticale.

Il est aussi utile de mentionner que ce règlement propose une méthode simple pour le calcul des armatures de renforcement autour des ouvertures en considérant des contraintes additionnelles autour des ouvertures. Il prescrit que le périmètre d'une ouverture dans un mur structurale en béton armé doit être renforcé pour résister à un effort diagonal de traction, T_d , aux coins de l'ouverture et a un effort de traction le long du bord vertical de l'ouverture, T_v , et horizontal, T_h , donnés par les expressions suivantes :

$$T_d = \frac{h_o + l_o}{2\sqrt{2}l} \cdot Q_A \quad (6.20)$$

$$T_v = \frac{h_o}{2(l-l_o)} \cdot Q_A \quad (6.21)$$

$$T_h = \frac{l_o}{2(h-h_o)} \cdot \frac{h}{l} Q_A \quad (6.22)$$

avec,

Q_A est l'effort horizontal appliqué sur le voile ;

h_o est la hauteur de l'ouverture ;

l_o est la largeur de l'ouverture ;

h est la hauteur du voile mesurée entre les lignes moyennes de la poutre haute et la poutre basse d'étage ;

l est la largeur du voile mesurée entre les lignes moyennes des poteaux de rive.

6.2.3. La pratique européenne

Le code européen pour le dimensionnement des structures en béton armé, l'Eurocode 2 (ou EC2) [132], utilise la notion d'états limites avec des coefficients partiels de sécurité. En ce qui concerne la résistance au cisaillement, L'EC2 propose des règles pour les poutres ou consoles courtes, qui peuvent être appliquées aux voiles en béton armé et qui se base, comme pour l'AIJ 2004, sur une analogie en treillis à angle d'inclinaison variable. La capacité maximale en cisaillement est déterminée selon l'EC2 en supposant une inclinaison de 45° de la bielle de compression.

Pour des membres sans armatures de cisaillement, la capacité en cisaillement est donnée par la formule ci-après qui s'applique pour évaluer la capacité en cisaillement des régions qui se sont fissurées à cause de la flexion. Cette formule s'applique pour le cas des

membres courts ($x \leq 2d$) correspondant à des voiles d'élanement inférieur à 2 (appelée aussi cas d'une bielle de compression directe). La formule est donnée par :

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \left(\frac{2d}{x} \right) + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (6.23)$$

Avec

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (6.24)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (6.25)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{b_w h} \leq 0,2 f_{cd} \quad (6.26)$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c \quad (6.27)$$

Avec,

d est la hauteur utile de la section ;

x est le bras de levier de l'effort tranchant ($x \geq 0,5d$) ;

b_w est la largeur de la section ;

h et la hauteur nominale de la section ;

A_{sl} et la section d'armature de flexion ;

f_{ck} est la résistance du béton en compression ;

σ_{cp} contrainte normale ;

N_{Ed} effort normal.

Pour le cas des membres courts ($x \leq 2d$) avec armatures de cisaillement. La résistance à l'effort tranchant avec des armatures transversales réparties est la suivante :

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + A_{sw} f_{ywd} \quad (6.28)$$

Avec

$V_{Rd,c}$ est la contribution du béton ;

A_{sw} est la section des armatures réparties sur une largeur de $0,75x$;

f_{ywd} est la limite d'élasticité des armatures réparties.

Dans les deux cas (avec ou sans armatures de cisaillement), la capacité en cisaillement ne doit pas excéder la capacité maximale qui correspond à l'écrasement du béton de l'âme. Cette limite supérieure est donnée par :

$$V_{Rd,max} \leq 0,5b_w d v f_{cd} \quad (6.29)$$

avec,

$$v = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (6.30)$$

où,

d est la hauteur utile de la section ;

b_w est la largeur de la section ;

f_{cd} est la résistance de dimensionnement du béton en compression ($f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$).

Le code européen pour la conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes (EC8) [133] présente des prescriptions complémentaires relatives au calcul sismique des voiles en béton armé. La capacité maximale en cisaillement calculée selon l'EC2 doit être réduite à 40% dans les zones critiques de formation des rotules plastiques.

6.2.4. Commentaires sur les pratiques réglementaires

Plusieurs équations pour l'estimation de la capacité en cisaillement des voiles en béton armé sont proposées dans la littérature. Du fait de la complexité du problème de cisaillement, ces équations sont souvent compliquées pour une pratique d'ingénierie. Il est évident qu'à l'heure actuelle, les méthodes de dimensionnement réglementaires au cisaillement ne prennent pas tous les aspects du comportement en cisaillement en compte. GULEC et al. [134, 135] ont compilé la plupart des résultats des tests existants pour les voiles courts avec une section transversale rectangulaire ainsi qu'avec poteaux de rive ou des retours afin de vérifier l'adéquation de plusieurs équations de prédiction de la capacité en cisaillement des voiles courts en béton armé. GULEC et al. [135] ont signalé la dispersion significative de la résistance au cisaillement. Ils ont conclu aussi que ces procédures sont plus adaptées aux voiles avec section transversale rectangulaire et signalés surtout l'absence de procédures adaptées aux voiles avec poteaux de rives ou avec section transversale en forme de T qui tiennent compte de l'influence des retours ou des poteaux de rives sur la résistance au cisaillement. Ils ont postulé aussi que l'équation proposée par WOOD [136] et qui borne la capacité en cisaillement entre $0,5f_c A_w$ comme minimum et $0,8f_c A_w$ comme maximum est adéquate.

En ce qui concerne les dispositions de l'Eurocode 2, basé sur la recherche expérimentale menée par SALONIKIOS et al. [137, 138]. La résistance au cisaillement, correspondant à la rupture par traction diagonale, tend à être plus conservatrice que l'équation de l'ACI 318. CLADERA et MARÍ [139] ont comparés l'approche de l'Eurocode 2 pour l'évaluation de la capacité en cisaillement avec des résultats expérimentaux et ils ont conclu que l'approche de l'Eurocode 2 donne une grande dispersion des résultats par rapport aux résultats empiriques. De plus, l'approche peut être trop conservatrice pour les membres faiblement renforcés vis-à-vis du cisaillement, puisqu'aucune contribution du béton n'est envisagée, comme elle peut être conservatrice pour les membres fortement renforcés.

6.3. Pratiques réglementaires de dimensionnement au cisaillement des voiles avec ouvertures

Si les règlements modernes de calcul des structures en béton armé incluent des dispositions pour le calcul des voiles pleins, ces derniers ne fournissent pas généralement de directives claires pour le dimensionnement adéquat des voiles avec ouvertures. Il est souvent admis que lorsque la taille de l'ouverture est relativement petite par rapport aux dimensions du voile, il serait raisonnable d'ignorer son effet. Cependant, lorsque les dimensions de l'ouverture sont importantes, ou bien qu'elle soit placée dans une zone critique du voile où des déformations inélastiques sont attendues. Dans ces cas, l'influence de l'ouverture sur le comportement du voile ne peut plus être ignorée et doit être bien évaluée. Dans ce dernier cas, les règlements de calcul recommandent souvent le recours à la méthode des bielles-et- tirants (§ 1.7.3). Cependant, cette méthode présente l'inconvénient de sa difficulté de mise en œuvre dans une pratique ingénierie car elle nécessite une certaine compétence pour établir un modèle fiable traduisant l'état de contrainte réel. De plus, la proposition d'un modèle en bielles-et- tirants devient encore plus difficile pour les voiles dont le comportement est dominé par le cisaillement.

Une méthode simple pour estimer la capacité en cisaillement d'un voile avec ouvertures est l'utilisation d'un facteur de réduction qui consiste à multiplier la capacité en cisaillement du voile sans ouvertures par un facteur de réduction de la capacité tenant compte de la présence des ouvertures :

$$Q_s = r.V_u \quad (6.31)$$

où,

V_u est la capacité en cisaillement du voile plein sans ouvertures ;

r est le facteur de réduction de la capacité en cisaillement.

Cette méthode est initialement proposée par le guide japonais de dimensionnement des bâtiments en béton armé (AIJ 1999) [57]. Le facteur de réduction, r , est donné comme suit :

$$r = 1 - \max\left(\sqrt{\frac{h_0 l_0}{h l}}, \frac{l_0}{l}, \frac{h_0}{h}\right) \quad (6.32)$$

Avec,

h_0 , l_0 sont hauteur et la longueur de l'ouverture, respectivement ;

h hauteur du voile entre les lignes moyennes des deux poutres d'en haut et d'en bas ;

l est la longueur du voile calculé entre les lignes moyennes des deux poteaux de rive.

Bien que la méthode du facteur de réduction est très simple, le facteur de réduction tel que défini est donné en fonction de la taille d'ouverture seulement et ne tient pas compte de sa position ni du cas des ouvertures multiples. De plus, il ne reflète pas le mécanisme de résistance au cisaillement et de transfert des forces. Son application est limitée au cas des voiles avec un rapport d'ouverture, η , ne dépassant pas 0,4. Dans le cas contraire, le voile avec ouvertures doit être considéré comme un portique.

Dans la version révisée du guide japonais de dimensionnement des bâtiments en béton armée (AIJ 2010) [131], le facteur de réduction proposé était modifié comme suit :

$$r = \min(r_1, r_2, r_3) \quad (6.33)$$

avec,

$$r_1 = 1 - 1.1 \frac{l_0}{l} \quad (6.34)$$

$$r_2 = 1 - 1.1 \sqrt{\frac{h_0 l_0}{h l}} \quad (6.35)$$

$$r_3 = 1 - \lambda \frac{h_0}{h} \quad (6.36)$$

où,

$$\lambda = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{l_0}{l} \right) \quad (6.37)$$

L'analyse des trois facteurs de réductions r_1 , r_2 et r_3 nous montre que pour le cas des voiles a ouvertures ordinaire de type porte et fenêtre, le facteur r_2 donne toujours le minimum. Les facteurs r_1 et r_2 couvrent les deux cas particuliers d'ouvertures à grande hauteur et petite largeur ou ouvertures à grande largeur et petite hauteur.

D'autre part, ONO et TOKUHIRO [42] ont proposé un facteur de réduction basé sur la surface du champ de compression du panneau de voile comme montré sur la Figure 6.2. Le facteur de réduction d'ONO est donné comme suit :

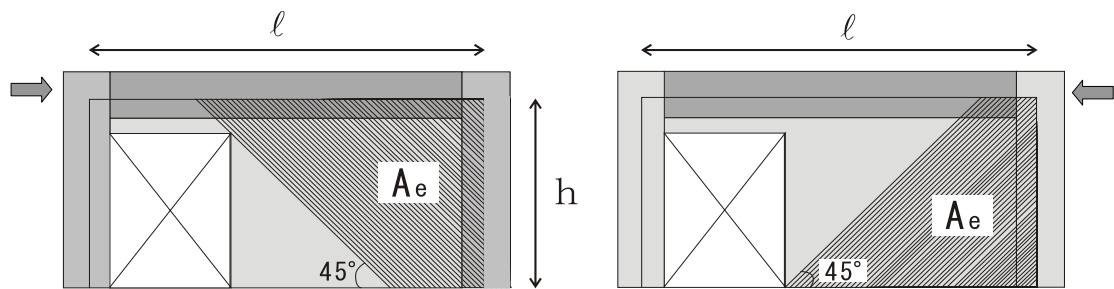
$$r_u = 1 - \sqrt{\frac{\sum A_e}{h.l}} \quad (6.38)$$

Avec,

A_e est la surface du panneau de voile formant le champ de compression diagonale à 45° ;

h est la hauteur du voile entre les lignes moyennes des deux poutres haute et basse ;

l est la longueur du voile entre les lignes moyennes des deux poteaux de rive.



(a) Chargement de gauche à droite . (b) Chargement de droite à gauche

Figure 6.2 : Surface du panneau de voile formant le champ de compression.

L'approche du facteur de réduction d'ONO été initialement développée sur la base de test sur des voiles a un seul niveau. Une question se pose donc pour le calcul du facteur de réduction par cette approche pour le cas des voiles multi-étages. Puisqu'un facteur unique est à utiliser, nous nous proposant d'évaluer deux approches possibles pour la définition du facteur de réduction d'ONO pour les voiles multi-étages :

- La première approche consiste à prendre la plus petite valeur des facteurs de réduction de chaque étage ;
- La deuxième approche considère un voile multi-étages comme un seul voile sur sa hauteur totale au lieu de la hauteur d'étage.

La définition de ces deux approches est illustrée sur la Figure 6.3. La seconde approche donne des valeurs plus conservatrices pour le facteur de réduction par rapport à la première approche. Par la suite nous évaluons ces deux approches en les confrontant aux résultats expérimentaux.

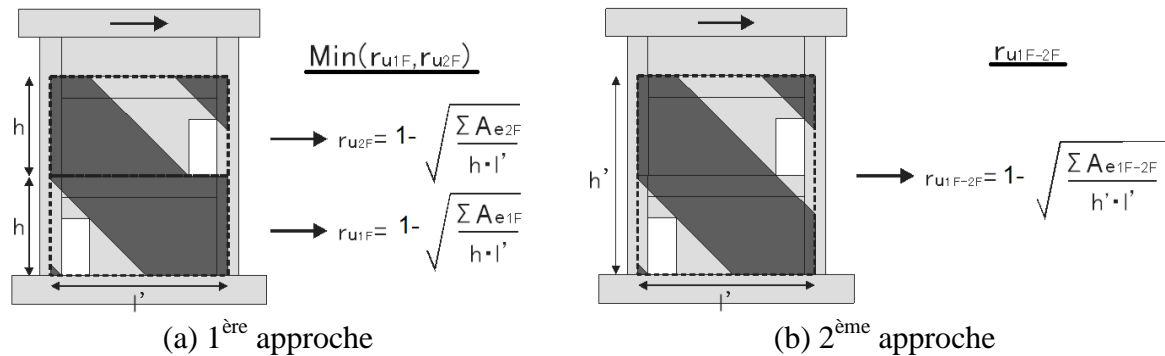


Figure 6.3 : Approches de calcul du facteur de réduction d'ONO.

6.4. Évaluation expérimental des équations de la capacité en cisaillement

La précision des équations de prédiction de la capacité en cisaillement et les facteurs de réduction de la force doivent être confirmée en faisant la comparaison avec les valeurs expérimentales des capacités en cisaillement. Pour cette fin, l'équation de l'ACI (Eq. 6.2), l'équation d'Arakawa (Eq. 6.8) et l'équation de l'AIJ basée sur une analogie en treillis à angle d'inclinaison variable sont choisis (Eq. 6.9). Pour l'ACI, le coefficient de sécurité Φ est pris égal à 1.

L'équation de l'EC2 n'a pas été inclut puisqu'elle est jugée conservatrice. Ces équations de prédiction de la capacité en cisaillement des voiles pleins sont combinées avec les approches du facteur de réduction de l'AIJ 2010 et les deux approches du facteur de réduction d'ONO afin d'évaluer leur adéquation pour les voiles multi-étages.

Les Tableaux 6.1 à 6.9 présentent la comparaison des résultats expérimentaux de la capacité en cisaillement avec les capacités calculées par l'équation de l'ACI, l'équation d'ARAKAWA et l'équation de l'AIJ, respectivement, le facteur de réduction de l'AIJ 2010, ONO (1^{ère} approche) et ONO (2^{ème} approche).

Tableau 6.1 : Q_s évaluée par le ACI et le facteur de réduction de l'AII.

	r	Direction positive			Direction négative		
		Q_{Exp}	Q_{Eq}	Q_{Exp}/Q_{Eq}	Q_{Exp}	Q_{Eq}	Q_{Exp}/Q_{Eq}
		(kN)	(kN)		(kN)	(kN)	
N1	1	1179	791	1,49	-1039	-791	1,31
S1	0,67	967	526	1,84	-838	-526	1,59
M1	0,65	889	495	1,80	-723	-495	1,46
L1	0,52	686	421	1,63	-649	-421	1,45
L3	0,52	701	433	1,62	-713	-433	1,65
		Moyenne		1,68	Moyenne		1,49
		Ecart-type		0,14	Ecart-type		0,13

Tableau 6.2 : Q_s évaluée par l'équation d'ARAKAWA et le facteur de réduction de l'AII.

	r	Direction positive			Direction négative		
		Q_{Exp}	Q_{Eq}	Q_{Exp}/Q_{Eq}	Q_{Exp}	Q_{Eq}	Q_{Exp}/Q_{Eq}
		kN	kN		kN	kN	
N1	1	1179	854	1,38	-1039	-854	1,22
S1	0,67	967	593	1,63	-838	-593	1,41
M1	0,65	889	506	1,76	-723	-506	1,43
L1	0,52	686	461	1,49	-649	-461	1,41
L3	0,52	701	463	1,51	-713	-463	1,54
		Moyenne		1,55	Moyenne		1,40
		Ecart-type		0,14	Ecart-type		0,12

Tableau 6.3 : Q_s évaluée par l'équation de l'AII et le facteur de réduction de l'AII.

	r	Direction positive			Direction négative		
		Q_{Exp}	Q_{Eq}	Q_{Exp}/Q_{Eq}	Q_{Exp}	Q_{Eq}	Q_{Exp}/Q_{Eq}
		(kN)	(kN)		(kN)	(kN)	
N1	1	1179	1120	1,05	-1039	-1120	0,93
S1	0,67	967	750	1,29	-838	-750	1,12
M1	0,65	889	728	1,22	-723	-728	0,99
L1	0,52	686	582	1,18	-649	-582	1,12
L3	0,52	701	566	1,24	-713	-566	1,26
		Moyenne		1,20	Moyenne		1,08
		Ecart-type		0,09	Ecart-type		0,13

Tableau 6.4 : Q_s évaluée par l'ACI et le facteur de réduction d'ONO (1^{ère} approche)

	Direction positive				Direction négative			
	r_u	Q_{Exp} kN	Q_{Eq} kN	Q_{Exp}/Q_{Eq}	r_u	Q_{Exp} kN	Q_{Eq} kN	Q_{Exp}/Q_{Eq}
N1	1	1179	791	1,49	1	-1039	-791	1,31
S1	0,84	967	659	1,47	0,77	-838	-604	1,39
M1	0,82	889	625	1,42	0,74	-723	-564	1,28
L1	0,7	686	567	1,21	0,64	-649	-518	1,25
L3	0,57	701	474	1,48	0,57	-713	-474	1,50
			Moyenne	1,41			Moyenne	1,35
			Ecart-type	0,12			Ecart-type	0,10

Tableau 6.5 : Q_s évaluée par l'équation d'ARAKAWA et le facteur de réduction d'ONO (1^{ère} approche)

	Direction positive				Direction négative			
	r_u	Q_{Exp} kN	Q_{Eq} kN	Q_{Exp}/Q_{Eq}	r_u	Q_{Exp} kN	Q_{Eq} kN	Q_{Exp}/Q_{Eq} q
N1	1	1179	854	1,38	1	-1039	-854	1,22
S1	0,84	967	717	1,35	0,77	-838	-658	1,27
M1	0,82	889	700	1,27	0,74	-723	-632	1,14
L1	0,7	686	598	1,15	0,64	-649	-547	1,19
L3	0,57	701	487	1,44	0,57	-713	-487	1,46
			Moyenne	1,32			Moyenne	1,26
			Ecart-type	0,11			Ecart-type	0,13

Tableau 6.6 : Q_s évaluée par l'AIJ et le facteur de réduction d'ONO (1^{ère} approche)

	Direction positive				Direction négative			
	r_u	Q_{Exp} kN	Q_{Eq} kN	Q_{Exp}/Q_{Eq}	r_u	Q_{Exp} kN	Q_{Eq} kN	Q_{Exp}/Q_{Eq}
N1	1	1179	1120	1,05	1	-1039	-1120	0,93
S1	0,84	967	941	1,03	0,77	-838	-862	0,97
M1	0,82	889	918	0,97	0,74	-723	-829	0,87
L1	0,70	686	784	0,88	0,64	-649	-717	0,91
L3	0,57	701	638	1,10	0,57	-713	-638	1,12
			Moyenne	1,00			Moyenne	0,96
			Ecart-type	0,09			Ecart-type	0,10

Tableau 6.7 : Q_s évaluée par l'ACI et le facteur de réduction d'ONO (2^{ème} approche)

	Direction positive				Direction négative			
	r_u	Q_{Exp} kN	Q_{Eq} kN	Q_{Exp}/Q_{Eq}	r_u	Q_{Exp} kN	Q_{Eq} kN	Q_{Exp}/Q_{Eq}
N1	1	1179	791	1,49	1	-1039	-791	1,31
S1	0,71	967	557	1,74	0,59	-838	-463	1,81
M1	0,67	889	510	1,74	0,55	-723	-419	1,73
L1	0,54	686	437	1,57	0,45	-649	-364	1,78
L3	0,41	701	341	2,06	0,41	-713	-341	2,09
			Moyenne	1,72			Moyenne	1,74
			Ecart-type	0,22			Ecart-type	0,28

Tableau 6.8 : Q_s évaluée par l'équation d'ARAKAWA et le facteur de réduction d'ONO (2^{ème} approche)

	Direction positive				Direction négative			
	r_u	Q_{Exp} kN	Q_{Eq} kN	Q_{Exp}/Q_{Eq}	r_u	Q_{Exp} kN	Q_{Eq} kN	Q_{Exp}/Q_{Eq}
N1	1	1179	854	1,38	1	-1039	-854	1,22
S1	0,71	967	606	1,60	0,59	-838	-504	1,66
M1	0,67	889	572	1,55	0,55	-723	-470	1,54
L1	0,54	686	461	1,49	0,45	-649	-384	1,69
L3	0,41	701	350	2,00	0,41	-713	-350	2,04
			Moyenne	1,60			Moyenne	1,63
			Ecart-type	0,24			Ecart-type	0,30

Tableau 6.9 : Q_s évaluée par de l'AIJ et le facteur de réduction d'ONO (2^{ème} approche)

	Direction positive				Direction négative			
	r_u	Q_{Exp} kN	Q_{Eq} kN	Q_{Exp}/Q_{Eq}	r_u	Q_{Exp} kN	Q_{Eq} kN	Q_{Exp}/Q_{Eq}
N1	1	1179	1120	1,05	1	-1039	-1120	0,93
S1	0,71	967	795	1,22	0,59	-838	-661	1,27
M1	0,67	889	750	1,19	0,55	-723	-616	1,17
L1	0,54	686	605	1,13	0,45	-649	-504	1,29
L3	0,41	701	459	1,53	0,41	-713	-459	1,55
			Moyenne	1,22			Moyenne	1,24
			Ecart-type	0,18			Ecart-type	0,23

Les capacités en cisaillement calculées par l'équation de l'ACI et celle d'ARAKAWA tendent à sous-estimer les résultats expérimentaux. Cette sous-estimation est plus prononcée lorsque l'équation de l'ACI est utilisée où les rapports entre la capacité expérimentale et la capacité calculée varie entre environ 1,2 et 2,1. Pour l'équation d'ARAKAWA, c'est rapport varie entre 1,15 et 2,0. L'équation de l'AIJ, quoi qu'elle

sous-estime un peu les capacités expérimentales, assure la meilleure approximation. Les rapports entre la capacité expérimentale et la capacité calculée varie entre environ 0,9 et 1,5.

Le conservatisme de l'équation de cisaillement de l'ACI peut être attribuée à la limite spécifiée sur la contribution au béton par le coefficient empirique α_c . Cette attitude conservatrice peut aussi être attribuée à l'autre limite imposée sur le résultat final de la capacité. L'équation d'ARAKAWA donne des résultats légèrement conservateurs car elle se base sur une limite inférieure pour l'estimation de la capacité. On peut dire que l'équation d'ARAKAWA donne des capacités de cisaillement plus précises que celle de l'ACI.

Pour les facteurs de réduction de la capacité, la comparaison des résultats montre clairement que le coefficient de réduction d'ONO définie par la première approche assure la meilleure prédiction des capacités en cisaillement des voiles avec ouvertures, surtout lorsqu'il est combiné avec l'équation de l'AIJ basée sur l'analogie en treillis. Le facteur de réduction de l'AIJ 2010 réduit la résistance indépendamment de la position des ouvertures puisque leur effet n'est pas pris en compte. Les deux approches du facteur de réduction d'ONO traduit cet effet. Cependant, la première approche basée sur la plus petite valeur des facteurs de réduction de chaque étage est la mieux adaptée pour traduire l'effet de la position des ouvertures, et donc la direction du chargement horizontale. En plus de cet avantage, le facteur de réduction d'ONO reflète aussi d'une manière explicite le mécanisme de résistance au cisaillement par les panneaux de voile en se basant sur la surface du champ de compression.

6.5. Conclusions

Dans ce chapitre nous avons confrontés certaines méthodes règlementaires pour l'estimation de la capacité en cisaillement des voiles en béton armé avec ouvertures aux valeurs expérimentales de la capacité des voiles testés, notamment l'ACI, l'AIJ et l'équation d'ARAKAWA. La comparaison entre les valeurs expérimentales et calculées de la capacité à montrer que l'équation de l'AIJ, basée sur l'analogie en treillis lorsqu'elle est combinée avec le facteur de réduction d'ONO calculé par la première approche assure la meilleure approximation de la capacité en cisaillement des voiles en béton armé avec ouvertures. La première approche du facteur de réduction d'ONO, basée sur la plus petite valeur des facteurs de réduction de chaque étage, traduit mieux l'effet de la position des

ouvertures et tient compte d'une manière plus explicite du mécanisme de résistance au cisaillement par les panneaux de voile.

CHAPITRE 7 :

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DES VOILES TESTÉS

7.1. Introduction

Dans le but de simuler le comportement mécanique des spécimens de voile testés, une analyse numérique non-linéaire par la méthode des éléments finis était conduite. Dans le cadre de ce travail, et du fait de la complexité dans la modélisation du comportement en cisaillement, nous nous sommes orientés vers une approche de modélisation locale pour essayer d'accéder à une meilleure compréhension des modes de fonctionnement et de se rapprocher au mieux du mode de ruine observé lors des essais. Une description détaillée des modèles locaux utilisés lors de la modélisation est présentée en premier lieu, avant de discuter les résultats du calcul numérique. L'analyse était menée sous chargement monotone et cyclique sur un modèle bidimensionnel en contraintes planes afin de simuler les courbes d'hystérésis et de prédire la distribution des dommages observés lors des essais, notamment la fissuration et l'écrasement du béton sous compression. L'analyse sous chargement monotone permet d'avoir l'enveloppe de la courbe charge latérale-angle de dérive tout en limitant le temps de calcul par rapport à une analyse sous chargement cyclique.

7.2. Choix de la modélisation et du maillage

Les voiles sont modélisés avec une approche locale biaxiale comportant un maillage ramené dans le plan médian du voile, les caractéristiques des matériaux étant celles qui correspondent à l'unité de l'épaisseur. Les poutres et les poteaux de rive, les panneaux de voile, la fondation et la poutre de chargement ont été représentés par des éléments quadrilatéraux avec quatre points d'intégration de Gauss et à interpolation bilinéaire des déplacements. Un exemple de maillage complet est présenté sur la Figure 7.1 pour le spécimen L1. La taille des éléments au niveau du panneau de voile était de 50 mm×50 mm. Les nœuds à la base de la fondation étaient doublement appuyés afin de prévenir tout déplacement. La fondation et la poutre de chargement étaient supposées

parfaitement élastiques. Un bras fictif parfaitement rigide et à comportement parfaitement élastique était utilisé dans le modèle pour l'application de la charge latérale, Q , au même niveau que le point d'inflexion supposé durant les tests. Cela permet aussi d'appliquer les deux forces verticales, N_w et N_e , sur les deux poteaux de rive indépendamment de la charge latérale, Q , et donc appliquer seulement la partie constante correspondant au poids apporté par les étages supérieurs. Le logiciel de calcul FINAL [140] était utilisé pour la modélisation et le calcul.

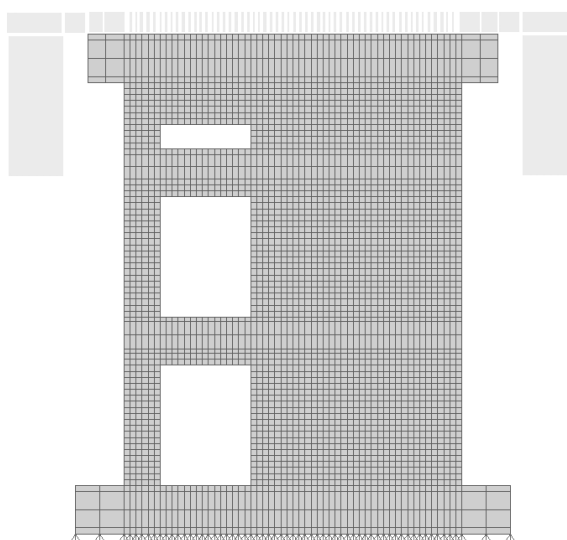


Figure 7.1 : Maillage en élément finis du spécimen L1.

7.3. Modélisation du béton

7.3.1. Concept général de modélisation

Le matériau béton était idéalisé en utilisant le modèle orthotrope basée sur le concept de déformation uniaxial équivalente [141]. Le modèle utilise des relations constitutives hypo-élastiques (élasticité non linéaire). Les axes d'orthotropie coïncident avec la direction principale avant l'apparition de fissures. Après fissuration, les axes du matériau sont fixés sur la direction de la fissure.

7.3.2. Critère de rupture du béton

Le critère de plastification de KUPFER-GERSTLE [109] était appliqué pour juger la rupture du béton sous compression biaxiale ou sous traction-compression. La résistance uniaxiale en traction était utilisée pour juger l'apparition des fissures sous traction uniaxiale et biaxiale. Le modèle de dégradation de la résistance en compression après

fissuration était dérivé des tests de chargement en cisaillement dans le plan des panneaux en béton armé [142]. Le rapport de réduction de la résistance à la compression est défini en fonction de la résistance uniaxiale à la compression du béton.

7.3.3. Relation contrainte-déformation en traction

Dans la zone de traction, la relation contrainte-déformation est supposée être linéaire jusqu'à la fissuration, l'enveloppe de l'effet de l'adoucissement en traction (« tension stiffening ») après fissuration est modélisée sur la base des tests de panneaux en béton armé, comme représenté sur la Figure 7.2. L'enveloppe de l'adoucissement en traction comprend deux parties : une partie descendante et une partie plate. Le taux de ferrailage et la résistance à la compression uniaxiale de béton sont les facteurs déterminants pour le point de transition de la partie descendante à la partie plate. La contrainte, σ_m , et la déformation, ϵ_m , au point de transition sont données comme suit :

$$\epsilon_m = 0.0016 - 0.024 p_s \tag{7.1}$$

$$\sigma_m = r_m \sigma_T = \left(0.6 - \frac{\sigma_B}{177} \right) \sigma_T \tag{7.2}$$

Avec,

p_s est le taux de ferrailage ;

σ_T et σ_B sont la résistance en traction et en compression du béton, respectivement.

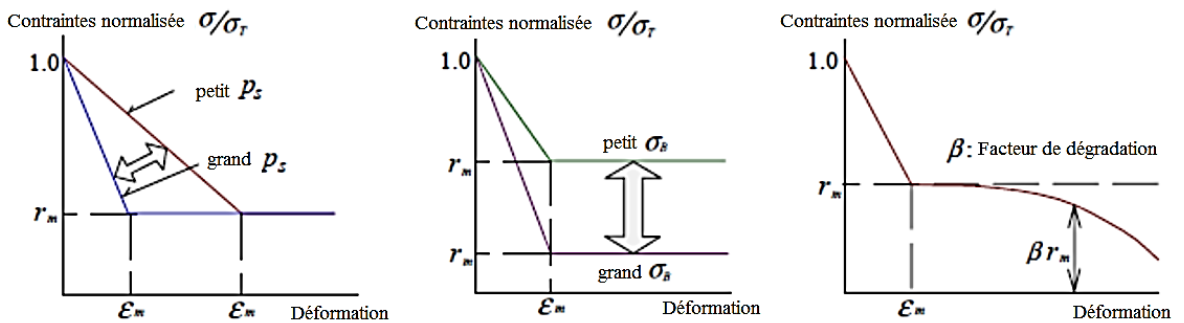
De plus, la partie plate diminue progressivement selon le facteur de dégradation, β , donné par :

$$\beta = E_C / E_0 \tag{7.3}$$

avec :

E_C est la rigidité tangente du béton dans la direction de la fissure

E_0 est le module d'élasticité longitudinale



(a) taux de ferrailage (b) résistance en compression (c) Effet de dégradation
 Figure 7.2 : Modèle de comportement en traction du béton.

7.3.4. Relation contrainte-déformation en compression

Pour la zone de compression, les deux courbes ascendantes et descendantes sont exprimées par les équations suivantes :

$$\sigma = \frac{(A.X + (D-1.0).X^2)\sigma_p}{1.0 + (A-2.0)X + D.X^2} \quad (7.4)$$

$$A = E_0/E_p \quad (7.5)$$

Partie ascendante ($|\varepsilon| < |\varepsilon_p|$)

$$X = \varepsilon/\varepsilon_p \quad (7.6)$$

$$D = \frac{19.6}{\sigma_B} \left(\frac{E_B}{E_p} - 1.0 \right)^2 \quad (\geq 1.0 - E_0/E_p) \quad (7.7)$$

Partie descendante ($|\varepsilon| \geq |\varepsilon_p|$)

$$X = (\varepsilon/\varepsilon_p)^n \quad (7.8)$$

$$n = 0.9 + 3.4 \left(\frac{\sigma_B}{98} \right)^2 \quad (7.9)$$

$$D = 1.0 + \frac{177}{\sigma_B} \left(\frac{\sigma_B}{\sigma_p} - 1.0 \right) \quad (7.10)$$

Dans ces équations :

σ_p et ε_p sont la contrainte et la déformation au point de pic ;

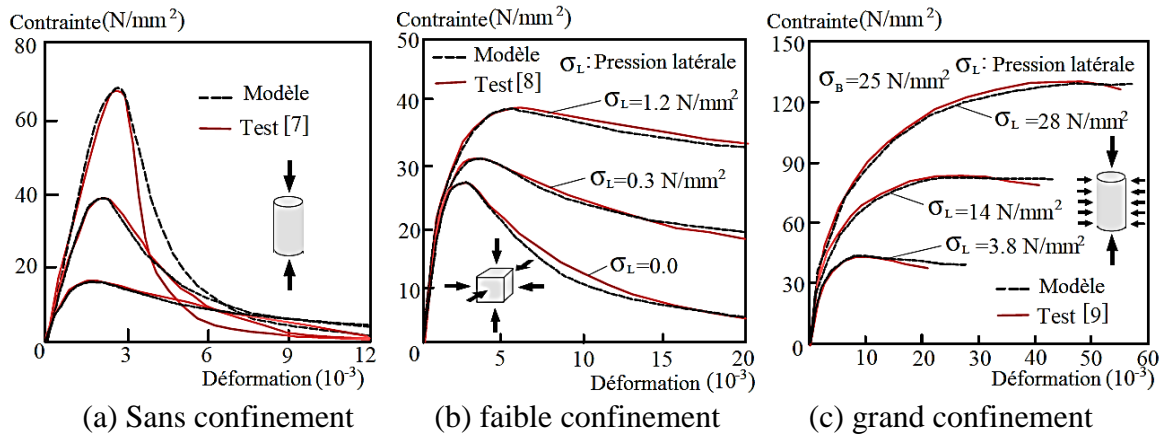
σ_B est la résistance à la compression uniaxiale ;

E_0 est le module d'élasticité longitudinale ;

E_B et E_p sont les modules sécants correspondants à σ_B et σ_p , respectivement.

Ces équations ont été initialement proposées par AHMAD et al. [143]. Les coefficients X , A et D ont été modifiés par NAGANUMA [144] afin d'exprimer les différences de forme des courbes à cause de la différence de la résistance à la compression ou de la contrainte de confinement, comme montré sur la Figure 7.3 [145, 146, 147]. Le modèle modifié représente plus précisément le comportement réel. La déformation correspondant à la résistance maximale à la compression est donnée comme suit [148].

$$\varepsilon_p = 1.37\sigma_p + 1690 \times 10^{-6} (\text{kgf/cm}^2) \quad (7.11)$$



(a) Sans confinement (b) faible confinement (c) grand confinement
 Figure 7.3 : Comparaison des enveloppes contrainte-déformation en compression.

7.3.5. Relation contrainte-déformation sous chargement/déchargement en compression

La réponse en déchargement et rechargement du béton en compression n'est pas linéaire. La raideur de déchargement se trouve réduite lorsque la déformation au point de déchargement dépasse la limite élastique. Les courbes de déchargement et de rechargement sont représentées par des équations du second degré. Comme indiqué sur la Figure 7.4, le point *E* sur la courbe enveloppe de compression correspond au point de déchargement, et le point *Z* correspond au point où la déformation résiduelle après déchargement totale, et ϵ_E et ϵ_Z sont les déformations aux points *E* et *Z*, respectivement. La déformation résiduelle, ϵ_z , est exprimée par l'équation proposée par KARSAN et JIRSA [149] :

$$\epsilon_Z = \begin{cases} [0.145 \cdot (\epsilon_E / \epsilon_P)^2 + 0.13(\epsilon_E / \epsilon_P)] \epsilon_P & \text{si } |\epsilon_E| < 4.0|\epsilon_P| \\ [(\epsilon_E / \epsilon_P) - 2.828] \epsilon_P & \text{si } |\epsilon_E| \geq 4.0|\epsilon_P| \end{cases} \quad (7.12)$$

- P* : Point de pic en compression
- E* : Point de déchargement de la courbe enveloppe
- Z* : Point de contrainte nulle après déchargement
- R* : point de rechargement
- C* : Point d'intersection entre déchargement et rechargement

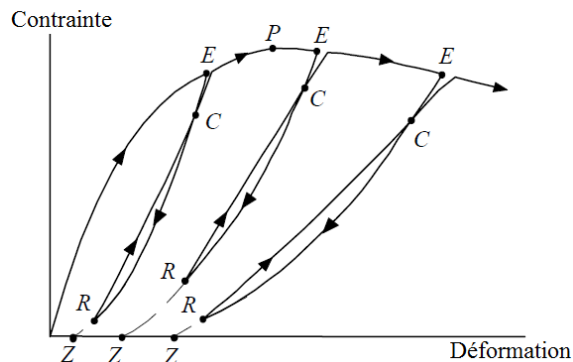


Figure 7.4 : Modèle déchargement/rechargement du béton en compression.

La courbe de décharge est supposée linéaire avec la rigidité E_E avant d'attendre le point C , point d'intersection entre la courbe de déchargement et la courbe de rechargement. La contrainte au point C est définie par les équations suivantes proposées par DARWIN et PECKNOLD [150].

$$\sigma_C = \begin{cases} \min\left(\frac{2}{3}\sigma_E, \sigma_E - \frac{1}{6}\sigma_P\right) & \text{si } |\varepsilon_E| < |\varepsilon_P| \\ \frac{5}{6}\sigma_P & \text{si } |\varepsilon_E| \geq |\varepsilon_P| \end{cases} \quad (7.13)$$

La rigidité E_E est supposée proportionnelle au module sécant E_{EZ} entre les points E et Z . Elle est donnée par :

$$E_E = \alpha_1 E_{EZ} \leq E_0 \quad (7.14)$$

Sur la base des résultats expérimentaux existants, il est recommandé de prendre $\alpha_1=1.5$. E_E ne doit pas excéder le module d'élasticité longitudinale E_0 , et la rigidité au point Z ne doit pas être négative :

$$E_E \leq \frac{2\sigma_E}{\varepsilon_E - \varepsilon_Z} \quad (7.15)$$

La courbe de déchargement entre le pont C et le point Z est exprimée par :

$$\sigma = a\varepsilon^2 + b\varepsilon + c \quad (7.16)$$

où

a , b et c sont des constantes définies par la condition que la courbe passe par les deux points C et Z et la rigidité au point C est E_E .

Le point de retour R est définie où la condition changement d'un déchargement à un rechargement. La rigidité au début du rechargement au point R est supposée égale à la rigidité du déchargement au point R multipliée par α_2 . Le coefficient α_2 est égal à 1.0 lorsque le point R coïncide avec le point C , et $\alpha_2 = \alpha_{2Z}$ au point Z , avec α_{2Z} est définie comme suit :

$$\alpha_{2Z} = \begin{cases} 2,0 & \text{si } |\varepsilon_E| \leq |\varepsilon_P| \\ 2,0(\varepsilon_E/\varepsilon_P) & \text{si } |\varepsilon_E| > |\varepsilon_P| \end{cases} \quad (7.17)$$

Le coefficient α_2 entre les points C et Z est calculé par interpolation :

$$\alpha_2 = \frac{(\alpha_{2Z} - 1,0)}{(\varepsilon_Z - \varepsilon_C)}(\varepsilon_R - \varepsilon_C) + 1,0 \quad (7.18)$$

La comparaison du modèle décrit ci-dessus avec les résultats expérimentaux est illustrée sur la Figure 7.5 qui reproduit la réponse contrainte-déformation observée lors de tests de compression cyclique [149].

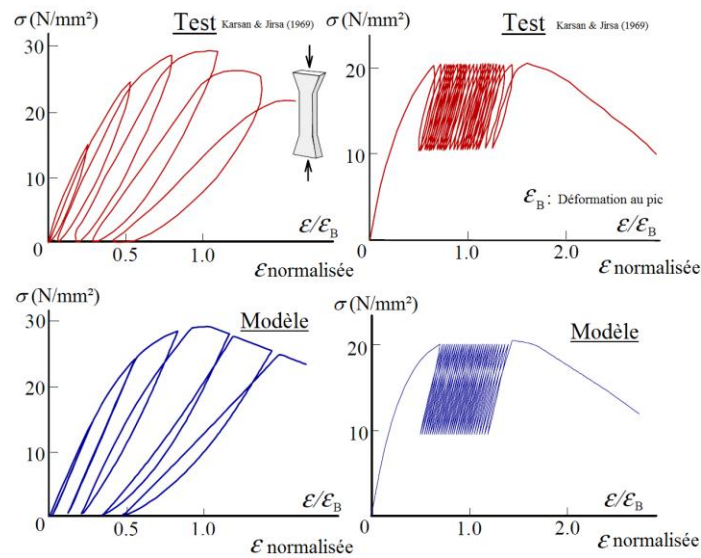


Figure 7.5 : Comparaison du modèle avec des tests cycliques en compression.

7.3.6. Relation contrainte-déformation sous chargement/déchargement en traction

La Figure 7.6 montre que les courbes de déchargement et rechargement sont représentées dans la zone de traction de la même manière que celles dans la zone de compression. Les points T , G et H correspondent aux points P , E et Z pour la compression, respectivement. Le module sécant E_{GH} entre les points G et H se trouve réduite avec l'augmentation de la déformation au point G . E_{GH} est supposée proportionnelle au rapport de déformation au point T sur celui du point G :

$$E_{GH} = \frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_G} E_0 \quad (7.19)$$

T: Point de pic en traction (point de fissuration)
G: Point de déchargement sur la courbe enveloppe
H: Point de contrainte nulle après déchargement
R: Point de rechargement
L: Point d'intersection entre déchargement et rechargement

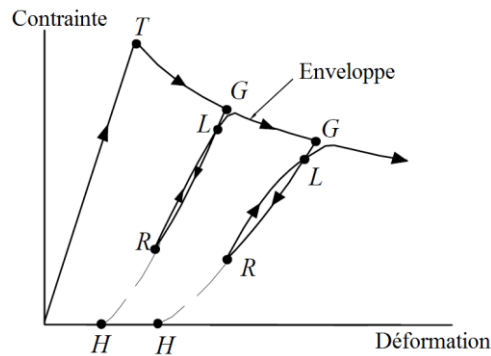


Figure 7.6 : Modèle déchargement/rechargement du béton en traction.

La courbe de déchargement est supposée linéaire avec une rigidité E_G entre le point G et le point L qui est le point commun entre la courbe de déchargement et la courbe de rechargement. La contrainte au point L est définie par :

$$\sigma_L = 0,9 \cdot \sigma_G \quad (7.20)$$

La courbe de déchargement est définie par l'Eq. 7.16. La rigidité au point G est définie par :

$$E_G = \alpha_3 \cdot E_{GH} \leq E_0 \quad (7.21)$$

Le coefficient α_3 est pris égal à 1.5 et E_G ne doit pas excéder le module élastique E_0 . La courbe de rechargement commence au point R , et la rigidité au début du rechargement est supposée égale à α_4 fois la rigidité de déchargement juste avant le point R . Le coefficient α_4 est égale à 1 lorsque le point R coïncide avec le point L ; et $\alpha_4 = \alpha_{4H}$ au point H , avec α_{4H} est définie comme suit :

$$\alpha_{4H} = \varepsilon_L / \varepsilon_T \quad (7.22)$$

Par interpolation linéaire entre les points L et H , Le coefficient α_4 est exprimé par :

$$\alpha_4 = \frac{(\alpha_{4H} - 1,0)}{(\varepsilon_H - \varepsilon_L)} (\varepsilon_R - \varepsilon_L) + 1,0 \quad (7.23)$$

La comparaison du modèle décrit ci-dessous avec les résultats expérimentaux est illustrée sur la Figure 7.7 qui reproduit la réponse contrainte-déformation observée lors de tests de traction cyclique [151].

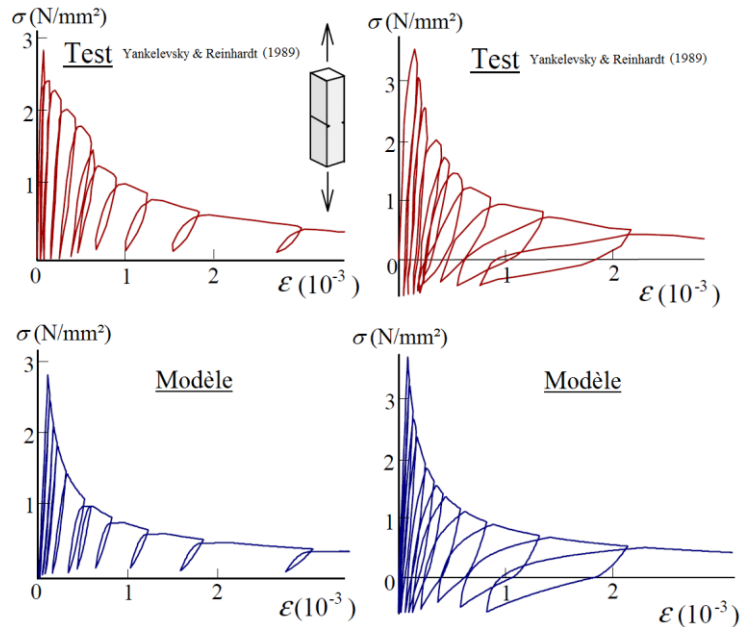
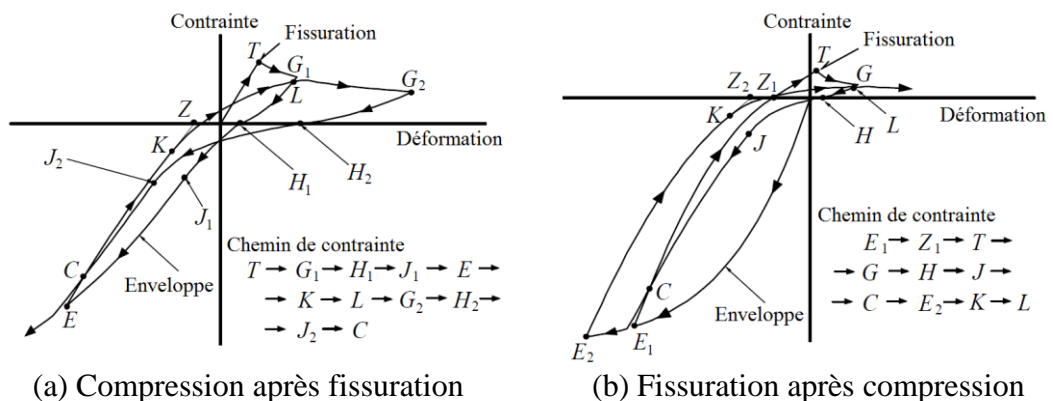


Figure 7.7 : Comparaison du modèle avec des tests cycliques en traction.

Lorsque le déchargement continue au-delà du point H , la courbe entre dans la zone de compression. La Figure 7.8 illustre les règles d’hystérésis entre la traction et la compression. Le point J est un point de transition du déchargement en traction au rechargement en compression, et le point K est un point de transition du déchargement en compression au rechargement en traction. L’équation logarithmique suivante exprime la courbe du point H vers le point J :

$$\sigma = [\log_e(\varepsilon + a) + b]c \tag{7.24}$$

Où, les coefficients a , b et c sont des coefficients déterminés par la condition que la courbe passe par les points H et J et que la rigidité au point H est égale à E_H .



(a) Compression après fissuration

(b) Fissuration après compression

Figure 7.8 : Courbe contrainte-déformation sous contraintes réversibles entre traction et compression.

La contrainte au point J est supposée proportionnelle à la résistance à la traction σ_T :

$$\sigma_J = -\alpha_5 \sigma_T \quad (7.25)$$

Le coefficient α_5 est donné par l'équation suivante en considérant que la contrainte σ_J augmente avec l'augmentation de la déformation au point L :

$$\alpha_5 = 1,0 + 0,02 \left(\frac{\varepsilon_L - \varepsilon_T}{\varepsilon_T} \right) \quad (7.26)$$

La contrainte au point K est donné par :

$$\sigma_K = 0,5 \sigma_J \quad (7.27)$$

Lorsqu'une fissure se produit après déchargement de la zone de compression vers la zone de traction, comme montré sur la Figure 7.8.b, la résistance à la traction σ_T est réduite en considérant que le dommage est induit par la compression, comme suit :

$$\sigma_T = \sigma_{T0} \frac{E_{EZ}}{E_0} \quad (7.28)$$

Où σ_{T0} est la résistance initiale à la traction du béton.

7.3.7. Modèle de fissuration du béton

Le modèle de fissuration pour exprimer la fissuration du béton utilise le concept de fissures distribuées (« Smearred crack model ») multidirectionnel et non-orthogonal à angle fixe [152]. Le modèle à fissures distribuées suppose un état de fissures uniforme dans le domaine de l'élément fini, et ne tient pas compte du concept de la largeur et de l'espacement des fissures. En tenant compte de la dégradation de la rigidité du matériau et la libération des contraintes dans le béton, le modèle peut être exprimé d'une manière relativement simple. Ce modèle est généralement recommandé pour le cas des éléments surfaciques tels que les voiles ou les dalles qui sont uniformément renforcés. Lorsqu'une fissure est formée dans un élément, un axe de la fissure est introduit et l'axe du matériau est changé pour coïncider avec l'axe de la fissure. Un système d'axes de fissure est capable de représenter deux fissures orthogonales pour le cas d'une analyse en contraintes planes. Un autre système d'axes de fissure est introduit dans la direction de la nouvelle fissure pour tenir compte des fissures ultérieures qui se produit avec un angle aigu par rapport à la fissure existante résultant d'une redistribution des contraintes ou d'un changement de la direction de chargement. Trois systèmes d'axes de fissure sont introduits au maximum, et

donc six fissures sont prises en compte dans un seul point pour un problème en contraintes planes, comme indiqué sur la Figure 7.9.

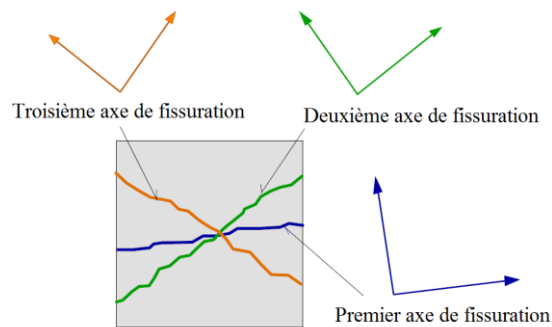


Figure 7.9 : modèle de fissuration du béton en contraintes planes.

7.3.8. Relation contrainte-déformation en cisaillement après fissuration

L'action de transfert du cisaillement est exprimée par la relation entre la contrainte de cisaillement moyenne et la déformation de cisaillement le long de la direction de la fissure. L'enveloppe contrainte-déformation pour le cisaillement est déterminée en fonction de la résistance du béton, la quantité d'armature traversant les fissures, et la déformation en traction perpendiculaire à la direction de la fissure [142]. La règle d'hystérésis pour la relation contrainte – déformation en cisaillement est modélisée comme indiqué sur la Figure 7.10. Les courbes de déchargement et de rechargement sont exprimées comme suit :

$$\tau = a(\gamma - b)^4 \quad (7.29)$$

Où a et b sont des constants qui sont déterminées sous la condition que la courbe passe par les deux points. Le point U est un point de déchargement dans l'enveloppe et le point Z est sur la courbe de déchargement lorsque la contrainte est nulle. Le point R est un tournant de la courbe du déchargement au rechargement et le point C est un point de croisement entre la courbe de déchargement et celle du rechargement. La déformation au point Z est supposée proportionnelle à la déformation au point de déchargement U . Elle est donnée par :

$$\gamma_Z = 0,5\gamma_U \leq \gamma_U - \frac{4\tau_U}{G_0} \quad (7.30)$$

La limitation dans l'équation de γ_Z ci-dessus provient de la condition que la rigidité au point U ne doit pas excéder le module de cisaillement élastique G_0 . Après avoir atteint le point Z , la rigidité devient nulle à moins que la déformation de cisaillement continue à

diminuer d'avantage. Lorsque la déformation change d'une diminution à une augmentation, la contrainte de cisaillement commence à augmenter vers le point C , où la contrainte de cisaillement est définie par :

$$\tau_c = 0,9\tau_U \quad (7.31)$$

La Figure 7.11 montre une comparaison du modèle de cisaillement avec des résultats expérimentaux obtenus à partir d'essai de chargement cyclique en cisaillement sur un plan pré-fissuré sous une ouverture de fissure constante [153].

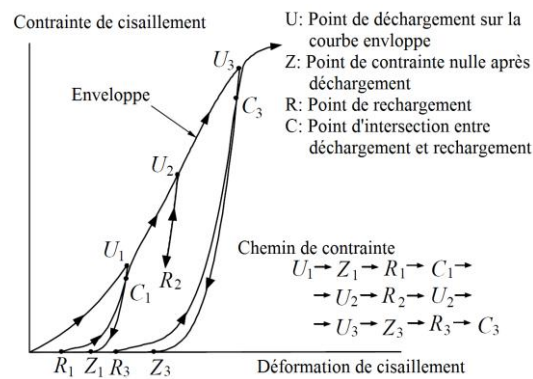


Figure 7.10 : Modèle déchargement/rechargement du béton en cisaillement suivant la direction de fissuration.

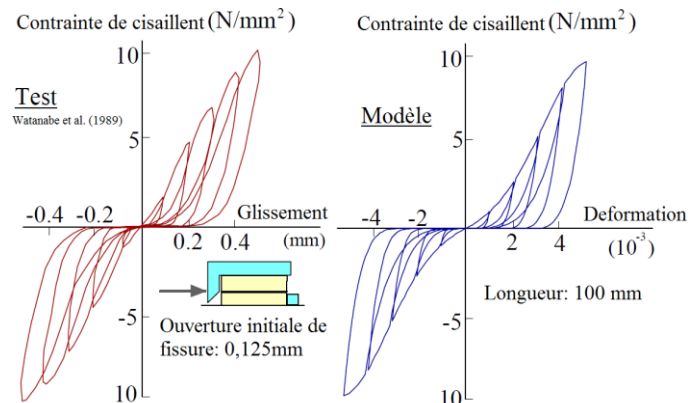


Figure 7.11 : Comparaison du modèle avec des tests cycliques en cisaillement.

7.4. Modélisation de l'acier

Le ferrailage horizontal et vertical était supposé intégrer dans le béton avec une liaison parfaite. Cette technique permet de simplifier la modélisation en supposant que le champ de déplacement des barres d'armature est porté par celui des éléments finis modélisant le béton, et donc le glissement relatif entre le béton et les barres d'armature n'est pas considéré. La rigidité équivalente de l'élément béton avec acier intégré est

calculée selon la direction d'orientation du matériau acier. Le ferrailage de renforcement horizontale et verticale autour des ouvertures été placés uniformément dans les éléments entourant l'ouverture. Le ferrailage de renforcement diagonale dans les deux spécimens S1 et L1 été considéré implicitement en le convertissant en ferrailage horizontale et verticale équivalent. Le modèle de CIAMPI [154] était adopté pour a relation contrainte-déformation de l'acier. Ce modèle donne une bonne représentation de la relation contrainte-déformation sous contraintes cycliques, comme le montre la Figure 7.12 qui présente une comparaison du modèle avec des résultats de test [155].

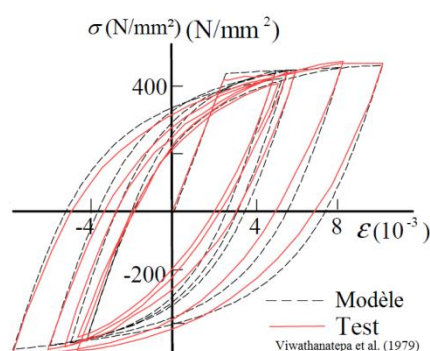


Figure 7.12 : Comparaison du modèle de Ciampi avec des résultats de tests.

7.5. Choix des caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux adoptées dans l'analyse sont basées sur les résultats des essais sur éprouvettes de béton et barres d'armatures données dans le Tableau 7.1 pour le béton et dans le Tableau 7.2 pour les barres d'armatures. Pour le spécimen L1, la résistance à la compression et le module de Young qui ont été utilisés sont ceux issus des carottes testées après réalisation de l'essai sur le spécimen. La résistance à la traction a été estimée par la formule suivante [156] :

$$f_t = 0,6 + 0,06f'_c \text{ (MPa)} \quad (7.32)$$

Avec,

f'_c est la résistance du béton a la compression

Tableau 7.1 : Propriétés mécaniques du béton utilisé.

Specimen	N1	S1	M1	L1	L3
Résistance à la compression (MPa)	25.9	25.1	21.7	28.9	32.7
Résistance à la traction (MPa)	2.3	2.2	2.1	2.3	2.9
Module de Young (GPa)	21.0	21.7	15.8	26.0	23.3

Tableau 7.2 : Propriétés mécaniques des barres d'armature.

Diamètre nominale	Limite d'élasticité (MPa)	Module d'élasticité longitudinale (GPa)
D6	425	204
D10	366	180
D13	369	189
D16	400	194
D19	384	183
φ10	985	197

7.6. Chargement

Le chargement est composé des forces verticales, N_e et N_w , correspondants au poids propre apporté par les étages supérieurs et la force latérale, Q , contrôlé en déplacement. Les forces verticales correspondant à la partie du poids propre des étages supérieurs sont appliquées aux nœuds du maillage en tête des poteaux de rive, proportionnellement à la densité du maillage. Un bras fictif parfaitement rigide et à comportement parfaitement élastique était utilisé dans le modèle pour l'application de la charge latérale, Q , au même niveau que le point d'inflexion supposé durant les tests. Cela permet donc d'appliquer les deux forces verticales sur les deux poteaux de rive indépendamment de la charge latérale, Q , et donc appliquer seulement la partie constante correspondant au poids apporté par les étages supérieurs.

7.7. Relations charge latérale-angle de dérive sous chargement monotone

Les résultats analytique en terme de relations charge latérale-angle de dérive sous chargement monotone sont représentés sur la Figure 7.13 pour tous les spécimens et dans les deux directions de chargement latérale. Ces figures montrent aussi la comparaison entre les courbes d'hystérésis expérimentales et la courbe enveloppe de l'analyse sous chargement monotone. Les résultats sont qualitativement corrects et les courbes montrent une très bonne correspondance pour la capacité de résistance entre résultats expérimentaux et analytiques.

Pour la rigidité initiale, les résultats analytiques sont un peu inférieurs par rapport à la rigidité expérimentale pour les spécimens N1, S1 et M1. Pour les spécimens L1 et L3, le modèle surestime légèrement cette rigidité. L'angle de dérive au point de capacité est estimée avec une bonne précision pour les spécimens N1 et S1, tandis que pour les autres spécimens, le modèle numérique tendent a le surestimé. Le Tableau 7.3 et le Tableau 7.4

présentent une comparaison des résultats expérimentaux et numériques de la capacité maximale, l'angle de dérive correspondant au point de capacité et la rigidité initiale pour les deux directions positive et négative du chargement latérale, respectivement.

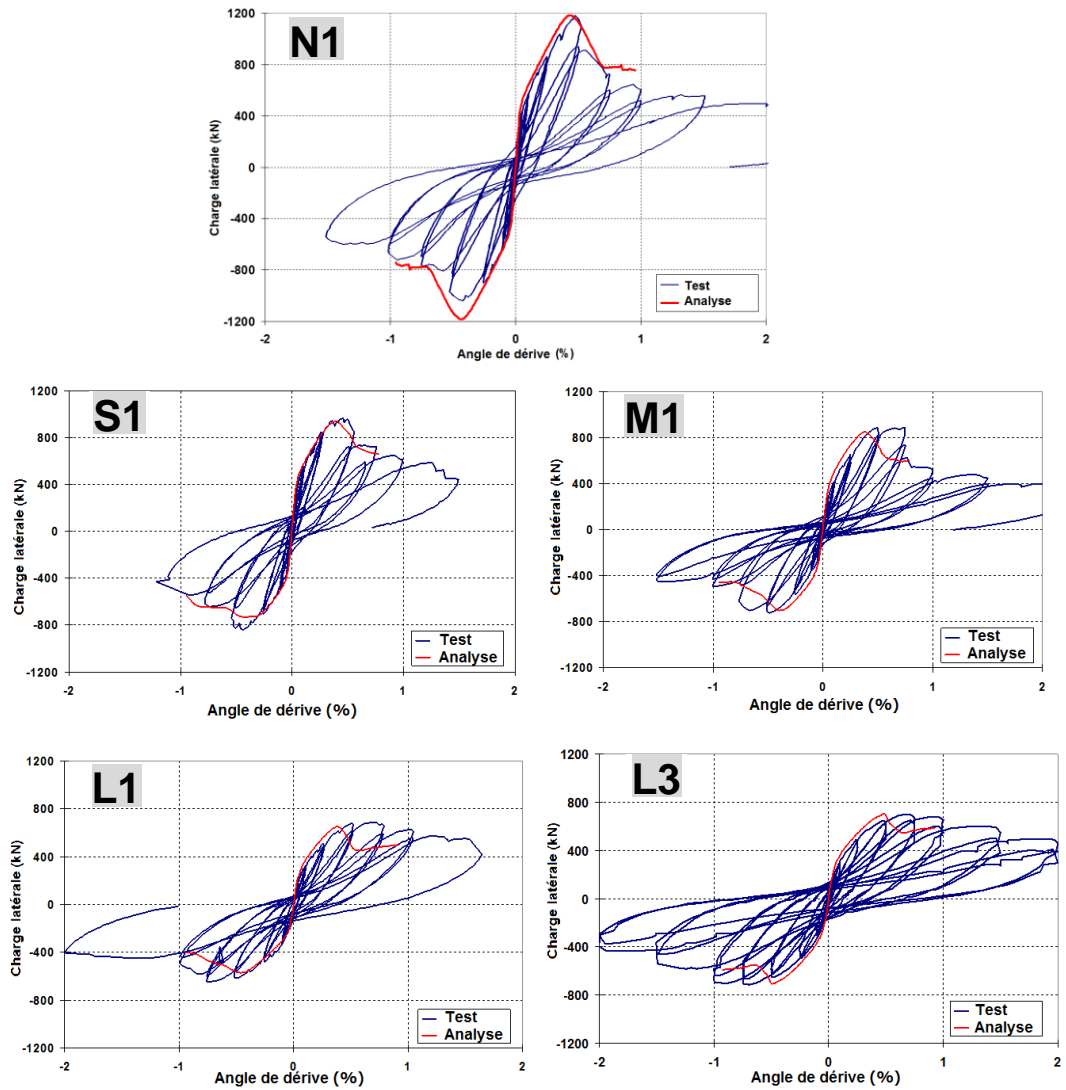


Figure 7.13 : Comparaison entre courbes d'hystérésis expérimentales et courbes analytiques sous chargement monotone.

Tableau 7.3 : Comparaison des résultats dans la direction positive.

Spécimen	Résultats expérimentaux			Résultats numériques			Q_{num} / Q_{exp}
	Q_{exp}	R	K_{ini}	Q_{num}	R	K_{ini}	
	(kN)	(%)	(10^5 kN/rad)	(kN)	(%)	(10^5 kN/rad)	
N1	1179	0,48	16,0	1179	0,45	10,8	1,00
S1	967	0,46	9,8	937	0,40	8,6	0,97
M1	889	0,74	6,5	850	0,40	6,4	0,96
L1	686	0,68	5,9	686	0,40	7,2	0,94
L3	701	0,71	5,0	700	0,50	6,4	1,00
Moyenne							0,97
Écart-type							0,026

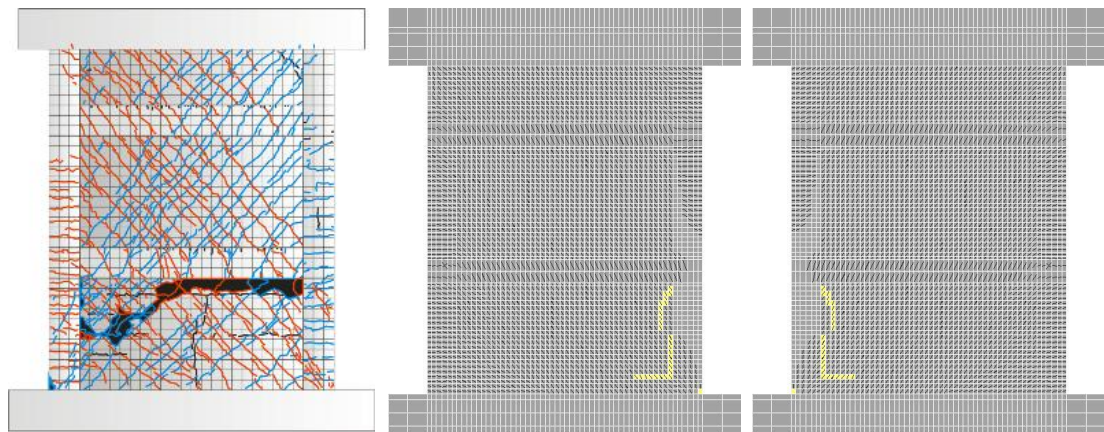
Tableau 7.4 : Comparaison des résultats dans la direction négative.

Spécimen	Résultats expérimentaux			Résultats numériques			Q_{num} / Q_{exp}
	Q_{exp}	R	K_{ini}	Q_{num}	R	K_{ini}	
	(kN)	(%)	(10^5 kN/rad)	(kN)	(%)	(10^5 kN/rad)	
N1	-1039	-0,42	13,4	-1179	-0,45	9,8	1,13
S1	-838	-0,44	11,7	-730	-0,44	9,6	0,87
M1	-723	-0,48	5,8	-713	0,40	5,3	0,99
L1	-649	-0,74	6,7	-571	0,40	6,0	0,88
L3	-713	-0,74	5,3	-700	0,50	6,4	0,98
Moyenne							0,97
Écart-type							0,105

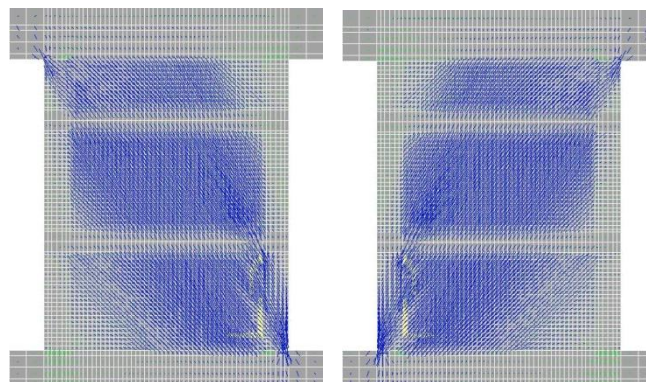
7.8. Prédiction des dommages

La Figure 7.14 jusqu'à la Figure 7.23 représentent les dommages et la distribution de la fissuration ainsi que la distribution des contraintes principales prédits par l'analyse numérique au point de capacité pour, respectivement, les spécimens N1, S1, M1, L1 et L3, selon les deux directions positive et négative du chargement latérale. La comparaison de la distribution de la fissuration montre que le modèle numérique simule bien la distribution des fissures de cisaillement dans les panneaux de voile et les fissures de flexion dans les poteaux de rive sous traction. Comme illustré sur ces figures, les fissures de cisaillement sont des fissures inclinées, et les fissures de flexion sont orientées horizontalement dans les poteaux de rive du premier et deuxième niveau soumis sous traction. L'examen de ces figures permet de constater que la fissuration prédite par le calcul est cohérente avec les observations expérimentales. Pour les spécimens N1, S1 et M1, le modèle résulte en une fissuration inclinée dans les panneaux de voile et une fissuration horizontale au niveau du poteau de rive sous tension. Cependant, les spécimens L1 et L3 montrent en plus, des

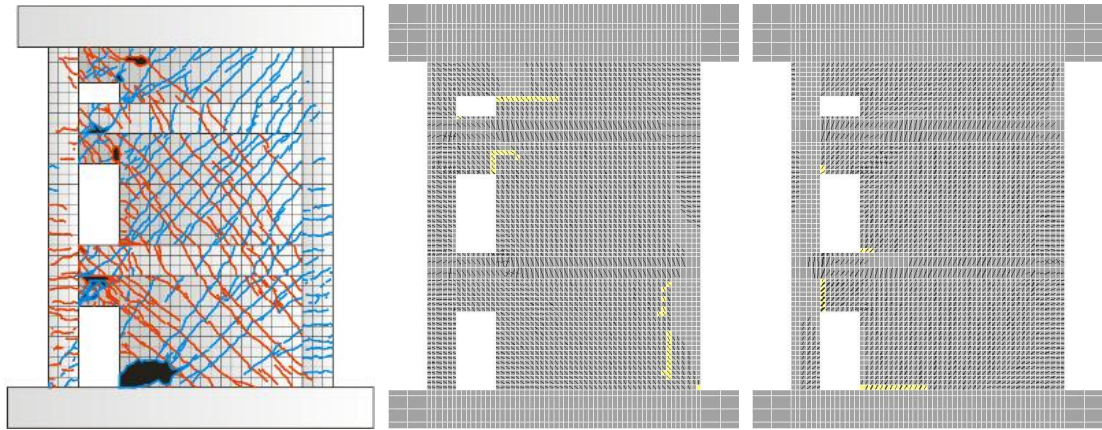
fissures de flexion dans les poutres courtes au-dessus des ouvertures. Les éléments en couleur jaune correspondent aux zones de dégradation du béton en compression ou la contrainte diminue avec l'augmentation de la déformation. Cela correspond à l'écrasement progressif après que la contrainte de compression atteint la contrainte maximale. Les dommages pour les spécimens N1, S1 et M1 ont été relativement bien simulés. Pour les spécimens N1, L1 et L3, les dommages sont concentrés au niveau des panneaux de voile, tandis que pour les spécimens S1 et M1, les dommages sont concentrés dans les panneaux de voile et les poutres courtes au-dessus des ouvertures. La distribution des contraintes principales reflète bien le mécanisme de transfert de la force latéral en montrant les chemins diagonales des contraintes et les zones de concentration de ces contraintes aux coins des poteaux de rives et/ou des panneaux de voile au droit des ouvertures.



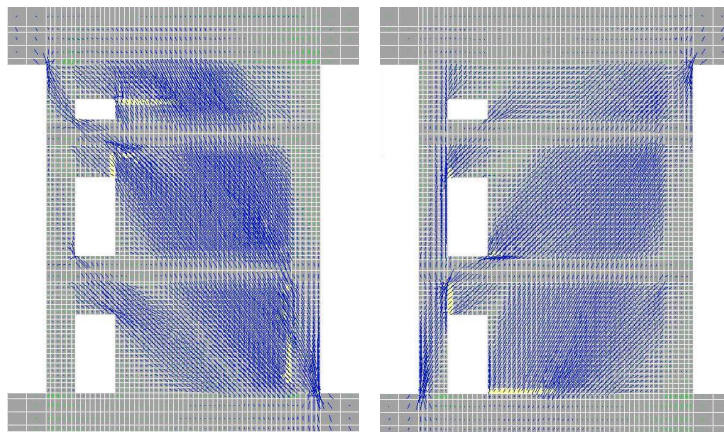
(a) Dommages à $R=0,75\%$ (b) Chargement positif (c) Chargement négatif
Figure 7.14 : Dommages et fissuration au point de capacité (N1).



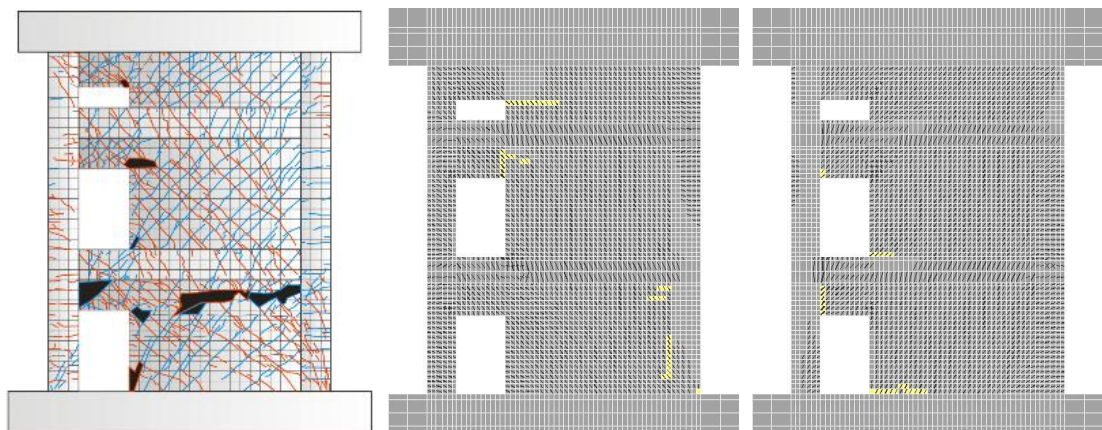
(a) Chargement positif (b) Chargement négatif
Figure 7.15 : Champs des contraintes principales au point de capacité (N1).



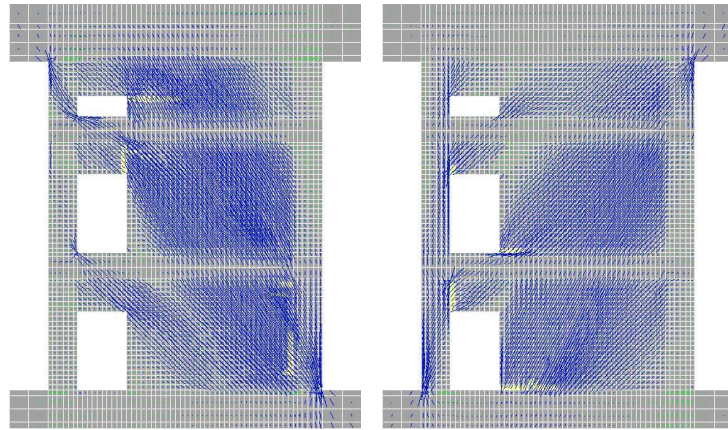
(a) Dommages a $R= 0,75\%$ (b) Chargement positive (c) Chargement négative
 Figure 7.16 : Dommages et fissuration au point de capacité (S1).



(a) Chargement positive (b) Chargement négative
 Figure 7.17 : Champs des contraintes principales au point de capacité (S1)

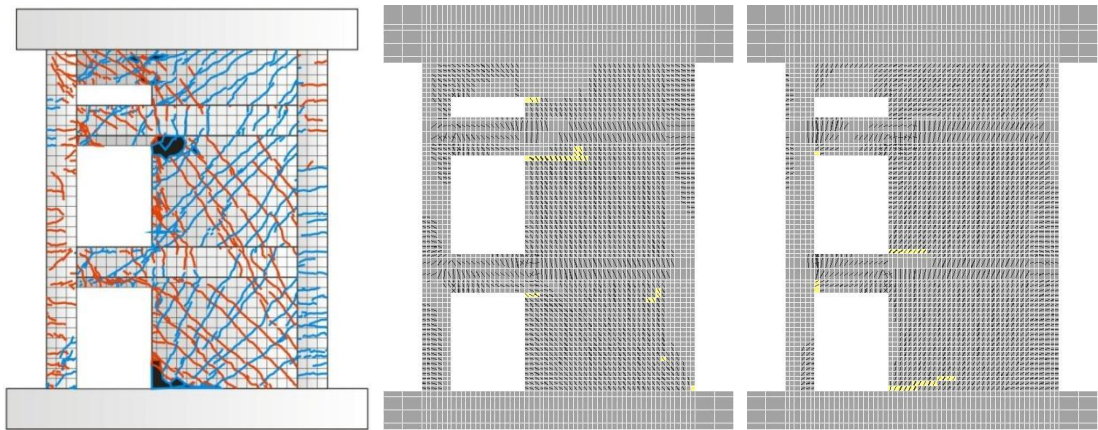


(a) Dommages a $R= 0,75\%$ (b) Chargement positive (c) Chargement négative
 Figure 7.18 : Dommages et fissuration au point de capacité (M1).



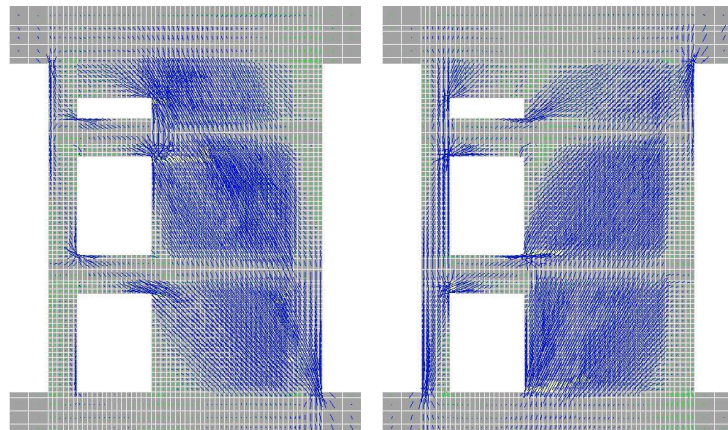
(a) Chargement positive (b) Chargement négative

Figure 7.19 : Champs des contraintes principales au point de capacité (M1).



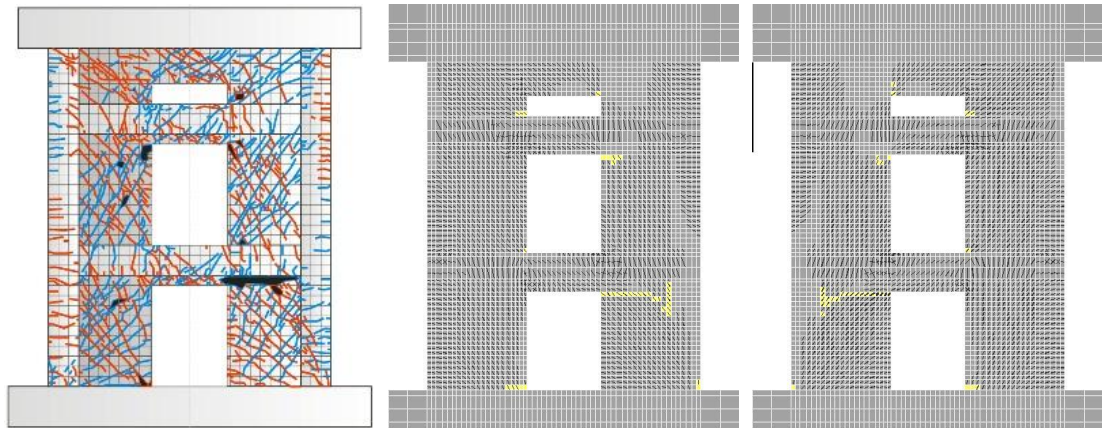
(a) Dommages a R= 1,0% (b) Chargement positive (c) Chargement négative

Figure 7.20 : Dommages et fissuration au point de capacité (L1).

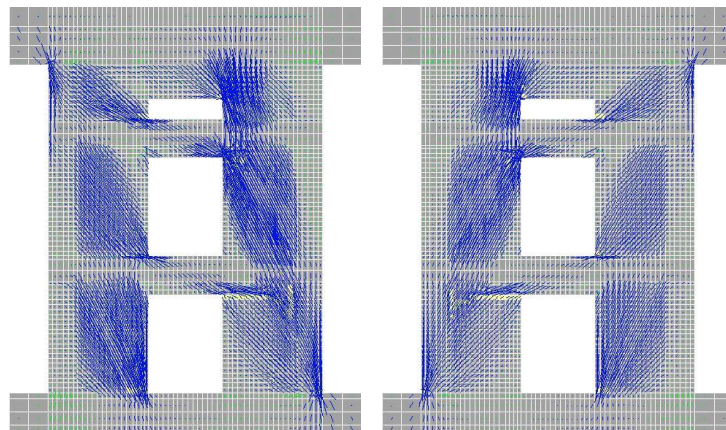


(a) Chargement positive (b) Chargement négative

Figure 7.21 : Champs des contraintes principales au point de capacité (M1).



(a) Dommages a R= 1,0% (b) Chargement positive (c) Chargement négative
Figure 7.22 : Dommages et fissuration au point de capacité (L3).



(a) Chargement positive (b) Chargement négative
Figure 7.23 : Champs des contraintes principales au point de capacité (L3).

7.9. Relations charge latérale-angle de dérive sous chargement cyclique

La Figure 7.24 montre la comparaison entre courbes d'hystérésis expérimentales et numériques pour tous les spécimens. Les courbes expérimentales et numériques sont qualitativement en bon accord en termes de rigidité initiale et capacité pour les deux directions du chargement latérale. Pour les deux spécimens N1, S1 et M1, le modèle simule la rigidité initiale, la capacité et l'angle de dérive correspondant, ainsi que la dégradation de la capacité après le point de capacité avec une bonne précision. La tendance générale de la dégradation de la rigidité après fissuration est aussi bien prédite. Une différence est observée quant à la simulation des spécimens avec grandes ouvertures, L1 et L3, où la rigidité initiale été légèrement surestimée. Quoi que les capacités ont été bien estimées, les angles de dérive correspondants sont égaux a environ 0,5%. Cette valeur est

différente par rapport à la valeur expérimentale qui correspond au cycle de 0,75% en la sous-estimant.

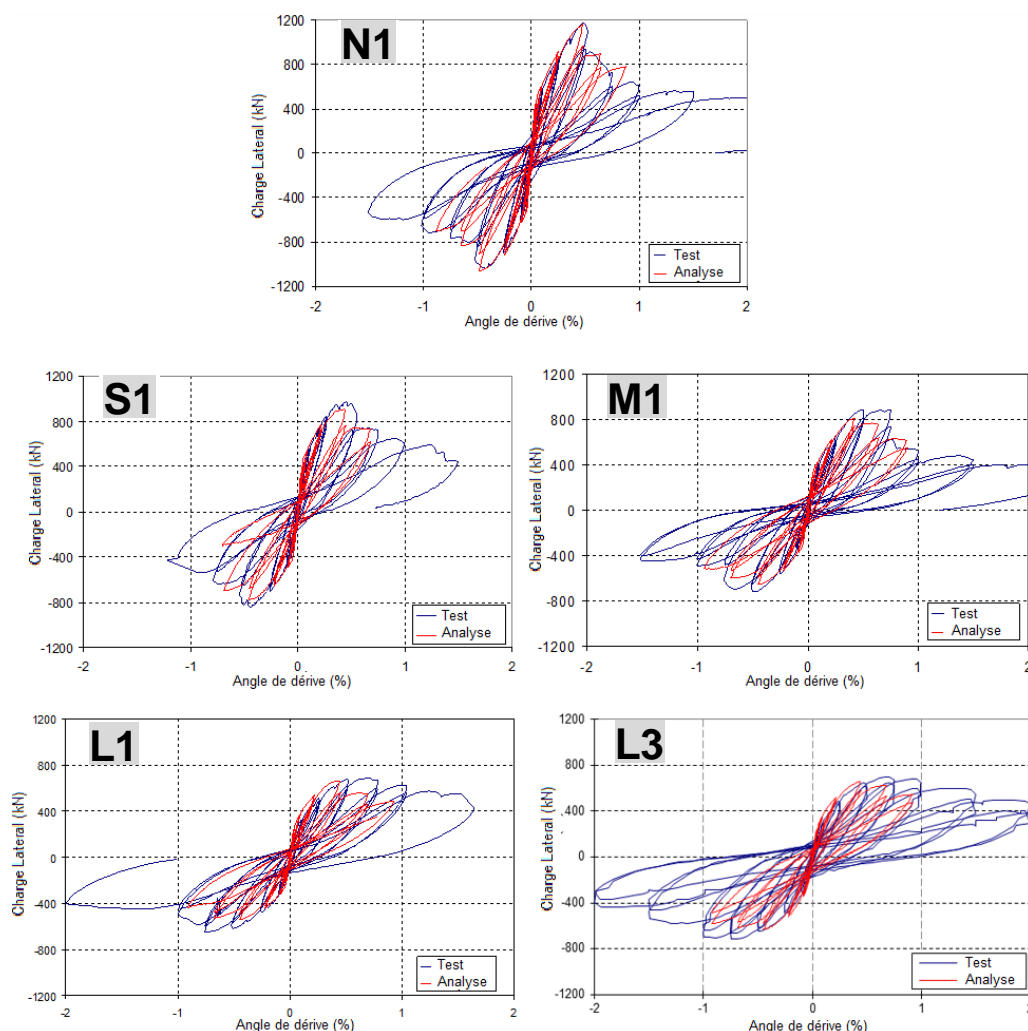


Figure 7.24 : Comparaison entre courbes d'hystérésis expérimentales et analytiques.

De plus, Le courbe numérique présente une dégradation rapide de la capacité au-delà du point de capacité contrairement à la courbe expérimentale qui montre une dégradation progressive. Cette différence peut être attribuée à la contribution de la déformation flexionnelle dans les spécimens L1 et L3 ; alors que le modèle de cisaillement après fissuration tend à surestimer la contribution des déformations de cisaillement [157]. Il est aussi remarquable qu'au cours des cycles, même de fortes amplitudes, le pincement des boucles d'hystérésis est bien simulé et le modèle assure une bonne prédiction des déformations résiduelles.

Une des causes de différences entre les résultats expérimentaux et numériques au-delà du point de capacité est sans doute dans la simplification de la modélisation 2D du comportement du béton en compression, car la seule façon de décrire le comportement réel

triaxial du béton confiné consiste dans l'adoption d'une loi biaxiale équivalente. Une des méthodes utilisées pour contourner ce problème c'est en adoptant, des valeurs plus élevées pour la résistance en compression et la déformation ultime du béton. Une autre cause considérable de différences observées peut être attribuée aux incertitudes sur le choix de certains paramètres du modèle de comportement cyclique après fissuration tel que la valeur des coefficients caractérisant le transfert du cisaillement après fissuration et sa loi de variation, et aussi du modèle de fissuration tel que la pente de réouverture-fermeture de la fissure.

Le flambement constaté de certaines armatures lors des essais peut constituer aussi une cause. Ce phénomène qui apparaît généralement aux coins des ouvertures du voile est accompagné par l'éclatement du béton d'enrobage, et donc de la diminution de la section, et de la perte de l'adhérence acier-béton. Il est difficile de rendre compte correctement de la chute de la capacité occasionnée par ce phénomène, surtout que la loi de comportement de l'acier ne tient pas compte du flambement des armatures.

7.10. Conclusions

Dans ce chapitre nous avons proposé un modèle numérique bidimensionnelle en élément finis capable de simuler le comportement des voiles en béton armé avec ouvertures à comportement dominé par le cisaillement. Le modèle proposé a été utilisé avec succès pour la simulation du comportement non-linéaire des voiles testés et reproduit correctement les comportements globaux (relations charge latérale-angle de dérive) et locaux (distribution de la fissuration et des dommages) observés. Le modèle permet aussi d'appréhender le comportement jusqu'à la ruine et montre clairement les zones de concentration des dommages à la base et aux droits des ouvertures. Cependant, il faut signaler que le but de cette étude étant celui de tester la performance de l'approche de modélisation adoptée, un seul choix de modélisation a été effectué avant tout calcul et aucune modification de données dans les caractéristiques mécaniques des matériaux n'a été effectuée afin d'obtenir un meilleur accord avec les résultats expérimentaux, et donc un certain écart quantitatif est inévitable surtout aux grands cycles de déplacement. Cependant, la comparaison a montré que les résultats numériques sont qualitativement très corrects et satisfaisants, et les phénomènes importants observés lors des essais sont bien reproduits.

CHAPITRE 8 :

ÉTUDE PARAMÉTRIQUE SUR LA CAPACITÉ EN CISAILLEMENT DES VOILES AVEC OUVERTURES

8.1. Introduction

Dans les études expérimentales, un nombre limité de spécimens est généralement utilisée du fait du cout élevé pour leur construction et instrumentation. Une étude paramétrique par un modèle numérique validé par rapport aux résultats expérimentaux présente une alternative à considérer lorsque l'évaluation quantitativement de l'influence de un ou plusieurs paramètres de comportement est recherchée. Par conséquent, nous nous somme proposé dans ce chapitre d'investiguer d'une manière plus profonde l'influence de la taille et la position des ouvertures sur la capacité en cisaillement des voiles avec ouvertures, et d'évaluer ainsi la tendance de variation de la capacité en cisaillement. L'étude paramétrique est conduite en utilisant le modèle développé en éléments finis qui est présenté au chapitre précédant. Les deux méthodes de calcul des facteurs de réduction de la capacité en cisaillement présentées précédemment au chapitre 6 (Facteur de l'AIJ et facteur d'ONO) ont aussi fait l'objet d'une comparaison aux résultats des analyses numérique afin d'évaluer leur aptitude à tenir compte avec précision du taux de réduction de la capacité en cisaillement.

8.2. Méthodologie de l'étude paramétrique

La méthodologie que nous avons suivie pour conduire l'étude paramétrique sur des voiles avec ouvertures est donnée comme suit :

- Les modèles de voiles traités par l'étude paramétrique ont la même géométrie et principalement les mêmes quantités et disposition de ferrailage que celles des voiles testés.
- Les modèles de voiles ont les mêmes caractéristiques mécaniques des matériaux acier et béton.
- Les variables d'analyse considérées incluent la taille et l'emplacement des ouvertures ainsi que le pourcentage d'armatures longitudinales dans la poutre du premier niveau.

- Les tailles considérées pour les ouvertures sont similaires au spécimen S1 pour le cas des petites ouvertures (Ouvertures de type S) et au spécimen L1 pour le cas des grandes ouvertures (Ouvertures de type L). Le cas des ouvertures de taille intermédiaire correspondant au spécimen M1 étant considéré comme un cas intermédiaire entre S1 et L1.
- Les positions considérées incluent le cas des ouvertures opposées entre premier et deuxième niveau, le cas des ouvertures alignées, et le cas d'une seule ouverture au premier ou deuxième niveau.
- Les deux méthodes de calcul du facteur de réduction de la capacité en cisaillement de l'AIJ et celle d'ONO sont examinées et comparées aux résultats de l'analyse numérique par la méthode des éléments finis. Pour chacune des deux méthodes, deux approches de calcul sont évaluées : la première approche consiste à prendre la plus petite valeur des facteurs de réduction de chaque étage, et la deuxième approche considère le voile multi-étages comme un seul voile sur sa hauteur totale au lieu de la hauteur d'étage.

8.3. Caractéristiques et appellation des voiles analysés

Le modèle en éléments finis proposé dans le chapitre précédent est utilisé pour conduire l'étude paramétrique. En effet, le modèle proposé a confirmé sa performance pour l'estimation de la capacité des spécimens testés. L'étude paramétrique est réalisée sur la base de spécimens expérimentaux. Dans ce qui suit nous présentant un aperçu sur les modèles établies et leur caractéristique géométriques et mécaniques.

8.3.1. Géométrie et ferrailage

Les voiles analysés ont la même géométrie et principalement les mêmes quantités et disposition de ferrailage que celles des voiles testés. Toutefois, et étant donné que le comportement des poutres courtes au-dessus des ouvertures était influant sur le comportement globales du voiles multi-étages avec ouvertures, le ferrailage longitudinale dans les poutres d'étages a été retenue comme variable d'analyse. D'autre part, pour éviter les différences dans le dimensionnement des armatures de renfort autour des ouvertures et dans le but de supprimer la limite inférieure de la résistance au cisaillement, ces derniers ne sont pas considérés dans les modèles numériques.

8.3.2. Règles pour le chargement

En premier lieu, une force verticale constante de 400 kN est appliquée sur chacun des deux poteaux de rives de section 300 mm×300 mm (ce qui correspond à un effort normal réduit de 0,15) pour représenter l'effet des charges gravitaires apportés par les étages supérieurs. La charge latérale est appliquée d'une manière monotone à sens unique.

8.3.3. Propriétés des matériaux

Béton : résistance en compression 30 MPa

Acier : Module de Young est de $2,1 \times 10^5$ MPa, limite d'élasticité est de 350 MPa

8.3.4. Variables d'analyse

Les variables d'analyse considérés sont :

- La taille et l'emplacement des ouvertures
- Le ferrailage longitudinal dans la poutre du premier niveau.

a) Taille et emplacement des ouvertures

La position et la taille considérées pour les ouvertures sont montrées sur la Figure 8.1. Pour chaque niveau, sept positions d'ouverture de type S (petite ouvertures) et cinq positions d'ouverture de type L (grande ouverture) sont considérées. Les positions des ouvertures de type S sont identifiées par des lettres majuscules de « A » à « G » pour les ouvertures de type S et de « A » à « E » pour les ouvertures de type L. la lettre « N » est utilisée dans le cas d'absence d'ouverture. Ainsi, un voile à petite ouvertures avec une ouverture de position « A » au premier niveau et une ouverture de position « G » au deuxième niveau est appelé S1A2G.

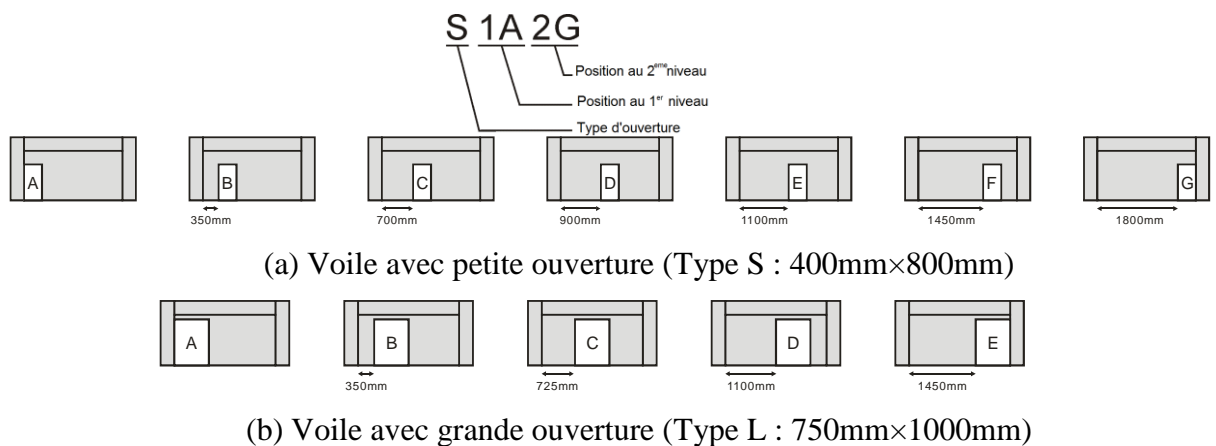


Figure 8.1 : Principe d'appellation des voiles analysés.

b) Ferrailage longitudinal dans la poutre du premier niveau

La poutre courte au-dessus de l'ouverture affecte la transmission de la force latérale. Dans cette étude, le pourcentage du ferrailage longitudinal dans la poutre du premier niveau entre ouvertures est considéré comme paramètre d'analyse. Il est signalé, cependant, que le ferrailage transversal dans la poutre n'a pas été considéré comme paramètre d'analyse afin de ne pas alourdir le volume de calcul. Ainsi trois variantes sont considérées pour les armatures longitudinales :

- Variante 1 : poutre avec un pourcentage de ferrailage longitudinal correspondant à la moitié de celui pris pour les spécimens testés. Section : 200 mm×300 mm, pourcentage d'armature longitudinale 0,47%, pourcentage d'armature transversale 0,48%.
- Variante 2 : poutre avec un pourcentage de ferrailage longitudinal correspondant à celui pris pour les spécimens testés. Section : 200 mm×300 mm, pourcentage d'armature longitudinale 0,94%, pourcentage d'armature transversale 0,48%.
- Variante 3 : poutre avec un pourcentage de ferrailage longitudinal correspondant au double de celui pris pour les spécimens testés. Section : 200 mm×300 mm, pourcentage d'armature longitudinale 1,88%, pourcentage d'armature transversale 0,48%.

8.3.5. Effet du pourcentage d'armature longitudinal dans les poutres

Un calcul préliminaire était effectué afin de d'appréhender l'effet du pourcentage d'armature longitudinale dans la poutre du premier niveau sur la capacité en cisaillement pour le cas du voile sans ouvertures. En fait, la capacité en cisaillement du voile sans ouvertures est utilisée comme référence pour le calcul du facteur de réduction de la capacité en cisaillement des voiles avec ouvertures concernés par l'étude paramétrique. Nous présentons dans ce paragraphe les résultats d'analyse par éléments finis du voile sans ouvertures en tenant comme variable d'analyse le pourcentage d'armature longitudinale dans les poutres selon les trois variantes présentées dans le paragraphe précédent. La Figure 8.2 montre les courbes de capacité du voile plein correspondant au trois variantes 1, 2 et 3 du pourcentage des armatures longitudinales des poutres.

La comparaison des trois courbes montre que l'angle de dérive correspondant au point de capacité varie selon le pourcentage des armatures longitudinales dans les poutres. Cependant, la capacité maximale est pratiquement insensible à ce dernier. Les capacités en cisaillement correspondant sont 1220 kN, 1180 kN et 1210 kN pour les cas des trois variantes 1, 2 et 3, respectivement. Par la suite, la valeur moyenne de 1200 kN est utilisée

comme capacité en cisaillement du voile sans ouvertures et donc pour le calcul du facteur de réduction de la capacité.

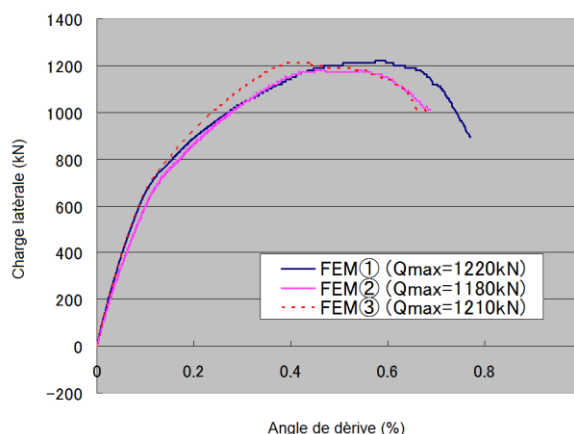


Figure 8.2 : Résultat de l'analyse du modèle voile sans ouvertures.

8.4. Facteurs de réduction de la capacité en cisaillement

Les deux facteurs de réduction de la capacité en cisaillement de l'AIJ 2010 et d'ONO sont évalués et comparés aux facteurs de réduction issus du calcul numérique par éléments finis. Ces facteurs de réduction sont définis au préalable au chapitre 6 (§ 6.3). Cependant, nous avons opté pour l'évaluation de ces deux facteurs de réduction selon deux approches possibles pour le cas des voiles multi-étages. La première approche consiste à prendre la plus petite valeur des facteurs de réduction de chaque étage, et la deuxième approche considère le voile multi-étages comme un seul voile sur sa hauteur totale au lieu de la hauteur d'étage. La définition de ces deux approches avec la méthode de calcul correspondante pour les facteurs de réduction de la capacité est illustrée sur la Figure 8.3 et la Figure 8.4 pour, respectivement, le facteur de réduction de l'AIJ 2010 et le facteur de réduction d'ONO. Le facteur de réduction d'ONO et de l'AIJ 2010 sont évalués selon ces deux approches (appeler par la suite 1^{ème} approche et 2^{ème} approche) en les confrontant aux facteurs de réduction issus du calcul numérique par éléments finis.

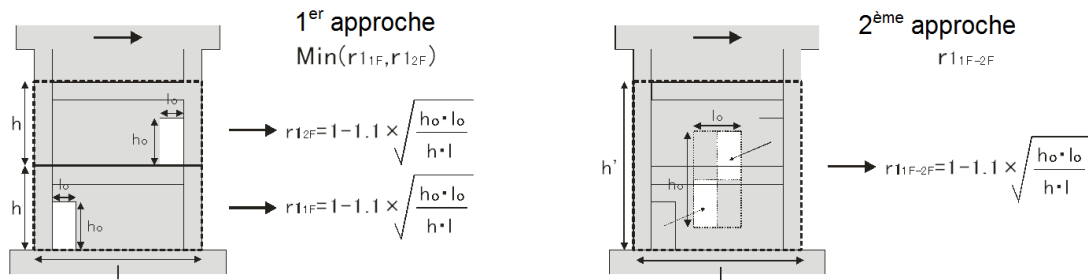


Figure 8.3 : Les deux approches de calcul du facteur de réduction de l'AIJ 2010.

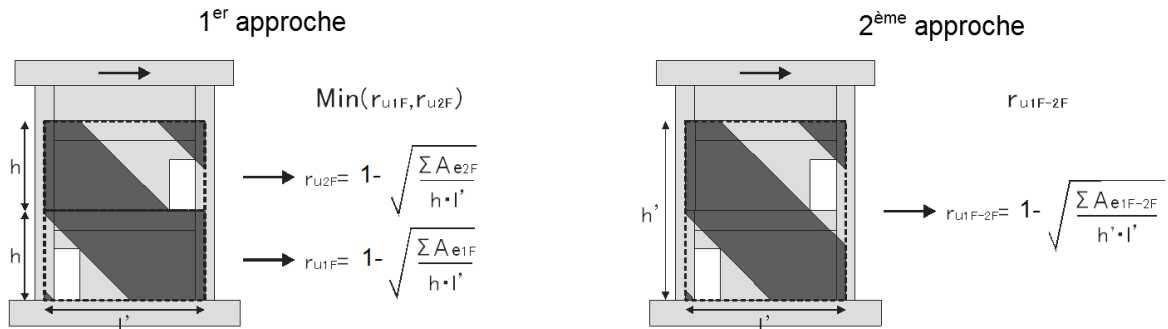
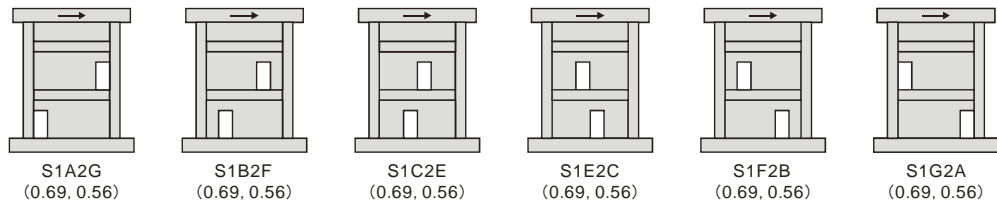


Figure 8.4 : Les deux approches de calcul du facteur de réduction d'ONO.

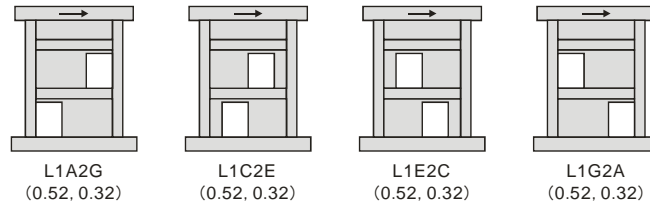
8.5. Caractéristiques des voiles analysés

Un total de 46 modèles en éléments finis de voiles avec ouvertures ont été construits et analysés sous charge latérale monotone ; 27 modèles avec ouvertures de type S et 19 modèle avec ouvertures de type L. Les configurations des voiles ont été choisies de sorte à couvrir pratiquement tous les cas possible d'emplacement des ouvertures, à savoir, le cas d'emplacement opposé entre 1^{ère} et 2^{ème} niveau, le cas d'emplacement aligné entre premier et deuxième niveau, le cas d'une seule ouvertures au premier niveau, et enfin le cas d'une seule ouvertures au deuxième niveau. Les Figures 8.5, 8.6 et 8.7 schématisent les voiles considérés. Sous chaque cas de voile sont également indiqués les facteurs de réduction de l'AIJ selon les deux approches de calcul définies auparavant. Les Figures 8.8 à 8.15 schématisent les principes de calcul des facteurs de réductions d'ONO pour les voiles considérés selon les deux approches définies.

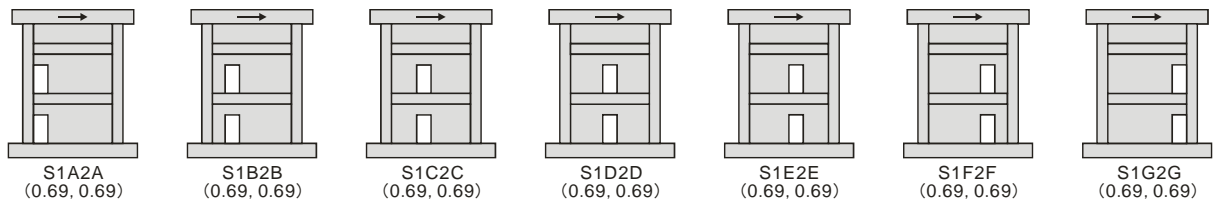
Tenant compte du pourcentage d'armature longitudinale dans la poutre du premier niveau qui a été retenu comme paramètre d'analyse selon trois variantes considérées, un total de 138 analyses étaient opérées.



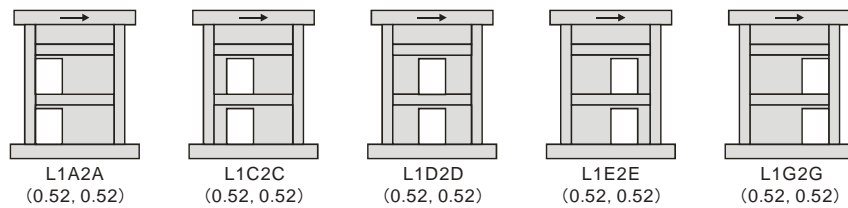
(a) Voiles avec petites ouvertures



(b) Voiles avec grandes ouvertures

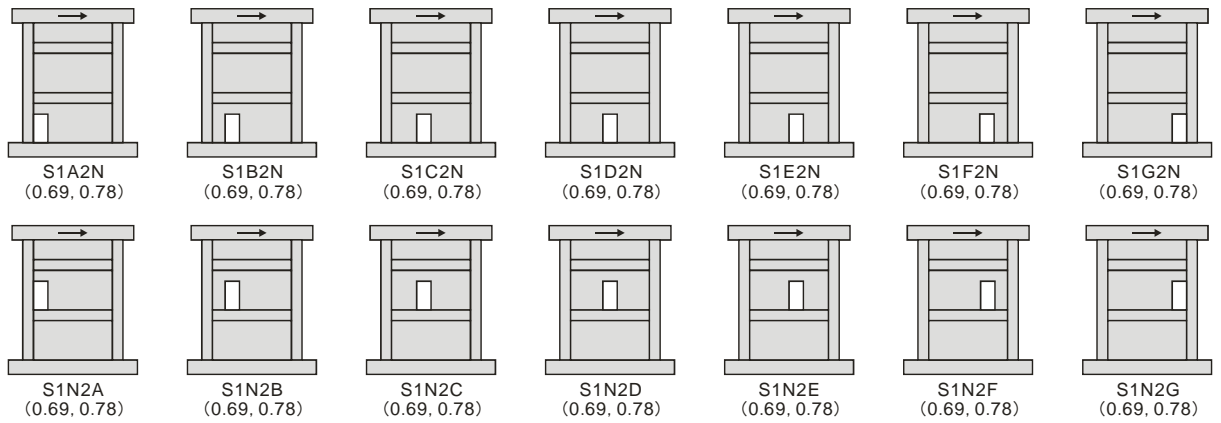
Figure 8.5 : Facteur de réduction de l'AIJ des voiles avec ouvertures opposées au 1^{er} et 2^{ème} niveau.

(a) Voiles avec petites ouvertures

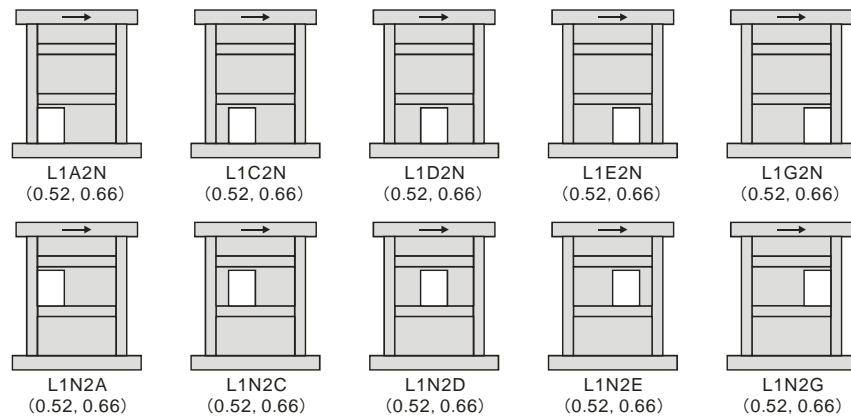


(b) Voiles avec grandes ouvertures

Figure 8.6 : Facteur de réduction de l'AIJ des voiles avec ouvertures alignées au 1^{er} et 2^{ème} niveau.

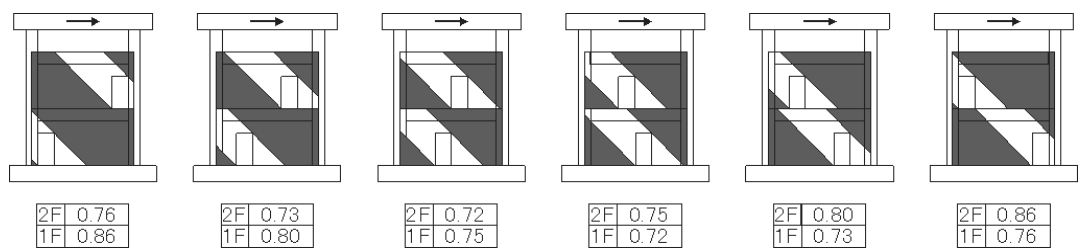


(a) Voiles avec une seule petite ouverture au 1^{er} ou 2^{ème} niveau

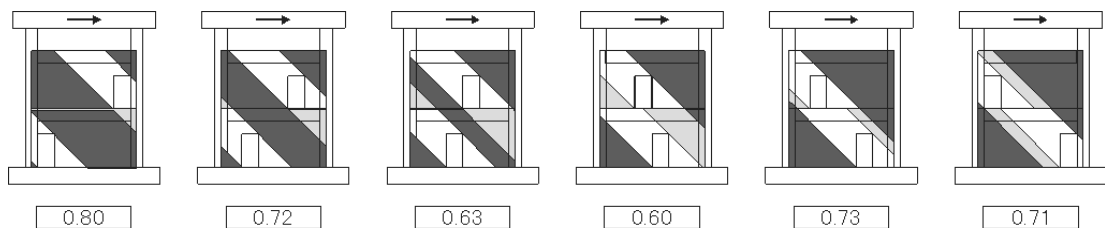


(b) Voiles avec une seule grande ouverture au 1^{er} ou 2^{ème} niveau

Figure 8.7 : Facteur de réduction de l'AJI des voiles avec une seule ouverture au 1^{er} ou 2^{ème} niveau.



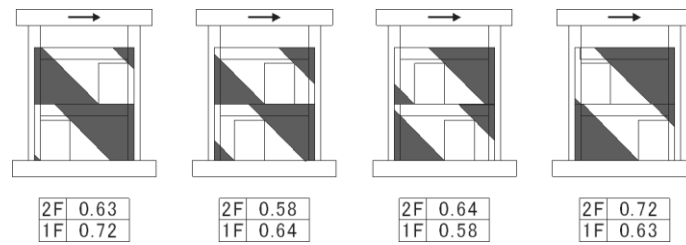
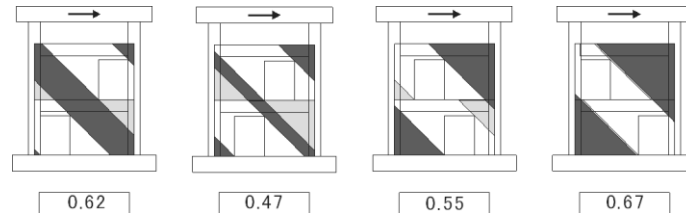
(a) Facteur d'ONO par la 1^{ère} approche



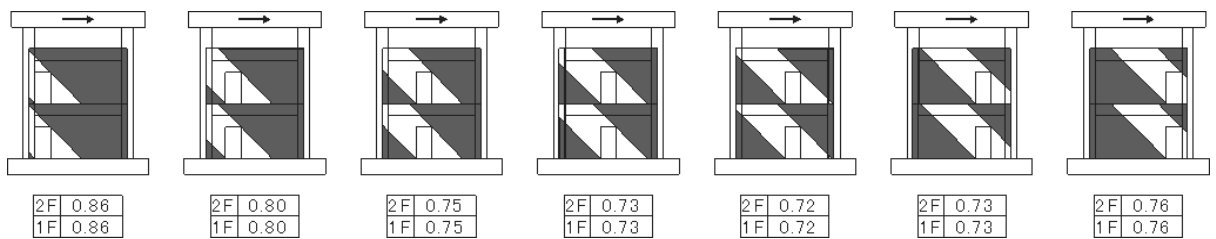
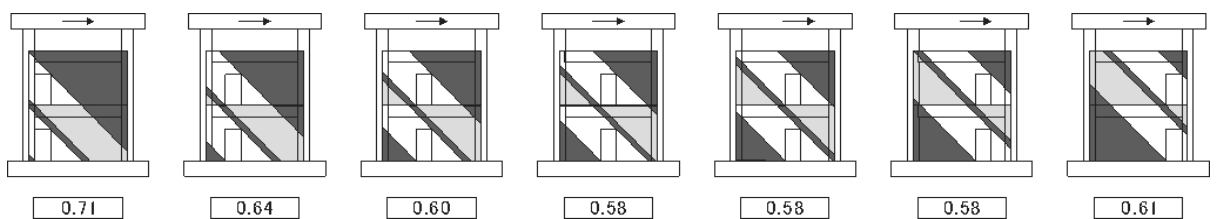
(b) Facteur d'ONO par la 2^{ème} approche

(Appellation de gauche à droite : S1A2G, S1B2F, S1C2E, S1E2C, S1F2B, S1G2A)

Figure 8.8 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec petites ouvertures opposées au 1^{er} et 2^{ème} niveau.

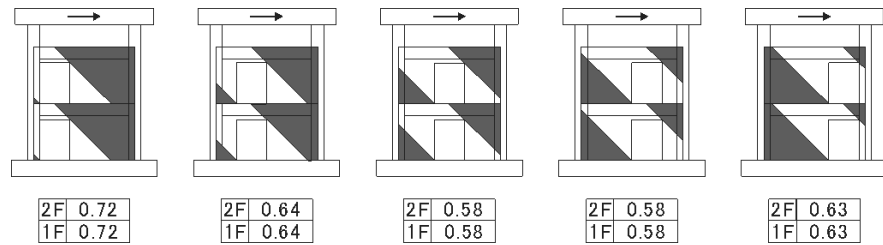
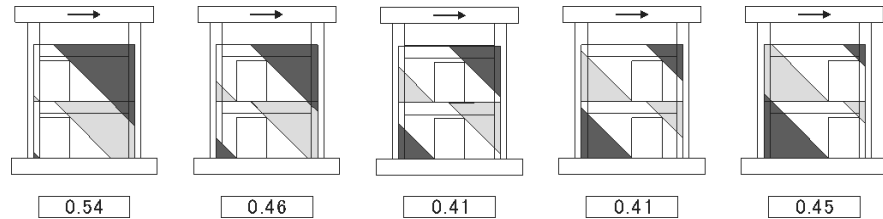
(a) Facteur d'ONO par la 1^{ère} approche(b) Facteur d'ONO par la 2^{ème} approche

(Appellation de gauche à droite : L1A2G, L1B2E, L1E2C, S1G2A)

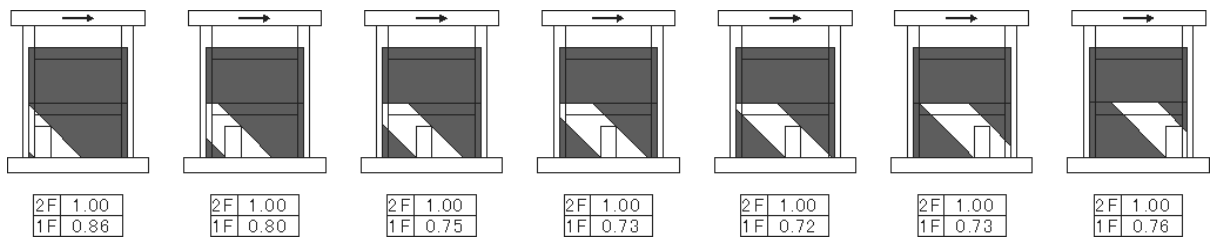
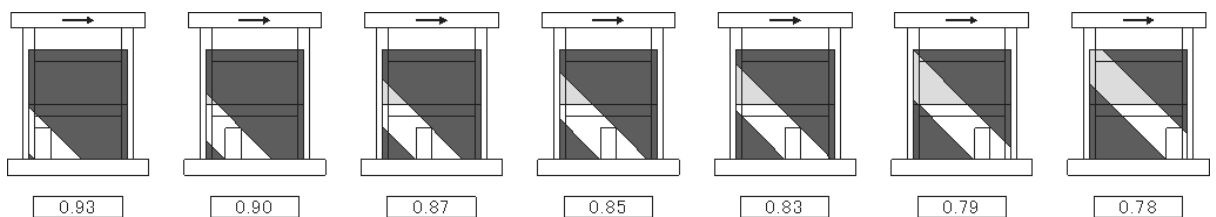
Figure 8.9 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec grande ouvertures opposées au 1^{er} et 2^{ème} niveau.(a) Facteur d'ONO par la 1^{ère} approche(b) Facteur d'ONO par la 2^{ème} approche

(Appellation de gauche à droite : S1A2A, S1B2B, S1C2C, S1D2D, S1E2E, S1F2F, S1G2G)

Figure 8.10 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec petites ouvertures alignées au 1^{er} et 2^{ème} niveau.

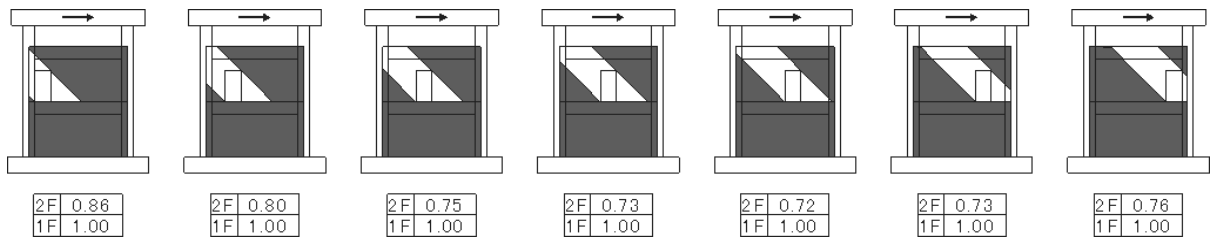
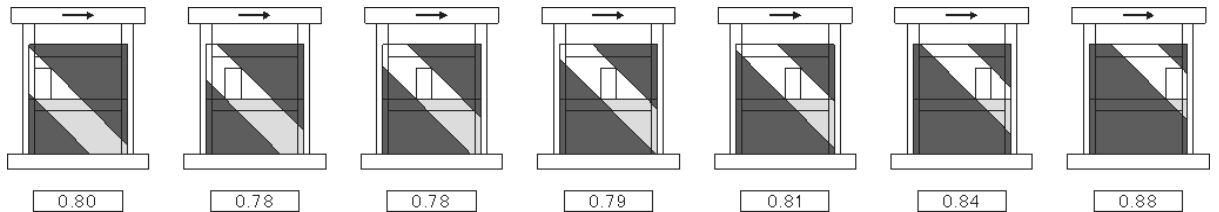
(a) Facteur d'ONO par la 1^{ère} approche(b) Facteur d'ONO par la 2^{ème} approche

(Appellation de gauche à droite : L1A2A, L1B2B, L1C2C, L1D2D, L1E2E)

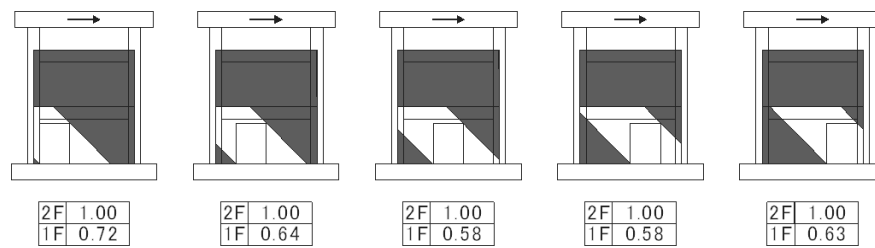
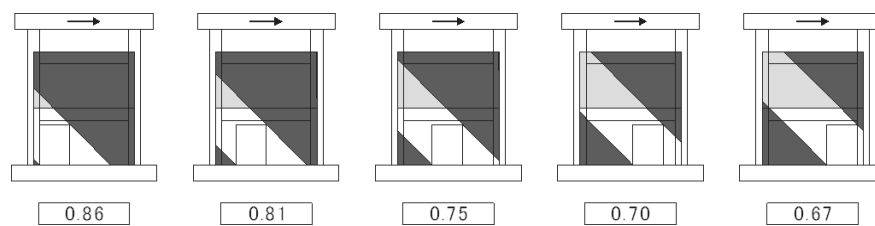
Figure 8.11 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec grandes ouvertures alignées au 1^{er} et 2^{ème} niveau.(a) Facteur d'ONO par la 1^{ère} approche(b) Facteur d'ONO par la 2^{ème} approche

(Appellation de gauche à droite : S1A2N, S1B2N, S1C2N, S1D2N, S1E2N, S1F2N, S1G2N)

Figure 8.12 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec une seule petite ouverture au 1^{er} niveau.

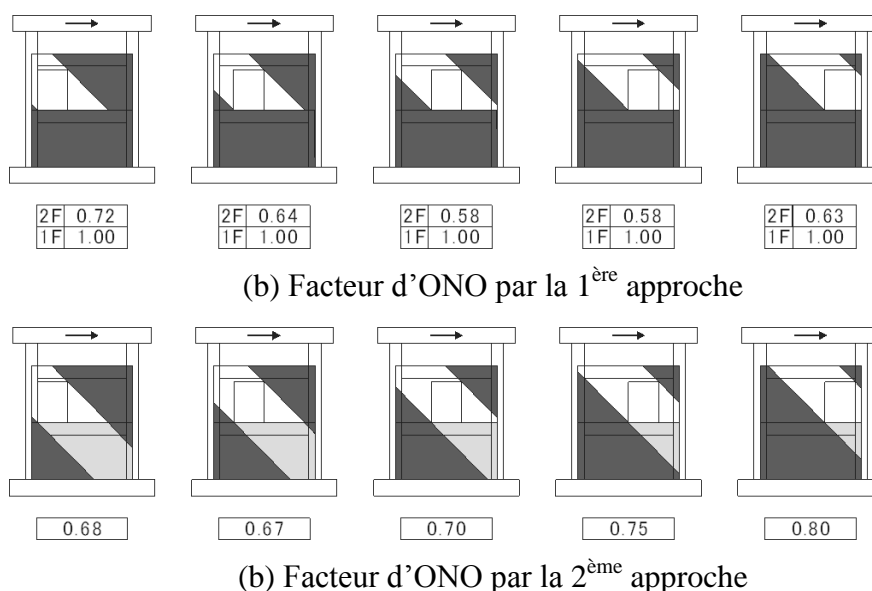
(a) Facteur d'ONO par la 1^{ère} approche(b) Facteur d'ONO par la 2^{ème} approche

(Appellation de gauche à droite : S1N2A, S1N2B, S1N2C, S1N2D, S1N2E, S1N2F, S1N2G)

Figure 8.13 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec une seule petite ouverture au 2^{ème} niveau.(a) Facteur d'ONO par la 1^{ère} approche(b) Facteur d'ONO par la 2^{ème} approche

(Appellation de gauche à droite : L1A2N, L1B2N, L1C2N, L1D2N, L1E2N)

Figure 8.14 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec une seule grande ouverture au 1^{er} niveau.



(Appellation de gauche à droite : S1N2A, S1N2B, S1N2C, S1N2D, S1N2E, S1N2F, S1N2G)

Figure 8.15 : Facteur de réduction d'ONO des voiles avec une seule grande ouverture au 2^{ème} niveau.

8.6. Résultats et discussions

Les Figures 8.16 et 8.17 montrent la comparaison entre les facteurs de réduction de la capacité en cisaillement de l'AIJ et d'ONO et ceux obtenus par calcul numérique en éléments finis pour les voiles avec ouvertures de type S et ceux de type L, respectivement. Il convient de rappeler que la différence entre FEM①, FEM② et FEM③ est le pourcentage d'armatures longitudinales dans la poutre du premier niveau correspondant aux variantes 1, 2 et 3 discutés ci-avant (§ 8.3.4), et sont dans un ordre ascendant de ① à ③. FEM② représente les modèles de références qui correspondent au même pourcentage d'armatures que pour les spécimens d'essais expérimentaux. Sur les axes horizontaux des courbes dans ces figures sont indiqués les noms des voiles de l'étude paramétrique dans l'ordre suivant : cas des ouvertures opposées, alignées et le cas d'une seule ouverture, dans l'ordre. Pour chacune de ces cas, les voiles sont dans un ordre descendant par rapport à la capacité obtenue par l'analyse FEM②.

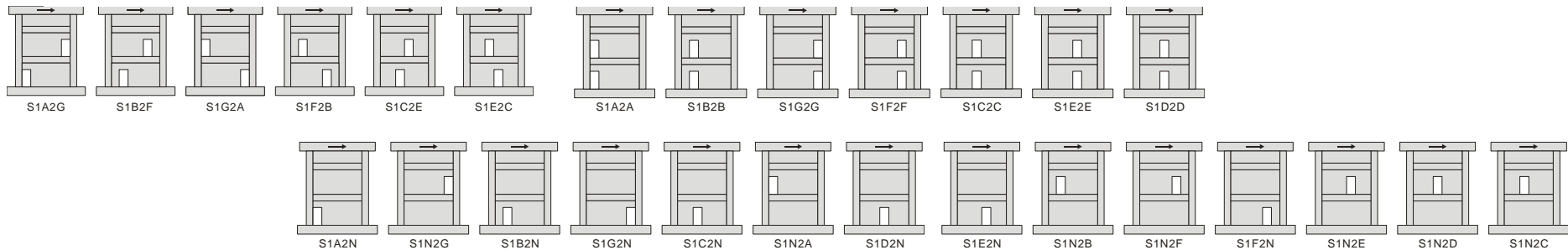
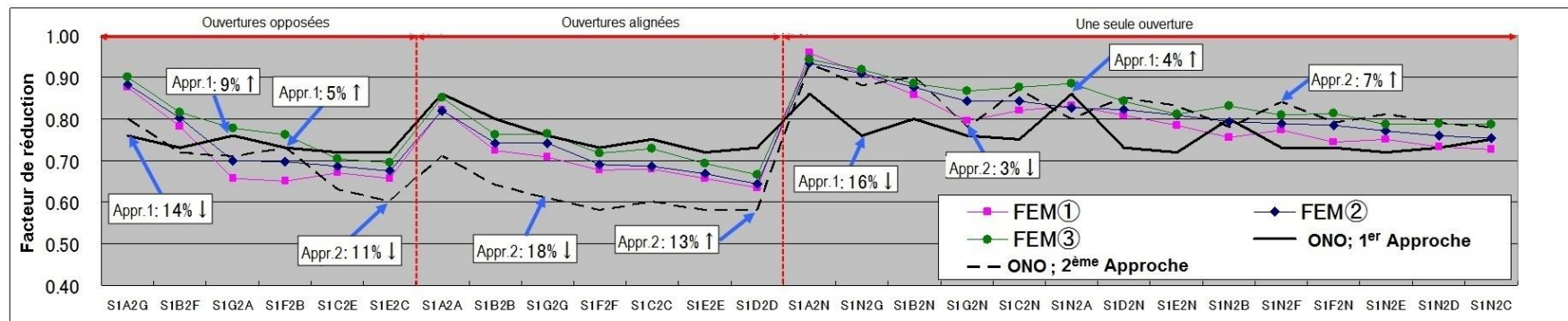
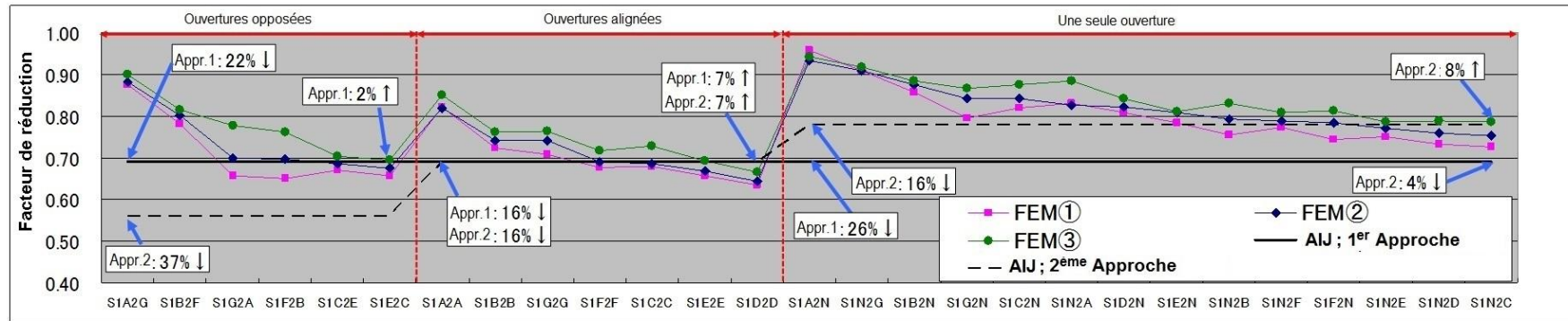


Figure 8.16 : Comparaison des facteurs de réduction de la capacité en cisaillement de l'AIJ et d'ONO avec ceux obtenus par calcul par éléments finis (Voiles avec ouvertures de type S).

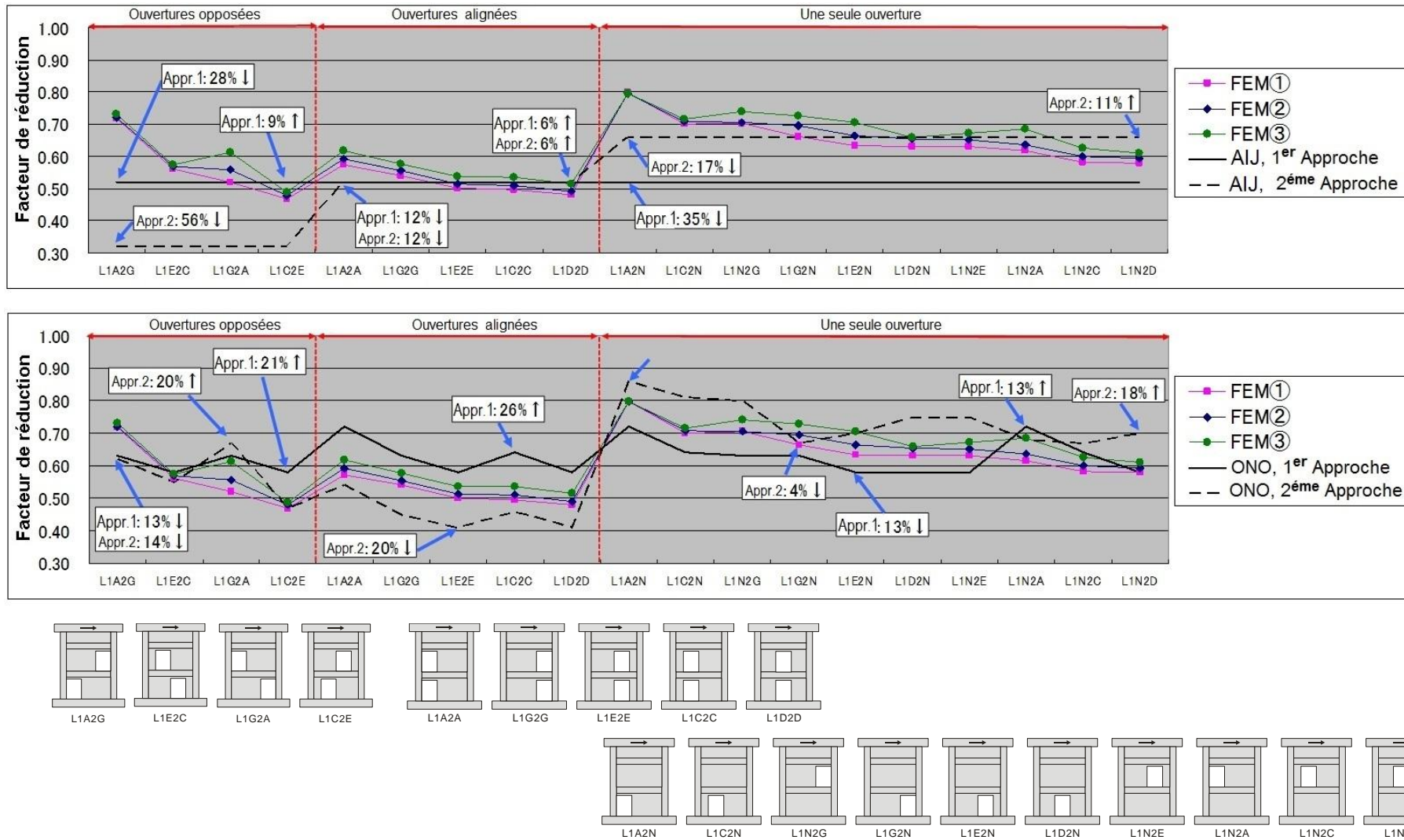


Figure 8.17 : Comparaison des facteurs de réduction de la capacité en cisaillement de l’AIJ et d’ONO avec ceux obtenus par calcul par éléments finis (Voiles avec ouverture de type L).

8.6.1. Comparaison entre facteurs de réduction du calcul numérique

La comparaison entre les analyses FEM①, FEM② et FEM③ permet d'examiner l'effet du pourcentage des armatures longitudinales dans la poutre du premier niveau sur la capacité en cisaillement des voiles. La comparaison montre clairement que la capacité en cisaillement augmente avec l'augmentation du pourcentage d'armatures longitudinales dans la poutre du premier niveau. Cela témoigne du fait que ces armatures contribuent considérablement dans le mécanisme de transfert de la force latérale, car la poutre du premier niveau reliant entre les deux panneaux de voile du premier et deuxième niveau assure la transmission du champ de contraintes de compression entre ces deux panneaux. Cela est bien traduit par le concept du facteur de réduction d'ONO représenté sur les figures 8.8 à 8.15. L'exception est faite pour les voiles S1A2N, S1N2G, L1A2G et L1A2N où cet effet est pratiquement négligeable. En regardant la répartition du champ de contrainte de compression dans les panneaux de voile sur la base de la méthode d'ONO pour le calcul du facteur de réduction de la capacité en cisaillement, on peut remarquer que pour la plupart des modèles de voiles étudiés, plusieurs champs de contraintes de compression se forment. Le transfert de la force latérale entre ces champs de contraintes est nécessaire pour le transfert de la force à la fondation. La contribution du ferrailage horizontale des panneaux de voile et les armatures longitudinales de la poutre reliant ces deux panneaux devient essentielle pour assurer ce transfert. Cependant, nous pensons que les quatre modèles qui ont fait l'exception pour ce constat (S1A2N, S1N2G, L1A2G et L1A2N), le champ de compression peut seul effectuer la transmission de la force latérale (Figure 8.18), et donc la réduction de la capacité en cisaillement est pratiquement indépendante du pourcentage d'armature longitudinale dans la poutre du premier niveau.

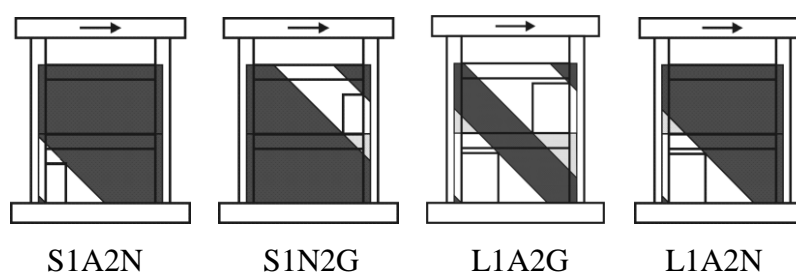


Figure 8.18 : Modèles de voile où l'influence du pourcentage des armatures longitudinales dans la poutre du premier niveau sur la capacité en cisaillement est négligeable.

8.6.2. Comparaison entre facteurs de réduction de l'AIJ et du calcul numérique

La Figure 8.16 montre la comparaison entre les facteurs de réduction de la capacité de cisaillement de l'AIJ selon les deux approches considérées et ceux issus du calcul numérique par éléments finis. Sur la figure sont indiqués les pourcentages de différence dans l'estimation des facteurs de réduction par rapport aux résultats de l'analyse par élément finis (FEM^②). Les facteurs de réduction de l'AIJ sont généralement sous-estimés pour les deux approches considérées pour cette étude. La première approche du facteur de réduction de l'AIJ, cependant, semble donnée une limite inférieure pour la réduction de la capacité en cisaillement qui est du côté de la sécurité. Par contre, la deuxième approche de l'AIJ pour le cas des ouvertures opposées, sous-estime considérablement le facteur de réduction puisque le calcul est basé sur la longueur et la hauteur projetées de l'ouverture. En revanche, cette approche de calcul assure une meilleure estimation pour le cas des voiles avec une seule ouverture en comparaison avec la première approche.

8.6.3. Comparaison entre facteurs de réduction d'ONO et du calcul numérique

La Figure 8.17 montre la comparaison entre les facteurs de réduction d'ONO de la capacité de cisaillement selon les deux approches considérées et ceux issus du calcul numérique par éléments finis. Sur la figure sont indiqués les pourcentages de différence dans l'estimation des facteurs de réduction par rapport aux résultats de l'analyse par élément finis (FEM^②).

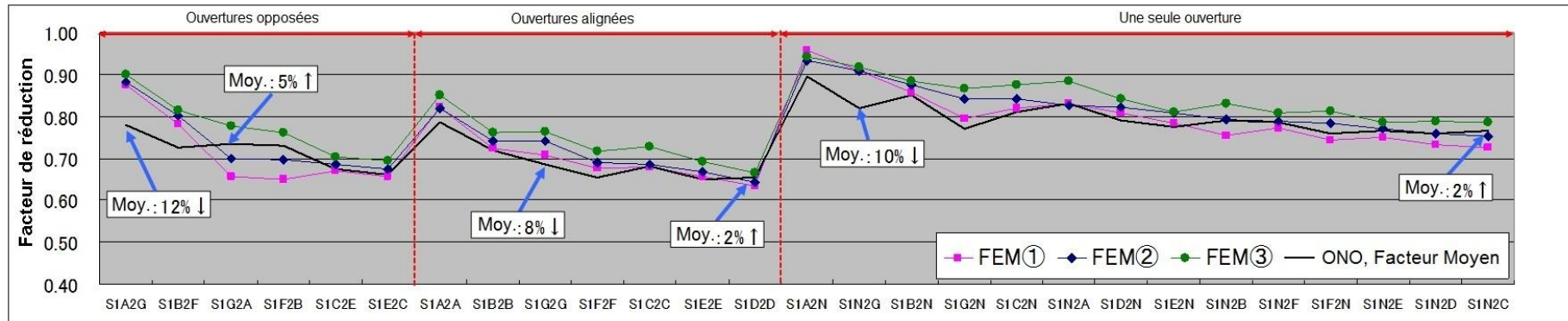
Pour le cas des ouvertures opposées, il est remarqué que les facteurs de réduction issus du calcul numérique sont bornés par les facteurs de réduction des deux approches de calcul 1 et 2. L'exception est faite pour le cas des voiles S1A2G, S1B2F et L1A2G avec ouvertures opposées où les facteurs de réduction calculés par les deux approches sont inférieurs à ceux issus du calcul numérique. Il est remarqué aussi que généralement la première approche de calcul du facteur de réduction d'ONO assure la meilleure estimation de la capacité en cisaillement par rapport à la deuxième approche.

Pour le cas des voiles avec ouvertures alignées, il est clairement observé que la première approche d'ONO surestime les facteurs de réduction, tandis que la deuxième approche les sous-estime. Cependant, pour le cas des voiles avec des ouvertures de type S, la première approche d'ONO assure la meilleur estimation des facteurs de réduction et elle tend à donner des valeurs égales à ceux des facteurs de réduction issus de l'analyse FEM^③.

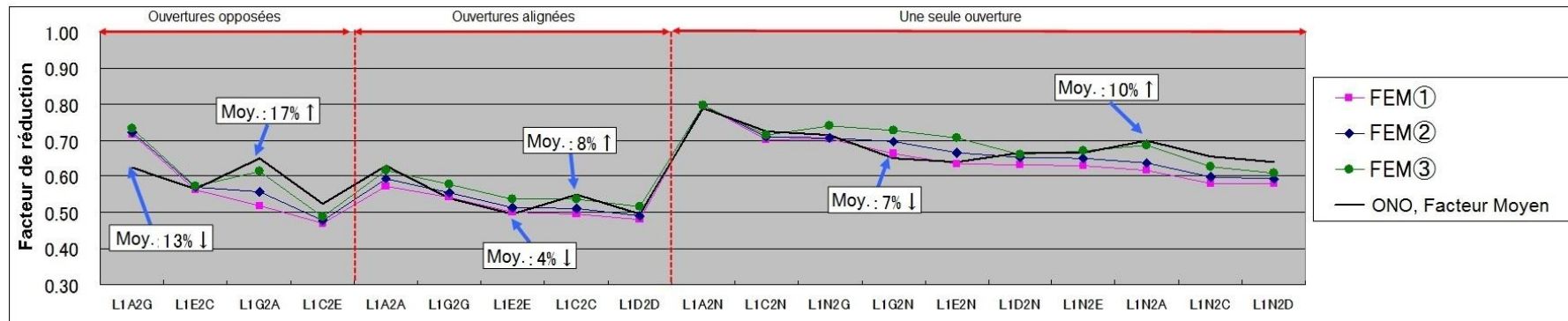
Pour le cas des voiles avec une seule ouverture dans le premier ou deuxième niveau, et dans le cas ouvertures de type S, la deuxième approche d'ONO a donné des facteurs de réduction très proches à ceux issus du calcul numérique en comparaison avec la première approche. Néanmoins, pour le cas des ouvertures de type L, la deuxième approche tend à surestimer les résultats du calcul numérique.

En générale, la tendance à ce que la capacité en cisaillement varie en fonction de la position des ouvertures peut être appréhendée par les deux approches de calcul du facteur de réduction d'ONO. Par contre, la comparaison de ces approches avec les résultats du calcul numérique par éléments finis est très remarquable du fait que pour certains cas de voiles, la première approche donne la meilleure approximation alors que dans d'autre cas, c'est la deuxième approche qui assure la meilleure estimation. Ajouter à cela, le cas des modèles de voiles S1A2G, S1B2F et L1A2G avec ouvertures opposées où les deux approches sous-estiment les facteurs de réduction en comparaison avec le calcul numérique

Ce constat nous a poussé à considérer et analyser le cas des facteurs moyens de réduction d'ONO définies comme la moyenne des facteurs de réduction des deux approches 1 et 2. La Figure 8.19 montre la comparaison entre les facteurs moyens de réduction d'ONO et les facteurs de réduction issus du calcul numérique par éléments finis. Le Tableau 8.1 donne la comparaison, en termes de valeurs moyennes et écart-type, entre les facteurs moyens de réduction d'ONO et le cas d'analyse FEM② qui représente plus au moins la moyenne entre les trois analyses considérées dans le cadre de cette étude paramétrique (FEM①, FEM② et FEM③). Les résultats montrent que lorsqu'on considère les facteurs moyens de réduction d'ONO, la précision de calcul du facteur de réduction de la capacité en cisaillement est améliorée. Cette méthode proposée pourra être une alternative aux deux approches 1 et 2 pour une bonne estimation des facteurs de réduction de la capacité en cisaillement des voiles en béton armé avec ouvertures. Cependant, il est suggéré d'entreprendre plus d'études avant d'arriver à une conclusion finale pour l'utilisation du facteur moyen de réduction d'ONO.



(a) Voiles avec ouvertres de type S



(b) Voiles avec ouvertres de type L

Figure 8.19 : Comparaison des facteurs moyens de réduction d'ONO de la capacité en cisaillement ceux obtenus par calcul numérique par éléments finis.

Tableau 8.1 : Moyennes et écart-types des rapports des facteurs de réduction de la capacité des différentes approches de calcul.

Facteur de réduction		Moyenne des rapports (Calcul/FEM ^②) ± l'écart-type					
		Ouverture de type S			Ouverture de type L		
		Opposées	Alignées	Une seule Ouverture	Opposées	Alignées	Une seule Ouverture
ONO	1 ^{ère} Approche	1.00 ± 0.09	1.07 ± 0.03	0.93 ± 0.05	1.06 ± 0.13	1.18 ± 0.05	0.94 ± 0.08
	2 ^{ème} Approche	0.95 ± 0.06	0.86 ± 0.02	1.01 ± 0.04	1.00 ± 0.12	0.85 ± 0.05	1.10 ± 0.06
	Moyen	0.98 ± 0.06	0.97 ± 0.03	0.97 ± 0.03	1.03 ± 0.11	1.02 ± 0.05	1.02 ± 0.05
AIJ	1 ^{ère} Approche	0.94 ± 0.09	0.97 ± 0.07	0.84 ± 0.05	0.91 ± 0.13	0.98 ± 0.07	0.78 ± 0.06
	2 ^{ème} Approche	0.76 ± 0.07	0.97 ± 0.07	0.95 ± 0.06	0.56 ± 0.08	0.98 ± 0.07	0.99 ± 0.08

8.7. Conclusions

Sur la base du modèle en éléments finis développé, une étude paramétrique a été conduite pour analyser l'effet de la taille et la position des ouvertures dans les voiles en béton armé ainsi que l'effet du pourcentage d'armatures longitudinales dans la poutre d'étage sur la réduction de la capacité en cisaillement. Cette étude paramétrique a permis de faire une comparaison entre les différentes approches de calcul des facteurs de réduction de la capacité en cisaillement, notamment les facteurs de réductions de l'AIJ, d'ONO et ceux issus du calcul numérique par éléments finis.

Pour le cas du voile plein sans ouvertures, l'influence du pourcentage des armatures longitudinales dans la poutre d'étage n'a pratiquement aucune influence sur la capacité en cisaillement du voile. Cependant, et pour le cas des voiles avec ouvertures, la contribution des armatures longitudinales de la poutre reliant les deux panneaux de voile devient considérable afin d'assurer le transfert des champs de contraintes de compression multiples qui se forment entre les ouvertures.

Pour les approches de l'AIJ, La première approche du facteur de réduction de l'AIJ semble donner une limite inférieure pour la réduction de la capacité en cisaillement qui est du côté de la sécurité en comparaison au calcul numérique. En outre, La première approche du facteur de réduction de l'AIJ donne une meilleure approximation des facteurs de réduction pour le cas des voiles avec une seule ouverture au premier ou deuxième niveau.

Pour les approches d'ONO, Quoique la première approche donne la meilleure estimation des facteurs de réduction, il a été remarqué que la deuxième approche donne la meilleure estimation des facteurs de réduction pour le cas des voiles avec une seule ouverture au premier ou deuxième niveau. D'autre part, l'examen d'une nouvelle approche

basée sur la moyenne entre les deux approches d'ONO a montré que la précision de calcul des facteurs de réduction est améliorée statistiquement. Cette nouvelle approche proposée pourra être une alternative aux deux approches d'ONO pour une bonne estimation des facteurs de réduction de la capacité en cisaillement des voiles en béton armé avec ouvertures. Cependant, il est suggéré d'entreprendre plus d'études avant d'arriver à une conclusion finale pour l'utilisation du facteur moyen de réduction d'ONO.

Il serait intéressant de conduire une étude paramétrique en incluant le pourcentage des armatures transversale dans la poutre du premier niveau comme paramètre d'analyse. Une telle analyse trouve toute son importance si l'on fait référence au spécimen S1 où le mode de rupture a été par cisaillement de la poutre courte entre les ouvertures du premier et deuxième niveau. Ce mode de rupture peut aussi résulter dans le cas de voile avec grandes ouvertures excentrées où la zone entre ces ouvertures au niveau de la poutre d'étage fait apparaître une poutre très courte à comportement dominé par le cisaillement.

CONCLUSIONS

Les voiles en béton armé sont les éléments les plus utilisés pour le contreventement des structures en béton armé. Pour des raisons architecturales ou fonctionnelles, des ouvertures sont exigées sur ces voiles en dimensions et positions variées. Ainsi, le comportement sous sollicitations sismiques devient plus complexe. Motivé par le retour d'expérience lors des récents séismes, le travail présenté dans cette thèse se veut une contribution pour l'amélioration des connaissances sur le comportement des voiles multi-étages avec ouvertures dominé par le cisaillement, et étudie l'influence de la taille et l'emplacement des ouvertures sur leur performance. Dans ce cadre, une étude expérimentale a été réalisée sur cinq spécimens de voiles courts multi-étages en béton armé avec ouvertures de différentes tailles et positions sollicités par un chargement latéral quasi-statique cyclique.

L'étude bibliographique révèle que les études expérimentales sur des voiles en béton armé avec ouvertures sont peu nombreuses surtout pour le cas des voiles à comportement dominé par le cisaillement et mis en évidence la complexité de la modélisation du cisaillement des voiles.

Le programme expérimental englobe cinq spécimens de voiles, dont un voile plein et quatre voiles comportant des ouvertures de différentes tailles et positions. Les spécimens ont été instrumentés par des capteurs de déplacement, des capteurs de déformation dans les barres de renforcement ainsi que des fissuromètres. Cela permet de suivre les déformations en un certain nombre de points judicieusement choisis pour mesurer le niveau de déformation et juger la fissuration et la plastification des armatures.

L'analyse des résultats expérimentaux a montré que la différence des dommages dépend de la taille d'ouvertures, et donc la longueur des poutres courtes au-dessus de ces ouvertures. Dans les spécimens avec relativement des ouvertures de petite taille, les fissures de cisaillement et les dommages tendent à se produire dans les poutres courtes au-dessus des ouvertures. Il a été constaté que les fissures de cisaillement et les dommages dans les spécimens ayant des ouvertures de petites tailles tendent à se produire dans les poutres courtes au-dessus des ouvertures, tandis que le comportement des poutres courtes

des spécimens ayant de grandes ouvertures est caractérisé par des déformations flexionnelles avec des fissures de flexion et des armatures longitudinales plastifiées.

La capacité en cisaillement des voiles avec ouvertures excentrées varie selon les deux directions positive et négative du chargement en raison de l'emplacement excentré des ouvertures. La capacité en cisaillement obtenue pendant le chargement du côté de l'ouverture est plus grande que celle obtenue du côté opposé car ces ouvertures excentrées affectent la formation des bielles de compression dans les panneaux de voile. Le mécanisme de transfert de cisaillement est donc interrompu et les dommages tendent à se concentrer à la base du voile au droit des ouvertures. Par ailleurs, il a été aussi constaté que le mode de rupture en cisaillement peut être différent selon la direction de chargement positive ou négative même pour les voiles symétriques (N1 et L3).

Le mode de rupture dû au cisaillement de la poutre courte entre les ouvertures du spécimen S1, est un phénomène qui nécessite une investigation particulière afin de tenir compte de tel mode de rupture dans le dimensionnement. En effet, les équations de dimensionnement au cisaillement qui supposent une rupture par cisaillement dans l'âme du voile, peuvent induire une surestimation de la capacité réelle en cisaillement, car une rupture prématurée par cisaillement des poutres courtes ne permet pas aux panneaux de voile de développer toute leur capacité.

Les méthodes règlementaires pour l'estimation de la capacité en cisaillement des voiles en béton armé ont été confrontées aux valeurs expérimentales de la capacité des voiles testés. Cette comparaison a montré que l'équation de l'AIJ, basée sur l'analogie en treillis lorsqu'elle est combinée avec le facteur de réduction d'ONO calculé par la première approche assure la meilleure prédiction de la capacité en cisaillement des voiles en béton armé avec ouvertures. La première approche du coefficient de réduction d'ONO, basée sur la plus petite valeur des facteurs de réduction de chaque étage, simule mieux l'effet de la position des ouvertures et tient compte d'une manière explicite du mécanisme de résistance au cisaillement par les panneaux de voile traduit par la surface du champ de compression.

Un modèle numérique bidimensionnelle en élément finis capable de simuler le comportement des voiles en béton armé avec ouvertures à comportement dominés par le cisaillement a été proposé. Ce modèle est utilisé avec succès pour la simulation du comportement non-linéaire des voiles testés, et il reproduit correctement le comportement global (relations charge latérale-angle de dérive) et local (distribution de la fissuration et des dommages) observés expérimentalement. Le modèle permis aussi d'appréhender le

comportement jusqu'à la ruine et de montrer la concentration des dommages à la base et aux droits des ouvertures. Comme le but de cette étude consiste à évaluer la performance de l'approche de modélisation adoptée, aucune tentative de calage n'a été effectuée, ainsi un certain écart quantitatif est observé surtout aux grands cycles de déplacement au-delà du point de capacité. Cependant, la comparaison a montré que les résultats numériques sont qualitativement très satisfaisants, et les phénomènes importants observés lors des essais ont bien été reproduits.

Sur la base du modèle en éléments finis développé, une étude paramétrique a été conduite pour analyser l'effet de la taille et la position des ouvertures dans les voiles en béton armé ainsi que l'effet du pourcentage d'armatures longitudinales dans la poutre d'étage sur la réduction de la capacité en cisaillement. Cette étude paramétrique a permis de comparer les différentes approches de calcul des facteurs de réduction de la capacité en cisaillement, notamment les facteurs de réductions de l'AIJ, d'ONO et ceux issus du calcul numérique par éléments finis.

Pour le cas du voile plein sans ouvertures, l'influence du pourcentage des armatures longitudinales dans la poutre d'étage n'a pratiquement aucune influence sur la capacité en cisaillement du voile. Cependant, et pour le cas des voiles avec ouvertures, la contribution des armatures longitudinales de la poutre reliant les deux panneaux de voile devient considérable afin d'assurer le transfert des champs de contraintes de compression multiples qui se forment entre les ouvertures.

La première approche du facteur de réduction de l'AIJ constitue une limite inférieure pour la réduction de la capacité en cisaillement qui est plus sécuritaire par rapport au calcul numérique. Cependant, la deuxième approche du facteur de réduction de l'AIJ donne une meilleure approximation pour le cas des voiles avec une seule ouverture au premier ou au deuxième niveau.

Pour les approches d'ONO, quoi que la première approche assure la meilleure estimation des facteurs de réduction, il a été constaté que la deuxième approche donne la meilleure estimation des facteurs de réduction pour le cas des voiles avec une seule ouverture au premier ou au deuxième niveau. D'autre part, l'examen d'une nouvelle approche basée sur la moyenne entre les deux approches d'ONO a montré que la précision de calcul des facteurs de réduction est améliorée statistiquement. Cette nouvelle approche proposée pourra être une alternative aux deux approches d'ONO pour une bonne

estimation des facteurs de réduction de la capacité en cisaillement des voiles en béton armé avec ouvertures.

En guise de recommandations pour des travaux futurs, il est suggéré d'entreprendre des études plus élaborées pour corroborer ces trouvailles et aboutir à une conclusion finale pour l'utilisation du facteur moyen de réduction d'ONO. Dans ce cadre, il s'avère utile de d'effectuer une étude paramétrique en incluant le pourcentage des armatures transversale dans la poutre du premier niveau comme paramètre d'analyse. Une telle analyse trouve toute son importance si l'on fait référence au spécimen S1 où le mode de rupture de la poutre courte entre les ouvertures du premier et deuxième niveau est dominé par le cisaillement. Dans de tels cas, le mécanisme de transfert de la charge latérale concentre un effort de cisaillement considérable au niveau de la poutre courte dont les armatures transversales auront un rôle principale.

L'évaluation de la rigidité initiale des voiles en béton armé avec ouvertures est aussi un paramètre important à considérer. En effet, un prérequis de l'approche basée sur le déplacement pour le dimensionnement parasismique des structures serait de déterminer le déplacement, la ductilité en déplacement et la période de vibration des membres individuels et du système structurel dans son ensemble. Une évaluation précise de la rigidité initiale devient ainsi une exigence inévitable.

APPENDICE A :

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS

Symboles

b_e	: l'épaisseur effective du voile
b_w	: largeur de l'âme de la section béton armé
d	: hauteur effective de la section en béton armé
f'_c	: résistance du béton à la compression
f_{cd}	: résistance de dimensionnement du béton en compression dans l'EC2
f_t	: résistance du béton à la traction
f_y	: limite d'élasticité de l'acier
f_{ywd}	: limite d'élasticité de l'acier dans l'EC2
h	: hauteur du voile calculé entre les lignes moyennes des deux poutres haut et bas
h_0	: hauteur de l'ouverture dans le voile
l	: longueur du voile
l_0	: longueur de l'ouverture dans le voile
p_s	: taux de ferrailage de cisaillement
p_t	: taux d'armature de traction ;
p_w	: taux d'armature transversale.
r	: facteur de réduction de la capacité en cisaillement
t_w	: épaisseur du panneau du voile
A_c	: surface de la section transversale du poteau de rive sous compression
A_{ce}	: surface efficace du Poteau de rive
A_e	: surface du panneau de voile formant le champ de compression diagonale à 45°

A_w	: air de la section transversale totale du voile ;
E_0	: module d'élasticité longitudinale
E_B	: module sécant correspondant à σ_B
E_C	: rigidité tangente du béton dans la direction de la fissure
E_P	: module sécant correspondant à σ_P
G_0	: module de cisaillement élastique.
K_u	: facteur de réduction de l'effet d'échelle
M	: moment fléchissant
N_{cc}	: effort axial du poteau de rive sous compression
N_e	: charge verticale appliquée sur le poteau de rive est
N_w	: charge verticale appliquée sur le poteau de rive ouest
Q	: charge latérale
Q_f	: capacité en flexion
Q_{exp}	: capacité en cisaillement expérimentale
Q_{num}	: capacité en cisaillement numérique
Q_s	: capacité en cisaillement du voile avec ouvertures
R	: angle de dérive
R_u	: angle de dérive ultime
T_d	: effort diagonal de traction aux coins de l'ouverture
T_h	: effort de traction le long du bord horizontal de l'ouverture,
T_v	: effort de traction le long du bord vertical de l'ouverture
V	: effort tranchant
V_c	: effort tranchant repris par le béton dans l'ACI 318
V_n	: résistance nominale au cisaillement dans l'ACI 318
$V_{Rd,c}$: effort tranchant repris par l'acier béton dans l'EC2

V_s	: effort tranchant repris par l'acier dans l'ACI 318
V_u	: capacité en cisaillement du voile plein
β	: facteur de dégradation de la contrainte de traction du béton
ε	: déformation
ε_m	: déformation au point de transition de la traction du béton
ε_p	: déformation correspondant à la résistance maximale à la compression du béton
γ	: déformation de cisaillement
η	: rapport d'ouverture dans le voile
ϕ	: angle de la bielle de compressions
ν	: facteur d'efficacité de la contrainte caractéristique du béton en compression
ρ	: taux de ferrailage
σ	: contrainte de compression ou de traction
σ_0	: contrainte normale
σ_B	: résistance en compression du béton
σ_m	: contrainte au point de transition de la traction du béton
σ_P	: contrainte au point de pic
σ_{sy}	: limite d'élasticité des armatures horizontales de cisaillement
σ_T	: résistance en traction du béton
σ_{T0}	: résistance initiale à la traction du béton
τ	: contrainte de cisaillement

Abréviations

ACI	American Concrete Institute
AIJ	Architectural Institute of Japan
ATC	Applied Technology Council
FEMA	Federal Emergency Management Agency

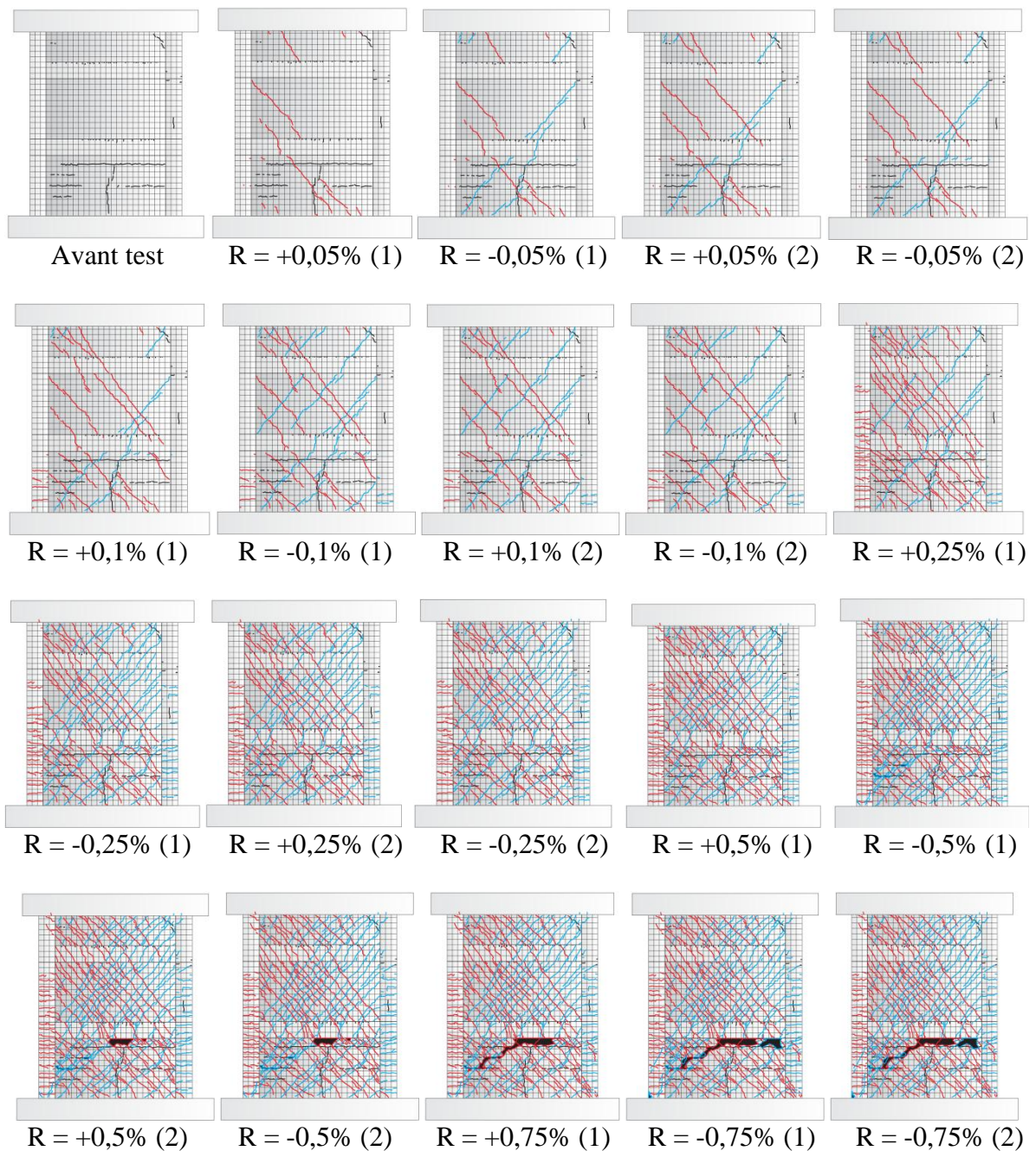
PCA Portland Cement Association

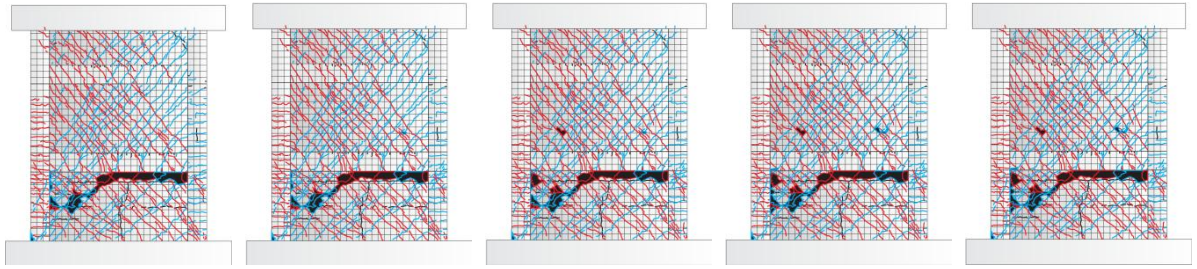
FEM Finite Element Method

APPENDICE B :

EVOLUTION DES FISSURES ET DES DOMMAGES DANS LES SPECIMENS

B.1. Spécimen N1





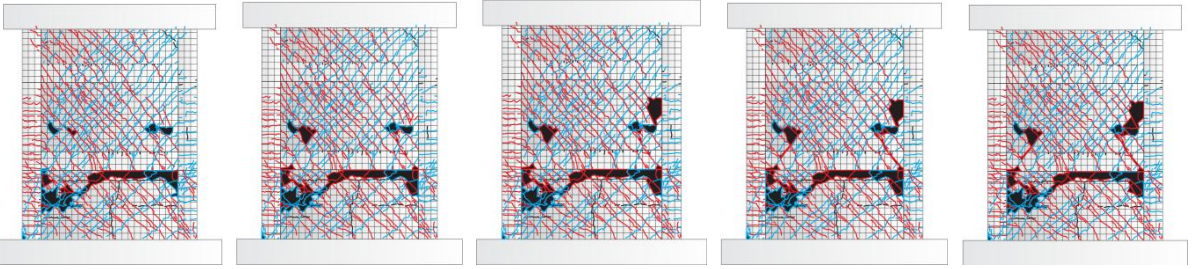
R = +1,0% (1)

R = -1,0% (1)

R = +1,0% (2)

R = -1,0% (2)

R = +1,5%



R = -1,5%

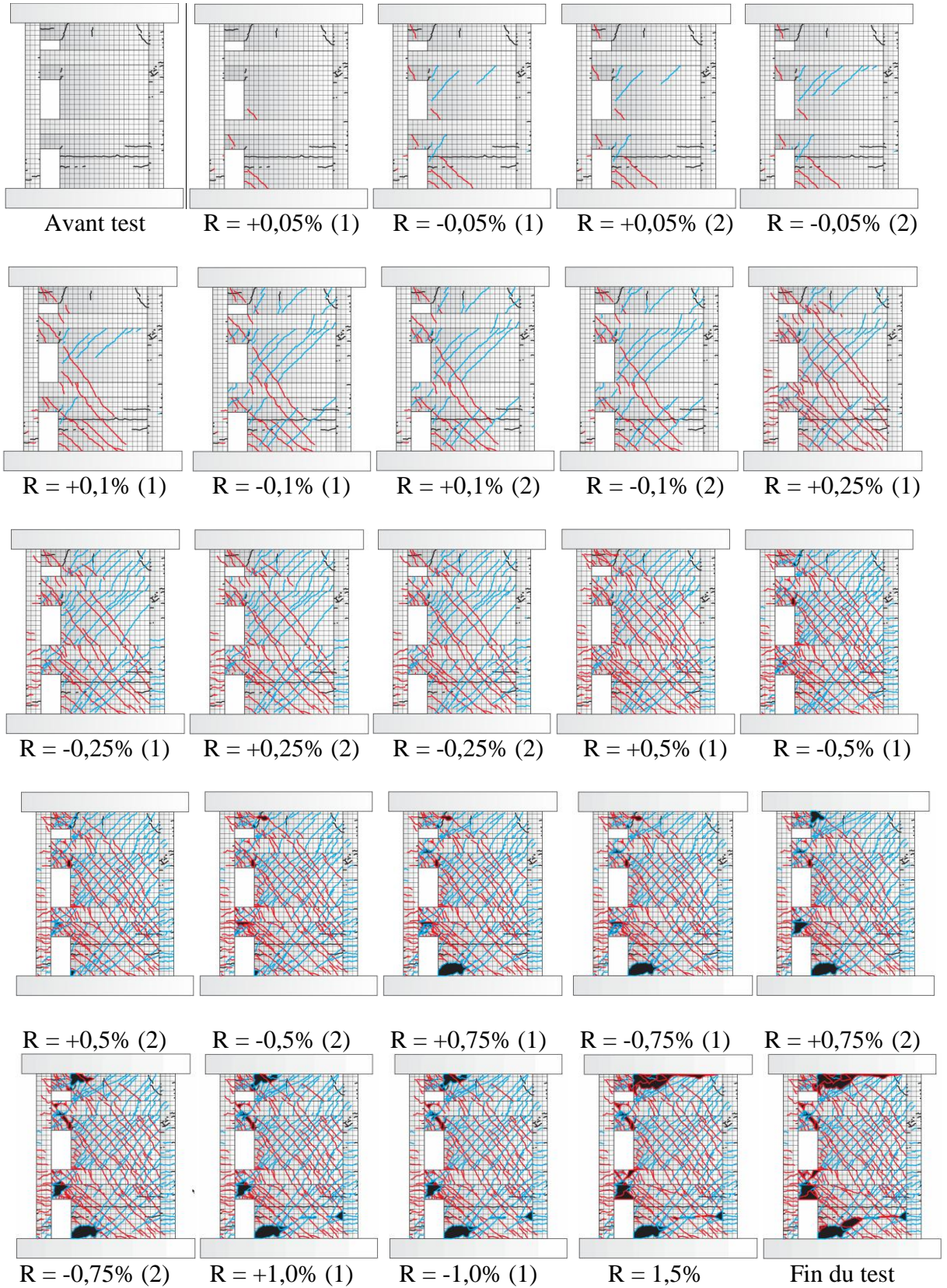
R = +2,0%

R = +2,5%

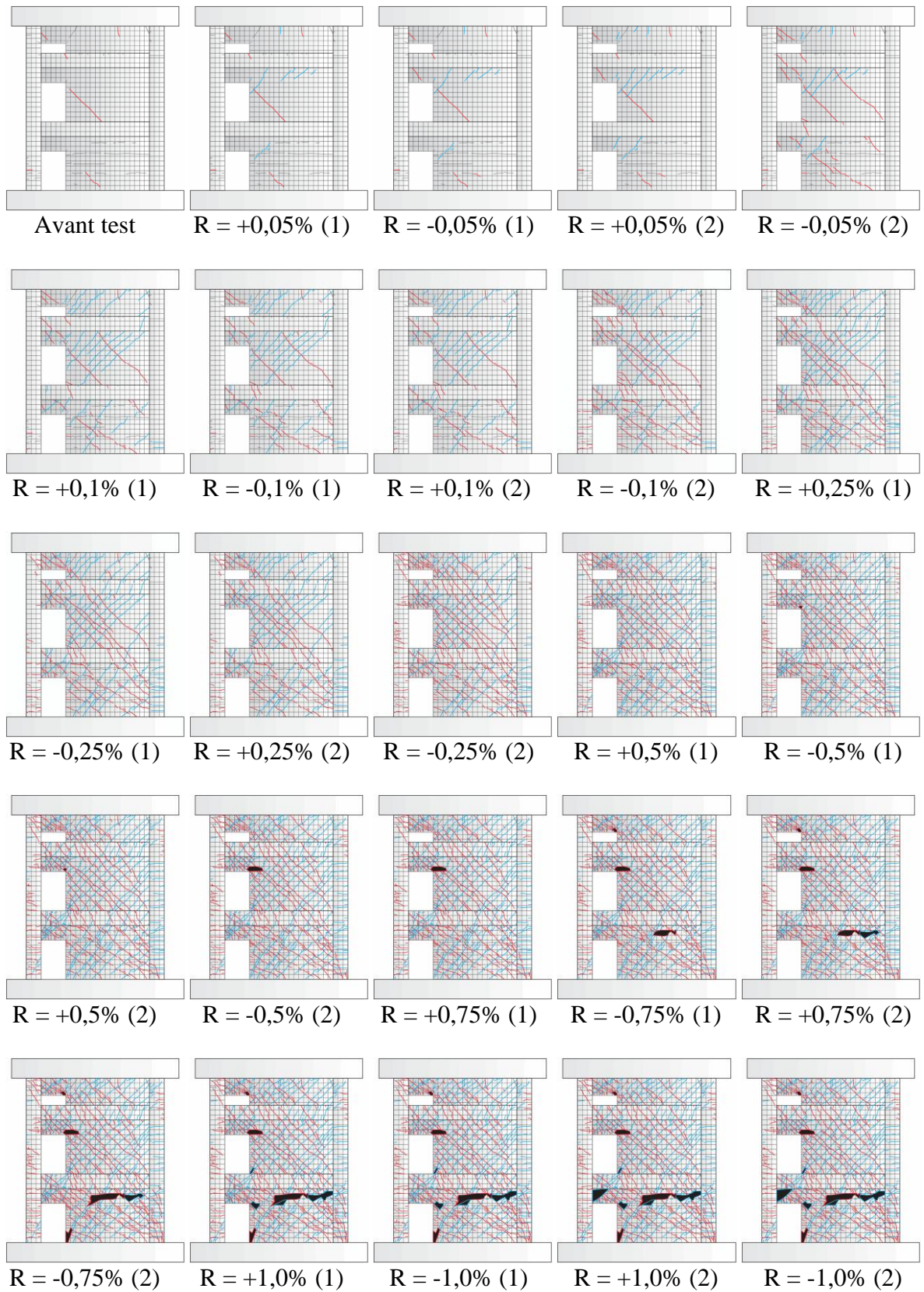
R = +3,0%

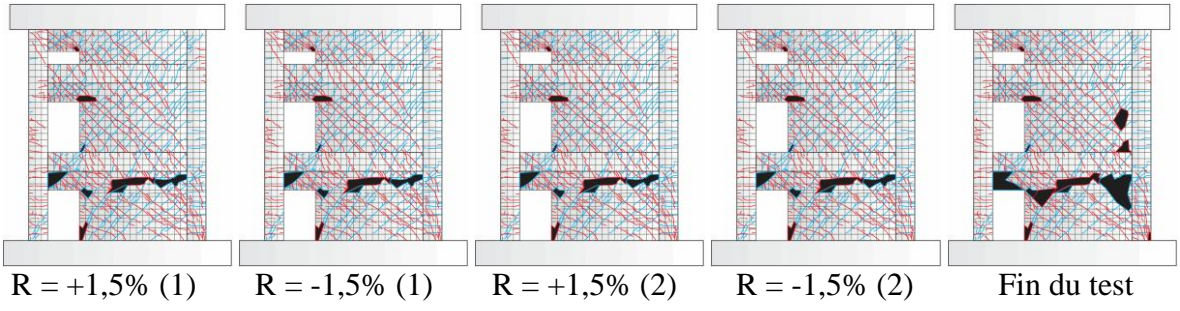
Fin du test

B.2. Spécimen S1

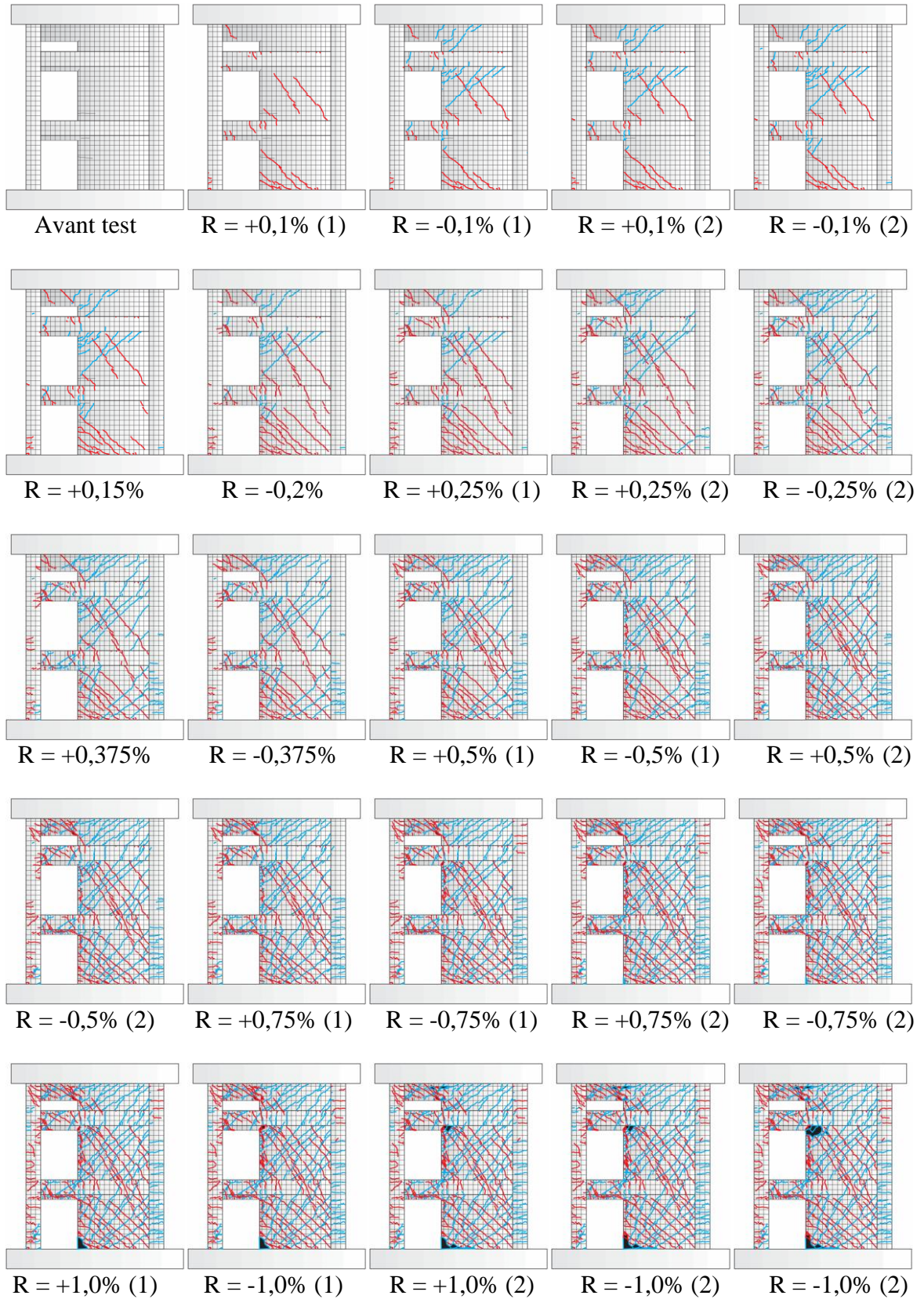


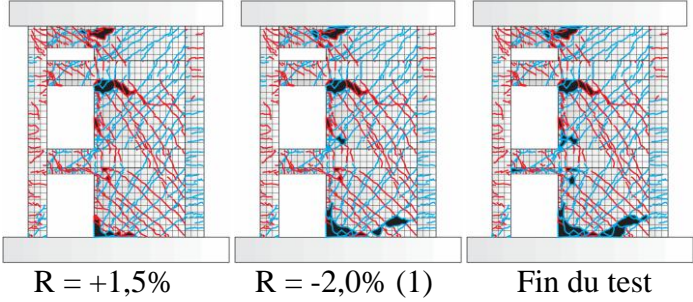
B.3. Spécimen M1



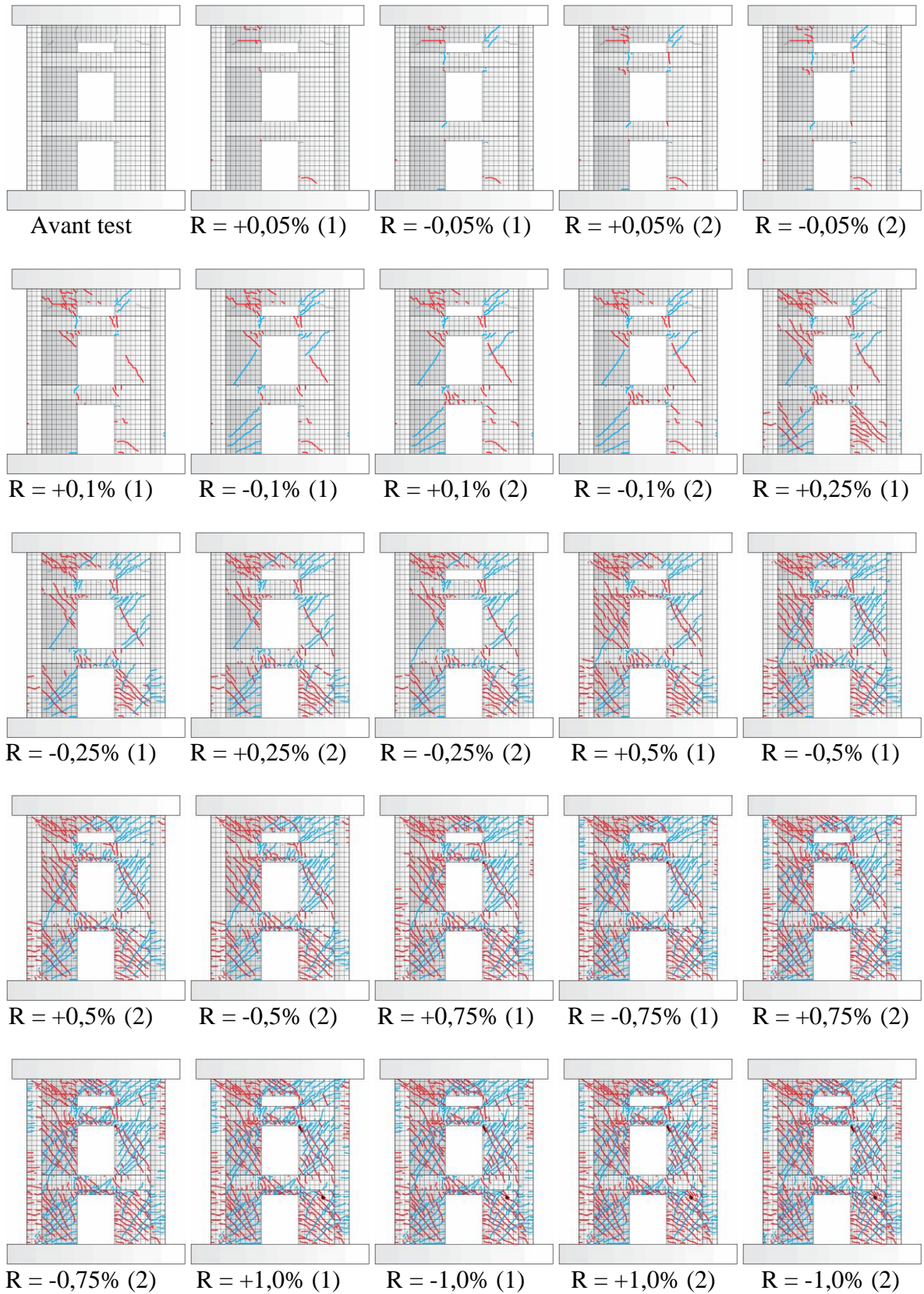


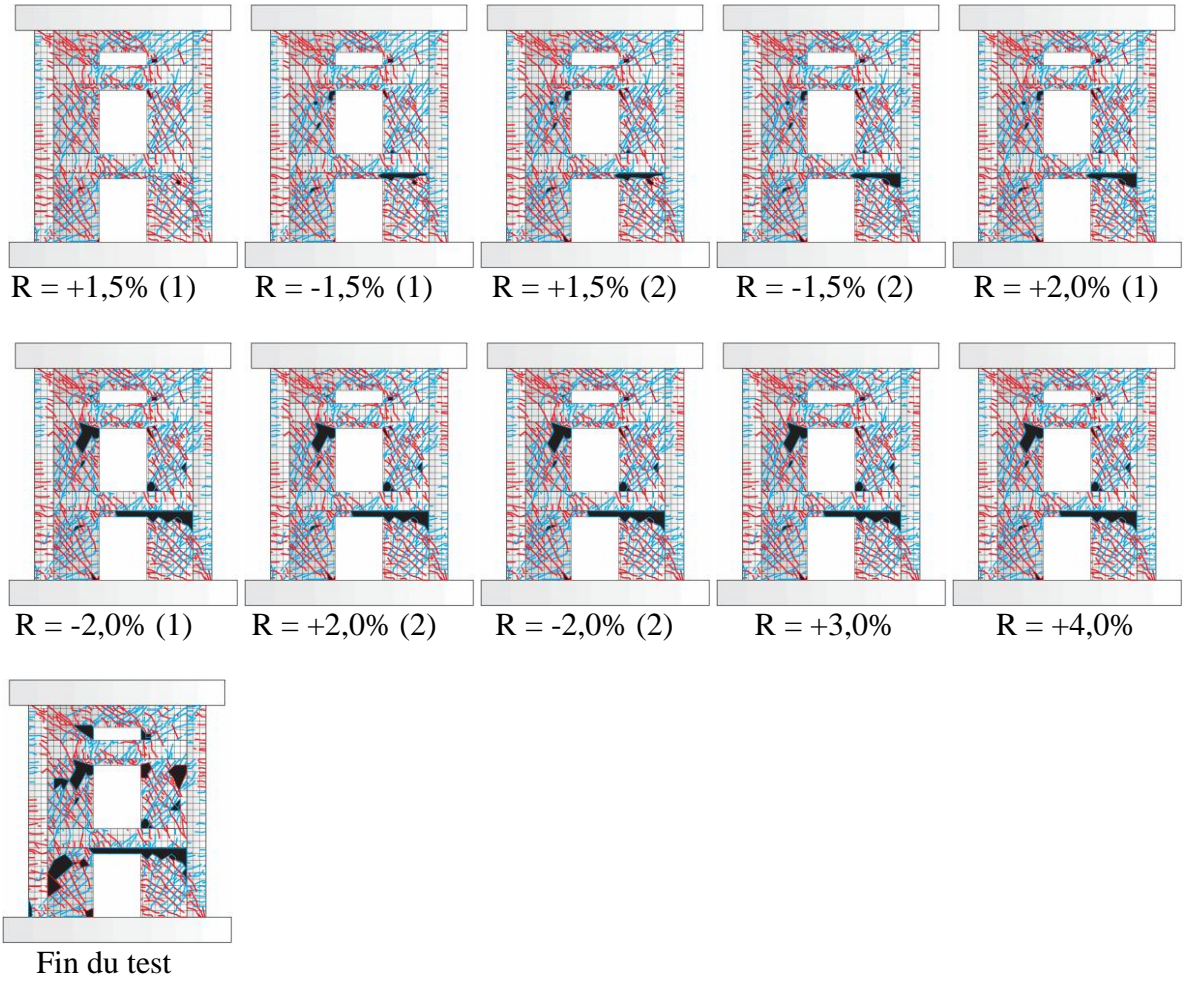
B.4. Spécimen L1





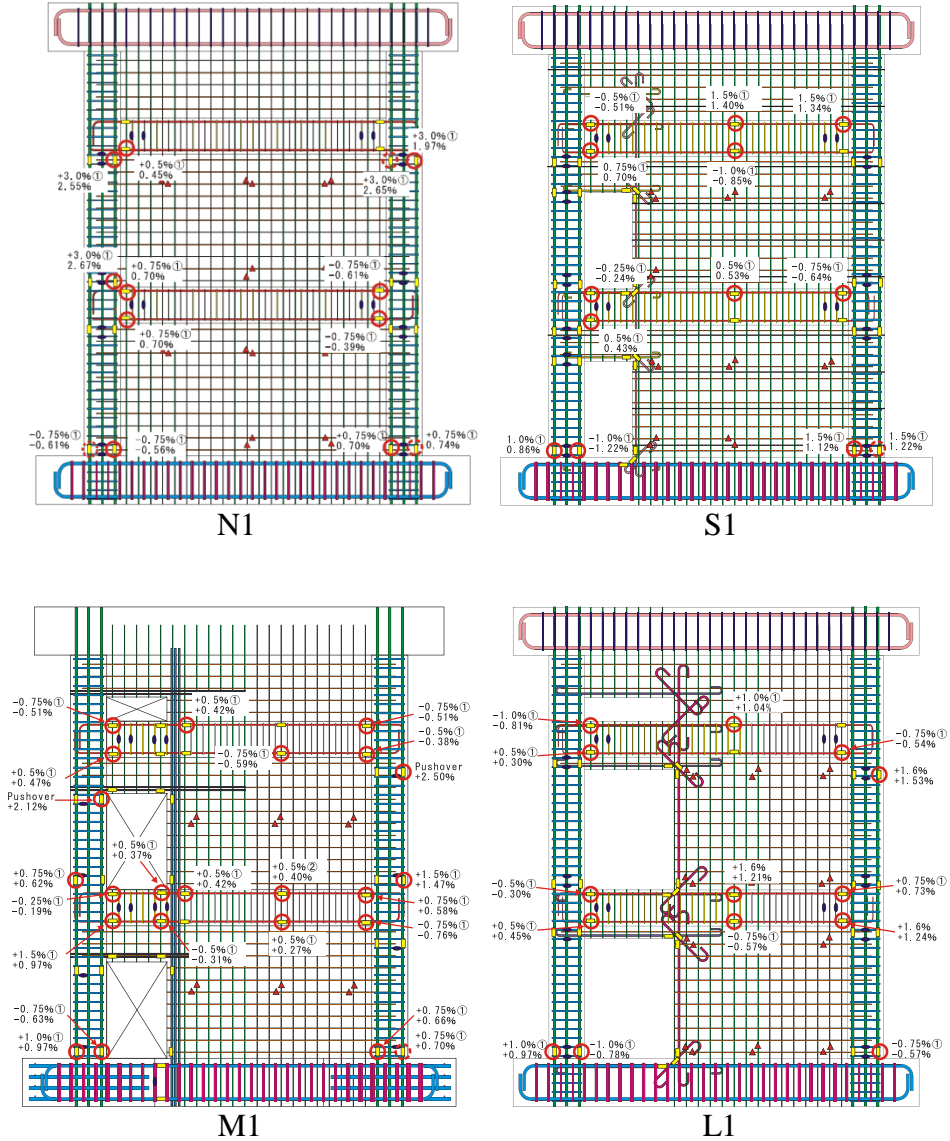
B.5. Spécimen L3

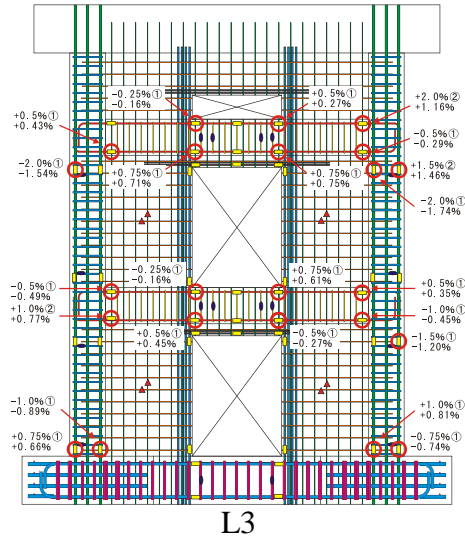




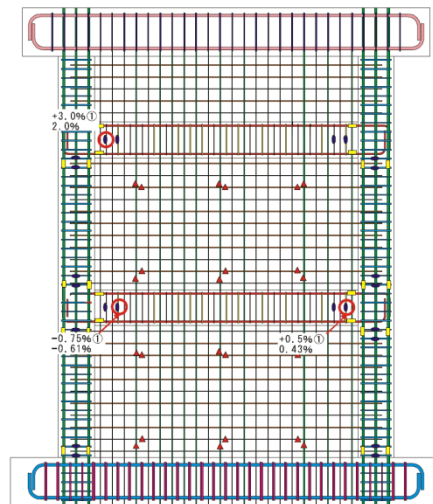
APPENDICE C : ÉTAT DE PLASTIFICATION DES ARMATURES

C.1. Armatures longitudinales des poteaux et des poutres

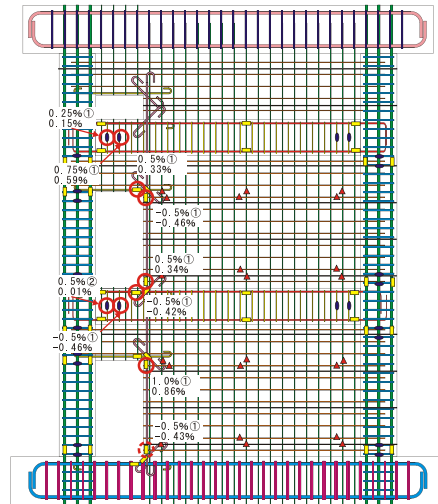




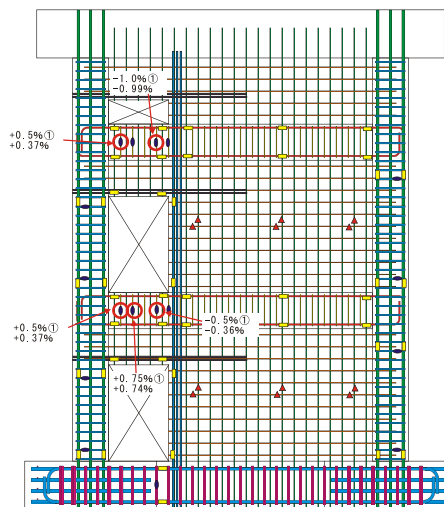
C.2. Armatures transversales et armatures de renforts des ouvertures



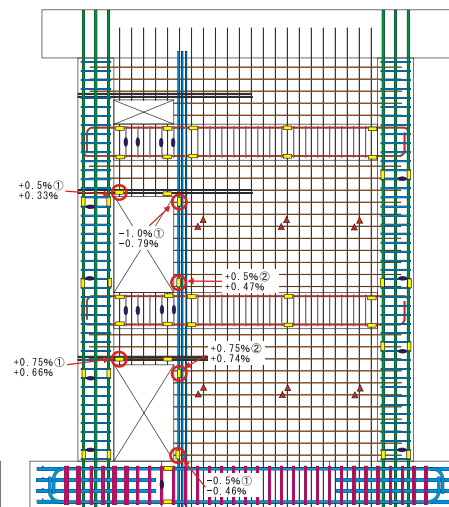
(a) N1



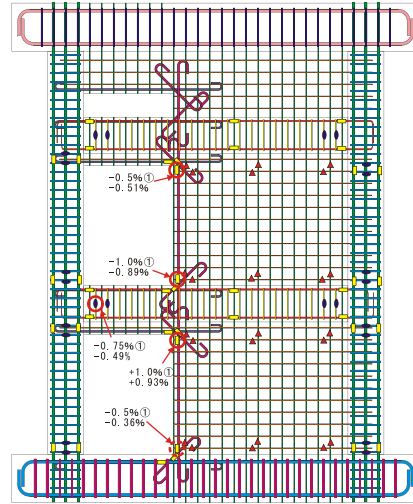
(b) S1



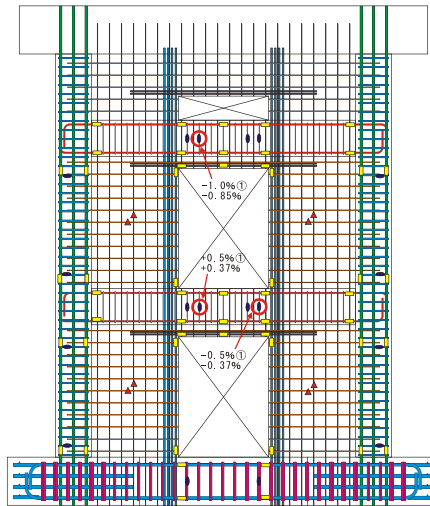
M1 (Armatures transversales)



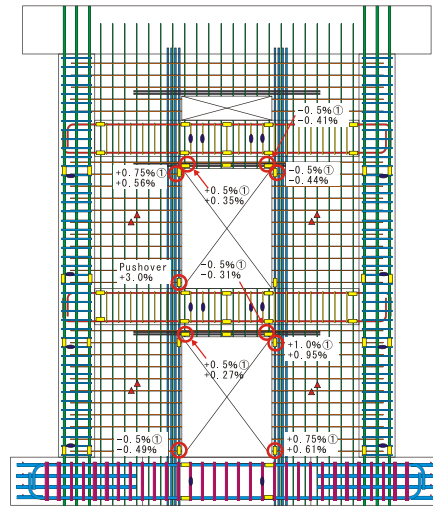
M1 (Armatures d'ouvertures)



L1

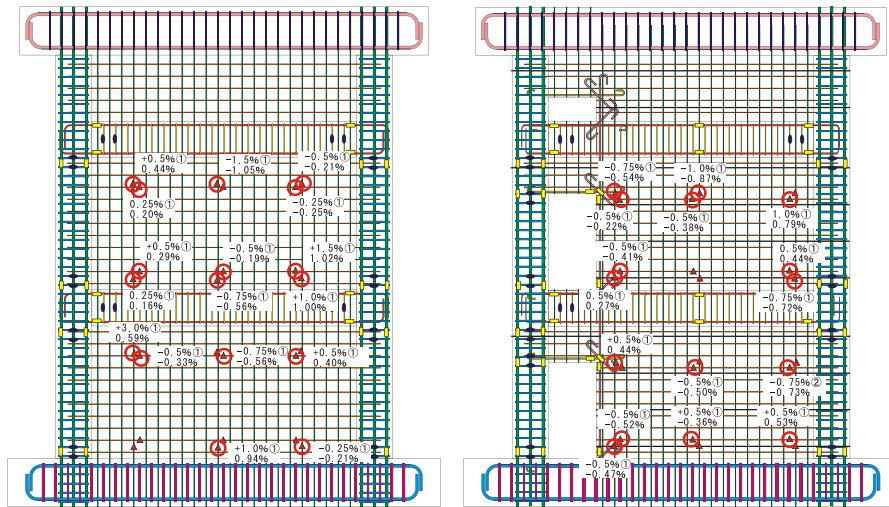


L3 (Armatures transversales)



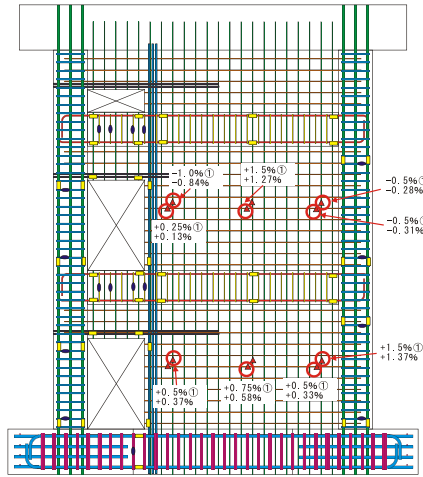
L3 (Armatures d'ouvertures)

C.3. Armatures horizontales et verticale des panneaux de voile

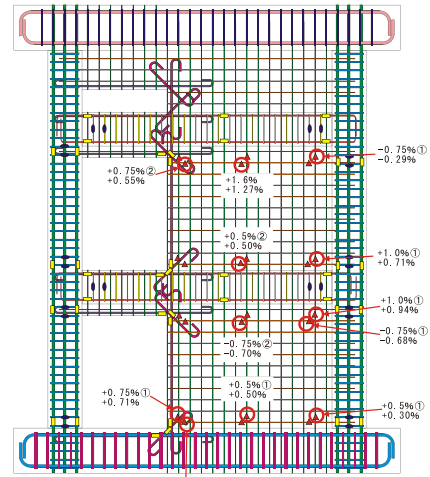


N1

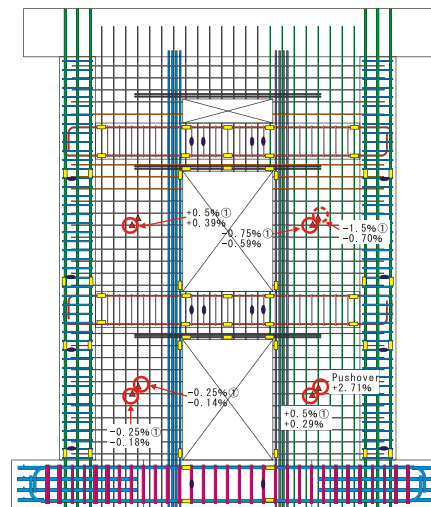
S1



M1



L1



L3

RÉFÉRENCES

1. Portland Cement Association, "The Behavior of Reinforced Concrete Buildings in the Chilean Earthquakes of May 1960", Skokie, Ill, The Portland Cement Association, Portland Cement Association, 1963, 33p.
2. Fintel, M., "Ductile Shear Walls in Earthquake Resistant Multistory Buildings", ACI Special Publication SP53-06, V. 53, (January 1977), 117-126.
3. Fintel, M., "Performance of buildings with shear walls in earthquakes of the last thirty years", PCI Journal, V. 40, n° 3, (May-June 1995). 62-80
4. Sittipunt, C., et Wood, S. L., "Influence of Web Reinforcement on the Cyclic Response of Structural Walls", ACI Structural Journal, V. 92, n° 6, (November-December 1995), 1-12.
5. Davidovici, V., "Rapport préliminaire sur le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003", Dynamic Concept, (Juin 2003), 56p.
6. Japanese Reconnaissance Team, "Boumerdes earthquake May 21, 2003", Japan Association of Earthquake Engineering (JAEE), Japan Society of Civil Engineering (JSCE), Architectural Institute of Japan (AIJ), Japan Geotechnical Engineering Society (JGES), (October 2004), 144p.
7. Bechtoula, H. et Ousalem, H., "The 21 May Zemmouri (Algeria) Earthquake: Damages and Disaster Responses", Journal of Advanced Concrete Technology, V.3, n 1, (2005, 161-174.
8. Belazougui, M., "Boumerdes Algeria Earthquake of May 21, 2003: Damage Analysis and Behavior of Beam-Column Reinforced Concrete Structures", Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE), October 12-17, (2008), Beijing, China.
9. Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, "Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003", Document Technique Règlementaires DTR B C 2 48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2004).
10. Park, R. et Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, New York, (1975), 769p.
11. Wight, J. K., Wood, S. L., Moehle, J. P. et Wallace J. W., "On Design Requirements for Reinforced Concrete Structural Walls", ACI Special Publication SP162-17, V. 162, (August 1996), 431-456.
12. Massone, L.M., Orakcal, K. and Wallace, J.W., "Modeling of Squat Shear walls Controlled by Shear", Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE), October 12-17, (2008), Beijing, China.

13. ATC-40, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Applied Technology Council, V. 1, Redwood City, CA, (1996).
14. Davidovici, V. Génie Parasismique. In V. Davidovici, editor, Génie Parasismique, Presses ENPC, France, (1985).
15. Paulay, T. et Priestley M, N, J., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, New York, (1992), 747p.
16. Paulay, T., "The Design of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance", Earthquake Spectra, V. 2, n° 4, (October 1986), 783-823.
17. Massone, L. M., et Wallace, J. W., "Load-Deformation Responses of Slender Reinforced Concrete Walls". ACI Structural Journal, V. 101, n° 1, (January 2004), 103-113.
18. Massone, L. M., Orakcal, K. et Wallace, J. W., "Shear - Flexure Interaction for Structural Walls". ACI Special Publication - Deformation Capacity and Shear Strength of Reinforced Concrete Members under Cyclic Loading, SP-236, (May 2006), 127-150.
19. Pruijssers, A. F., "Aggregate Interlock and Dowel Action under Monotonic and Cyclic Loading", Doctoral Thesis, Delft University of Technology, Netherland, (1988).
20. Tanabashi, R., "Experimental Investigation of the Decrease of Shear Resistance by the Opening in Wall", Transactions of Architectural Institute of Japan, AIJ (April 1934), 320-327.
21. Ban, S., "Experimental Study on the Seismic Resistance of Walls with Openings", Transactions of Architectural Institute of Japan, AIJ, n° 30, (September 1943), 149-154.
22. Benjamin, J. R., et Williams, H. A., "Behavior of One-Story Reinforced Concrete Shear Walls Containing Openings", Journal of the American Concrete Institute, V. 55, n° 5, (November 1958), 605-618.
23. Yamada, M., Kawamura, H. et Katagihara, K., "Reinforced Concrete Shear Walls with Openings; Test and Analysis", ACI Special publication SP42-25, Vol.42, (January 1974), 559-578.
24. Seya, Y. et Matsui, G., "Study of Stress and Displacement of Shear Wall with Opening", Transactions of AIJ, n° 286, (December 1979), 45-53.
25. Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., Johal, L. S., Carpenter, J. E., Russel, H. E. et Corley, W. G., "Earthquake Resistant Structural Walls-Tests of Isolated Walls-Phase I", Report to the National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association (PCA), Skokie, Illinois, (November 1976), 315 p.
26. Oesterle, R. G., Aristizabal-Ochoa, J. D., Fiorato, A. E., J. E., Russel, H. E. et Corley, W. G., "Earthquake Resistant Structural Walls-Tests of Isolated Walls-Phase II", Report to the National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association (PCA), Skokie, Illinois, (October 1979), 325 p.

27. Shiu, K. N., Daniel, J. I., Aristizabel-Ochoa, J. D., Fiorato, A. E. et Corely, W. G., "Earthquake Resistant Structural Walls-Tests of Walls with and with-out Openings", Report to the National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association (PCA), Skokie, Illinois, (July 1981), 120p.
28. American Concrete Institute, "Building code requirements for reinforced concrete", ACI-318-71, American Concrete Institute, Detroit, Mich., (1971).
29. Daniel, J. I., Shiu K. N. et Corley, W. G., "Openings in Earthquake-Resistant Structural Walls", Journal of Structural Engineering, ASCE , V. 112, n° 7, (July 1986), 1660-1676.
30. Umemura, H., Aoyama, H. et Hosokawa , Y., "Restoring Force Characteristics of RC Walls with Openings and Reinforcing Methods", Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering (7WCEE), Istanbul, Turkey, (8-13 October 1980).
31. Adachi, H., Shirai, N. et Nakanishi, M., "Experimental Study on Reinforced Concrete Shear Walls with Openings", Transactions of Japan Concrete Institute, V. 3, Tokyo, Japan (December 1981), 407-414.
32. Lin, C. Y. et Kuo, C. L., "Behavior of Shear Wall with Openings", Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering (9WCEE), Tokyo, Japan, (2-9 August 1988).
33. Yanez, F. V., Park, R. et Paulay, T., "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls with Regular and Irregular Openings", Proceedings of the 5th Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, (20-23 November 1991).
34. Ali, A. and Wight, J. K., "Reinforced Concrete Structural Walls with Staggered Door Openings", Journal of Structural Engineering, ASCE, V. , n° 5, (May 1991).1514-1531,
35. Wood, S. L., "Performance of Reinforced Concrete Buildings during the 1985 Chile Earthquake: Implications for the Design of Structural Walls", Earthquake Spectra, V. 7, n°4, (November 1991), 607-638,
36. Wallace, J. W. et Moehle, J. P., "An Evaluation of Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings Using Data From the March 3, 1985 Chile Earthquake", Earthquake Spectra, V. 9, n° 1, (February 1993), 137-156,
37. Taylor, C. P. et Wallace, J. W., "Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls With Openings", Report CU/CEE-95/13, Structural Engineering Research Laboratory, Department of Civil and Environmental Engineering, Clarkson University, New York, (1995), 122p.
38. Wallace, J. W., "New Methodology For Seismic Design of RC Shear Walls", Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 120, n° 3, (March 1994), 863-884.
39. Thomsen, J. H., et Wallace, J. W., "Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Structural Walls: An Experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-shaped Cross-Sections", Report CU/CEE-95/06, Structural Engineering Research Laboratory, Department of Civil and Environmental Engineering, Clarkson University,

New York, (1995), 353p

40. Ono, M., "Experimental Study on Elasto-Plastic Behavior of Reinforced Concrete Frame Shear Walls with a Large Opening", Transactions of Japan Concrete Institute, V. 17, (July 1995), 381-388.
41. Ono, M. et Tokuhiko, I., "Study on Estimate of the Shear Strength of Reinforced Concrete Framed Shear Walls with Opening", Journal of Concrete Research and Technology, JCI, V.7, n°2, (July 1996), 53-64.
42. Ono, M. et Tokuhiko, I., "A proposal of Reducing Rate for Strength due to Opening Effect of Reinforced Concrete Framed Shear Walls", Journal of Structures and Constructions Engineering, AIJ, n° 435, (May 1992), 119-129.
43. Ono, M. et Ezaki, F., "The Effects of Loading Velocity on Elasto-Plastic Behavior of Reinforced Concrete Framed Shear Walls with an Opening". Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE), January 30-February 4, (2000), Auckland, New Zealand.
44. Martin-Pérez, B. et Pantazopoulou, S. J., "Mechanics of concrete participation in cyclic shear resistance of RC", Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 124, n° 6, (June 1998), 633-641.
45. Mörsch, E. 1909. "Concrete-steel construction". McGraw-Hill: New York, (1909).
46. Talbot, A. N., "Tests of reinforced concrete beams: resistance to web stresses of 1907 and 1908", Bull. 29, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Urbana, IL, (1909).
47. Withey, M.O., "Tests of plain and reinforced concrete series of 1907". Bull. University of Wisconsin, Engineering Series, V.4, n° 2, (1908), 1-66.
48. Hsu, T. T. C., "Softened truss model theory for shear and torsion". ACI Structural Journal, (November-December 1988), 624-635.
49. Lampert, P., et Thurlimann, B., 1971. "Ultimate strength and design of reinforced concrete beams in torsion and bending", IABSE, V. 31-I, (1971), 107-131.
50. Collins, M. P., "Toward a rational theory for RC members in shear". Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 104, n° 4, (April 1978), 649-666.
51. Mo, Y. L., et Rothert, H., "Effect of softening models on behavior of reinforced concrete framed shear walls", ACI Structural journal, V. 94, n° 6, (November- December 1997).
52. Belarbi, A., et Hsu, T. T. C., "Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension compression". ACI Structural journal, V. 92, n° 5, (November 1995), 562-573.
53. Vecchio, F. J., and Collins, M. P., "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," ACI Journal, Proceedings V. 83, n° 2, (March-April 1986), 219-231

54. American Concrete Institute, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*, ACI, 2008.
55. Schlaich, J., Schäfer, K., et Jennewein, M., *Toward a Consistent Design of Structural Concrete*, *PCI Journal*, V. 32, n° 3, (May-June 1987), 74-150.
56. Wu, H., and Li, B. 2003. "Investigating the load paths of RC shear wall with openings under reversed cyclic loadings" *Proceeding of the 7th Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Christchurch, New Zealand, (13-15 February 2003), Paper n° 124.
57. Gallitre, E., "Fissuration des voiles courts en béton armé soumis à des sollicitations sismiques –évaluation des ouvertures de fissures : contribution à l'amélioration des connaissances, des données expérimentales aux pratiques d'ingénierie", *These de Doctorat*, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, (Janvier 2008).
58. Architectural Institute of Japan, "AIJ Standard for Structural Calculation of reinforced Concrete Structures -Based on Allowable stress Concept-", (1999).
59. Clough, R. W., Benuska, K. L. et Wilson, E. L., "Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings", *Proceedings of the 3th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, (22 January – 1 February 1965).
60. Ngo, D. et Scordelis A. C., "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams". *American Concrete Institute Journal*, V. 64, n° 3, (March 1967), 153-163.
61. Takizawa, H. "Notes on Some Basic Problems in Inelastic Analysis of Planar R/C Structures (Part I)", *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, V. 240, (1976), 51-62.
62. Takizawa, H. "Notes on Some Basic Problems in Inelastic Analysis of Planar R/C Structures (Part II)". *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, V. 241, (1976), 65-77.
63. Giberson, M., "The Response of Nonlinear Multi-story Structures subjected to Earthquake Excitation". *PhD Thesis*, California Institute of Technology, (1967).
64. Takeda, T., Sozen, M. A. et Nielsen, N. N. "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake", *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 96, n° 12, (December 1970), 2557-2573.
65. Otani, S., "Inelastic Analysis of R/C Frame Structures", *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 100, n° 7, (July 1974), 1433-1449.
66. Anderson, J. C. et Townsend, W. H., "Models for RC Frames with Degrading Stiffness", *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 103, n° 12, (December 1977), 2361-2376.
67. Soleimani, D., Popov, E. P. et Bertero, V. V., "Nonlinear Beam Model for R/C Frame Analysis", *7th Conference on Electronic Computation*, American Society of Civil Engineering, St. Louis, Missouri, USA, (August 1979), 483-509.

68. Saatcioglu, M., Derecho, A. T. et Corley, W. G., "Coupled Walls in Earthquake-Resistant Buildings, Modeling Techniques and Dynamic Analysis", Report to the National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, (1980), 117p.
69. Takayanagi T., Derecho A. T. et Corley W. G., "Analysis of inelastic shear deformation effects in reinforced concrete structural wall systems", Nonlinear Design of Concrete Structures CSCE-ASCE-ACI-CEB International Symposium, University of Waterloo, Ontario, Canada, (7-9 August 1979), 545 – 579.
70. Tremblay, R., Léger, P. et Tu, J., "Inelastic seismic response of concrete shear walls considering P-delta effects", Canadian Journal of Civil Engineering, V. 28, n° 4, (August 2001), 640-655.
71. Panneton, M., Léger, P and Tremblay, R., "Inelastic analysis of a reinforced concrete shear wall building according to the National Building Code of Canada 2005". Canadian Journal of Civil Engineering, V. 33, n° 7, (July 2006), 854-871.
72. Takayanagi, T., et Schnobrich, W. C., "Computed behaviour of reinforced concrete coupled shear walls", Structural Research Series, n° 434, University of Illinois, Urbana, (1976), 206p.
73. Emori, K. et Schnobrich, W. C., "Inelastic Behavior of Concrete Frame-Wall Structures", Journal of the Structural Division, ASCE, V. 107, n° 1, (1981), 145-164.
74. Lai, S. S., Will, G. T. et Otani, S., "Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Member", Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 110, n° 11, (November 1984), 2563-2584.
75. Jiang, Y. and Saiidi, S. M., "Four-Spring Element for Cyclic Response of R/C columns", Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 116, n° 4, (April 1990), 1018-1029.
76. Li, K. N. et Otani, S., "Multi-Spring Model for 3-Dimensional Analysis of RC Members" Journal of Structural Engineering and Mechanics, V. 1, n° 1, (October 1993), 17-30.
77. Combescure, D., "IAEA CRP-NFE Camus Benchmark: experimental results and specifications to the participants", Rapport DM2S. SEMT/EMSI/RT/02-047/A, (2002).
78. Li, K. N., "Three dimensional nonlinear static and dynamic structural analysis computer program, User's Manual", CANNY Structural Analysis, Vancouver, BC, Canada, (2006).
79. Galal K., "Modeling of lightly reinforced concrete walls subjected to near-fault and far-field earthquake ground motions", Journal of the Structural Design of Tall and Special Buildings, V. 17, n° 2, (June 2008), 295-312.
80. Oesterle, R. G., Aristizabal-Ochoa, J. D., Shiu, K. N. et Corely, W. G., "Web Crushing of Reinforced Concrete Structural Walls", American Concrete Institute Journal, V. 81, n° 3, (May 1984), 231-241.

81. Yu, H. et Hwang, S., "Evaluation of Softened Truss Model for Strength Prediction of Reinforced Concrete Squat Walls", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, V. 131, n° 8, (August 2005), 839-846.
82. Park H. et Eom T., "Truss Model for Nonlinear Analysis of RC Members Subject to Cyclic Loading", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 133, n° 10, (October 2007), 1351-1363.
83. Marios P., Restrepo J. I., Schoettler M. et Kim G., "Nonlinear Cyclic Truss Model for Reinforced Concrete Walls", *ACI Structural Journal*, V. 109, n° 2, (March 2012), 205-214.
84. Kotronis P., "Cisaillement dynamique de murs en béton armé : Modelés simplifiés 2D et 3D", Thèse de Doctorat, École Normale Supérieure de Cachan, Décembre 2000.
85. Kabeyasawa, T., Shiohara, T., Otani, S. et Aoyama, H., "Analysis of the Full-scale Seven-Story Reinforced Concrete Test Structure", *Journal of The Faculty of Engineering, The University of Tokyo*, V. 37, n° 2, (February 1983), 431-478.
86. Kunnath, S. K., Reinhorn, A., M. et Park, Y. J., "Analytical Modeling of Inelastic Seismic Response of R/C Structures", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 116, n° 4, (April 1990), 996-1016.
87. Linde, P. et Bachmann, H., "Dynamic Modelling and Design of Earthquake-Resistant Walls", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 23, n° 12, (December 1994), 1331-1350.
88. Kim, T. et Foutch, D. A., "Application of FEMA methodology to RC shear wall buildings governed by flexure", *Journal of Engineering Structures*, V. 29, n° 10, (October 2007), 2514-2522.
89. Vulcano A. et Bertero V. V., "Analytical models for predicting the lateral response of RC shear walls: evaluation of their reliability", Report UCB/EERC-87/19, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, USA, (1987), 92p.
90. Chen S. et Kabeyasawa T., Modeling of Reinforced Concrete Shear Wall for Nonlinear Analysis, Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, (January 30-February 4, 2000).
91. Vulcano; A., Bertero; V. V. and Colotti; V., "Analytical Modeling of RC Structural Walls", Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering, V. 6, Tokyo-Kyoto, Japan, (2-6 August, 1988), 41-46.
92. Colotti, V., "Shear Behavior of RC Structural Walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 119, n° 3, (March 1993), 728-746.
93. Orakçal, K., Wallace, J. W., Conte, J.P., "Nonlinear Modeling and Analysis of Slender Reinforced Concrete Walls", *ACI Structural Journal*, V. 101, n° 5, (May 2004), 688-698.
94. Orakcal, K. et Wallace, J. W., "Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls:

- Experimental Verification”, ACI Structural Journal, Volume 103, n° 2, (February 2006), 196-206.
95. Massone L. M., “Strength prediction of squat structural walls via calibration of a shear-flexure interaction model”, Engineering Structures, V. 32, n° 4, (April 2010), 922-932.
 96. Park, R., Kent, D. C. et Sampson, R. A., “R/C Members with Cyclic Loading”, Journal of the Structural Division, ASCE, Volume 98, n° 7, (July 1972), 1341-1360.
 97. Emori, K. et Schnobrich, W. C., “Inelastic Behavior of Concrete Frame-Wall Structures”, American Society of Civil Engineering, Journal of the Structural Division, V. 107, n° 1, (January 1981), 145-164.
 98. Monti, G. et Spacone, E., “Reinforced Concrete Fiber Beam Element with Bond-Slip”, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 126, n° 6, (June 2000), 654-661.
 99. Kotronis, P., Ragueneau, F. et Mazars J., “A simplified modeling strategy for R/C walls satisfying PS92 and EC8 design”, Engineering Structures, V. 27, n° 8, (August 2005), 1197-1208.
 100. Belmouden, Y. et Lestuzzi, P., “Analytical model for predicting nonlinear reversed cyclic Behaviour of reinforced concrete structural walls”, Engineering Structures, V. 29, n° 7, (July 2007), 1263-1276.
 101. Dazio, A., Wenk, T. and Bachmann, H., “Versuche an Stahl
 102. tragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung”. Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, Bericht Nr. 239. März: Birkhäuser Verlag Basel, (1999).
 103. Miao, Z. W., Lu, X. Z., Jiang, J. J., Ye, L. P., “Nonlinear FE model for RC shear walls based on multi-layer shell element and micro-plane constitutive model, Proceedings of "Enhancement and Promotion of Computational Methods in Engineering and Science X", Computational Methods in Engineering & Science, Sanya, China, (August 21-23, 2006), Paper n° 50.
 104. Kotronis P. et Mazars J. “Simplified modeling strategies to simulate the dynamic behavior of R/C walls”, Journal of Earthquake Engineering, V. 9, n° 2, (February 2005), 285–306.
 105. Maekawa, K., Okamura, H., Pimanmas, A., “Non-Linear Mechanics of Reinforced Concrete”, CRC Press, (May 2003), 768p.
 106. Fédération internationale du béton (*fib*), “Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures”, *fib* Bulletin n° 45, Task Group 4.4, (June 2008), Fédération internationale du béton, (2008), 344p.
 107. Karsan P., Jirsa J.O., “Behavior of concrete under compressive loading”, Journal of Structures Division, ASCE, V. 95, n° 12, (December 1969), 2543-2563.
 108. Gopalaratnam V.S., Shah S.P., “Softening response of plain concrete in direct

- tension". *ACI Materials Journal*, V. 82, n° 3, (March 1985), 310-323.
109. Kupfer, H. B. et Gerstle, K. H., Behavior of Concrete under Biaxial Stress, *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 99, n° 4, (April 1973), 853-866.
110. Ottosen, N. S., "Constitutive model for short time loading of concrete". *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, V. 105, n° 1, (January 1979), 127-141.
111. Nadai A., "Theory of flow and fracture of solids", Vol. 1, 2nd Edition, McGraw-Hill, (1950).
112. Mazars, J., "Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure", Thèse de doctorat d'état, Université Paris 6, (1984).
113. Kachanov L. M., "Introduction to Continuum Damage Mechanics". Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, Netherlands, (1986).
114. Lemaitre J., Chaboche J.L., "Mécanique des matériaux solides". 2^e édition, Dunod, 1986, 577 p.
115. La Borderie C.L., "Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse des structures en béton", Thèse de doctorat, Université Paris 6, (1991).
116. Lemaitre, J., "A Course on Damage Mechanics", Springer-Verlag, Berlin, (1992), 247p.
117. Ragueneau F., La Borderie C., Mazars J., "Damage model for concrete-like materials coupling cracking and friction, contribution towards structural damping: first uniaxial applications", *Journal of Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, V. 5, n° 8, (November 2000), 607-625.
118. Jirásek M., "Non-local damage mechanics with application to concrete", *Revue Française de Génie Civil*, V. 8, n° 5-6, (2004), 683-707.
119. Ramberg, W., and Osgood, W. R. "Description of stress-strain curves by three parameters", Tech. Note 902, National Advisory Committee on Aeronautics, (1943).
120. Menegotto, M., Pinto, P. E., "Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending", IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads, Final Report, Lisbon, (1973).
121. Ciampi, V., Eligehausen R., Bertero V. V., Popov E. P., "Analytical model for concrete anchorages of reinforcing bars under generalized excitations", Report No. UCB/EERC82-23, EERC, Berkeley, California, (November 1982), 121p.
122. Filippou, F.C., Popov, E. P. et Bertero, V.V., "Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints", Report EERC 83-19, Earthquake

- Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, (August 1983), 184p.
123. Monti G., Nutti C., “Nonlinear cyclic behaviour of reinforcing bars including buckling”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 118, n°12, (December 1992), 3268-3284.
 124. Architectural Institute of Japan, “AIJ Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings”, Tokyo, Japan, (2004).
 125. Federal Emergency Management Agency, “FEMA-356 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, prepared by the American Society of Civil Engineers (ASCE), Washington D.C., (November 2000), 518p.
 126. Federal Emergency Management Agency, “FEMA-273 NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, (October 1997), 435p.
 127. Applied Technology Council, “ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, Report No. SSC 96-01, Volume 1, (November 1996), 334p.
 128. Arakawa, T., “Allowable Shear Stress and Shear Reinforcement of RC Beams”, *Concrete Journal*, Japan, Vol. 8, No. 7, July 1970.
 129. Ohno, K. et Arakawa, T., “Study on Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams”, *Transaction of AIJ*, No. 66, (October 1960).
 130. Park, Y.J. et Hofmayer, C. “Shear wall experiments and design in Japan”, Technical Report BNL-NUREG-60983, Brookhaven National Laboratory, Upton, New York, (December 1994), 16p.
 131. Architectural Institute of Japan, “AIJ Standard for Structural Calculation of reinforced Concrete Structures (Revised 2010)”, Tokyo, Japan, (2010).
 132. European Committee of Standardization, “Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General Rules and Rules for Buildings,” (EN 1992-1-1), CEN, Brussels, 1992.
 133. European Committee of Standardization, “Eurocode 8: Earthquake Resistance Design of Structures – Part 1: General Rules,” (EN 1998-1), CEN, Brussels, (1998).
 134. Gulec, C.K., Whittaker, A.S., et Stojadinovic, B., “Shear Strength of Squat Rectangular Reinforced Concrete Walls”, *ACI Structural Journal*, V. 105, n° 4, (July-August 2008), 488-497.
 135. Gulec, C. K., Whittaker, A. S., et Stojadinovic, B., “Peak Shear Strength of Squat Reinforced Concrete Walls with Boundary Barbells or Flanges”, *ACI Structural Journals*, V. 106, n° 3, (May-June 2009), 368-377.
 136. Wood, S. L., “Shear Strength of Low-Rise Reinforced Concrete Walls.” *ACI Structural Journal*, V. 87, n° 1, (January-February 1990), 99-107.
 137. Salonikios, N. T., Kappos, J. A., Tegos, A. I., et Penelis, G. G., “Cyclic Load

- Behavior of Low-Slenderness Reinforced Concrete Walls: Design Basis and Test Results”, *ACI Structural Journal*, V. 96, n° 4, (July-August 1999), 649-660.
138. Salonikios, N. T., Kappos, J. A., Tegos, A. I., et Penelis, G. G., “Cyclic Load Behavior of Low-Slenderness Reinforced Concrete Walls: Failure Modes, Strength and Deformation Analysis, and Design Implications”, *ACI Structural Journal*, V. 97, n° 1, January-February 2000, 132-142.
139. Cladera, A.; Marí A. R., “Shear strength in the new Eurocode 2. A step forward?”, *Structural Concrete*, V. 8, n°2, (June 2007), 57-66.
140. Itochu Techno-Solutions Corporation, FINAL/V11 User's manual, (2010).
141. Darwin, D. et Pecknold, D. A., “Nonlinear biaxial stress-strain law for concrete”, *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, V. 103, n° 2, (Feb. 1977), 229-241.
142. Takeda, T., Yamaguchi, T. et Naganuma, K., “An analytical model of reinforced concrete panel under in-plane shear stress”, *Proceedings of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT11)*, (18-23 August 1991), Tokyo, Japan, paper H14/3, 413–418.
143. Ahmad, S. H. et Shah, S. P. “Complete triaxial stress-strain curve for concrete”, *Journal of Structural Division, ASCE*, V. 108, n° 4, (April 1982), 728-742.
144. Naganuma, K., “Stress-strain Relationship of Concrete under Triaxial Compression”, *Journal of Structural and Construction Engineering, AIJ*, n° 474, (August 1995), 163-170.
145. ACI Committee 363, “State-of-the-art report on high strength concrete” *ACI Structural Journal*, V. 84, n° 4, (April 1984), 364-411.
146. Hatanaka. S., Kosaka, Y. et Tanigawa. Y., “Plastic deformational behavior of axially loaded concrete under lateral pressure (Part 1)”, *Journal of Structural and Construction Engineering*, n° 377, (1987), 27-40.
147. Richart, F. E., Brandtzaeg, A., et Brown, R. L., “The failure of plain and a spirally reinforced concrete in compression”, *Bulletin n°190. University of Illinois*, (1929).
148. Amemiya, A. et Noguchi, H., “Development of Finite Element Analysis Program for High Strength Reinforced Concrete Members (Development of Concrete Model, Part 1)”, *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ*, (September 1990), 639-640.
149. Karsan, I. D. et Jirsa, J. O., “Behavior of concrete under compressive loadings.” *Journal of Structural Division, ASCE*, V. 95, n° 2, (February 1969), 2543–2563.
150. Darwin, D. et Pecknold, D. A. “Inelastic model for cyclic biaxial loading of reinforced concrete.” *Civil Engineering Studies, SRS 1974*; (409). University of Illinois.
151. Yankelevsky, D. Z. et Reinhardt, H. W. “Uniaxial behavior of concrete in cyclic

- tension.” *Journal of Structural Division, ASCE*, V. 115, n° 1, (January 1989), 166–182.
152. Naganuma, K., “Nonlinear Analytical Model for Reinforced Concrete Panels under In-Plane Stresses”, *Journal of Structural Construction Engineering, Architectural Institute of Japan*, n°421, (1991), 39-48.
153. Watanabe, F., Kono., S. et Muguruma, H., “Aggregate interlock along a cracked surface and its modeling”, *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, V. 1, n° 1, (1989), 311-316.
154. Ciampi, V., Eligehausen, R., Bertero, V. V., Popov, E. P., “Analytical model for concrete anchorages of reinforcing bars under generalized excitations”, Report No. UCB/EERC82-23, Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, (November 1982), 121p.
155. Viathanatepa, S., Popov, E., P.; Bertero, V. V., “Effects of generalized loadings on bond of reinforcing bars embedded in confined concrete blocks” Report No. UCB/EERC-79/22, Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, (August 1979), 316p.
156. Règles B.A.E.L. 91 modifiées 99, Edition EYROLLES, Troisième Edition 2002
157. Habasaki, A., Kitada, Y., Nishikawa, T., Maekawa, K., Umeli, K., Yamada, M. et Kamimura, K., “Shear Transfer Mechanism or Pre-Cracked RC Plates”, *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, (12WCEE)*, January 30-February 4, (2000), Auckland, New Zealand.

RÉFÉRENCES RELATIVES À CETTE THÈSE

1. R. Taleb, H. Bechtoula, M. Sakashita, N. Bourahla and S. Kono, “Investigation of the Shear Behavior of Multi-Story Reinforced Concrete Walls with Eccentric Openings”, *Computers and Concrete*, Vol. 10 No. 4, (Oct. 2012), pp. 343-359. (Impact Factor (2012)=0.936)
2. R. Taleb, H. Bechtoula, M. Sakashita, S. Kono, N. Bourahla, “Behavior of Reinforced Concrete Walls with Different Opening Locations: Experiment and FEM Analysis”, *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*, 24-28 Sept. 2012, Lisbon, Portugal, Paper#1017, 8p.
3. R. Taleb, N. Bourahla, H. Bechtoula, et S. Kono, « Experimental Investigation of the Shear Behaviour of Multi-Story Reinforced Concrete Walls with Eccentric Openings », 8^{ème} Colloque National de l'Association Française du Génie ParaSismique AFPS'11 « Vers une maîtrise durable du risque sismique », Ecole des Ponts ParisTech, Marne-la-Vallée, 6-8 septembre 2011, Article n° AFPS2011/173, 8p.